



*Presidenza del Consiglio Superiore  
dei Lavori Pubblici  
Servizio Tecnico Centrale*

Raccolta di  
**Linee Guida su**

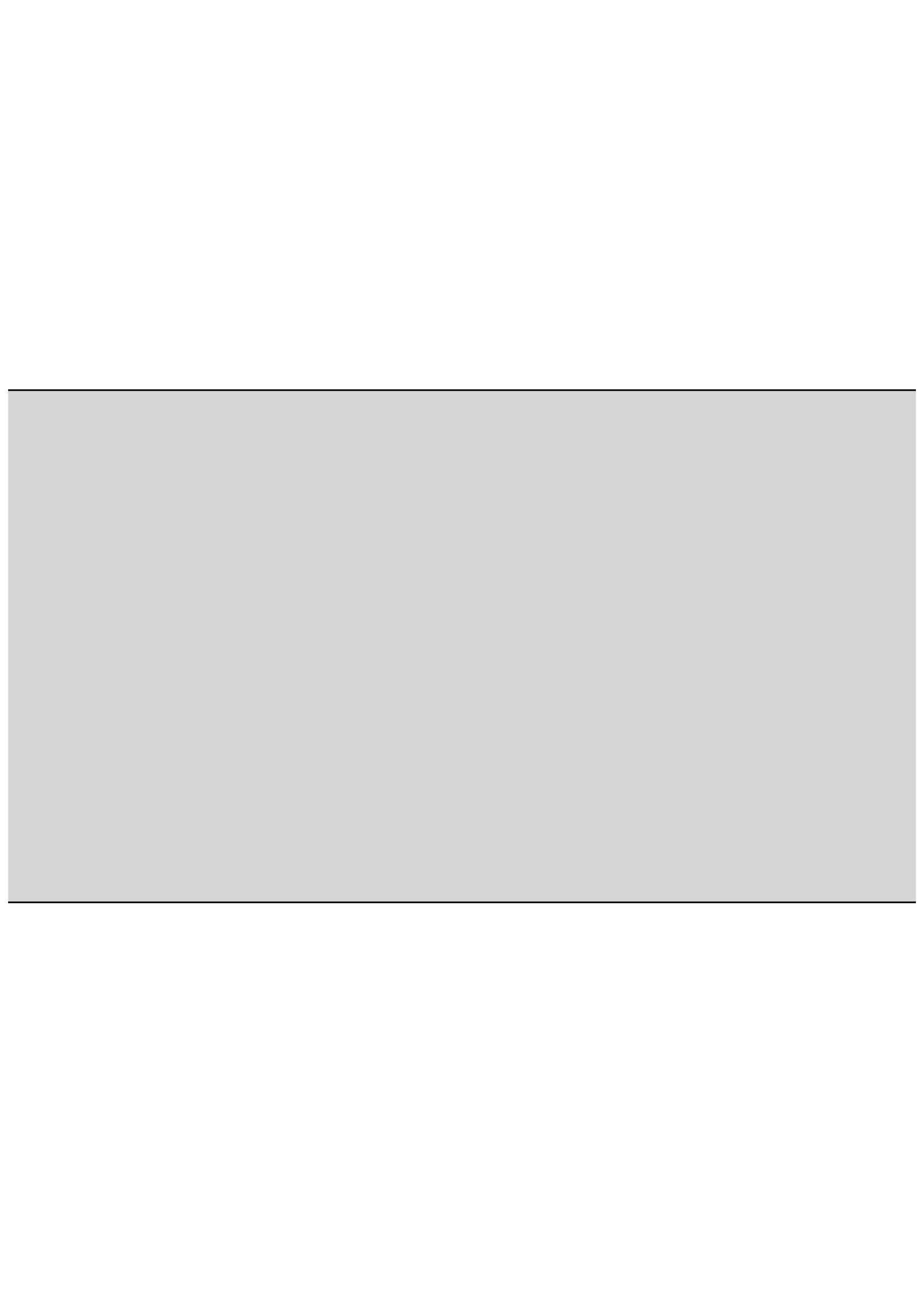
**Calcestruzzo**  
preconfezionato

**Calcestruzzo**  
strutturale ad alta resistenza

**Calcestruzzo**  
strutturale

**PROGETTO  
ULISSE**

**AITEC  
ASSOBETON  
ATECAP**





*Presidenza del Consiglio Superiore  
dei Lavori Pubblici  
Servizio Tecnico Centrale*

Raccolta di  
**Linee Guida su**

Calcestruzzo  
preconfezionato

Calcestruzzo  
strutturale ad alta resistenza

Calcestruzzo  
strutturale

**PROGETTO  
ULISSE**

**AITEC  
ASSOBETON  
ATECAP**



## Premessa

Il 7 febbraio 2003 il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha approvato il testo ufficiale delle nuove Linee Guida sul Calcestruzzo Preconfezionato. La collaborazione instaurata con il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti per l'elaborazione di questo documento è frutto della considerazione che la nostra categoria e l'Associazione che la rappresenta hanno saputo meritarsi nel loro continuo impegno a favore del miglioramento delle prestazioni, dell'affidabilità e delle qualità dei propri prodotti e servizi. Grazie a questa collaborazione l'ATECAP è in grado di rappresentare in modo costruttivo le esperienze e le conoscenze del settore in occasione dello sviluppo di nuove Linee Guida sulla Tecnologia del Calcestruzzo o della revisione di norme ad essa collegate.

Il valore di tutto questo è anche nell'impegno che l'ATECAP pone nella loro divulgazione sul territorio nazionale attraverso i propri associati, con seminari e convegni e con una larga distribuzione a uffici tecnici pubblici e privati, imprese e produttori di calcestruzzo, della documentazione tecnica relativa, anche attraverso la rivista *In Concreto*.

Sono certo che le Linee Guida sul Calcestruzzo Preconfezionato, saranno sempre inserite in molte prescrizioni di capitolato, per l'affidabilità delle prestazioni che esse assicurano.

Non solo, ma anche la convinzione che molte aziende sono già pronte ad applicarle, o le stanno già applicando, per i positivi vantaggi tecnici e di qualificazione che esse comportano e per i risultati economici che esse favoriscono, frutto dell'efficienza organizzativa e gestionale che esse indicano.

L'importanza delle indicazioni ministeriali e l'opportunità di disporre di uno strumento di facile consultazione, ha suggerito di raccogliere in un unico volume anche i testi delle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale e quelle su calcestruzzi strutturali ad alta resistenza. Questa iniziativa si pone nell'ambito delle attività programmate da "Progetto Ulisse" voluto e sostenuto da AITEC (Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento), ASSOBETON (Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi) e ATECAP (Associazione Tecnico-Economica Del Calcestruzzo Preconfezionato).

Dott. Ing. Michele Valente  
(Presidente ATECAP)



## Presentazione



La sicurezza strutturale e l'affidabilità dei materiali e dei relativi sistemi costruttivi investono direttamente la competenza istituzionale del Consiglio Superiore, nell'ambito della tradizionale attività tecnico-scientifica nel settore della sicurezza delle costruzioni. In relazione a tale competenza, nella direttiva del 2002, che definisce gli "Obiettivi Generali delle politiche pubbliche del Consiglio Superiore", è stato stabilito che: "il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nello svolgimento dei propri compiti istituzionali terrà prioritariamente in considerazione l'aspetto della sicurezza in ogni attività amministrativa, culturale e tecnica".

In tale contesto di azione normativa, si colloca la elaborazione delle "Linee Guida per la produzione, il trasporto ed il controllo del calcestruzzo preconfezionato".

Le Linee Guida, più in generale, rappresentano specifici documenti tecnici a carattere monografico, con una precipua finalità informativa ed illustrativa in ordine ai contenuti tecnico scientifici degli argomenti trattati, e delle relative ricadute rispetto al pertinente contesto normativo.

L'elaborazione delle "Linee Guida per la produzione, il trasporto ed il controllo del calcestruzzo preconfezionato", fornisce così un ulteriore contributo normativo per quanto attiene l'utilizzazione del calcestruzzo, elemento base delle costruzioni civili; tale documento si inserisce significativamente nell'opera di integrazione dell'attuale quadro normativo tecnico, di recente già avviata dalle "Linee Guida sul calcestruzzo strutturale" e da quelle sul calcestruzzo ad alta resistenza.

Le Linee Guida predisposte riguardano in particolare le procedure tecniche utilizzate nella produzione del calcestruzzo preconfezionato prodotto con metodi e processi industriali, oggi largamente impiegato nelle costruzioni. Perché le caratteristiche del calcestruzzo preconfezionato siano conformi a quanto prescritto dai progettisti, è necessario che il processo produttivo sia accuratamente controllato in ogni fase fino alla consegna in cantiere per la messa in opera.

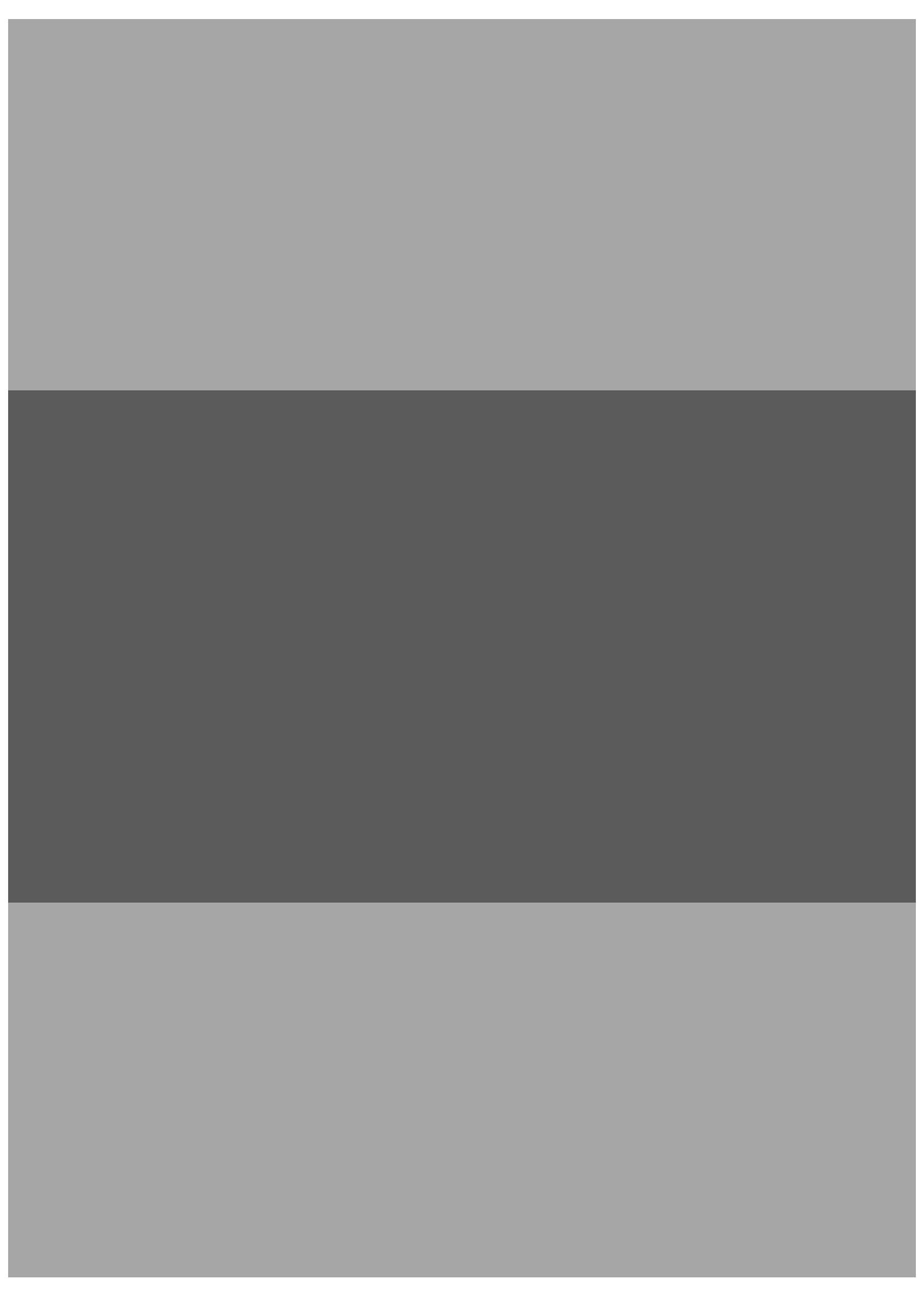
Da qui l'esigenza di disciplinare il settore, stabilendo, per le varie fasi del processo di produzione e di trasporto del calcestruzzo, i controlli necessari per soddisfare le prestazioni richieste in progetto.

Inoltre v'è l'esigenza di stabilire le diverse figure che, a vario titolo, sono coinvolte nel processo di produzione, trasporto ed accettazione del prodotto, i loro compiti e le relative responsabilità.

Il documento proposto affronta quindi gli aspetti fondamentali ai fini della qualità ed affidabilità di un materiale rilevante per la sicurezza statica delle opere, quali quelli relativi al confezionamento, al trasporto ed al controllo del calcestruzzo preconfezionato, aspetti non sempre adeguatamente trattati nella ordinaria pratica esecutiva delle costruzioni.

Va infine posto in rilievo che le Linee Guida rispondono anche ad una specifica finalità della Legge quadro in materia di opere pubbliche più nota come Legge Merloni, che, all'art. 8, estende la qualificazione dei soggetti esecutori di opere ai prodotti, ai processi, ai servizi ed ai sistemi di qualità impiegati dai soggetti stessi.

Dott. Ing. Marcello Mauro  
(Presidente della Prima Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP.)





*Presidenza del Consiglio Superiore  
dei Lavori Pubblici  
Servizio Tecnico Centrale*

Raccolta di  
**Linee Guida per**

la Produzione, il Trasporto e il Controllo del

**Calcestruzzo**  
preconfezionato



<b>1.</b>	<b>Scopo e campo di applicazione</b>	12
1.1.	Scopo	12
1.2.	Campo di applicazione	12
<b>2.</b>	<b>Ruoli funzionali</b>	12
<b>3.</b>	<b>Prescrizioni per il calcestruzzo</b>	13
3.1.	Calcestruzzo a prestazione garantita	13
3.1.1.	Prescrizioni di base	13
3.1.2.	Prescrizioni aggiuntive	13
3.2.	Calcestruzzo a composizione richiesta	13
3.2.1.	Prescrizioni di base	13
3.2.2.	Prescrizioni aggiuntive	13
<b>4.</b>	<b>Impianto di produzione</b>	13
4.1.	Depositi dei componenti	13
4.1.1.	Insilaggio del cemento	13
4.1.2.	Depositi degli aggregati	14
4.1.3.	Depositi dell'acqua	14
4.1.4.	Insilaggio delle aggiunte minerali	14
4.1.5.	Depositi degli additivi	14
4.2.	Apparecchiature di dosaggio	15
4.3.	Controllo delle apparecchiature	15
<b>5.</b>	<b>Processo di produzione</b>	15
5.1.	Dosaggio dei componenti	15
5.2.	Miscelazione dei componenti	15
5.2.1.	Miscelazione in autobetoniera	16
5.2.2.	Miscelazione nel mescolatore fisso	16
5.3.	Movimentazione del calcestruzzo	16
5.3.1.	Con autobetoniera	17
5.3.2.	Con autocarro	17
5.3.3.	Con pompa	17
5.3.4.	Con nastro trasportatore	17
<b>6.</b>	<b>Controllo della qualità</b>	18
6.1.	Laboratorio di riferimento	18
6.1.1.	Attrezzature	18
6.1.2.	Controllo delle apparecchiature di prova	18
6.2.	Controllo al ricevimento dei componenti	18
6.3.	Progettazione delle miscele per calcestruzzi a prestazione	19
6.3.1.	Calcestruzzi con caratteristiche speciali	19
6.4.	Controllo del calcestruzzo	19
6.5.	Valutazione delle conformità	19
6.6.	Controllo statistico	19
6.7.	Registrazione ed archiviazione dei risultati	19
<b>7.</b>	<b>Non conformità</b>	21
<b>8.</b>	<b>Controlli al ricevimento del calcestruzzo</b>	23

## 1. Scopo e campo di applicazione

### 1.1. Scopo

Scopo delle presenti Linee Guida è quello di fornire indicazioni per la prescrizione, la produzione ed il controllo del calcestruzzo preconfezionato, conforme ai requisiti, delle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale predisposte dal Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici edizione Dicembre 1996.

### 1.2. Campo di applicazione

Riguarda la produzione di calcestruzzo strutturale. Nel caso di calcestruzzi speciali, oltre alle presenti Linee Guida, dovranno essere considerate prescrizioni aggiuntive specifiche per il tipo di calcestruzzo considerato.

## 2. Ruoli Funzionali

Le responsabilità, i ruoli e le interrelazioni di tutto il personale che gestisce, effettua e verifica le operazioni che incidono sulla qualità del calcestruzzo devono essere adeguatamente documentate. Ciò vale in particolare per quanto concerne quel personale che deve avere idonea autonomia organizzativa e autorità per identificare ogni problema relativo alla qualità della produzione e per intraprendere le necessarie azioni correttive al fine di minimizzare i rischi legati a un calcestruzzo non conforme.

Il livello di conoscenza, addestramento, esperienza e le attitudini del personale addetto alla produzione ed al controllo del processo di produzione devono essere adeguati al ruolo svolto.

Si individuano le figure nel seguito elencate.

*Direttore:* persona fisica cui compete la responsabilità della gestione aziendale e nei confronti dei terzi.

*Responsabile del Controllo della Qualità:* ruolo cui compete la responsabilità delle operazioni di autocontrollo della produzione e di elaborazione dei risultati conseguenti.

*Tecnologo del calcestruzzo:* ruolo cui compete la responsabilità della gestione delle attività di qualifica e controllo delle materie prime e di qualifica e definizione delle composizioni (ricette) di calcestruzzo.

*Responsabile della produzione:* persona fisica cui compete la responsabilità di presiedere e coordinare le attività connesse alla produzione di calcestruzzo, alla prestazione dei servizi connessi ed all'approvvigionamento delle materie prime.

*Operatore di impianto:* persona fisica responsabile delle operazioni di impianto che portano al dosaggio dei componenti, secondo le miscele fissate dal Tecnologo, alla loro immissione in autobetoniera ed alla consegna, da parte di queste, all'utilizzatore del calcestruzzo. Egli provvede alle verifiche di efficienza dell'impianto, ad accertarsi che vengano effettuate le normali operazioni di manutenzione ordinaria nonché a richiedere quelle straordinarie che si rendessero necessarie.

*Autista:* addetto alla conduzione dell'autobetoniera.

*Delegato ai controlli al momento della consegna:* persona incaricata dal produttore ad eseguire i controlli al momento della consegna e alla sottoscrizione del relativo verbale.

*Addetto alla pompa:* addetto alla operatività della pompa per calcestruzzo. Ad esso generalmente compete anche la conduzione su strada del mezzo.

I ruoli sopra indicati possono essere in parte cumulati nella stessa persona, purché questa ne abbia le necessarie competenze, con la eccezione del ruolo di Responsabile del Controllo della Qualità che non è cumulabile con alcun altro dei ruoli citati.

Le attività di formazione/addestramento devono essere pianificate periodicamente e avere una durata sufficiente ad assicurare ad ogni operatore le conoscenze necessarie per lo svolgimento delle sue attività specifiche.

Le attività di formazione ed addestramento devono avere per oggetto:

- conoscenze tecniche e tecnologiche specifiche;
- norme e leggi cogenti e/o applicabili;
- caratteristiche delle attività produttive, di consegna e di controllo;
- gestione degli scostamenti dai limiti di conformità relativi al processo/prodotto.

### 3. Prescrizioni per il calcestruzzo.

Il calcestruzzo deve essere identificato e prescritto in alternativa come calcestruzzo a prestazione garantita o come calcestruzzo a composizione richiesta, così come di seguito riportato:

#### 3.1. Calcestruzzo a prestazione garantita

##### 3.1.1. Prescrizioni di base

- Classe di resistenza caratteristica (indicando se cubica:  $R_{ck}$  o cilindrica:  $f_{ck}$ );
- Classe di esposizione ambientale;
- Classe di consistenza, indicando il relativo metodo di misura;
- Diametro massimo nominale dell'aggregato in mm.

##### 3.1.2. Prescrizioni aggiuntive

- Prescrizioni particolari richieste dal Progettista o dal Committente quali, ad esempio: la resistenza a breve termine, la resistenza a trazione o a flessione, il modulo elastico, il ritiro e, per il calcestruzzo autocompattante (SCC), le relative pertinenti specifiche integrative.
- Ulteriori prescrizioni che possono essere espressamente richieste contrattualmente.

#### 3.2. Calcestruzzo a composizione richiesta

##### 3.2.1. Prescrizioni di base

Dettaglio della composizione e comunque:

- dosaggio del cemento (in  $\text{Kg}/\text{m}^3$ );
- tipo e classe di resistenza del cemento;
- diametro massimo nominale degli aggregati (in mm);
- composizione granulometrica della miscela degli aggregati;
- tipo e dosaggio dell'eventuale additivo e/o aggiunta;
- classe di consistenza o rapporto acqua/cemento.

##### 3.2.2. Prescrizioni aggiuntive

Ulteriori prescrizioni che possono essere espressamente richieste contrattualmente.

### 4. Impianto di produzione

#### 4.1. Depositi dei componenti

Le materie prime devono essere così conservate: il cemento e le aggiunte in polvere in sili, gli additivi in cisterne o nelle confezioni originali, gli aggregati in tramogge o in cumuli distinti.

##### 4.1.1. Insilaggio del cemento

I cementi debbono essere conformi alle vigenti disposizioni normative. Saranno conservati in sili che garantiscano la perfetta tenuta nei confronti dell'umidità atmosferica; ogni silo conterrà un unico tipo e classe di cemento; a tale scopo, le prese di carico corrispondenti ai diversi sili dovranno essere chiaramente identificate.

Dovrà essere evitata ogni possibilità di frammistione fra cementi (e/o altri materiali pulverulenti) tra un silo e l'altro.

Il posizionamento dei filtri deve essere tale da impedire che il materiale captato possa confluire in un carico di calcestruzzo per il quale sia previsto un cemento diverso.

#### 4.1.2. Depositi degli aggregati

Gli aggregati devono essere approvvigionati o immagazzinati in quantità sufficiente a completare le produzioni programmate senza interruzioni di getto.

Il luogo di accumulo a terra degli aggregati dovrà essere di dimensioni adeguate e consentire l'immagazzinamento delle diverse pezzature tra loro separate così da impedirne la frammistione. Per ogni cumulo, accessibile da autocarri e/o da pale cariatrici, dovrà essere apposto un cartello, di idonea dimensione e lettura, indicante la classe granulometrica dell'aggregato eventualmente integrata dalla denominazione locale ricorrente. La superficie di appoggio di ogni cumulo dovrà essere conformata in modo tale da consentire il naturale allontanamento dell'acqua piovana e di percolazione.

L'impianto deve essere dotato di un numero di tramogge tale da consentire l'insilaggio distinto dei diversi tipi di aggregato. Le tramogge dovranno pertanto essere in numero almeno pari al numero di classi granulometriche di volta in volta utilizzate.

In caso di scarico diretto da autocarri o pale meccaniche, le tramogge dovranno avere larghezza superiore a quelle degli automezzi stessi ed essere munite di eventuali sovrariposte in modo tale da evitare rischi di travasi.

Le tramogge in cui scaricano gli automezzi adibiti alla consegna dovranno essere identificate con un cartello, di idonea dimensione e lettura, indicante la classe granulometrica dell'aggregato eventualmente integrata dalla denominazione locale ricorrente.

Lo stato di manutenzione delle tramogge dovrà assicurare che non avvenga frammistione fra gli aggregati delle diverse classi granulometriche.

Gli eventuali aggregati da riciclo dovranno provenire dalla frantumazione di materiale, ottenuto dalla demolizione di strutture in calcestruzzo, privato dei componenti estranei o teneri quali: laterizi, piastrelle, legno, materiali plastici, ecc. Essi potranno essere utilizzati solo per la produzione di calcestruzzi non strutturali.

#### 4.1.3. Depositi dell'acqua

Ove si renda opportuno un accumulo di acqua destinata alla produzione di calcestruzzo, questo verrà realizzato mediante cisterne, serbatoi o bacini nei quali sia evitato il rischio di inquinamento con elementi dannosi al calcestruzzo.

Mediante un corretto attingimento e ripristino si dovrà in ogni caso assicurare che, a seguito di lunghi periodi di giacenza, non si formino materiali che causino ritardi di presa e/o indurimento.

In relazione alle condizioni ambientali, dovranno essere predisposte eventuali protezioni che consentano all'acqua di mantenere una temperatura tale da assicurare che il calcestruzzo possa essere prodotto nelle adeguate condizioni.

#### 4.1.4. Insilaggio delle aggiunte minerali

Le aggiunte minerali dovranno essere immagazzinate se consegnate in sacchi, conservate in sili se consegnate sfuse, o in cisterne se liquide. I depositi dovranno essere chiaramente identificati mediante cartelli di idonea dimensione e lettura.

Le aggiunte consegnate non sfuse, dovranno essere conservate nelle confezioni originali e in luoghi che ne assicurino una ottimale conservazione.

Non è consentito immagazzinare aggiunte di diverso tipo miscelandole fra loro.

#### 4.1.5. Depositi degli additivi

Gli additivi consegnati sfusi dovranno essere depositati in cisterne opportunamente identificate. Se consegnati nelle confezioni originali, verranno depositati in appositi luoghi che ne assicurino una ottimale conservazione.

Le cisterne esterne, se presenti, dovranno essere opportunamente protette per limitare gli effetti delle basse/alte temperature.

#### 4.2. Apparecchiature di dosaggio

Per ogni carico di almeno tre metri cubi di calcestruzzo, le caratteristiche delle apparecchiature di dosaggio devono essere tali da realizzare e mantenere, nelle normali condizioni operative, le tolleranze indicate nel **Prospetto 1**.

Se più impasti o pesate costituiscono un unico carico, le tolleranze del Prospetto 1 si applicano al carico complessivo.

##### Prospetto 1

Limiti di tolleranza nel dosaggio dei materiali componenti.

<b>Materiale</b>	<b>Limite di tolleranza</b>
Cemento	
Acqua	
Aggregato totale	± 3% sulla quantità richiesta
Additivi e aggiunte impiegate in quantità >5% in massa rispetto al peso del cemento	
Additivi e aggiunte impiegate in quantità <15% in massa rispetto al peso del cemento	± 5% sulla quantità richiesta

I cementi, gli aggregati e le aggiunte in polvere devono essere dosati in massa mediante pesatura. Ove i componenti fossero contenuti in confezioni originali, dal peso garantito dal loro produttore, l'immissione nel carico di un determinato numero di confezioni è equiparato al dosaggio in massa del corrispondente peso.

L'acqua d'impasto, gli aggregati leggeri fino ad una massa in mucchio pari a 600 Kg/m<sup>3</sup>, gli additivi e le aggiunte in forma liquida possono essere dosati a volume.

#### 4.3. Controllo delle apparecchiature

Deve essere predisposto, un programma dei controlli, sia interni che di terzi, delle tarature degli strumenti e delle apparecchiature utili al dosaggio dei componenti (bilance, dosatori degli additivi, misuratori d'acqua, ...) che rispetti le frequenze minime riportate nel **Prospetto 2**. I controlli sulle bilance dovranno garantirne e documentarne la riferibilità metrologica. Gli strumenti e le apparecchiature utili alla produzione sono soggette, oltre che ai controlli interni periodici, anche ai controlli indicati nel Prospetto 2.

## 5. Processo di produzione

### 5.1. Dosaggio dei componenti

Il cemento e le aggiunte in polvere possono essere dosati nello stesso dispositivo, l'acqua, le eventuali altre aggiunte liquide e gli additivi dovranno essere dosati con dispositivi separati usati esclusivamente per ciascuno di essi. Per le diverse classi granulometriche gli aggregati dovranno essere dosati per pesate singole o cumulative progressive.

Dovrà essere eseguita la compensazione del peso delle sabbie, in relazione alla loro umidità, con conseguente variazione del quantitativo d'acqua immesso.

La compensazione del quantitativo d'acqua immesso con il peso degli aggregati grossi, sarà operata sulla base della percentuale di umidità corrispondente alle rilevazioni effettuate durante i più recenti controlli periodici effettuati sugli stessi.

### 5.2. Miscelazione dei componenti

L'impasto dovrà avere:

- coesività tale da poter essere trasportato e movimentato senza che si verifichi la segregazione dei singoli elementi;
- lavorabilità conforme a quella richiesta e riportata nel documento di trasporto.

Prospetto 2  
Controllo delle  
apparecchiature.

	Oggetto o Apparecchiatura	Esame/prova	Finalità	Frequenza minima
1	Mucchi, depositi, ecc.	Ispezione visiva	Verificarne la conformità alle specifiche	Una volta alla settimana
2	Apparecchiatura di pesatura	Ispezione visiva del funzionamento	Verificare che l'apparecchiatura di pesatura sia in buone condizioni e che funzioni senza impedimenti	Ogni giorno
3		Determinazione della sicurezza	Per verificare la rispondenza al prospetto 1 Verificare la rispondenza al DLgs 29/12/92 n.517	All'installazione  Annuale, e comunque ogni 50.000 m <sup>3</sup> prodotti per sistema di pesatura (o catena metrica)
4	Distributore degli additivi (inclusi quelli montati sulle autobetoniere)	Esame visivo del funzionamento	Verificare che l'apparecchiatura di somministrazione sia in buone condizioni e che funzioni correttamente	All'installazione Annuale
5		Prova di accuratezza	Verificare la rispondenza al prospetto 1 (limiti di tolleranza $\pm 5\%$ )	All'installazione Annuale
6	Misuratore d'acqua	Prova di accuratezza	Verificare la rispondenza al prospetto 1 (limiti di tolleranza $\pm 3\%$ )	All'installazione Annuale
7	Apparecchiature (eventuali) per la misurazione in continuo della umidità degli aggregati	Confronto della U.R. effettiva con la U.R. rilevata	Verificare accuratezza	All'installazione Mensile
8	Mescolatori (autobetoniere incluse)	Ispezione visiva	Verifica dell'usura dell'apparecchiatura di mescolazione	Ogni 2000 m <sup>3</sup> prodotti e/o trasportati e comunque trimestrale

#### 5.2.1. Miscelazione in autobetoniera

Nel caso di impianto privo di mescolatore fisso, le autobetoniere devono essere in grado di ottenere una miscelazione intima dei materiali componenti e una consistenza del calcestruzzo uniforme nell'intero carico.

Onde garantire la corretta miscelazione dell'impasto, occorre che l'autobetoniera:

- non sia caricata per un volume di calcestruzzo reso superiore a quello indicato dal suo costruttore;
- i componenti l'impasto, per quanto possibile, vengano immessi in modo uniforme durante il carico;
- al termine della fase di carico e prima di iniziare il trasporto, ruoti alla massima velocità prevista dalla casa costruttrice per almeno 4 minuti primi.

#### 5.2.2. Miscelazione nel mescolatore fisso

Nel caso di impianto con mescolatore fisso, onde garantire la corretta miscelazione dell'impasto, la durata della miscelazione deve essere maggiore di 30 secondi.

### 5.3. Movimentazione del calcestruzzo

Il trasporto del calcestruzzo dal luogo del confezionamento a quello di impiego, dovrà avvenire utilizzando mezzi e attrezzature idonee a evitare che si verifichi la segregazione dei vari componenti dell' impasto o il deterioramento dell' impasto stesso.

#### 5.3.1. Con autobetoniera

Durante il trasporto e successivamente, in caso di attesa dello scarico, la betoniera deve rimanere costantemente in movimento.

In linea di massima, in relazione alle condizioni ambientali, salvo che non vengano previste idonee misure (quali la aggiunta di additivi ritardanti), il calcestruzzo dovrà essere messo in opera entro 2 h dal momento in cui è stata introdotta l'acqua nella miscela (corrispondente all'ora di carico della autobetoniera). A tal fine il Documento di Trasporto (DDT) dovrà riportare l'ora di consegna convenuta e la durata prevista delle operazioni di getto.

Tipo e quantità di ogni eventuale aggiunta di acqua e/o additivi che dovesse essere effettuata in fase preliminare alla consegna, sotto la responsabilità del produttore, deve essere prevista in produzione, non alterare le prestazioni prescritte ed, essere registrata sul documento di trasporto. Non sono ammesse aggiunte di acqua o additivi alla consegna. Le autobetoniere dovranno essere soggette a manutenzione programmata e tenute in buone condizioni operative, in modo che le proprietà del calcestruzzo non ne vengano negativamente influenzate.

#### 5.3.2. Con autocarro

Il trasporto del calcestruzzo con autocarro può avvenire a condizione che:

- il calcestruzzo venga mescolato da un mescolatore fisso di impianto;
- il calcestruzzo abbia consistenza umida e la lunghezza del percorso e la sua accidentalità siano tali da non causare la segregazione dell' impasto;
- non siano stati immessi additivi aeranti;
- il cassone dell' autocarro sia a tenuta stagna ad evitare perdite di boiaccia;
- la messa in opera avvenga, in relazione alle condizioni ambientali, entro 20/40 minuti dall'immissione dell'acqua nel mescolatore fisso.

#### 5.3.3. Con pompa

La movimentazione del calcestruzzo mediante pompa non ne deve alterare la composizione. Si raccomanda che la pompabilità risulti assicurata da:

- una corretta composizione granulometrica;
- un adeguato contenuto di parti fini;
- l'eventuale inserimento di aggiunte e/o additivazioni atte ad evitare aggiunte di acqua. È fatto divieto di procedere ad aggiunte di acqua, additivi e qualsiasi altra sostanza nella tramoggetta di alimentazione della pompa.

Nel caso di interruzione del flusso di pompaggio, per qualsiasi ragione, l'addetto alla pompa avrà cura di procedere a frequenti brevi aspirazioni e spinte del calcestruzzo per tenerlo in movimento all'interno delle tubazioni.

Nella messa in opera si raccomanda che:

- il terminale in gomma della pompa sia posto in posizione verticale per evitare la segregazione dell' impasto;
- nel caso di getti verticali, la tubazione della pompa venga fatta penetrare il più possibile nel cassero per ridurre al minimo il rischio di segregazione. dell' impasto;
- nel caso di getti su soletta, si eviti l'accumulo di rilevanti quantità di calcestruzzo.

#### 5.3.4. Con nastro trasportatore

In fase di messa in opera la movimentazione del calcestruzzo a mezzo di nastro trasportatore deve essere tale da evitarne la segregazione.

A tal fine è indispensabile che:

- l'inclinazione del nastro sia tale da non causare il riflusso del calcestruzzo a nastro fermo;
- la tensione del tappeto e la distanza tra i rulli sia tale da non causare evidenti sobbalzi alla massa di calcestruzzo;
- al termine del nastro, il calcestruzzo finisca in una tramoggetta che ne permetta lo scarico verticale nel punto di messa in opera.

È fatto divieto di procedere ad aggiunte di acqua, additivi e qualsiasi altra sostanza direttamente sul nastro.

## 6. Controllo della qualità

Ogni produzione di calcestruzzo deve essere soggetta ad autocontrollo attuato mediante personale qualificato e la disponibilità di un laboratorio di riferimento correttamente attrezzato allo scopo di fornire gli strumenti utili a:

- verificare la rispondenza delle materie prime impiegate alle norme ed alle esigenze della propria produzione;
- progettare correttamente le miscele;
- controllare il livello qualitativo della produzione;
- fornire elementi informativi a Progettista, Committente, Utilizzatore.

L'autocontrollo può essere demandato, purché in forma continuativa, ad una struttura esterna.

Tutti i risultati dell'autocontrollo, relativi sia al calcestruzzo che alle materie prime impiegate, debbono essere registrati e conservati per almeno 2 anni.

### 6.1. Laboratorio di riferimento

#### 6.1.1. Attrezzature

Il laboratorio di riferimento deve essere attrezzato almeno delle seguenti apparecchiature:

- termometri di ambiente (min. e max.) e per calcestruzzo;
- forno per l'essiccazione dei campioni di aggregato;
- serie di setacci UNI;
- bilancia di precisione (lettura minima 1g);
- attrezzatura per la determinazione dell'equivalente in sabbia;
- cilindri graduati e burette;
- contenitore rigido, di volume noto, per la determinazione della densità del cls fresco;
- cono di Abrams;
- porosimetro;
- mescolatore per calcestruzzo da laboratorio;
- adeguato numero di cubiere secondo UNI;
- vasca/ambiente di maturazione secondo UNI;
- bilancia con portata compresa tra 20 e 50 Kg.;
- pressa per le prove di compressione, di classe 1 (min. 200 t) conforme alla UNI EN 12390-4 in caso di produzione di calcestruzzo autocompattante (SCC);
- ulteriori attrezzature necessarie al controllo di questo materiale.

#### 6.1.2. Controllo delle apparecchiature di prova

In assenza di disposizioni normative, le apparecchiature di misurazione e prova vanno controllate con frequenza minima annuale od ogni qual volta emergano dubbi sulla loro affidabilità. I verbali di verifica delle tarature vanno conservati.

### 6.2. Controllo al ricevimento dei componenti

I componenti non devono essere impiegati senza essere stati prima controllati o senza

che sia stata accertata la loro conformità ai requisiti specificati.

Le prove devono essere effettuate seguendo le indicazioni delle norme di prova e le frequenze minime citate nel **Prospetto 3**. Per ciascuna di esse dovrà essere redatto un apposito verbale.

### 6.3. Progettazione delle miscele per calcestruzzi a prestazione

La progettazione delle miscele compete unicamente al Tecnologo del calcestruzzo: l'operatore di impianto è tenuto al loro rispetto.

La progettazione delle miscele a prestazione si articola in più fasi:

- progettazione della composizione granulometrica;
- determinazione delle quantità di aggregato utile ad ottenere il volume di 1 m<sup>3</sup> di calcestruzzo costipato a rifiuto (es. metodo litrico);
- scelta del tipo e classe di cemento e determinazione del dosaggio in grado di assicurare l'ottenimento della resistenza caratteristica richiesta alla consistenza voluta;
- determinazione delle eventuali quantità di aggiunte e additivi;
- verifica che il rapporto acqua/cemento derivante soddisfi la classe di esposizione prevista.

In impianto debbono essere presenti ed utilizzate solo ricette attuali e progettate secondo quanto sopra specificato.

La definizione della miscela è funzione della resistenza media di progetto  $R_{cm}$ . Per ogni resistenza caratteristica  $R_{ck}$  oggetto di produzione dovrà essere documentato il metodo di determinazione della corrispondente resistenza media di progetto  $R_{cm}$ .

#### 6.3.1. Calcestruzzi con caratteristiche speciali

In aggiunta agli elementi contenuti nel precedente punto 6.3, la progettazione dei calcestruzzi con caratteristiche speciali dovrà tenere conto degli aspetti propri della particolare tecnologia che li caratterizza.

Nel caso di calcestruzzo autocompattante (S.C.C.) la resistenza alla segregazione, la capacità di passare attraverso i ferri di armatura e quella di riempire le casseforme in maniera omogenea, sono proprietà che devono essere raggiunte con uno studio accurato e provate con attrezzature specifiche.

### 6.4. Controllo del calcestruzzo

I controlli vanno eseguiti con le frequenze riportate nel **Prospetto 4**. Per ciascuna prova dovrà essere redatto un apposito verbale.

### 6.5. Valutazione delle conformità

La produzione di calcestruzzo deve essere controllata dal produttore stesso al fine di verificarne la conformità delle prestazioni reali rispetto quelle richieste.

### 6.6. Controllo statistico

La resistenza alla compressione va valutata sulla base di uno strumento di analisi statistica che consenta, in via continuativa, la definizione della resistenza media e la inequivocabile determinazione dello scarto quadratico medio.

Per calcestruzzi normali appartenenti alle classi di resistenza da C20/25 fino a C50/55, il campionamento, le prove e il controllo statistico possono essere effettuati su miscele singole o su famiglie di calcestruzzi per le quali siano state individuate idonee leggi di correlazione.

L'uso delle famiglie di calcestruzzo è limitato al controllo in continuo della produzione.

Prospetto 3  
Controllo dei  
componenti.

<b>Materiale</b>	<b>Esame/prova</b>	<b>Finalità</b>	<b>Frequenza minima</b>	<b>Norme di riferimento</b>
1 Cementi	Esame del documento di consegna e del marchio di conformità prima dello scarico	Verificare se la consegna è conforme all'ordine e proviene dal fornitore atteso	A ogni consegna	D. M. 314/99
2 Aggregati (1)	Esame del documento di consegna prima dello scarico	Verificare se la consegna è conforme all'ordine e proviene dal fornitore atteso	A ogni consegna	
3	Esame visivo dell'aggregato prima dello scarico	Confronto con un aggregato di aspetto normale per quanto riguarda granulometria, dimensioni e presenza di impurità	Ogni giorno/ogni 100 m <sup>3</sup> di cls. prodotti	
4	Analisi granulometrica	Verificare la conformità con la granulometria di norma o concordata	Qualifica di nuova fornitura: prima consegna. In caso di dubbio conseguente all'esame visivo. Bimestrale	UNI EN933-1
5	Passante a 0.075 mm	Accertare la quantità delle parti finissime (filler o impurità)	Qualifica di nuova fornitura: prima consegna. Bimestrale. In caso di dubbio	UNI 8520/7
6	Determinazione del coefficiente di imbibizione e della massa volumica	Determinare l'acqua trattenuta e le caratteristiche delle singole pesate	Qualifica di nuova fornitura: prima consegna	UNI EN 1097 (in fase di stampa)
7	Equivalente in sabbia e valore di blu	Determinare la presenza di impurità	Qualifica di nuova fornitura: prima consegna. Semestrale. In caso di dubbio	EN 933/9 EN 933/8
8	Minerali reattivi	Verificare la eventuale presenza di sostanze dannose	Qualifica di nuova fornitura: prima consegna (nelle zone a rischio)	UNI 8520/4 EN 932-3
9	Solfati	Verificare la eventuale presenza di sostanze dannose	In caso di dubbio	EN 1744-1
10	Cloruri solubili	Verificare la eventuale presenza di sostanze dannose	In caso di dubbio	EN 1744-1
11	Sostanze organiche	Verificare la eventuale presenza di sostanze dannose	Prima fornitura. Ogni due mesi. in caso di dubbio	UNI 8520/14 EN 1744-1
12	Reattività "alcali-aggregati"	Verificare la eventuale presenza di sostanze dannose e/o reattive	Solo se la prova 8 evidenzia la presenza di materiali potenzialmente reattivi: prima fornitura e annuale	UNI 8520/22

13 Controlli addizionali per aggregati leggeri o pesanti	Esame del documento di consegna	Accertare se la consegna corrisponde all'ordine ed ha la giusta provenienza	A ogni consegna
14 Additivi	Esame del documento di consegna e dell'etichetta del contenitore prima dello scarico	Verificare la conformità con l'ordine e se il contenitore è correttamente identificato	A ogni consegna
15 Aggiunte sfuse in polvere	Esame del documento di consegna prima dello scarico	Verificare se la consegna è conforme all'ordine e proviene dal fornitore atteso	A ogni consegna
16 Aggiunte in sospensione acquosa	Esame del documento di consegna prima dello scarico	Verificare se la consegna è conforme all'ordine e proviene dal fornitore atteso	A ogni consegna
17 Acqua (2)	Analisi chimica per la determinazione del contenuto di sostanze organiche e cloruri	Nel caso di acqua non potabile, per verificare che l'acqua sia priva di componenti nocivi	Al primo utilizzo di acqua non potabile di nuova provenienza. In caso di dubbio prEn1008

(1) Gli aggregati impiegati per il confezionamento del conglomerato cementizio potranno provenire da vagliatura e trattamento dei materiali alluvionali o da frantumazione di materiali di cava e dovranno essere conformi alla norma UNI 8520 parte seconda.  
Nel caso d'uso di aggregati potenzialmente reattivi agli alcali, dovranno essere impiegate combinazioni, tra cemento ed aggregati, tali da evitare il rischio di detta reazione.  
Sia gli aggregati grossi che le sabbie dovranno avere una massa volumica reale non inferiore a 2.5 gr/cm<sup>3</sup>.

(2) L'acqua di impasto, compresa l'acqua di riciclo proveniente dal lavaggio interno delle betoniere, non dovrà contenere materie organiche o sali aggressivi che possano pregiudicare la resistenza e la durabilità delle opere realizzate. Nota: le norme UNI citate sono quelle in vigore alla data dell'emanazione del presente documento.

#### 6.7. Registrazione ed archiviazione dei risultati

Tutti i risultati relativi all'autocontrollo vanno registrati e conservati per un periodo minimo di 2 anni.

### 7. Non conformità

Su di un apposito registro verranno riportate le non conformità, rispetto ai contenuti delle presenti Linee Guida, che risultassero al produttore stesso; in particolare quelle attinenti i seguenti punti:

- inadeguata identificazione di tramogge e prese di carico di sili e cisterne;
- travasi e frammistioni di materie prime;
- inadeguatezza delle ricette;
- staratura degli strumenti di dosaggio e prova;
- insufficiente miscelazione;
- consegna di calcestruzzo difforme dalle prescrizioni;
- insufficienza nel numero delle prove;
- mancata applicazione di tecniche di controllo statistico;
- resistenze non conformi.

In caso di applicazione di un Sistema Qualità aziendale certificato, le non conformità verranno registrate e gestite secondo le procedure del Manuale della Qualità applicato. In caso di assenza di un Sistema Qualità aziendale certificato, il registro delle non conformità riporterà comunque, per ogni non conformità: i provvedimenti relativi assunti,

Prospetto 4  
Controllo delle  
procedure  
di produzione e  
delle proprietà  
del calcestruzzo.

Oggetto	Valutazione/ prova	Finalità	Frequenza minima	Norme di riferimento
1 Proprietà del calcestruzzo a prestazione garantita	Prove di qualifica delle ricette	Per dare evidenza che le proprietà specificate sono ottenute con un margine adeguato dal calcestruzzo proposto	Prima di utilizzare un calcestruzzo di nuova formulazione	
2a Umidità degli aggregati fini	Valutazione dell'umidità relativa	Per determinare la massa asciutta dell'aggregato e l'acqua da aggiungere	Ad ogni carico	
2b Umidità degli aggregati fini	Prova di essiccamento o equivalente	Per determinare la massa asciutta dell'aggregato e l'acqua da aggiungere	Settimanale o più frequente a seconda delle condizioni locali e del clima	
3 Umidità degli aggregati grossi	Prova di essiccamento o equivalente	Per determinare la massa asciutta dell'aggregato e l'acqua da aggiungere	Mensile o più frequente a seconda delle condizioni locali e del clima	
4 Contenuto d'acqua del calcestruzzo fresco	Valutazione del contenuto d'acqua aggiunta	Per fornire informazioni sul rapporto acqua/cemento	Dopo ogni carico mediante esame del documento di trasporto	
5 Consistenza	Valutazione visiva o controllo indiretto	Per confrontare il carico a un calcestruzzo di consistenza normale o con tabelle di riferimento	A ogni carico	
6	Prova della consistenza	Per verificare il raggiungimento dei valori di consistenza specificati e verificare i possibili cambiamenti nel contenuto d'acqua	Ogni giorno e in caso di dubbio	EN 12350-2, o 3, o 4 o 5
7 Densità del calcestruzzo fresco	Prova della densità	Per verificare la miscela e controllarne la densità	In fase di progettazione Annuale Quando richiesto	EN 12350-6
8 Rapporto acqua/cemento del calcestruzzo fresco	Valutazione mediante calcolo	Per verificare l'ottenimento del rapporto acqua/cemento specificato	Ogni mese in caso di dubbio	CEN CR 13902
9 Contenuto d'aria del calcestruzzo fresco	Prova	Per verificare la presenza del quantitativo di aria aggiunta specificato	Per calcestruzzi aerati: ogni giorno di produzione, fino alla stabilizzazione dei valori; successivamente ogni 300 m <sup>3</sup> di produzione aerata	EN12350-7 (In fase di stampa) Per cls leggero: secondo ASTM C 173
10 Temperatura del calcestruzzo fresco	Misura della temperatura mediante prova	Per verificare che la temperatura sia entro i limiti specificati	Quanto è specificata una temperatura: - ogni 300 m <sup>3</sup> prodotti - a ogni impasto o carico, quanto la temperatura è vicina al limite	
11 Densità del calcestruzzo indurito leggero o pesante	Misura mediante prova	Per verificare il raggiungimento della densità specificata	Quando viene specificata la densità, con la stessa frequenza delle prove di compressione	EN12390-7 (in fase di stampa)

12	Resistenza alla compressione del calcestruzzo	Prova di rottura per compressione	Per verificare il raggiungimento della resistenza specificata	Una serie di almeno 2 cubetti ogni 1000 m <sup>3</sup> prodotti	UNI 6132
----	---	-----------------------------------	---	---	----------

*Nota: le norme UNI citate sono quelle in vigore alla data dell'emanazione del presente documento*

anche per evitarne il ripetersi; l'indicazione del responsabile della loro assunzione ed i tempi di intervento; individuando, ove ne ricorrano le condizioni, la eventuale diversa destinazione del prodotto non conforme.

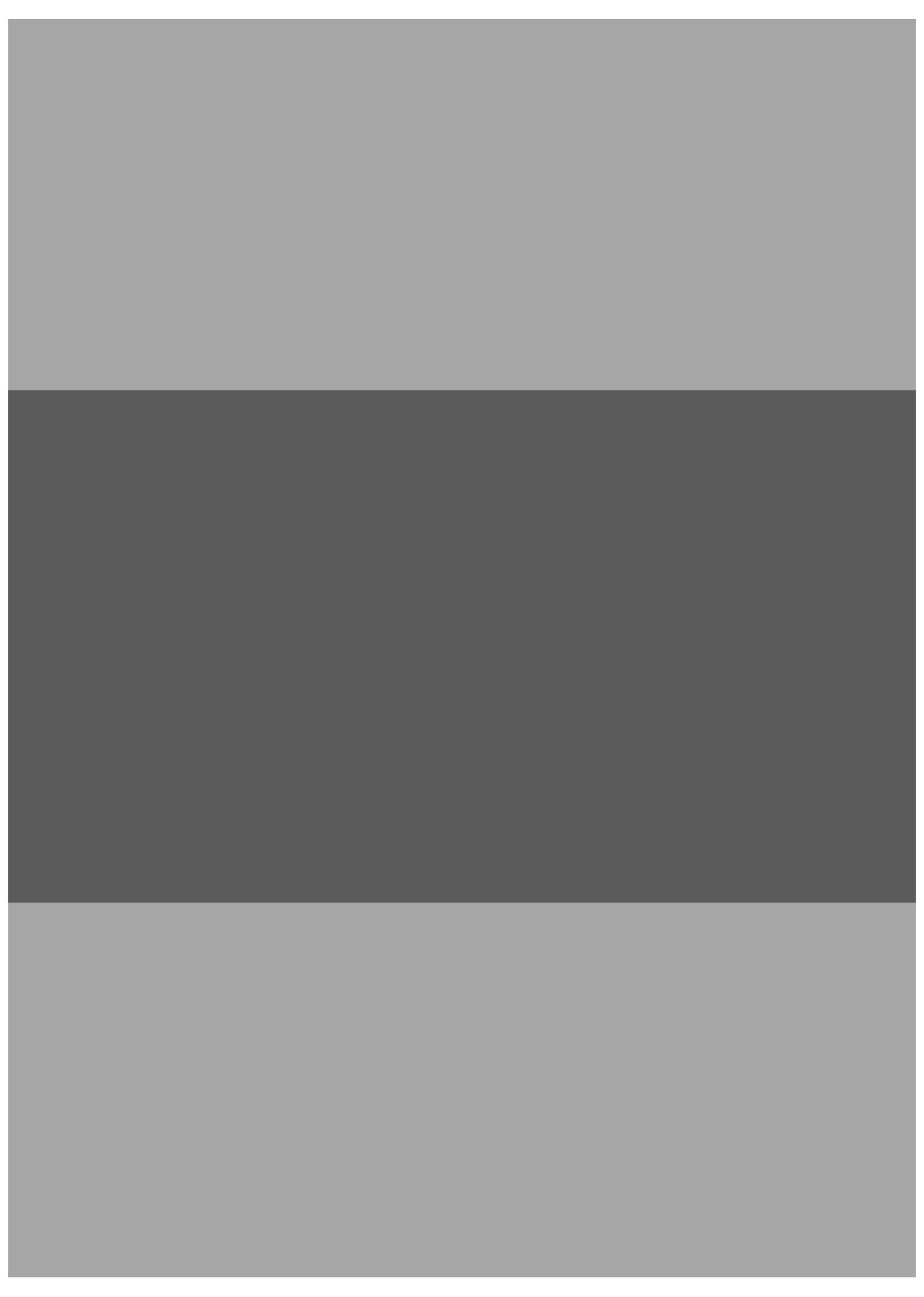
La tenuta del registro delle non conformità spetta al Direttore, o a persona da questi delegata che abbia comunque il potere di definire sia i provvedimenti che la persona responsabile della loro applicazione.

## 8. Controlli al ricevimento del calcestruzzo

Ai fini del controllo di accettazione, i prelievi, la confezione dei cubetti, la loro stagionatura dovranno essere eseguiti nel rispetto delle relative norme UNI in vigore. Per ogni prelievo verrà redatto un verbale sottoscritto anche dal personale delegato dal produttore ai controlli al momento della consegna del calcestruzzo chiamato ad assistere al prelievo.

È compito e responsabilità di chi riceve il calcestruzzo:

- verificare, dal documento di consegna, l'ora di carico e di prevista consegna del calcestruzzo ed accertarsi che l'organizzazione data allo scarico e alla messa in opera consenta il rispetto dei tempi indicati al punto 5.3.1.;
- verificare che gli elementi contenuti nel documento di consegna corrispondano alle prescrizioni richieste e respingere il carico in caso di loro mancata corrispondenza;
- controllare che tipo e diametro massimo dell'aggregato corrispondano a quanto richiesto e in caso di difformità, respingere il carico;
- controllare che la consistenza del calcestruzzo consegnato sia corrispondente a quanto richiesto e specificato sul documento di consegna, ovvero respingere il carico ove essa risultasse di classe diversa;
- astenersi da qualsiasi aggiunta di acqua, additivi od altro.





*Presidenza del Consiglio Superiore  
dei Lavori Pubblici  
Servizio Tecnico Centrale*

Raccolta di  
Linee Guida su

Calcestruzzi  
strutturali ad alta resistenza  
 $75 \text{ N/mm}^2 < R_{ck} < 115 \text{ N/mm}^2$

<b>1.</b>	<b>Oggetto e scopo</b>	28
1.1	Campo di applicazione	28
1.2	Definizioni	28
<b>2.</b>	<b>I materiali componenti</b>	29
2.1.	Introduzione	29
2.2.	Cemento	33
2.3.	Aggiunte minerali attive	34
2.3.1.	Fumo di silice o microsilice	34
2.3.2.	Ceneri volanti e loppa granulata d'altoforno	36
2.3.2.1.	Ceneri volanti	37
2.3.2.2.	Loppa granulata d'altoforno	38
2.4.	Aggregati	38
2.4.1.	Sabbia	38
2.4.2.	Aggregato grosso e diametro massimo dell'aggregato	39
2.5.	Acciaio di armatura	40
<b>3.</b>	<b>La durabilità</b>	40
3.1.	Introduzione	40
3.2.	Proprietà di trasporto	41
3.2.1.	Calcestruzzo armato in ambiente marino	43
3.2.2.	Corrosione	43
3.2.3.	Depassivazione da penetrazione di cloruri	44
3.2.4.	Depassivazione da carbonatazione	45
3.2.5.	Interazione chimica con l'acqua di mare	46
3.2.6.	Grado di rischio e tipo di esposizione	47
3.3.	Processi non collegabili alle proprietà di trasporto	48
3.3.1.	Resistenza all'abrasione	48
3.3.2.	Resistenza ai cicli ripetuti di gelo e disgelo	49
3.3.3.	Resistenza allo scaling (sfaldamento superficiale)	49
3.4.	Comportamento a fatica del calcestruzzo ad alta resistenza (AR)	50
3.4.1.	Calcestruzzo non armato	51
3.4.2.	Calcestruzzo armato	53
<b>4.</b>	<b>Le proprietà meccaniche</b>	54
4.1.	Resistenza a compressione	54
4.2.	Resistenza a trazione	55
4.3.	Modulo elastico	56
4.4.	Coefficiente di contrazione trasversale	58
4.5.	Deformazioni per ritiro e scorrimento viscoso (creep)	58
4.5.1.	Ritiro	59
4.5.2.	Ritiro autogeno	60
4.5.3.	Ritiro di essiccazione	61
4.5.4.	Scorrimento viscoso (creep)	62
4.6.	Considerazioni finali	64
<b>5.</b>	<b>Il comportamento all'incendio e alle alte temperature</b>	65
5.1.	Effetti termici	65
5.2.	Resistenza al fuoco	66
5.3.	Elementi strutturali esposti alle alte temperature da incendio	68

<b>6.</b>	<b>I criteri di progetto degli elementi strutturali</b>	70
6.2.	Metodo di calcolo	70
6.2.	Analisi strutturale allo stato limite ultimo	70
6.3.	Analisi strutturale allo stato limite di esercizio	70
6.4.	Verifiche	70
6.4.1.	Coefficiente di sicurezza parziale corretto	70
6.4.2.	Verifiche a flessione e a pressoflessione	70
6.4.2.1.	Diagramma $\sigma$ - $\varepsilon$ , di calcolo	70
6.4.2.2.	Regioni di verifica	72
6.4.2.3.	Sezioni rettangolari	73
6.4.2.3.1.	Regioni 2-3-4 (asse neutro reale)	73
6.4.2.3.2.	Regione 5 (asse neutro virtuale, ossia esterno alla sezione)	73
6.4.3.	Taglio e torsione di travi con armature trasversali	73
6.4.4.	Stato limite ultimo per solette	74
6.4.4.1.	Flessione	74
6.4.4.2.	Taglio in assenza di armatura trasversale	74
6.4.4.3.	Taglio in presenza di armatura trasversale	74
<b>7.</b>	<b>I particolari costruttivi</b>	74
7.1.	Distanza fra le sbarre	74
7.2.	Lunghezza di ancoraggio e giunzioni	75
7.2.1.	Lunghezza di ancoraggio	75
7.2.2.	Giunzioni	75
7.3.	Armatura minima delle travi	75
7.3.1.	Armatura tesa longitudinale	75
7.3.2.	Staffatura minima delle travi	75
	<b>Bibliografia</b>	76
	<b>Simbologia</b>	78

## 1. Oggetto e scopo

Le presenti Linee Guida si collocano sulla via tracciata dalle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale [1.1], al punto 8 “Il calcestruzzo ad alte prestazioni e ad alta resistenza”.

Al punto citato, infatti, vengono trattati i calcestruzzi con resistenza  $R_{ck} > 55$ , sino a  $115 \text{ N/mm}^2$ , definendo una prima categoria con  $55 < R_{ck} \leq 75 \text{ N/mm}^2$  - Calcestruzzo ad alte prestazioni (nel seguito indicato con AP) ed una seconda categoria con  $75 < R_{ck} \leq 115 \text{ N/mm}^2$  - Calcestruzzo ad alta resistenza (nel seguito indicato con AR).

Le stesse Linee precisano che la progettazione con impiego di calcestruzzi AR deve comprendere la modellazione del materiale e una adeguata giustificazione delle regole di calcolo adottate. Per la progettazione con impiego di calcestruzzi AP potrà farsi riferimento invece alle stesse Linee Guida e alle norme tecniche valide per calcestruzzi con  $R_{ck} \leq 55 \text{ N/mm}^2$  (calcestruzzi di resistenza normale, nel seguito indicati con NR).

Ciò premesso, le presenti Linee Guida integrano, anche ai fini della progettazione strutturale, le indicazioni del punto 8 delle citate Linee Guida, fornendo specifiche indicazioni per calcestruzzi AR e ampliando le indicazioni per calcestruzzi AP.

Nella predisposizione del testo sono stati tenuti in conto i più recenti documenti normativi europei, tra i quali i codici CEB-FIB ed EC2 [1.2-1.5], e la EN206 [1.6].

### 1.1 Campo di applicazione

Le presenti Linee Guida si applicano alle opere in c.a. e c.a.p. realizzate con calcestruzzi ad alta resistenza,  $75 < R_{ck} \leq 115 \text{ N/mm}^2$ .

### 1.2 Definizioni

*Calcestruzzo ordinario o normale o a resistenza normale (NR):* conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto acqua/cemento maggiore di 0,45 e con resistenza caratteristica cubica non superiore a  $55 \text{ N/mm}^2$ .

*Calcestruzzo ad alte prestazioni (AP):* conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto a/c minore di 0,45 avente resistenza caratteristica cubica superiore a  $55 \text{ N/mm}^2$  ed inferiore o uguale a  $75 \text{ N/mm}^2$ .

*Calcestruzzo ad alta resistenza (AR):* conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto a/c minore di 0,35 avente resistenza caratteristica cubica superiore a  $75 \text{ N/mm}^2$  ed inferiore o uguale a  $115 \text{ N/mm}^2$ .

*Additivo:* prodotto (fluidificante, superfluidificante, ritardante, viscosizzante, ecc.) generalmente organico, liquido o in polvere, che - introdotto in piccola quantità nell'impasto - induce particolari modifiche nelle proprietà del calcestruzzo fresco o indurito.

*Aggiunta minerale:* materiale inorganico idraulicamente attivo (loppa granulata d'altoforno) o reattivo verso l'idrossido di calcio (ceneri volanti, argille calcinate, pozzolane naturali, microsilice, silice precipitata), che interviene sulle caratteristiche fisico-meccaniche e sulla durabilità del calcestruzzo. Esistono anche aggiunte inerti (filler calcareo). In generale le aggiunte agiscono sulla lavorabilità, sul tempo di presa, sullo sviluppo della resistenza meccanica e sulla resistenza all'attacco chimico.

*Aggregato:* componente del calcestruzzo costituito da elementi lapidei di varia pezzatura, naturali o frantumati, aventi forma e dimensioni consone alla confezione e al tipo di calcestruzzo; per i calcestruzzi AR sono in generale preferibili dimensioni piccole, per limitare la probabilità di difetti.

*Cemento:* materiale inorganico finemente macinato, che - miscelato con acqua - forma una pasta semifluida caratterizzata nel tempo da presa ed indurimento per effetto di reazioni e processi di idratazione.

*Acqua totale:* è la somma dell'acqua di impasto e di quella presente negli altri componenti.

## 2. I materiali componenti

### 2.1 Introduzione

Il riferimento è all'impiego dei calcestruzzi strutturali, aventi resistenza caratteristica cubica  $75 \text{ N/mm}^2 < R_{ck} \leq 115 \text{ N/mm}^2$  ottenuti utilizzando i materiali ordinari e la tecnologia convenzionale di produzione, di posa in opera e di stagionatura.

È attualmente possibile raggiungere resistenze nell'intervallo  $130-140 \text{ N/mm}^2$  senza il ricorso all'impiego di aggregati particolari, alla costipazione effettuata mediante alte pressioni e/o a processi speciali di stagionatura ad alta temperatura.

L'impiego dei calcestruzzi strutturali ad alta resistenza è ammesso previo esame e valutazione da parte del Consiglio Superiore dei LL.PP., al quale dovrà essere presentata la documentazione di progetto comprendente:

- a) la modellazione del materiale operata sulla base di specifica documentazione teorica e sperimentale;
- b) una trattazione circostanziata a giustificazione delle regole di calcolo adottate;
- c) le procedure da seguire nella realizzazione delle strutture;
- d) il piano di assicurazione della qualità, nel quale debbono essere elencati in dettaglio:
  - le caratteristiche dell'impasto fresco ed indurito da controllare;
  - le modalità e la frequenza dei controlli;
  - la provenienza e le certificazioni dei materiali componenti;
  - i provvedimenti da adottare nel caso di deviazioni dai valori ammissibili o richiesti;
  - i responsabili autorizzati a prendere le decisioni finali;
  - il laboratorio responsabile delle prove.

I calcestruzzi AR sono caratterizzati da basso rapporto in peso acqua/legante (a/l), da alto dosaggio di legante, dall'impiego di aggiunte minerali attive (fumo di silice, ceneri volanti, loppa granulata d'altoforno macinata, argille calcinate - quali il metacaolino - e pozzolane naturali) e di additivi chimici superfluidificanti, spesso combinati con ritardanti (**Tabella 1**).

Tabella 1  
Aggiunte ed additivi tipici di un calcestruzzo ad alta resistenza.

Calcestruzzo con $f_c > 80 \text{ MPa}$ a 28 gg. di maturazione			
	Azione	Effetto	Caratteristiche microstrutturali
Superfluidificante	Efficace disperdente del cemento e della microsilice	Riduzione del rapporto a/c ( $\leq 0,35$ )	Eliminazione porosità capillare Minore quantità di prodotti idrati Alto volume di nuclei di anidri di cemento Minori difetti nella zona di transizione aggregato-matrice legante
Microsilice	Microfiller	Riduzione effetto parete Riduzione essudazione int./esterna Riduzione della quantità e grandezza dei cristalli di idrossido di calcio	Scomparsa pressoché totale della zona di transizione Aumento porosità nanometrica Omogeneità strutturale
	Reattività con l'idrossido di calcio	Aumento del grado di addensamento	Grande compattezza

Il dosaggio del legante varia da  $400$  a  $550 \text{ Kg/m}^3$  e rappresenta il totale del cemento Portland più le aggiunte minerali attive. Il rapporto a/l è generalmente nell'intervallo  $0,25 -$

0,35 ma sono stati prodotti impasti con rapporto inferiore a 0,25; spesso al rapporto a/l si abbina quello fra acqua e cemento Portland, a/c.

Affinché ai bassi valori del rapporto a/l il legante possa essere omogeneamente disperso nell'impasto, è indispensabile l'uso di un efficace superfluidificante. Inoltre, quando l'abbassamento al cono dell'impasto fresco ("slump", indice della lavorabilità) decade così velocemente da compromettere la regolarità delle operazioni di trasporto e posa in opera, il problema è di frequente risolto con l'impiego di ritardanti e programmando i tempi di aggiunta degli additivi.

Poiché non è ancora possibile basare la progettazione degli impasti sulle caratteristiche dei materiali componenti, né sono del tutto accettabili le regole seguite nella progettazione degli impasti di calcestruzzo a resistenza normale, i materiali e i rapporti di composizione per il calcestruzzo AR sono scelti sulla base di prove di laboratorio.

Lo studio degli impasti di prova per la determinazione dei rapporti ottimali richiede lavoro sperimentale. Nella scelta dei materiali localmente disponibili (cemento, aggregato, aggiunte minerali, additivi) l'obiettivo è la ricerca dei componenti che manifestino il massimo di compatibilità. Tale compatibilità può essere valutata (a) attraverso la "resa" di resistenza meccanica a compressione (cioè la resistenza per unità di peso di cemento - o di legante - ad una assegnata stagionatura), e/o (b) in termini di slump, e di mantenimento di un dato livello di slump per un prefissato periodo di tempo.

Per la resistenza a compressione si può fare riferimento sia alla stagionatura standard di 28 giorni, sia a stagionature anticipate a 1, 3, 7 giorni o ritardate a 56 e 90 giorni.

La compatibilità tra i componenti dell'impasto non è garantita solo dalla loro rispondenza alle norme di accettazione, essendo questa una condizione necessaria ma non sufficiente perché la resa di resistenza per kg di cemento (o di legante) risulti ottimale o perché la lavorabilità desiderata possa essere ottenuta e mantenuta per il tempo prefissato.

Individuati i materiali ed i rapporti ottimali di composizione, occorre accertare che i risultati di laboratorio possano essere riprodotti nella particolare situazione di cantiere, e soltanto dopo che tutte le procedure siano state definite si compila il dettaglio del piano di assicurazione della qualità.

Dai dati della letteratura si desume che nell'applicazione dei metodi standard di prova ai calcestruzzi AR è consigliabile, ai fini della riproducibilità dei risultati, assumere specifiche più restrittive e accorgimenti più stringenti rispetto a quanto raccomandato dai metodi standard.

A differenza di quanto avviene per il calcestruzzo di resistenza ordinaria, è stato constatato che per ottenere una soddisfacente riproducibilità è necessario che nelle prove di resistenza a compressione le tolleranze relative alle dimensioni dei provini siano più strette e che nelle prove di resistenza a flessione i provini siano umidificati fino alla conclusione della prova.

Pertanto si raccomanda che le modalità di prova, sia per la parte codificata dalle norme, che per le eventuali variazioni concordate di volta in volta, siano rigorosamente osservate. Affinché lo standard richiesto possa essere effettivamente raggiunto occorre quindi:

- a) che i tecnici di laboratorio abbiano acquisito esperienza nel settore dei calcestruzzi AR;
- b) che le apparecchiature utilizzate siano di adeguata capacità e di corretto funzionamento.

Il comportamento meccanico del calcestruzzo AR è per alcuni aspetti differente da quello del calcestruzzo normale. Le differenze hanno origine dalla notevole diversità delle due microstrutture. Perciò le proprietà meccaniche del calcestruzzo AR non possono essere dedotte per estrapolazione da quelle del calcestruzzo normale, né è corretto applicare tout-court le relazioni tra la resistenza a compressione e le altre proprietà meccaniche così come sono state sviluppate per i calcestruzzi normali.

Pertanto è fortemente raccomandato di procedere alla misura diretta di tutte le proprietà di rilevanza progettuale, in particolare modulo di elasticità, resistenza a trazione per flessione o per spacco, curva  $\sigma$ - $\epsilon$ .

Le principali differenze microstrutturali tra un calcestruzzo normale di rapporto a/c 0,5÷0,6 ed uno AR di rapporto a/c 0,25÷0,35 possono essere così riassunte (**Tabella 2**).

**Tabella 2**  
Confronto fra tipici calcestruzzi ordinari ( $R_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2$ ) e ad alte prestazioni/alta resistenza ( $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$ ).

<b>Calcestruzzo ordinario</b> $R_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2$	<b>Composizione</b>	<b>Calcestruzzo ad alte prestazioni/alta resistenza</b> $55 < R_{ck} \leq 115 \text{ N/mm}^2$
32,5 - 42,5 270 - 350 $\geq 0,50$ Non usuale -	Portland Dosaggio Kg/m <sup>3</sup> Rapporto a/c Superfluidificante Microsilice-cemento	52,5 - 42,5 350 - 550 0,45 - 0,25 Indispensabile 5 - 10%
Ben distinta	Interfaccia/matrice legante/aggregato grosso o zona di transizione	Poco o nulla distinguibile dalla matrice legante indisturbata
50 $\mu\text{m}$	Spessore medio della zona di transizione	Sottile o praticamente assente
Alta, aumenta con il rapporto a/c	Porosità capillare	Da bassa a molto bassa
Alta, aumenta con il rapporto a/c	Diametro medio dei pori capillari	Capillari grandi e medi assenti
Alta, aumenta con la porosità capillare, e con lo spessore e con la difettosità della zona di transizione	Permeabilità	Da bassa a molto bassa
Non confrontabile con la resistenza della roccia che costituisce l'aggregato grosso	Resistenza meccanica della matrice legante	Confrontabile con la resistenza della roccia che costituisce l'aggregato grosso

Nel calcestruzzo di elevato rapporto a/c la microstruttura della matrice legante è caratterizzata da una elevata porosità capillare e dalla presenza di una zona d'interfaccia con l'aggregato grosso (spessore medio 50  $\mu\text{m}$ ), che differisce dalla matrice indisturbata (lontana dall'aggregato) per composizione, morfologia e densità (si veda la **Tabella 3**). La zona d'interfaccia, anche denominata zona di transizione, si distingue per la maggiore dimensione media dei pori e per la presenza, nella fascia contigua all'aggregato, di cristalli - orientati e ben sviluppati - di idrossido di calcio (portlandite) e di bastoncini di trisolfatoalluminato idrato (ettringite) (**Fig. 1.2**).

A causa della notevole difettosità della zona di transizione vi è poco trasferimento di carico tra matrice legante e aggregato, e di conseguenza le proprietà dell'aggregato non influiscono in modo significativo su quelle della matrice legante. Quest'ultima rappresenta l'anello debole del sistema e quindi da sola caratterizza il comportamento meccanico del materiale. Pertanto il calcestruzzo normale può essere visto come un materiale, costituito da inclusioni molto rigide e resistenti (l'aggregato) e da una matrice assai deformabile e porosa (la malta cementizia). Esercitando tuttavia l'aggregato un effetto di contenimento quasi isotropo sulla malta (almeno in compressione), si può dire che a livello macroscopico il comportamento del calcestruzzo sia assimilabile a quello di un materiale elastico - lineare - omogeneo - isotropo (per stati tensionali e deformativi abbastanza bassi), in cui tutte le proprietà meccaniche (ad esempio modulo elastico e resistenza a trazione) dipendono dalla resistenza a compressione, attraverso leggi semplici.

A maggior ragione può essere considerato elastico - lineare - omogeneo - isotropo il calcestruzzo AR, in cui - grazie alle ottime qualità della malta cementizia (compatta, rigida

**Tabella 3**

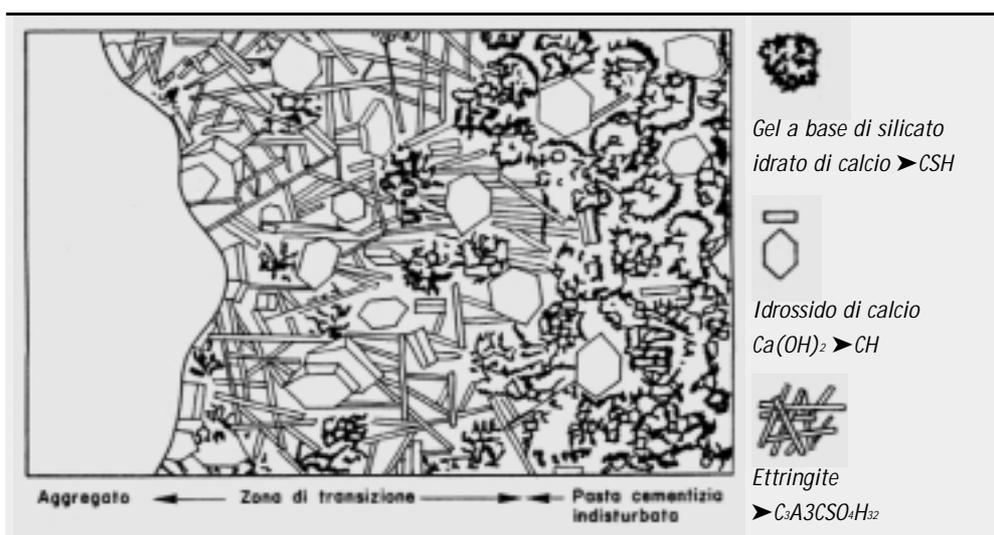
Caratteristiche microstrutturali dell'interfaccia matrice legante/ aggregato grosso nei calcestruzzi ordinari.

Intervallo di variabilità dello spessore di interfaccia	10 - 100 $\mu\text{m}$ - fattori responsabili: essudazione interna: effetto parete
Spessore medio dell'interfaccia	Aumenta con il rapporto acqua/cemento
Porosità capillare dell'interfaccia	Maggiore che nella matrice legante indisturbata
Distribuzione dei pori capillari	Non uniforme: i pori capillari sono più numerosi nella zona di interfaccia contigua al granulo di ghiaia o di pietrisco
Diametro medio dei pori capillari	Maggiore che nella matrice legante indisturbata: aumenta con il rapporto a/c
Omogeneità strutturale	Bassa: nella zona di interfaccia contigua ai granuli di aggregato vi è una maggiore concentrazione di cristalli esagonali di idrossido di calcio e di bastoncini di ettringite. I primi sono molto sviluppati e orientati.
Proprietà	Per la sua difettosità, la zona di transizione tra la matrice legante indisturbata e l'aggregato costituisce l'anello debole del sistema sia per quanto concerne la resistenza meccanica, sia ai fini della impermeabilità.

*Note: La porosità capillare ha origine dallo spazio che nella pasta fresca era occupato dall'acqua e che nel corso dell'idratazione non è stato riempito dal prodotto idrato. Il gel di cemento è costituito essenzialmente da C-S-H, un solido particellare suddiviso a livello colloidale, praticamente amorfo, di rapporto C/S localmente variabile, al quale è associato un sistema di pori di morfologia non nota, di dimensioni nanometriche ( $\leq 2.5 \mu\text{m}$ ), originati dalla incapacità delle particelle C-S-H a nucleare in spazi molto ristretti e ad accrescere oltre una certa dimensione.*

**Figura 1.2**

Zona di transizione all'interfaccia pasta cementifia-aggregata [4.2].



e resistente) – non vi sono rilevanti differenze di proprietà meccaniche fra malta e aggregato, al punto che il comportamento elastico – lineare in compressione si mantiene anche per stati tensionali e deformativi piuttosto alti (fin quasi alla soglia della resistenza in compressione). Il trasferimento di carico fra matrice ed aggregato grosso è facilitato dalla minore difettosità ed estensione della zona di transizione, la quale tende addirittura a scomparire, quando parte del cemento è sostituita da fumo di silice.

Mentre le proprietà del calcestruzzo normale sono influenzate solo da quelle della malta, nel calcestruzzo AR giocano ruoli importanti sia la malta che l'aggregato: la resistenza a compressione aumenta al diminuire del rapporto a/c fino a quando la resistenza allo schiacciamento dell'aggregato non diventi l'anello debole del sistema. A questo punto per aumentare ulteriormente la resistenza a compressione attraverso la diminuzione del rapporto a/c occorre cambiare aggregato ed usarne uno più resistente.

A tal proposito si può dire che per impasti con rapporti a/c eguali a 0,6 e a 0,3, le differenze microstrutturali sono nette; nell'intervallo da 0,5 a 0,35 il passaggio dall'una all'altra situazione evolve in maniera abbastanza continua. Certo è che la presenza del fumo di silice migliora

## 2.2 Cemento

decisamente la microstruttura, in particolare all'interfaccia aggregato-pasta di cemento.

L'esperienza attuale si basa sull'impiego dei cementi Portland tipo I (UNI-EN 197/1), classe di resistenza 52,5 e 42,5.

Le caratteristiche del cemento determinanti per le proprietà di resistenza meccanica del calcestruzzo indurito sono: il contenuto di silicati, il rapporto in massa tra silicato tricalcico e silicato bicalcico, e la finezza di macinazione.

Il silicato tricalcico si idrata rapidamente liberando una notevole quantità di calore, mentre il silicato bicalcico si idrata più lentamente e di conseguenza il rilascio del calore di idratazione avviene entro un esteso intervallo di tempo. Pertanto i cementi ad alto contenuto di silicato tricalcico permettono un rapido guadagno di resistenza, e ciò provoca, nel caso di elementi strutturali di grande sezione (basso rapporto superficie esposta/volume), una sensibile crescita della temperatura che può raggiungere e superare i 50°C. Al contrario un cemento che contenga sostanziali quantità di silicato bicalcico sviluppa resistenza più lentamente, raggiungendo resistenze finali altrettanto soddisfacenti, ma la punta di temperatura nel corso dell'idratazione risulterà senz'altro inferiore.

Tuttavia, raramente la temperatura massima raggiunta rappresenta un problema, in quanto i calcestruzzi AR sono caratterizzati da rapporti acqua/cemento molto bassi e quindi la quantità di cemento coinvolta nell'idratazione trova un limite nella poca acqua disponibile. Di maggiore interesse pratico è invece il gradiente di temperatura tra centro e periferia dell'elemento strutturale, in quanto la superficie del getto è di solito a temperatura molto più bassa.

Si ritiene che il rischio di fessurazione causata da raffreddamento differenziale sia minimo quando il gradiente termico non supera i 20°C/m.

Lo sviluppo della resistenza meccanica iniziale è anche favorito dalla finezza di macinazione del cemento, perché all'aumentare della sua superficie specifica aumenta la velocità di reazione con l'acqua.

In generale i cementi Portland della classe 52,5 sono caratterizzati da un alto contenuto di silicato tricalcico e da una maggiore finezza di macinazione; il loro impiego non ha alternativa quando si richiede elevata resistenza meccanica alle stagionature di 1-3 giorni. Per i cementi Portland della classe 42,5, il contenuto in silicati totali e in silicato tricalcico e la finezza di macinazione variano – a seconda della provenienza – entro intervalli meno ristretti rispetto a quanto avviene per i cementi Portland della classe 52,5.

Nello studio degli impasti di prova, una fase laboriosa è la scelta dell'abbinamento cemento Portland – superfluidificante in quanto occorre garantire il massimo di compatibilità. Tale proprietà è valutata in base al dosaggio di additivo necessario ad ottenere una data fluidità e a conservarla per un periodo di tempo sufficiente per il corretto svolgimento della posa in opera.

La compatibilità fra cemento Portland e superfluidificante è anche d'interesse per l'economia del calcestruzzo: l'additivo è sì componente indispensabile, ma aumenta i costi effettivi del calcestruzzo.

Il modo di interazione tra cemento ed additivi è piuttosto complesso e non del tutto chiarito. Numerosi sono i parametri chimici e fisici che controllano l'efficacia dell'abbinamento: del cemento sono importanti la velocità di rilascio degli ioni  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{SO}_4^{2-}$  nell'acqua di impasto, e la reattività dell'alluminato tricalcico; dell'additivo interessa il grado di attività ed il contenuto di sostanza attiva nel formulato.

La velocità di rilascio degli ioni  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{SO}_4^{2-}$  dipende dalla forma di solfato di calcio contenuto nel cemento e dall'eventuale presenza di solfati alcalini nel clinker. Questi ultimi, altamente solubili nell'acqua, si formano durante il processo di cottura del clinker, per reazione tra gli ossidi alcalini e l'anidride solforica derivante dall'ossidazione dello zolfo presente nel combustibile.

La reattività dell'alluminato di calcio  $\text{C}_3\text{A}$  è intesa con riferimento alla formazione del tri-

solfo-alluminato, e dipende dalla finezza di macinazione e dalla forma cristallina dello stesso alluminato di calcio.

Quando la velocità di rilascio degli ioni  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{SO}_4^{2-}$  non è adeguata alla reattività dell'alluminato, i gruppi solfonici del superfluidificante interagiscono con l'alluminato stesso e di conseguenza una parte dell'additivo non è più disponibile per permettere il raggiungimento della lavorabilità desiderata.

L'uso di cementi Portland a basso contenuto di alluminato o il posticipo in fase d'impasto dell'aggiunta di additivo non risolvono il problema della compatibilità. I cementi Portland del tipo summenzionato sono ad alto tenore di fase ferrica e la loro velocità di indurimento non risulta adeguata per un calcestruzzo AR; ricorrere all'aggiunta dell'additivo (dopo una prima fase di mescolamento) aumenta la probabilità di errore nei dosaggi dell'acqua e dell'additivo, oltre a complicare l'operazione d'impasto.

Nella situazione descritta appare indispensabile che la composizione e la finezza del cemento, così come il suo grado di reattività e il contenuto dell'additivo nel formulato, siano – per quanto possibile – uniformi durante il corso della fornitura.

### 2.3 Aggiunte minerali attive

Le aggiunte minerali attive impiegate con successo nella produzione di calcestruzzo AR sono il fumo di silice, le ceneri volanti, le argille calcinate (ad esempio il metacaolino), le pozzolane naturali e la loppa granulata di altoforno finemente macinata. Fumo di silice e ceneri volanti sono dotate, nell'ordine, di spiccata e moderata attività pozzolanica; la loppa granulata d'altoforno è al riguardo meno attiva, ma possiede discrete proprietà idrauliche, definite latenti perché si manifestano soltanto in ambiente alcalino.

In linea generale l'efficacia di una aggiunta minerale destinata a sostituire parte del cemento in un calcestruzzo AR va valutata in riferimento al modo e alla intensità di azione del fumo di silice. I parametri alla base del confronto sono la granulometria, il contenuto e la reattività della fase attiva. La granulometria è parametro effettivo di confronto soltanto se le particelle sono piccole al punto da potersi inserire negli spazi vuoti tra i granuli di cemento. La reattività è intesa come capacità di reagire più o meno velocemente con l'idrossido di calcio, separato durante l'idratazione del cemento, per formare composti cementanti.

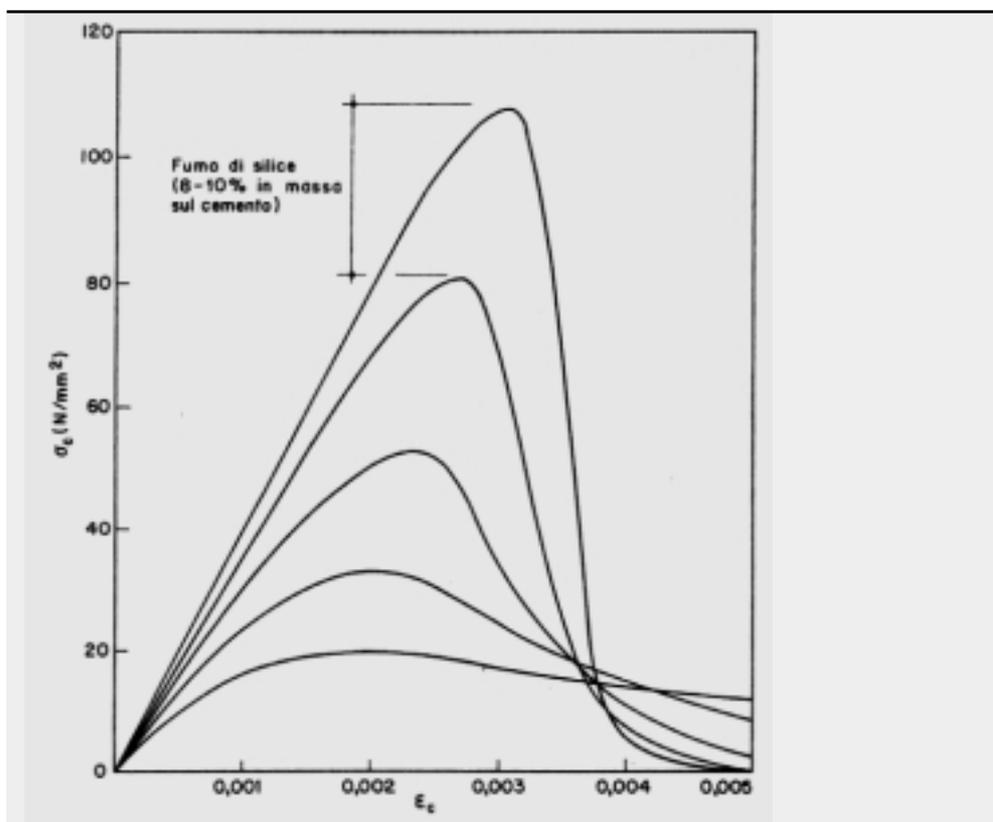
Il fumo di silice presenta al massimo grado le tre caratteristiche citate, mentre le altre due aggiunte sono poco o nulla efficaci come riempitivi (filler) nel senso sopra indicato. Questa loro insufficienza è in pratica superata usandole in miscela con il fumo di silice. Studi recenti suggeriscono che un sostituto valido del fumo di silice è il metacaolino, che si ottiene per decomposizione termica della caolinite nell'intervallo 500-600°C. La fase attiva del metacaolino è un solido a struttura disordinata, composto di silice e allumina, di elevata reattività verso l'idrossido di calcio, con il quale reagisce formando un silico-alluminato di calcio idrato, dotato di proprietà leganti. Se ottenuto da caolinite pura, il metacaolino è di colore bianco e in tal caso ha il vantaggio, rispetto al fumo di silice, di poter essere utilizzato nella produzione di calcestruzzo bianco AR. Al presente, la disponibilità di metacaolino è limitata e non esistono dati certi sul suo costo.

#### 2.3.1 Fumo di silice o microsilice

È il sottoprodotto della fabbricazione del silicio e delle leghe ferro-silicio. Si presenta in forma di particelle sferiche, di diametro variabile da meno di 0,1  $\mu\text{m}$  a 1-2  $\mu\text{m}$ , di colore tendente al grigio e costituite da silice amorfa (85-98%) molto reattiva. Il diametro medio delle particelle è di 100 volte inferiore a quello delle particelle di cemento; l'area superficiale specifica misurata mediante adsorbimento con azoto varia tipicamente da 15.000 a 25.000  $\text{m}^2/\text{kg}$  mentre quella di un cemento Portland ordinario è intorno a 1.500  $\text{m}^2/\text{kg}$ . Il peso specifico è 2200  $\text{kg}/\text{m}^3$ , la densità in mucchio può variare da 160 a 320  $\text{kg}/\text{m}^3$ . È disponibile in polvere (così come raccolta sui filtri), in sospensione acquo-

sa al 50% oppure in forma di polvere addensata con peso in mucchio di 400-500 kg/m<sup>3</sup>. All'aumentare del peso unitario, il trasporto diventa meno oneroso e la manipolazione meno problematica; l'utilizzo della sospensione acquosa richiede l'uso di apparecchiature speciali. Non è del tutto vero, come molti ritengono, che per ottenere calcestruzzo AR sia indispensabile usare fumo di silice. Quanto finora acquisito, sia nella pratica costruttiva che negli studi di laboratorio, indica che si possono raggiungere resistenze di 90-100 N/mm<sup>2</sup> (e a volte oltre) anche in assenza dell'aggiunta di fumo di silice. È invece innegabile che l'impiego di fumo di silice costituisca il mezzo più semplice per conseguire la resistenza e la lavorabilità desiderate, e il modo più efficace per ridurre la permeabilità dell'impasto indurito (Fig. 2.2).

Figura 2.2  
Effetti  
dell'introduzione  
del fumo di  
silice per ottenere  
resistenza a  
compressione  
superiori  
a 80 N/mm<sup>2</sup> [1.3].



Gli effetti peculiari che distinguono il fumo di silice dagli altri tipi di aggiunta sono sostanzialmente da attribuire alla sfericità e finezza delle particelle che, se adeguatamente deflocculate mediante un appropriato dosaggio di superfluidificante, si disperdono uniformemente nell'impasto disponendosi nei vuoti tra le particelle di cemento. Pertanto migliora l'impaccamento generale e in particolare quello all'interfaccia con l'aggregato. I dati di laboratorio e della pratica costruttiva hanno mostrato che se l'aggiunta di fumo di silice scende al di sotto del 5% in massa sul cemento, l'impaccamento risultante è insufficiente; quando vi è troppo fumo di silice, oltre il 15%, i vuoti tra le particelle di cemento non sono sufficienti ad accoglierlo tutto. Ricordando che il costo del fumo di silice è 5-10 volte maggiore di quello del cemento, occorre evitare ogni spreco; normalmente il contenuto tipico per conseguire il massimo beneficio in termini di resistenza e di durabilità (= bassa permeabilità) è 8-10%, in massa sul cemento. Percentuali maggiori comportano soprattutto un aumento del rapporto costo/benefici poiché l'incremento delle proprietà desiderate risulta limitato o marginale. Nella sua funzione di aggiunta per eliminare i vuoti più fini, il fumo di silice comporta numerosi effetti positivi: (1) diminuzione dell'adesività, e miglioramento della coesività e della fluidità della pasta nel calcestruzzo fresco; (2) diminuzione drastica dell'essuda-

zione dell'acqua (bleeding) sia in superficie, che all'interno; (3) separazione dell'idrossido di calcio in cristalli dispersi perché le piccole particelle di fumo di silice agiscono da centri di germinazione (questo effetto mantiene alta la velocità della reazione pozzolanica e accelera l'idratazione dei silicati di calcio del cemento); (4) eliminazione quasi totale della discontinuità microstrutturale rappresentata dalla zona di transizione all'interfaccia con l'aggregato grosso; (5) miglioramento complessivo dell'aderenza pasta/aggregato, con maggiore collaborazione statica fra le due fasi (a questo risultato contribuiscono la formazione di cristalli di idrossido di calcio più piccoli, la migliore reazione pozzolanica e il migliore impaccamento della frazione particellare fina); (6) miglioramento netto dell'omogeneità microstrutturale della matrice legante lontano dall'aggregato, con porosità costituita da pori molto fini.

L'eliminazione, totale o quasi, della zona di transizione e l'affinamento dei pori determinano un significativo aumento della resistenza a compressione a tutte le stagionature, e una netta diminuzione della permeabilità. Il massimo incremento della resistenza a compressione, mediamente valutabile nel 20÷25%, è raggiunto tra 7 e 28 giorni, periodo nel quale la silice aggiunta è consumata nella reazione con l'idrossido di calcio. In assenza di fumo di silice, lo stesso impasto difficilmente raggiungerebbe resistenza a compressione maggiore di 80-85 N/mm<sup>2</sup>.

Con la caduta della permeabilità, migliora decisamente la durabilità ai solfati, alle acque dilavanti e alla carbonatazione, e aumenta di alcune volte la resistenza alla penetrazione degli ioni cloruro, mentre la durabilità ai cicli di gelo e disgelo è tuttora oggetto di controversia in relazione alla necessità o meno di incorporare aeranti.

Considerata l'incidenza del fumo di silice e degli additivi sul costo del calcestruzzo, la ricerca del rapporto ottimale costo/benefici attraverso lo studio accurato degli impasti e la conferma sperimentale sono una necessità.

### 2.3.2 Ceneri volanti e loppa granulata d'altoforno

La sostituzione di una parte del cemento Portland con cenere volante o loppa granulata di altoforno macinata ha effetti positivi ai fini del controllo della reologia del calcestruzzo fresco e della fessurazione di origine termica, mentre si riflette negativamente sullo sviluppo della resistenza iniziale. Le due aggiunte minerali costano meno del cemento e, permettendo di ridurre la quantità di additivi necessaria per il controllo reologico sono vantaggiose per l'economia del calcestruzzo.

Durante le ore iniziali, subito dopo l'impasto, la cenere volante e la loppa granulata agiscono principalmente da diluenti del cemento a causa della loro bassa reattività.

L'effetto diluente si traduce in una riduzione della quantità di solido idratato presente nell'unità di volume della pasta legante e quindi in un più lento decadimento della lavorabilità (slump). Ciò permette di controllare la reologia dell'impasto con una quantità minore di additivi.

Sia l'idratazione della loppa che le reazioni pozzolaniche della cenere volante sono accompagnate da modesto sviluppo di calore. Ne segue un limitato innalzamento di temperatura del calcestruzzo durante l'idratazione del cemento Portland, grazie anche alla lenta reattività di loppa e ceneri volanti.

Pertanto, quando si ritiene concreto il rischio che in un elemento strutturale possano sorgere gradienti termici di entità tale da generare fessurazione, la sostituzione di parte del cemento con aggiunte minerali attive costituisce un'opzione economicamente valida alla scelta di un cemento Portland a più basso sviluppo di calore e all'uso di acqua raffreddata per abbassare la temperatura del calcestruzzo fresco.

La bassa reattività dell'aggiunta minerale rallenta inevitabilmente lo sviluppo della resistenza iniziale. Di questo occorre tener conto per la valutazione preventiva del tempo di disarmo dei getti e dell'età alla quale il calcestruzzo raggiunge la resistenza desiderata, tempo ed età che possono non coincidere, l'uno con quanto previsto dal costruttore, l'altra con quanto assunto dal progettista.

L'andamento della resistenza iniziale può essere modificato riducendo il rapporto a/c, diminuendo la percentuale di aggiunte e/o aumentando la loro finezza mediante macinazione. Naturalmente ognuno di questi interventi comporta una riduzione del beneficio economico.

Se si costruisce in condizioni di temperatura ambientale in cui la velocità di idratazione del cemento Portland sia rallentata in modo significativo, i problemi derivanti dal forte rallentamento nello sviluppo della resistenza iniziale richiedono soluzioni appropriate alla specifica situazione operativa.

#### 2.3.2.1 Ceneri volanti

Le ceneri volanti sono costituite dal solido particellare separato dai fumi di combustione delle centrali termiche di potenza, alimentate a polverino di carbone. Sono costituite da una frazione attiva di particelle sferiche vetrose, associata a quantità variabili di fasi cristalline e di residuo carbonioso.

La qualità di una cenere volante come aggiunta minerale dipende dal tipo di carbone, dalle caratteristiche della caldaia e dalle procedure di combustione.

Considerato il numero e la specificità dei fattori coinvolti, nonché la possibilità che situazioni contingenti influiscano sulla storia termica del materiale, le caratteristiche delle ceneri volanti possono variare entro limiti molto ampi, in relazione sia alla loro provenienza, sia all'omogeneità del materiale nell'ambito della stessa partita. Occorre perciò cautela nel generalizzare le proprietà delle ceneri volanti.

La rispondenza alle norme è condizione necessaria ma non sufficiente di selezione. È indispensabile un'accurata valutazione della resa in resistenza meccanica attraverso la preparazione di un certo numero di miscele a diverso dosaggio cenere/cemento, in modo da ottenere una curva che permetta di scegliere il dosaggio ottimale. Ai fini della riproducibilità dei risultati è perciò fondamentale che la cenere scelta in base alle prove sugli impasti sia un campione effettivamente rappresentativo del materiale approvvigionato nel corso della costruzione.

Al riguardo è opportuno assicurarsi che il campione studiato provenga da un deposito di volume adeguato all'entità della fornitura.

I requisiti chimici e fisici, nonché le procedure per il controllo di qualità delle ceneri volanti da utilizzare nella produzione dei cementi di miscela e del calcestruzzo, sono oggetto della norma UNI EN 450.

Parametri importanti di valutazione sono la perdita al fuoco (che è indicativa del contenuto di residuo carbonioso), la granulometria e il grado di attività pozzolanica.

Porosità e potere assorbente sono le caratteristiche per le quali il residuo carbonioso sottrae all'impasto fresco acqua e additivi di natura organica, in particolare aeranti. Con la sottrazione di acqua la lavorabilità diminuisce e di conseguenza aumenta l'acqua necessaria per ottenere una data lavorabilità.

Sono invece fattori di riduzione della domanda di acqua (acqua necessaria per garantire la lavorabilità) la forma sferoidale delle particelle e il fatto che nelle fasi iniziali del processo di idratazione la cenere agisca principalmente come diluente del cemento.

La UNI EN 450 stabilisce che la perdita al fuoco non deve essere maggiore del 5% in massa. Tuttavia a causa della datazione delle centrali termoelettriche, del volume di ceneri prodotte e di altri fattori, si possono accettare, su scala nazionale, ceneri volanti con perdita al fuoco fino al 7%. Va osservato però che le norme ACI 363 R - 92 raccomandano per i calcestruzzi AR la scelta di ceneri con perdita al fuoco non superiore al 3%.

Per essere di granulometria appropriata ai fini della domanda di acqua e del grado di attività pozzolanica, la percentuale in massa del residuo dopo setacciatura umida sul setaccio di maglia 0,045 mm non deve superare il 40% della massa iniziale. Il valore della finezza non deve variare di  $\pm 10$  punti percentuali rispetto al valore medio, che viene calcolato in base al numero di prove riferite ad un dato periodo di produzione (UNI EN 450 punto 6.2).

Il grado di attività pozzolanica ha riflessi sullo sviluppo sia della resistenza iniziale, che di quella finale, così come sulla durabilità agli attacchi chimici. Entro certi limiti la reattività può essere migliorata mediante macinazione.

Una cenere volante avente buone prestazioni nel calcestruzzo ordinario può essere usata con successo per ottenere calcestruzzi di resistenza fino a 70-75 N/mm<sup>2</sup>, anche in assenza di fumo di silice.

Nei calcestruzzi di resistenza maggiore è prassi ordinaria associare alla cenere volante il fumo di silice.

In generale occorre diminuire il dosaggio di cenere volante a favore di quello di fumo di silice se si desidera aumentare la resistenza, ma la quantità effettiva da usare per la cenere volante dipende dal suo grado di reattività e dal rapporto minimo a/l compatibile con le esigenze di lavorabilità. Mediamente il dosaggio è del 15%, con massimi del 25-30% e minimi del 10% in peso di cemento.

### 2.3.2.2 Loppa granulata d'altoforno

È il sottoprodotto della fabbricazione della ghisa che si forma per reazione del fondente con la ganga del minerale di ferro e con le ceneri del coke.

Viene spillata dal forno allo stato liquido, a temperatura che può variare da circa 1300°C a 1450°C, secondo la composizione della loppa stessa.

La composizione chimica, espressa in ossidi, è alquanto simile a quella del clinker di cemento Portland sotto l'aspetto qualitativo; tuttavia diversa è la proporzione relativa dei singoli ossidi.

Le modalità di conduzione dell'altoforno (temperatura, qualità della ghisa, quantità di fondente, coke e loppa) sono determinanti ai fini della produzione di loppe basiche ricche di ossido di calcio.

Se la loppa basica liquida viene raffreddata all'aria e quindi lentamente, cristallizza in un solido privo o quasi di attività idraulica. Se raffreddata così rapidamente da impedire la cristallizzazione, si ottiene un materiale costituito da granuli vetrosi, più o meno porosi, che - macinati a finezza di cemento - manifestano attività idraulica in ambiente alcalino. Il valore idraulico dipende dal contenuto di fase vetrosa e dal rapporto CaO/SiO<sub>2</sub> della loppa. Il mezzo di raffreddamento più usato è l'acqua, e i risultati migliori si ottengono con un getto di acqua fredda che investa il rivolo di loppa fusa. Più alta è la temperatura della loppa liquida, minore è la sua viscosità e migliore risulta l'idraulicità latente del granulato. A spingere verso l'unificazione delle modalità di conduzione dell'altoforno ha contribuito da un lato la possibilità di trasformare la loppa in un materiale di caratteristiche adatte alla produzione di leganti di miscela (i cementi d'altoforno) e all'impiego come aggiunta minerale nel calcestruzzo, dall'altro la stessa semplicità del trattamento "secondario" (raffreddamento rapido con acqua). Pertanto, a differenza delle ceneri volanti, le proprietà delle loppe granulate sono molto meno variabili, al punto che è del tutto improbabile che loppe granulate di diversa provenienza differiscano in modo significativo. La loppa granulata e macinata è generalmente usata con fumo di silice fino a resistenze di 115-120 N/mm<sup>2</sup>; il dosaggio può variare nell'intervallo 15-30%, e le aggiunte maggiori sono usate quando si opera in clima caldo, allo scopo di sfruttare l'effetto positivo della temperatura sulla velocità di idratazione del sistema legante.

## 2.4 Aggregati

### 2.4.1 Sabbia

Poiché il calcestruzzo AR contiene generalmente una quantità notevole di particelle fini (elevato dosaggio di legante, presenza di fumo di silice), non è necessario che vi sia un contributo di fini anche da parte della sabbia, con riferimento a lavorabilità e segregazione. Pertanto l'assortimento granulometrico della sabbia va considerato soprattutto in

relazione all'effetto sulla domanda d'acqua. Sono perciò preferibili sabbie costituite da elementi arrotondati, a superficie liscia, con i passanti ai setacci 50 e 100 ai valori minimi ammessi (UNI 8320), possibilmente prive di argilla, limo-terriccio, materiale friabile, elementi piatti (in particolare mica) e di contaminanti di natura organica. È ritenuto adeguato un modulo di finezza nell'intervallo 2,7-3.

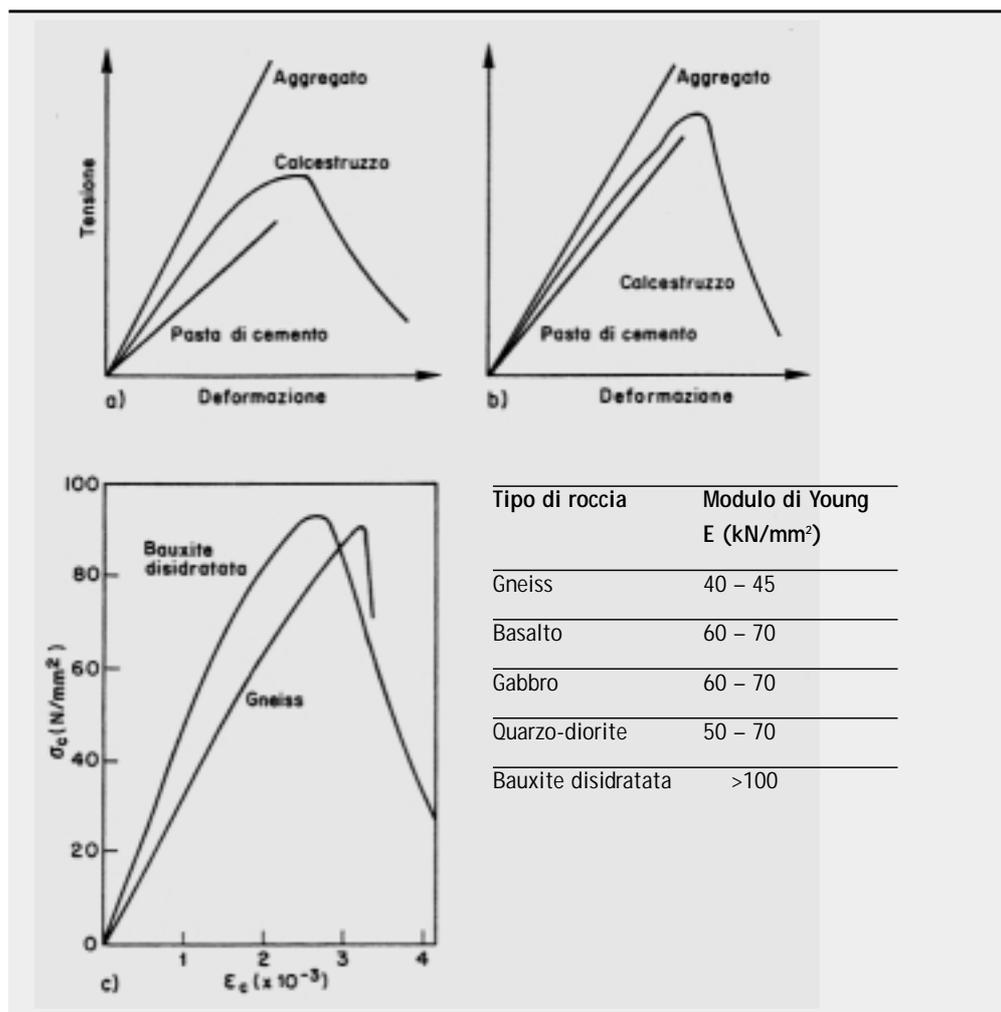
L'impiego di sabbia grossolana ha anche il vantaggio (a) di facilitare l'operazione d'impasto, perché aumenta la deformabilità a taglio della pasta, e (b) di ridurre l'adesività del calcestruzzo fresco con miglioramento dell'attitudine alla compattazione.

#### 2.4.2 Aggregato grosso e diametro massimo dell'aggregato

Considerazioni primarie nella scelta dell'aggregato grosso sono il livello massimo di resistenza conseguibile e la domanda d'acqua.

In generale la scelta preferita è pietrisco costituito da elementi di forma per quanto possibile equidimensionale, di moderata angolarità e di tessitura non eccessivamente rugosa. Ai bassi rapporti a/c, tipici del calcestruzzo AR, ed in particolare nell'intervallo a/c 0,23-0,3, è possibile che la resistenza della matrice legante diventi simile o superiore a quella dei granuli lapidei (Fig. 3.2). In tale situazione, ogni ulteriore riduzione del rapporto a/c non conduce a guadagni significativi di resistenza: l'unico provvedimento utile per innalzare il livello di resistenza è allora la sostituzione dell'aggregato con uno più resistente. Pertanto, nella scelta della resistenza di progetto di una struttura in calcestruzzo AR è raccomandabile assicurarsi che gli aggregati reperibili nella zona di costruzione permettano di conseguire il livello di resistenza richiesto.

Figura 3.2  
Influenza della resistenza dell'aggregato e della pasta cementizia sul comportamento costitutivo di un calcestruzzo NR (a) e AR (b), e sul modulo elastico (c) [1.3].



È provato che con i migliori aggregati naturali attualmente in uso per la produzione dei calcestruzzi ordinari sia possibile raggiungere resistenze fino a 130÷140 N/mm<sup>2</sup>. Nella fascia degli alti valori di resistenza, l'aggregato è generalmente pietrisco, ottenuto da rocce dense e dure.

La forma dei granuli di pietrisco è importante per la reologia dell'impasto fresco. L'angolarità contribuisce alla resistenza, generando fra i granuli una sorta di ingranamento meccanico. La tessitura superficiale condiziona il legame d'interfaccia tra matrice legante e aggregato grosso, e quindi influisce sulla sollecitazione alla quale inizia la microfessurazione dell'interfaccia. Attraverso questa via, la tessitura superficiale può anche agire sul modulo di elasticità e sulla forma del ramo ascendente della curva  $\sigma$ - $\epsilon$ .

Tuttavia, a causa dell'effetto negativo sulla domanda d'acqua, occorre evitare sia una presenza di percentuali significative di elementi particellari molto allungati ed angolosi, sia una tessitura superficiale molto rugosa.

Nella eventualità che si usi ghiaia, il legame d'interfaccia risulta particolarmente sensibile alla presenza in superficie di strati sottili e molto aderenti di argilla o limo.

Mentre per i calcestruzzi ordinari si può ottenere un incremento di resistenza aumentando il diametro massimo dell'aggregato (perché diminuisce l'acqua necessaria per una data lavorabilità), l'effetto non è altrettanto evidente nei calcestruzzi AR per i quali è spesso vantaggioso limitare  $d_{max}$  a 10-12 mm.

Gli argomenti a sostegno della limitazione possono essere così riassunti:

1. al crescere di  $d_{max}$  diminuisce l'area superficiale per unità di volume dell'aggregato, e aumentano spessore e eterogeneità della zona di transizione a detrimento della resistenza del calcestruzzo;
2. all'aumentare di  $d_{max}$  diminuisce la frazione di pasta. Di conseguenza, il contrasto fornito dagli aggregati alle variazioni di volume della pasta aumenta e così pure le tensioni addizionali nella pasta indurita; diventa perciò concreto il rischio di microfessurazione della zona d'interfaccia prima dell'applicazione del carico;
3. al diminuire della pezzatura, i granuli di una roccia frantumata diventano più resistenti perché diminuisce la probabilità di difetti interni residui (pori, microfessure, inclusioni di minerali teneri).

Il dibattito sul problema della pezzatura massima ottimale dell'aggregato è ancora aperto, tant'è che in non pochi casi sono stati usati con successo frantumati di diametro massimo fino a 20-25 mm. Tuttavia, sulla base della esperienza a tutt'oggi acquisita è innegabile che la resistenza desiderata possa essere conseguita più facilmente impiegando aggregati di diametro massimo 10-12 mm.

## 2.5 Acciaio di armatura

In via generale debbono essere osservate le prescrizioni di cui ai punti 2.2 "Acciaio da c.a.", e 2.3 "Acciaio da c.a.p." del D.M. 9/1/96 "Norme tecniche per le opere in c.a. e c.a.p. ed in acciaio", e successive modifiche, ed al punto 1. 1 dell'Allegato 4 del D.M. citato. Pertanto, come precisato sopra, resta fermo il riferimento alla normativa generale degli acciai anche nell'ambito dell'impiego di calcestruzzo ad alta resistenza.

Tuttavia si precisa che, in relazione alle elevate prestazioni richieste al calcestruzzo, si dovrà utilizzare solo il tipo di acciaio FeB 44k per quanto concerne l'acciaio in barre, escludendo quindi l'FeB 38k e l'acciaio tondo liscio. In particolare si dovranno utilizzare acciai saldabili, marchiati e rispettosi - per l'impiego in zona sismica - delle specifiche prescrizioni sulla duttilità, riguardanti i rapporti  $(f_t/f_{yk})_k$  e  $(f_t/f_y)_k$ .

## 3. La durabilità

### 3.1 Introduzione

In materia di durabilità le specifiche raccomandate dalle norme sul calcestruzzo ordinario sono valide per garantire età di servizio intorno al mezzo secolo (ENV 206). I valori

specificati riguardano il rapporto a/c, il dosaggio di cemento e, in via opzionale, la classe di resistenza. Essi sono la sintesi di quanto emerso dalla documentazione sul comportamento in opera delle costruzioni esistenti e dai risultati delle prove di laboratorio, studiate per valutare il comportamento di un calcestruzzo in presenza di singole forme di attacco. Queste prove sono generalmente effettuate in condizioni di elevata aggressività, ben definite e controllate.

È unanimemente riconosciuto ed accettato che, grazie alla maggiore compattezza della matrice legante, i calcestruzzi AR abbiano tenuta nel tempo nettamente superiore a quella dei calcestruzzi ordinari, al punto che la loro maggiore durabilità permette alla vita in servizio di andare ben oltre i 50 anni.

Tuttavia i calcestruzzi AR sono materiali di recente introduzione e – in quanto tali – le costruzioni finora realizzate non possono fornire un insieme di dati significativo sul piano statistico, sia per numero che per età e tipologia di esposizione. Nasce così il problema di come si possa effettivamente prevedere una vita in servizio più lunga, a fronte della limitatezza dell'esperienza finora accumulata.

Nella grande maggioranza dei meccanismi di attacco, l'approccio ad una soluzione affidabile del problema non può che basarsi sulla considerazione che la durabilità di una struttura è essenzialmente governata dalla resistenza offerta dal calcestruzzo alla penetrazione dell'agente aggressivo. Pertanto, le proprietà di trasporto del materiale, in particolare del copriferro rappresentano il fattore determinante ai fini delle prestazioni funzionali in opera.

### 3.2 Proprietà di trasporto

Per avere trasporto di massa la matrice legante del calcestruzzo deve contenere cammini di flusso cioè sistemi di pori interconnessi in comunicazione con l'ambiente di esposizione. I fluidi pertinenti ai processi di deterioramento, tipici degli ambienti aggressivi naturali, sono l'anidride carbonica, l'ossigeno, l'acqua vapore, ioni e gas disciolti, acqua e soluzioni ioniche acquose.

Il trasporto dei fluidi nel calcestruzzo avviene con vari meccanismi:

1. le sostanze allo stato aeriforme ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{O}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}_{\text{vap}}$ ) penetrano per diffusione attraverso gli spazi accessibili dei pori e le microfessure;
2. gli ioni ( $\text{Cl}$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ) e i gas disciolti diffondono attraverso il liquido dei pori;
3. nella diffusione il trasporto avviene sotto l'azione di un differenziale di concentrazione e la proprietà del calcestruzzo coinvolta è la diffusività;
4. l'acqua e le soluzioni acquose possono penetrare o mediante permeazione sotto l'azione di un differenziale di pressione, o mediante assorbimento capillare che si manifesta quando un calcestruzzo parzialmente essiccato viene in contatto con una fase liquida;
5. la permeazione di aeriformi non è un meccanismo di trasporto che appartiene ai processi di deterioramento usualmente incontrati nelle strutture esposte in ambiente naturale.

Il ruolo assunto dai singoli meccanismi di trasporto in una struttura in servizio dipende dal grado di saturazione del calcestruzzo. Se gli spazi accessibili della matrice legante sono occupati dall'acqua (calcestruzzo saturo), la condizione è ottimale per la diffusione ionica ma del tutto negativa per l'assorbimento capillare e la diffusione di aeriformi. Se la matrice legante è parzialmente satura (calcestruzzo esposto all'aria e soggetto ad alternanze di bagnamento e di essiccazione), al diminuire del grado di saturazione, aumenta la diffusione delle sostanze aeriformi, si mantiene attivo l'assorbimento capillare, declina la diffusione ionica. Al riguardo si consideri che la cattura di acqua (o di soluzione acquosa) in fase di bagnamento è veloce, mentre la cessione di acqua vapore in fase di essiccazione è, in confronto, molto più lenta. In generale, all'aumentare della classe di resistenza, nell'intervallo dei valori intermedi ed alti, gli scambi di massa tra calcestruzzo e ambiente subiscono un progressivo rallentamento.

La stretta relazione tra grado di saturazione del calcestruzzo e meccanismi di trasporto

operativi rappresenta un problema ai fini della normalizzazione dei metodi di misura. Per ogni meccanismo i coefficienti di trasporto caratterizzano la resistenza della matrice legante alla penetrazione dell'agente aggressivo coinvolto e sono perciò idonei come criteri prestazionali ai quali riferirsi per graduare la durabilità potenziale del calcestruzzo in relazione alla severità dell'ambiente e alla vita utile richiesta.

Quantunque non attinente a nessuno dei processi di deterioramento in ambiente naturale, la permeabilità del calcestruzzo all'aria ed all'ossigeno è il criterio di durabilità maggiormente studiato. I dati pubblicati mostrano che, in determinate condizioni di prova, il parametro è in relazione con i coefficienti di diffusione di ioni e di molecole gassose, con la permeabilità all'acqua, con la perdita in peso del calcestruzzo sottoposto ai cicli di gelo/disgelo e con la resistenza all'abrasione.

Correlazioni sono state anche stabilite tra l'assorbimento capillare e, rispettivamente, la velocità di carbonatazione, il guadagno in peso dovuto all'attacco solfatico, la penetrazione degli ioni cloruro, la perdita in peso del calcestruzzo sottoposto all'azione di cicli ripetuti di gelo/disgelo.

Lo studio delle correlazioni tra caratteristiche di durabilità e parametri di trasporto nell'area della diffusione ionica e nell'area della permeazione di acqua e di soluzioni acquose è stato piuttosto limitato, in particolare nel secondo caso.

Sulle scelte hanno influito principalmente la facilità e i tempi brevi di misura. Queste caratteristiche rendono la permeabilità ai gas e l'assorbimento capillare idonei alla esecuzione di prove di routine e al controllo delle variazioni in funzione del tempo, della composizione dell'impasto, dei metodi e della durata alla stagionatura.

Al contrario, la misura dei coefficienti di diffusione ionica e della permeabilità all'acqua comporta difficoltà sperimentali di un certo rilievo. Le prove di diffusione in regime stazionario richiedono mesi di tempo e controlli analitici impegnativi. Anche per le prove condotte con il metodo ad immersione i tempi sono altrettanto lunghi e difficoltoso è il rilevamento della profondità di penetrazione della specie ionica. La complicazione dei lunghi tempi di prova è stata in parte rimossa con lo sviluppo di tecniche di diffusione, assistite da campi elettrici e di teorie per il calcolo dei parametri pertinenti.

La misura della permeabilità all'acqua richiede ugualmente tempi molto lunghi e pressioni alte con la possibilità che la microstruttura della matrice legante subisca modifiche nel corso della prova.

Nella progettazione della durabilità potenziale una fase di studio, impegnativa e non evitabile, è l'applicazione dei modelli numerici atti a simulare la velocità di penetrazione dell'agente aggressivo e che utilizzano come input i valori soglia dei parametri di trasporto pertinenti. Perché la predizione incontri successo, è indispensabile che il modello numerico sia basato su un modello matematico che tenga conto, nel modo più compiuto possibile, dei fenomeni chimici e fisici associati alla penetrazione dell'agente aggressivo che non possono essere spiegati soltanto con le proprietà di trasporto. Considerazioni aggiuntive sono necessarie per la velocità di carbonatazione che dipende dal tipo di cemento usato, per l'attacco solfatico che dipende dal contenuto di alluminato tricalcico del cemento, per la penetrazione dei cloruri che è ostacolata dalla formazione del cloroalluminato di calcio idrato e dall'adsorbimento fisico degli ioni cloruro sulle pareti dei pori. Il rapporto tra ioni cloruro liberi e ioni cloruro immobilizzati è condizionato dalla carbonatazione che rende instabile il cloroalluminato in quanto agisce riducendo il pH del liquido dei pori.

L'impiego delle aggiunte minerali attive ha riflessi sia sul processo d'idratazione del cemento Portland che sui fenomeni chimici e fisici nei quali sono coinvolti cemento e agente aggressivo. La loppa granulata d'altoforno, le ceneri volanti e il fumo di silice modificano i rapporti relativi delle fasi idrate e producono un affinamento della microstruttura. Il silicato di calcio idrato aumenta, l'idrossido di calcio diminuisce, la permeabilità è minore e, nel caso della loppa granulata e delle ceneri volanti, aumentano anche

le fasi contenenti allumina. Le caratteristiche di durabilità dei calcestruzzi con cementi di miscela migliorano (la penetrazione diminuisce da 2 a 3 volte), con l'eccezione della velocità di carbonatazione che spesso è riportata più alta rispetto a quella dei calcestruzzi con cemento Portland. Questo non deve proibire l'uso dei cementi di miscela, nemmeno nelle situazioni nelle quali la carbonatazione ha un ruolo significativo, perché la velocità di carbonatazione può essere ridotta al punto desiderato, aumentando la classe di resistenza del calcestruzzo.

Le considerazioni aggiuntive complicano lo studio del modello matematico, perché richiedono che esso sia strutturato in modo da accogliere funzioni che tengano conto di quanto possa aver influenza sulla penetrazione dell'agente aggressivo.

Dai dati della letteratura risulta che il metodo dei criteri prestazionali basati sui parametri di trasporto, assistito da modelli numerici per la predizione della velocità di penetrazione è stato applicato per garantire età in servizio di 100 e più anni nel caso di infrastrutture in ambiente marino, sia in clima temperato sia in clima freddo.

La progettazione della durabilità potenziale sulla base dei parametri di trasporto, non appare applicabile nei processi di deterioramento nei quali svolgono un ruolo determinante fattori che non sono rappresentati nei parametri suddetti.

Sono in questa categoria:

1. la resistenza ai cicli di gelo/disgelo e la resistenza allo scaling che sono entrambe migliorate introducendo nell'impasto un sistema di bolle d'aria; fino ad ora non si è trovato un collegamento tra parametri di trasporto e caratteristiche del sistema di bolle;
2. la resistenza all'abrasione che dipende non solo dalla resistenza a compressione della matrice legante, ma anche dalla durezza dell'aggregato.

Per questi tre meccanismi di attacco, il controllo della durabilità è affidato all'esito di prove di accettazione che sono le stesse messe a punto per i calcestruzzi di resistenza ordinaria. Vi sono opinioni discordanti circa l'idoneità di queste prove ad essere trasferite ai calcestruzzi di resistenza alta ed intermedia.

Considerata l'importanza dell'argomento ai fini della manutenzione e conservazione delle opere in calcestruzzo, si ritiene indispensabile che le scelte in tema di durabilità siano oggetto di un'esauriente relazione, parte integrante della documentazione di progetto.

### 3.2.1 Calcestruzzo armato in ambiente marino

La durabilità di una struttura marina in calcestruzzo armato, situata in una regione a clima temperato (quindi con esclusione di fenomeni ricorrenti di gelo/disgelo), è principalmente compromessa dalla corrosione dell'armatura metallica. Invece, sull'importanza da attribuire all'attacco chimico della matrice legante vi sono attualmente fondate perplessità.

### 3.2.2 Corrosione

È un processo elettrochimico con una zona anodica di dissoluzione del ferro,  $2\text{Fe} \rightarrow 2\text{Fe}^{2+} + 4\text{e}^-$ , ed una catodica nella quale si consuma ossigeno gassoso e si formano ioni OH:  $\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^- \rightarrow 4\text{OH}^-$ , con il calcestruzzo in funzione di elettrolita. La reazione anodica è di equilibrio, ma avviene con continuità se gli elettroni prodotti sono consumati.

Gli ioni  $\text{Fe}^{2+}$  passati nell'elettrolita (all'anodo), sono trasformati dagli ioni OH in idrossido ferroso  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  che in presenza di ossigeno è convertito in ossido idrato di ferro (ruggine  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2\text{O}$ ). La ruggine ha un volume di alcune volte superiore a quello del metallo coinvolto nella reazione di ossidazione e si possono perciò sviluppare tensioni di trazione nel copriferro di entità sufficiente a causarne la fessurazione e lo sgretolamento. Il danno meccanico è spesso preceduto dalla comparsa sulla superficie del calcestruzzo di macchie di ruggine.

Fino a quando il pH del liquido dei pori nel calcestruzzo attorno all'armatura rimane nell'intervallo tipico di 13-13,8 o il contenuto di ioni cloruro (calcolato come percentuale sul peso di cemento) si mantiene al di sotto di 0,4%, la reazione anodica è control-

lata da un film di ossido di ferro di caratteristiche tali da costituire un'efficace barriera tra metallo e liquido dei pori.

Tuttavia se l'alcalinità del liquido viene neutralizzata dall'anidride carbonica ed il pH scende al di sotto di 11,5 o se il contenuto di ioni cloruro supera la soglia critica di 0,4%, la stabilità del film passivo è compromessa e può iniziare il processo di corrosione attiva. Ai fini del danno, la velocità di corrosione è significativa se vi è un sufficiente passaggio di ossigeno dall'ambiente esterno, a sostegno della reazione catodica, e se la resistività dell'elettrolita calcestruzzo assicura un'adeguata mobilità ionica. In condizioni di clima arido, quando la resistività del calcestruzzo può superare i 100.000 Ohm/cm, il processo di corrosione è inibito, nonostante che l'ingresso di ossigeno avvenga liberamente.

La velocità di corrosione aumenta con l'umidità relativa interna del calcestruzzo, diventando significativa quando questa supera il 70% e raggiungendo il massimo intorno al 95%, per poi decadere rapidamente. Per un calcestruzzo saturo la resistenza ohmica tra regioni anodiche e catodiche è molto bassa, ma il rifornimento di ossigeno è insufficiente per un avanzamento significativo del processo di corrosione, il che avviene ad esempio nelle strutture sommerse.

### 3.2.3 Depassivazione da penetrazione di cloruri

Nel calcestruzzo immerso in acqua di mare, i cloruri penetrano nella matrice legante per diffusione ionica. Quando la concentrazione degli ioni cloruro supera la soglia critica, si ha dissoluzione anodica del ferro di armatura anche in presenza di alta alcalinità.

A causa della disomogeneità del materiale e considerando che la diffusione degli ioni cloruro avviene nei cammini liquidi interconnessi, la soglia critica può essere superata in un'area relativamente estesa della superficie metallica o in aree separate molto piccole. In questo secondo caso si manifesta la corrosione da microcavità (pitting) che, se è associata ad aree catodiche estese e rifornite di sufficiente ossigeno, causa rapida dissoluzione anodica del metallo e quindi notevole riduzione localizzata della sezione d'armatura. Il fenomeno è particolarmente deleterio per le armature pretese (soprattutto se costituite da fili), nelle quali il pit può agire da intaglio.

Occorre inoltre osservare che nel liquido dei pori della matrice legante di un calcestruzzo soggetto a penetrazione di ioni cloruro, oltre agli ioni liberi sono presenti (a) i cloruri combinati con le fasi idratate contenenti  $Al_2O_3$  (sotto forma di cloro alluminato  $C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10 H_2O$ ), e (b) i cloruri adsorbiti in vari prodotti idrati, specialmente nelle fasi silicatiche.

Ai fini della depassivazione dell'acciaio sono importanti soltanto i cloruri liberi, mentre non sono efficaci né i cloruri combinati né quelli adsorbiti.

Il rapporto tra la concentrazione dei cloruri liberi e quella dei cloruri "legati" è indicativo della capacità che la matrice legante ha di fissare i cloruri stessi.

Tale proprietà agisce rallentando la penetrazione dei cloruri, e l'intensità dell'azione dipende dal contenuto in  $C_3A$  del clinker, dal dosaggio in cemento, e dal tipo e contenuto delle aggiunte minerali.

In ogni caso, quando la concentrazione dei cloruri nell'ambiente di esposizione è elevata come nel caso dell'ambiente marino, la capacità della matrice legante di fissare i cloruri non influisce in modo significativo sulla velocità di penetrazione dei cloruri stessi.

L'effetto globale delle aggiunte minerali è la risultante di azioni positive e negative. Se l'aggiunta contiene allumina reattiva come nel caso delle ceneri volanti e della loppa granulata di altoforno, l'azione diluente sul  $C_3A$  del clinker può essere del tutto o in parte controbilanciata. Per il fumo di silice non vi è contributo di allumina reattiva, ma l'effetto diluente è poco significativo perché la quantità di aggiunta comunemente impiegata è 8-10% della somma cemento + fumo di silice.

Il fumo di silice agisce essenzialmente sulla compattezza della matrice legante, la cui resistenza alla penetrazione dei cloruri migliora di almeno 2-3 volte.

Dalle aggiunte minerali sono anche da attendersi aumenti della quantità dei cloruri adsorbiti, perché tutte reagiscono formando fasi silicatiche idrate.

Nel calcestruzzo carbonatato, la formazione del cloro-alluminato è inibita a causa della ridotta alcalinità del liquido dei pori. Se la carbonatazione è successiva alla penetrazione dei cloruri, il cloro-alluminato già formato si decompone, i cloruri liberati passano nel liquido dei pori ed in conseguenza aumenta la probabilità di superare la soglia critica prima di quanto previsto sulla base del modello numerico.

È perciò importante che per un calcestruzzo esposto alla penetrazione dei cloruri, il rischio di carbonatazione sia ridotto al minimo possibile. Fortunatamente i parametri di composizione fondamentali per la resistenza alla penetrazione dei cloruri sono anche attivi nel limitare la diffusione dell'anidride carbonica.

#### 3.2.4 Depassivazione da carbonatazione

La concentrazione in volume dell'anidride carbonica nell'aria è di 0,03 - 0,04% nelle zone rurali, ma può aumentare di alcune volte nelle aree urbane e industriali. Alla concentrazione in volume di 0,03%, un m<sup>3</sup> di aria a 25°C e alla pressione atmosferica contiene  $5,4 \cdot 10^{-4}$  kg di CO<sub>2</sub>, se la concentrazione in volume sale a 0,1%.

La penetrazione nel calcestruzzo avviene per diffusione attraverso gli spazi accessibili dei pori interconnessi e delle microfessure e la forza agente è il gradiente di concentrazione tra ambiente esterno e fronte di carbonatazione. L'anidride carbonica reagisce come acido carbonico e perciò la reazione richiede che nei pori sia presente un minimo di acqua. Pertanto, fattore determinante per la cinetica della carbonatazione è il grado di saturazione del calcestruzzo.

Quando il calcestruzzo è saturo ed i pori sono pieni di liquido, il processo non avanza in misura apprezzabile perché la diffusione del gas è fortemente rallentata. Contribuisce al rallentamento anche il fatto che per raggiungere il fronte di carbonatazione il gas deve attraversare lo spessore di calcestruzzo già carbonatato.

Se il calcestruzzo è in equilibrio con umidità relativa inferiore al 40%, la velocità del processo declina via via che i pori si svuotano.

Le condizioni di umidità relativa più favorevoli per l'avanzamento della reazione sono nell'intervallo 40÷80%.

Nella reazione possono essere coinvolte tutte le fasi idrate della matrice legante, solfoaluminati compresi. A temperatura ambiente, la carbonatazione completa è chimicamente possibile ed i prodotti finali di reazione sono carbonato di calcio (aragonite, calcite, vaterite), solfato di calcio biidrato, forme idrate di silice, di allumina e di ossido ferrico. In pratica però la completa alterazione della matrice legante non avviene, come mostrano anche le esperienze di laboratorio con malte frantumate.

La più alta percentuale di carbonatazione, calcolata sul massimo teorico, si raggiunge ad un'umidità relativa intorno al 50%. È stato suggerito che in queste condizioni siano coinvolti nella reazione principalmente l'idrossido di calcio e la fase di silicato idrato. Ad un'umidità relativa del 25%, la percentuale di carbonatazione è estremamente bassa e nella reazione è coinvolto soltanto l'idrossido di calcio.

In ogni caso, velocità e grado di carbonatazione aumentano con il tenore di CO<sub>2</sub> nell'ambiente d'esposizione e con la temperatura.

La carbonatazione non è di per sé un processo dannoso per il calcestruzzo, lo diventa per il calcestruzzo armato, soltanto se la reazione avanza fino all'armatura attraversando l'intero spessore del copriferro. In questo modo il pH del calcestruzzo che avvolge l'armatura diminuisce e può avere inizio la corrosione attiva del metallo.

La profondità di carbonatazione si calcola applicando la prima legge di diffusione di Fick, dalla cui integrazione si ottiene  $x = \sqrt{2(D/a)(C_1 - C_2)t}$ , dove  $x$  è la profondità di carbonatazione (m),  $D$  è il coefficiente di diffusione (m<sup>2</sup>/s),  $a$  è la quantità di CO<sub>2</sub> (g/m<sup>3</sup>), necessaria per carbonatare un volume unitario di calcestruzzo,  $C_1$  e  $C_2$  sono rispettiva-

mente le concentrazioni di CO<sub>2</sub> sulla superficie del calcestruzzo e sul fronte di carbonatazione (g/m<sup>3</sup>),  $t$  è il tempo in secondi. Supponendo che  $D$ ,  $a$ ,  $C_1$  e  $C_2$  siano costanti nel tempo, l'espressione precedente diventa  $x = c\sqrt{t}$  (1).

Le profondità di carbonatazione osservate in pratica, in particolare alle età più avanzate, sono generalmente inferiori rispetto a quanto predetto dalla (1), tant'è che sono state proposte numerose altre espressioni con esponenti del tempo inferiori ad  $1/2$ .

In una struttura in servizio, i limiti della (1) sono dovuti al fatto che il fronte di carbonatazione avanza con un profilo a gradini, e che i parametri conglobati nelle costante  $c$ , oltre a dipendere dalla posizione nella quale si misura  $x$ , sono anche variabili nel tempo. La localizzazione della carbonatazione in zone specifiche è da attribuire agli effetti non omogenei della stagionatura protetta e alle differenze di microclima che comportano variabilità di contenuto e di distribuzione dell'umidità nel calcestruzzo. Occorre inoltre considerare che la carbonatazione modifica la struttura dei pori e quindi la diffusività della zona carbonatata, e che sorgente non secondaria di variabilità è un insufficiente controllo di qualità durante la costruzione.

Le espressioni del tipo (1), non sono perciò del tutto affidabili per la predizione della profondità di carbonatazione a lungo termine, ma sono utili per stabilire i provvedimenti da adottare al fine di procrastinare i tempi di penetrazione.

Se a  $x$  si sostituisce lo spessore  $s$  del copriferro e si risolve rispetto a  $t$ , dalla (1) si può ricavare il tempo necessario al fronte di carbonatazione per raggiungere la superficie dell'armatura:  $t = (s/c)^2$ .

Al fine di allontanare il rischio di depassivazione dell'armatura occorre quindi aumentare il tempo richiesto al fronte di carbonatazione per attraversare il copriferro, il che si può ottenere (a) aumentando lo spessore del copriferro, e (b) diminuendo il coefficiente di diffusione  $D$  ed aumentando la quantità di CO<sub>2</sub> necessaria per carbonatare l'unità di volume di calcestruzzo.

Questi due ultimi obiettivi possono essere raggiunti contemporaneamente impiegando calcestruzzi di basso rapporto  $a/c$  e dosaggi elevati di cemento con ciò garantendo la compattezza della matrice legante.

Occorre notare che la quantità di CO<sub>2</sub> necessaria per carbonatare l'unità di volume di calcestruzzo cresce con il dosaggio in cemento e con l'impiego del cemento Portland, che – va ricordato – è il legante più attivo nel produrre idrossido di calcio durante l'idratazione.

### 3.2.5 Interazione chimica con l'acqua di mare

Il deterioramento del calcestruzzo in ambiente marino a clima temperato è destinato a diventare un problema soltanto nel caso di insufficiente compattezza della matrice legante e di scarsa resistenza chimica del cemento usato.

Le prove di lunga durata su provini conservati in ambiente marino e l'esperienza pratica hanno dimostrato che se il calcestruzzo è permeabile, il deterioramento completo è soltanto una questione di tempo, e l'attacco consiste principalmente nel dilavamento di grandi quantità di ossido di calcio, e nell'aumento di prodotti contenenti magnesio e solfati.

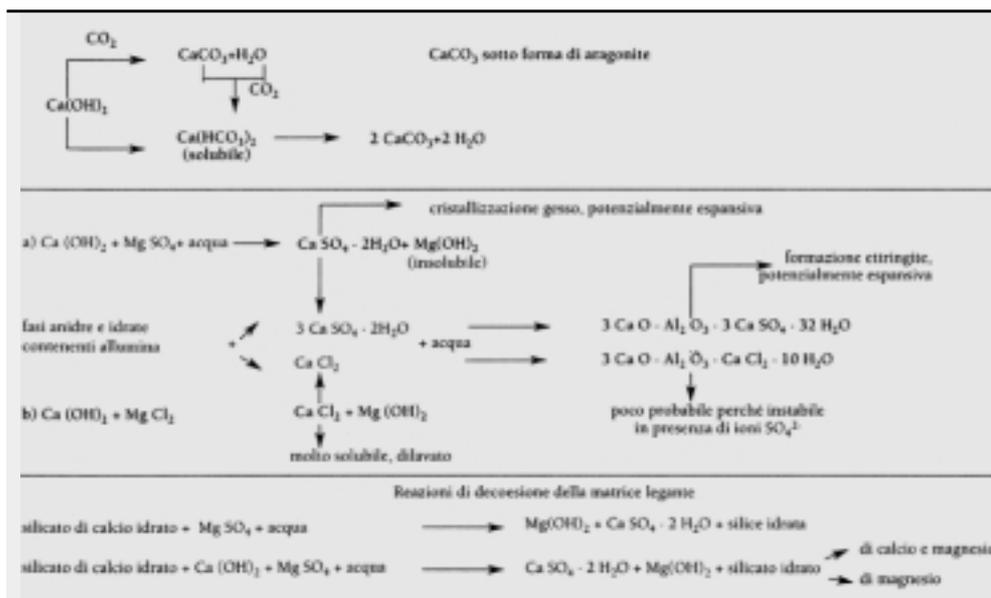
In campioni deteriorati, prelevati da strutture sommerse in zone nelle quali il calcestruzzo era inizialmente poroso, il contenuto in ossido di calcio si era ridotto dell'80%, mentre il contenuto di magnesio era salito di 14 volte; il legante usato era di tipo Portland.

Se il calcestruzzo è di bassa permeabilità, l'azione dell'acqua di mare risulta molto meno deleteria. Sono citati casi nei quali la resistenza a compressione del calcestruzzo, dopo una permanenza di 60 anni in acqua di mare, era migliorata fino al 50% ed il cemento non era ancora del tutto idratato.

Nello schema che segue sono mostrate le possibili interazioni chimiche tra i componenti della matrice legante e gli ioni dell'acqua di mare.

L'attacco del magnesio si sviluppa secondo le reazioni di scambio a) e b) dello schema di **Fig. 1.3**, si forma idrossido di magnesio, solido insolubile, e si separa gesso secondario o cloruro di

Figura 1.3



calcio, che possono reagire, l'uno per dare ettringite e l'altro per formare cloro-alluminato. Nell'acqua di mare è sempre presente una piccola quantità di anidride carbonica assorbita dall'atmosfera, che reagisce per dare carbonato di calcio sotto forma di aragonite. Quantità maggiori di anidride carbonica possono derivare dal decadimento di residui vegetali e sono state anche trovate in prossimità delle barriere coralline; l'aumento del contenuto di anidride carbonica è denunciato da valori del pH inferiori ad 8.

Nei calcestruzzi, soprattutto se permeabili e in contatto con acqua di mare a maggior contenuto di anidride carbonica, la carbonatazione può diventare fattore aggiuntivo di deterioramento, perché tutte le fasi idrate costituenti la microstruttura della matrice legante possono essere decomposte.

In un calcestruzzo esposto per 130 anni all'acqua di mare è stata osservata la presenza di thaumasite. Tale composto si forma dall'ettringite, ma le condizioni nelle quali avviene la conversione non sono tuttora chiare; vi sono anche indicazioni che la formazione della thaumasite sia favorita dalle temperature inferiori a 5°C.

Sulla base delle reazioni potenzialmente espansive riportate nello schema di Fig. 1.3, l'acqua di mare dovrebbe essere classificata come altamente aggressiva per il calcestruzzo, ma i dati della letteratura indicano che i danni maggiori derivano dal dilavamento.

Il minore contributo da parte delle reazioni espansive è generalmente attribuito alla maggiore solubilità del gesso secondario e dell'ettringite nelle soluzioni di cloruro sodico.

È stato anche suggerito che nella resistenza al dilavamento dei calcestruzzi di bassa permeabilità abbiano un ruolo attivo i depositi superficiali di idrossido di magnesio e di aragonite, che modificano la struttura dei pori nel senso di ostacolare la penetrazione ionica. Pertanto i due provvedimenti da adottare al fine di prolungare l'età di servizio di una struttura ben oltre gli usuali 50 anni sono:

- 1) adozione di bassi rapporti a/c e alti dosaggi di legante nel campo dei calcestruzzi di alte prestazioni, che permettono di ridurre la porosità capillare, la dimensione media dei pori ed il loro grado di interconnessione, ai livelli tipici di una matrice legante di bassa permeabilità;
- 2) impiego di cementi di miscela, pozzolanici o di altoforno (tenore di loppa granulata non minore del 60%), che nell'idratazione fissano e/o isolano l'idrossido di calcio con conseguente e generale aumento della resistenza chimica all'ambiente di esposizione.

### 3.2.6 Grado di rischio e tipo di esposizione

Per una struttura in calcestruzzo armato, esposta all'acqua di mare, il rischio maggiore,

ai fini della durabilità, proviene dalla penetrazione dei cloruri che quando superano la concentrazione critica nel calcestruzzo intorno all'armatura possono dare inizio a corrosione attiva del metallo. La velocità del processo è condizionata dal rifornimento di ossigeno al catodo e dalla resistività dell'elettrolita.

Il grado di rischio è strettamente correlato al tipo di esposizione che determina i meccanismi di trasporto operanti. Tenuto conto della tipologia di esposizione, sono da considerare la permeazione di liquido, l'assorbimento capillare, la diffusione ionica e la diffusione di aeriformi.

I primi due meccanismi danno luogo ad un flusso convettivo di acqua di mare; la permeazione è però operativa soltanto nel caso, piuttosto insolito, di strutture sommerse sottoposte ad elevato battente idrostatico, mentre l'assorbimento capillare entra in azione nelle parti della struttura soggetta a cicli di bagnamento e di essiccazione.

La diffusione ionica è promossa da gradienti di concentrazione, e condizione indispensabile affinché si abbia penetrazione attraverso il sistema interconnesso dei pori capillari è la presenza di cammini liquidi continui. In generale si ritiene che la diffusione ionica inizi a declinare quando l'umidità relativa interna scende al di sotto del 75%.

Questo livello di umidità coincide, grosso modo, con il limite superiore al di sotto del quale aumenta in modo significativo la diffusione degli aeriformi.

Nelle strutture sommerse opera perciò la sola diffusione ionica; il passaggio dei gas attraverso i pori pieni di liquido è fortemente rallentato e il rischio di corrosione è remoto per insufficienza di ossigeno al catodo. Con questo tipo di esposizione è da escludere la possibilità che la carbonatazione penetri in profondità.

Il rischio maggiore si ha nelle parti della struttura, situate immediatamente al di sopra della zona delle maree, nelle parti battute dalle onde, quindi soggette agli spruzzi o investite da acqua nebulizzata.

Nelle parti così esposte, il calcestruzzo subisce essiccazione alternata a periodi irregolari di bagnamento, e quindi al trasporto dei cloruri contribuisce l'assorbimento capillare, ogni volta che al termine di una fase di essiccazione l'acqua di mare viene di nuovo in contatto diretto con la superficie del calcestruzzo.

L'importanza assunta dal meccanismo dipende principalmente dal grado di essiccazione che il materiale raggiunge tra due successivi periodi di bagnamento.

### 3.3 Processi non collegabili alle proprietà di trasporto

#### 3.3.1 Resistenza all'abrasione

È fattore da tener presente in fase di progetto nei seguenti casi:

- 1) pavimentazioni stradali con traffico di veicoli pesanti, muniti di pneumatici con battistrada scolpito;
- 2) pilastri da ponte soggetti all'azione di acque che trasportano solidi sospesi;
- 3) costruzioni marine sottoposte ad abrasione da ghiaccio, come le piattaforme petrolifere situate in zone artiche;
- 4) opere idrauliche, tra le quali sono particolarmente suscettibili all'abrasione-erosione gli sfioratori, i bacini di calma, i convogliatori di scarico, i rivestimenti delle gallerie e i canali con chiuse.

Indipendentemente dal tipo di azione abrasiva, i risultati delle prove di laboratorio e l'esperienza in opera indicano che la resistenza all'abrasione è funzione della resistenza della matrice legante, della compattezza e durezza dell'aggregato e della resistenza del legame pasta/aggregato. Sono perciò critici il rapporto a/c e la natura dell'aggregato.

Numerosi sono i metodi di prova per valutare la resistenza all'abrasione del calcestruzzo, ma nessuno di essi è non distruttivo ed ognuno è limitato dallo specifico tipo di azione abrasiva realizzata.

La misura della microdurezza dei singoli costituenti del calcestruzzo, matrice, legante e

granuli di aggregato, può fornire indicazioni utili.

A titolo esemplificativo si possono citare i risultati di uno studio su campioni di pavimentazione realizzati con calcestruzzo di resistenza cilindrica a compressione variabile da 50 a 150 N/mm<sup>2</sup> contenenti tipi diversi di aggregato. È stato trovato che l'abrasione da traffico veicolare pesante con pneumatici a battistrada scolpito si riduce del 50% quando la resistenza passa da 50 a 100 N/mm<sup>2</sup> e diventa confrontabile con quella di un granito massivo di alta qualità allorché la resistenza raggiunge il valore di 150 N/mm<sup>2</sup>. Concludendo, il calcestruzzo AR ha il potenziale per incrementare in misura notevole la vita in servizio delle strutture soggette ad abrasione, ed in particolare a forte abrasione, tant'è che l'uso di questa classe di calcestruzzi potrebbe – ad opinione di molti – trovare notevole sviluppo nelle pavimentazioni stradali, qualora i sali antigelo potessero essere efficacemente sostituiti dalle polveri abrasive.

### 3.3.2 Resistenza ai cicli ripetuti di gelo e disgelo

Un calcestruzzo ordinario nel quale siano stati inglobati 40-80 litri di aria per m<sup>3</sup> di impasto, sotto forma di bolle omogeneamente distribuite nella matrice legante, non subirà danni significativi quando esposto a cicli ripetuti di gelo e disgelo, se la distanza massima media, o fattore di spacing, che l'acqua deve percorrere per raggiungere la bolla più vicina non supera 0,2 mm.

L'esperienza pluridecennale di cantiere indica che è relativamente facile produrre calcestruzzi ordinari aerati con un soddisfacente sistema di bolle, che conservano il valore del fattore di spacing fino al termine della posa in opera.

Poiché in un calcestruzzo AR la quantità di acqua congelabile alle temperature invernali normalmente raggiunte è minore, essendo la microstruttura porosa della matrice legante prevalentemente costituita da pori molto fini, è venuto spontaneo chiedersi se per la resistenza al gelo dei calcestruzzi AR fosse necessario inglobare aria, e – se necessario – quale fattore di spacing adottare.

La risposta ai due interrogativi ha importanti riflessi pratici perché, contrariamente al calcestruzzo ordinario, non è agevole introdurre aria in un impasto di basso rapporto a/c, realizzando al tempo stesso un sistema di bolle di assegnato fattore di spacing e soprattutto non è agevole contenere entro limiti accettabili la variazione del fattore di spacing durante il pompaggio, una tecnica di posa in opera che per i calcestruzzi AR è molto usata.

Applicando le modalità di prova secondo la procedura A del metodo standard ASTM C-666 (provini di media maturità, tenuti in acqua prima della prova, esposti a cicli di gelo disgelo molto rapidi), le indagini di laboratorio finora svolte hanno mostrato che esiste un valore critico del rapporto a/c al di sotto del quale non è necessario inglobare aria, e che tale valore dipende dalla reattività del legante.

Per gli impasti contenenti cemento Portland 52,5 e 42,5, con o senza fumo di silice, il rapporto critico è nell'intervallo 0,25-0,30. L'indirizzo attuale raccomanda che l'inglobamento di aria non è necessario per a/c < 0,25 mentre è obbligatorio per a/c ≥ 0,3. Ai valori intermedi occorre verificare mediante prove di laboratorio se si debba introdurre aria e, in caso affermativo, occorre determinare con quale fattore di spacing si debba operare.

Nella situazione descritta molti ritengono opportuno cautelarsi inglobando sempre una modesta quantità di aria, specialmente quando il calcestruzzo è esposto a cicli frequenti di gelo e disgelo, a meno che il rapporto a/c dell'impasto non sia 0,24 o minore.

Per i calcestruzzi prodotti con leganti contenenti quantità significative di aggiunte minerali, loppa granulata di altoforno e/o ceneri volanti, non esistono dati definitivi e perciò la verifica in laboratorio è sempre richiesta.

### 3.3.3 Resistenza allo scaling (sfaldamento superficiale)

Lo scaling è il fenomeno di deterioramento che avviene per azione combinata del gelo e

dei sali antigelo. L'attacco del calcestruzzo è essenzialmente di tipo fisico ed è più severo di quello dovuto al solo gelo. Il danno si manifesta con il distacco di piccoli pezzi di malta, che rende la superficie della pavimentazione rugosa e vaiolata con esposizione dell'aggregato grosso. In dipendenza dalla severità dell'attacco, la resistenza offerta dal copriferro alla penetrazione dei cloruri è più o meno ridotta e, con il tempo, al deterioramento fisico da scaling si aggiungono gli effetti deleteri della corrosione dell'armatura. È generalmente assunto che il processo corrosivo inizia quando la concentrazione degli ioni cloruro, al livello del metallo, raggiunge la soglia critica di 0,4% per kg di cemento, e prosegue se sufficiente ossigeno e umidità sono disponibili.

Il meccanismo di scaling è molto complesso e non esiste ancora una spiegazione comprensiva del fenomeno. Più di un processo di deterioramento appare coinvolto ed è ritenuto che gli effetti aggiuntivi prodotti dall'applicazione dei sali antigelo sono da attribuire alle seguenti cause:

- a) al maggiore grado di saturazione del calcestruzzo;
- b) al sorgere di tensioni interne di trazione generate dai gradienti di temperatura che hanno origine dal calore assorbito in seguito alla rapida fusione di ghiaccio e neve;
- c) alla variazione di temperatura e di contenuto in sale antigelo in funzione della distanza dalla superficie della pavimentazione, variazioni in conseguenza delle quali si può avere congelamento a strati che avviene in tempi successivi.

La resistenza di un calcestruzzo allo scaling dipende dalla compattezza microstrutturale della sua matrice legante che controlla sia la velocità di penetrazione dei cloruri che il tempo richiesto perché lo strato superficiale della pavimentazione raggiunga la saturazione. Sono determinanti il basso rapporto  $a/c$ , la reattività del cemento, l'aggiunta di fumo di silice e il contenuto di aria.

Hanno effetti deleteri, perché indeboliscono la microstruttura della matrice legante degli strati superficiali, il bleeding eccessivo, la sovravibrazione, una finitura eccessivamente prolungata e una stagionatura inadeguata.

La resistenza di un calcestruzzo allo scaling è valutata sottoponendo a cicli di gelo e disgelo provini sulla cui superficie ristagna una soluzione di sale antigelo. Secondo lo standard ASTM C-672, il livello di resistenza è ritenuto soddisfacente se all'esame visivo non appaiono segni di scaling superficiale dopo 50 cicli di gelo; il controllo è effettuato ogni 5 cicli.

Nel caso di calcestruzzi non aerati, prodotti con cemento Portland, contenenti fumo di silice, e aventi rapporto  $a/c$  variabile da 0,24 a 0,33 le esperienze di laboratorio mostrano che i 50 cicli del metodo standard sono superati senza alcun segno di scaling dagli impasti con  $a/c < 0,30$ , mentre per  $a/c = 0,30$  appare qualche leggero segno di attacco e per  $a/c = 0,33$  l'attacco diventa molto pronunciato.

Dopo 100 cicli, i provini con  $a/c = 0,24$  non mostrano ancora alcun segno di scaling, mentre quelli con rapporto 0,26 denotano qualche modesto segno di danno.

In analogia con quanto avviene per la resistenza ai cicli di gelo e disgelo, anche in questo caso si ricorre comunemente a modeste quantità di aria inglobata nel calcestruzzo, non essendo tuttora possibile correlare la scelta della composizione del calcestruzzo ad un'analisi di rischio.

Infine, sulla resistenza allo scaling dei calcestruzzi contenenti cementi di miscela esistono pochi dati e non è perciò possibile raccomandare criteri specifici, per una loro eventuale utilizzazione.

### 3.4 Comportamento a fatica del calcestruzzo ad alta resistenza

Il comportamento a fatica dei calcestruzzi è tuttora non completamente noto, e ciò vale a maggior ragione per i calcestruzzi ad alta resistenza, ove la presenza del fumo di silice modifica decisamente (e in meglio) le qualità fisico - meccaniche della pasta cementizia, del suo interfaccia con le particelle di aggregato e dell'aderenza con eventuali barre d'armatura o fibre di rinforzo [3.1a; 3.2].

Anche per i calcestruzzi AR le prove a frequenza, ampiezza di ciclo e valor medio assegnati (prove di Wöhler) permettono di ottenere le curve S-N (tensione di rottura a fatica in funzione del numero di cicli, Fig. 2.3a [3.3; 3.4]), che sono rappresentabili con spezzate (Fig. 2.3b, Petkovic et al. [1.3]). È così possibile valutare la vita a fatica  $\sigma_{max}(N)$ , ovvero il limite di fatica  $\sigma_{max}(N \rightarrow \infty)$ , quest'ultimo spesso assunto pari a  $0,3 \div 0,8 f_c$  (compressione semplice), come indicato in Fig. 2.3b, ma i dati sperimentali sono ancora troppo scarsi.

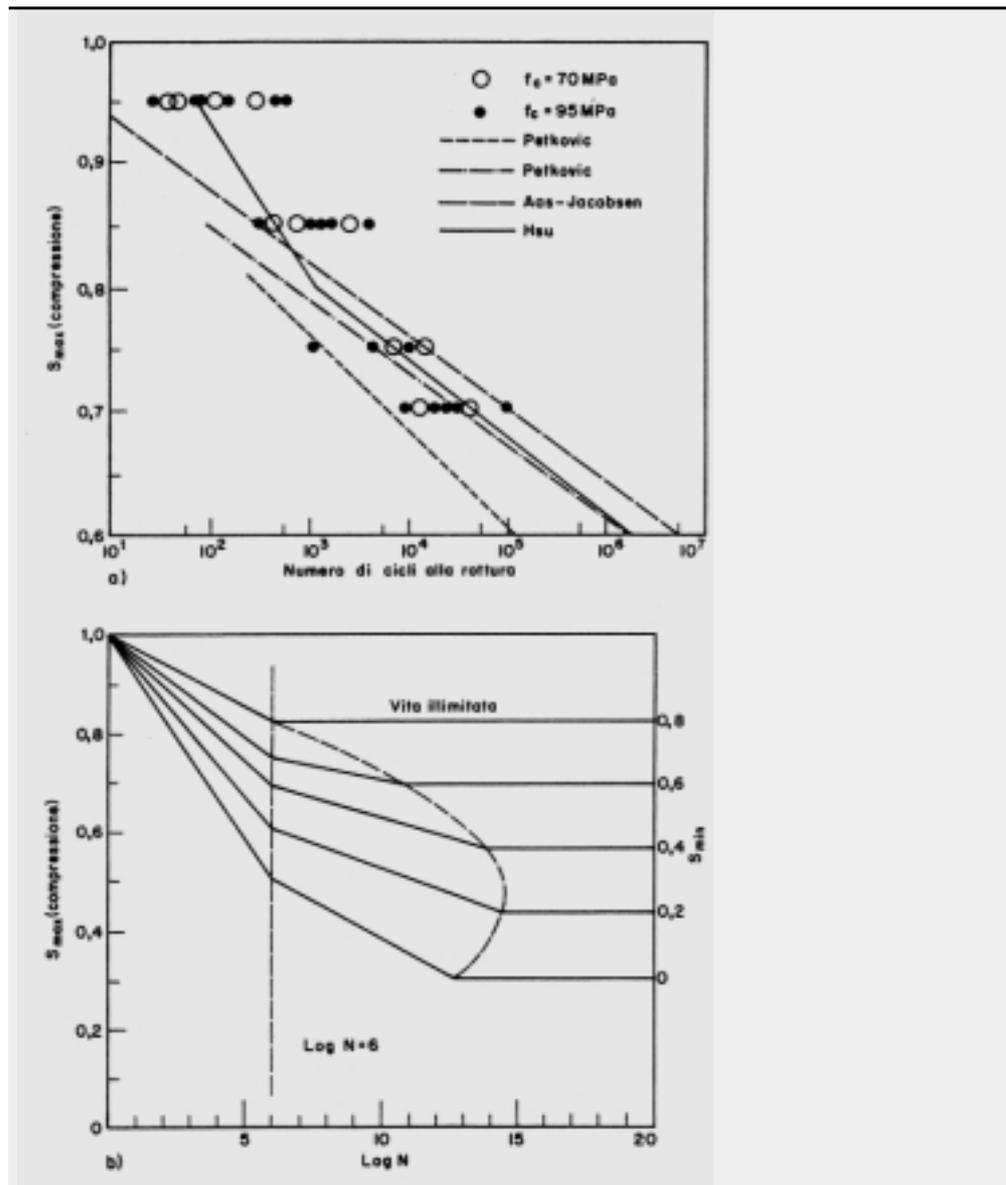
L'applicazione della regola di Miner (detta del "danno cumulato") trova per i calcestruzzi AR le stesse difficoltà che per i calcestruzzi NR, ed al momento si accetta per il numero di Miner (che è in realtà una variabile stocastica a distribuzione lognormale) il valore mediano prossimo a 0,5 in pura compressione [3.5; 3.6].

Sulla base dei risultati disponibili in letteratura [3.4] (si vedano anche Nelson et al., 1987, Waagaard et al., 1990, Nishiyama et al., 1987, in [1.3]) è possibile trarre le seguenti indicazioni:

Figura 2.3

(a) Curve S-N in compressione, e risultati sperimentali [3.4]; e (b) proposta per calcestruzzi ad alte prestazioni (Petkovic et al. [1.3]):

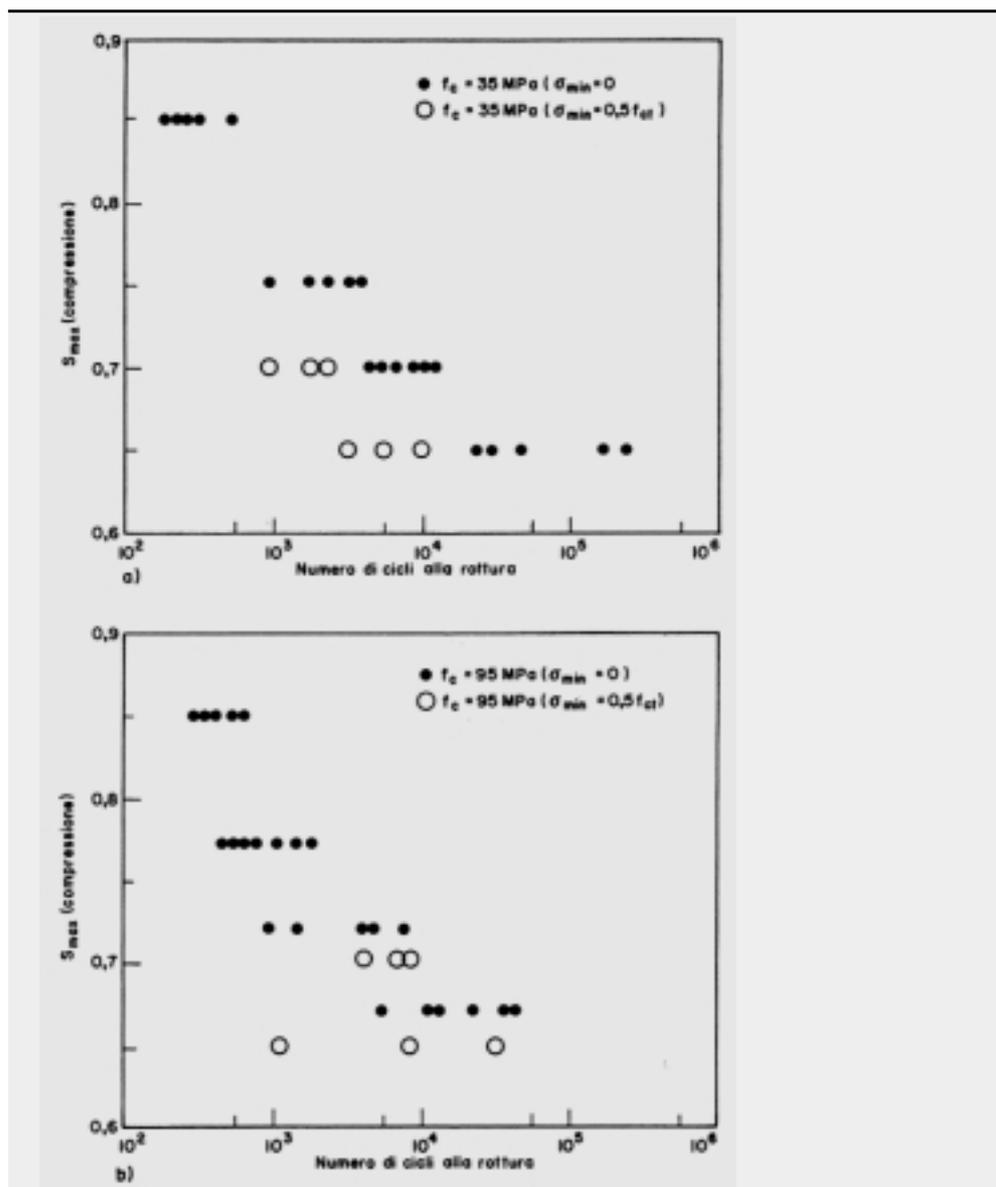
$\log N = k(12 + 16 S_{min} + 8 S_{min}^2)(1 - S_{max})$  ove  $k=1$  per  $\log N \leq 6$ , e  $k=1 + 0,2(\log N - 6)$  per  $\log N > 6$ .



### 3.4.1 Calcestruzzo non armato

- in compressione i calcestruzzi AR sembrano avere una vita a fatica maggiore dei calcestruzzi ordinari per elevati valori del rapporto  $\sigma_{max}/f_c$  (sforzo massimo applicato in rap-

Figura 3.3  
 Comportamento a fatica di calcestruzzi soggetti a carichi ciclici alternati di trazione e compressione, a confronto col comportamento sotto carichi ciclici di sola compressione [3.4]: (a)  $f_c=35 \text{ N/mm}^2$ , e (b)  $f_c=95 \text{ N/mm}^2$ .



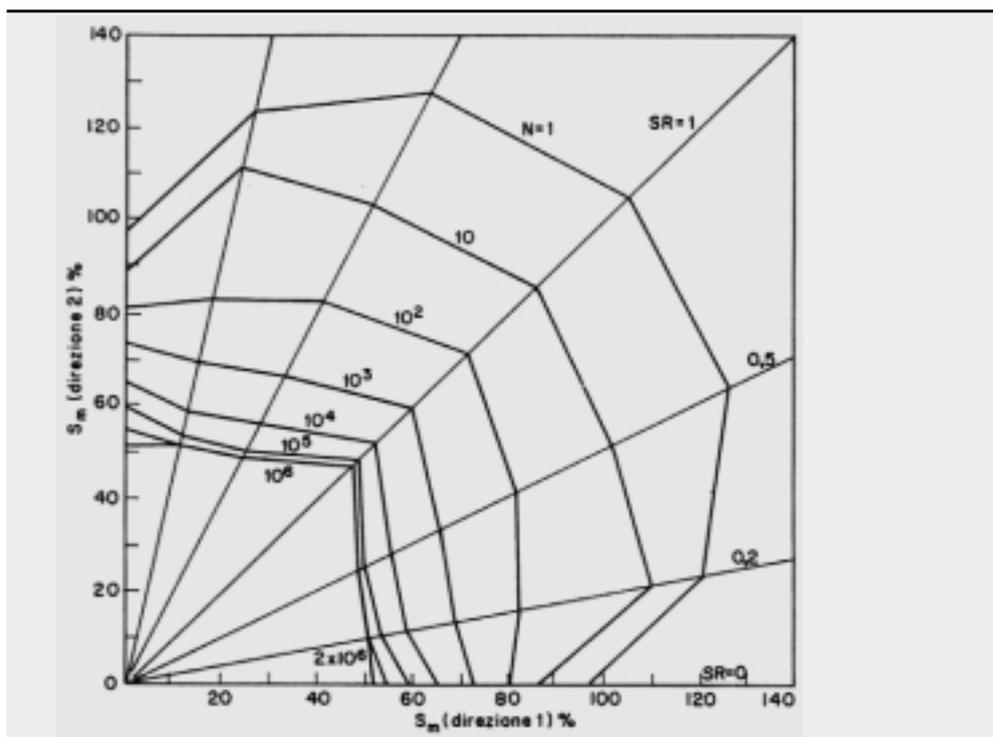
porto alla resistenza statica a compressione), mentre per valori bassi sembra verificarsi l'inverso (Figg. 3.3a, b); lo stesso avviene nella fatica a trazione, ma le differenze rispetto ai calcestruzzi ordinari sono minori;

- i calcestruzzi AR presentano minori deformazioni e minore caduta di rigidezza per fatica (in termini di riduzione del modulo elastico secante rispetto ai calcestruzzi ordinari;
- il comportamento biassiale in compressione perde le proprie caratteristiche di migliore resistenza (rispetto al comportamento uniassiale) dopo ~ 50 cicli, per qualunque rapporto fra le tensioni principali applicate, e il dominio di rottura si riduce, assumendo una forma sempre più "quadrata" (resistenza in regime biassiale  $\approx$  resistenza in regime monoassiale), Fig. 4.3;

- il tenore d'umidità del calcestruzzo ha molta influenza sul comportamento a fatica: con riferimento alla compressione semplice, i calcestruzzi AR (ad aggregato normale o leggero) hanno comportamento a fatica peggiore se il tenore d'umidità è elevato (maturazione e prova in acqua), contrariamente ai calcestruzzi NR;

- anche le condizioni ambientali e di prova influenzano notevolmente il comportamento a fatica dei calcestruzzi AR: ad esempio la pressione esterna d'acqua peggiora la vita a fatica, sia per materiale inizialmente integro che fessurato; inoltre la vita a fatica in aria è

Figura 4.3  
 Dominio di rottura a  
 fatica in  
 compressione  
 biassiale  
 (Nelson et al., 1987  
 [1.3];  $f_c=62 \text{ N/mm}^2$ ;  
 $S_m=\sigma_{2\max}/f_c$  ovvero  
 $\sigma_{1\max}/f_c$ ;  $SR=\sigma_2/\sigma_1$ .



maggiore per i calcestruzzi di minor resistenza (ad esempio  $f_c = 60 \text{ N/mm}^2$ ), mentre l'opposto si verifica per i calcestruzzi di maggiore resistenza (ad esempio  $f_c = 110 \text{ N/mm}^2$ ) il tutto a parità di condizioni di maturazione.

### 3.4.2 Calcestruzzo armato

- nei pilastri armati in calcestruzzo AR, al rapido aumento degli spostamenti durante le prime migliaia di cicli segue una quasi totale stabilizzazione degli spostamenti, con loro aumento brusco solo prima della rottura; nei pilastri in calcestruzzo NR l'aumento degli spostamenti con il numero di cicli è più graduale;
- negli elementi armati soggetti a carichi alternati (trazione + compressione), la fessurazione per trazione annulla il contributo resistente del calcestruzzo teso, più rapidamente nei calcestruzzi AR che nei calcestruzzi NR;
- negli elementi inflessi, la presenza del fumo di silice aumenta nettamente la vita a fatica nel caso di aggregato leggero, grazie alla migliorata aderenza fra la pasta cementizia, l'aggregato e l'armatura; se sono presenti fibre, gli effetti benefici di fumo di silice e fibre sono più che additivi (Sun et al., 1996, si veda [3.7]).

Per il calcolo della durata di vita (numero di cicli a rottura in presenza di determinati valori massimi e minimi di sforzo), ovvero per la verifica di resistenza a fatica (per un assegnato numero di cicli) il modello di Hsu [3.8], peraltro di non agevole applicazione (Fig. 2.3a), sembra essere valido sia per la fatica in compressione che per quella alternata (trazione - compressione).

Fra altri e più semplici modelli attualmente disponibili si può citare MC90:

- $\log N = 9 (1 - S_{c \max})$  per  $\sigma_t \leq 0.026 \sigma_c$  (rottura in compressione)
- $\log N = 9 (1 - S_{t \max})$  per  $\sigma_t > 0.026 \sigma_c$ , (rottura in trazione)

dove:

$S_{c \max} = \sigma_{c \max} / f_c$  con  $\sigma_{c \max}$  = sforzo massimo di compressione applicato al calcestruzzo

$S_{t \max} = \sigma_{t \max} / f_{ct}$  con  $\sigma_{t \max}$  = sforzo massimo di trazione applicato al calcestruzzo

Tale modello ha però dei limiti:

- per  $\sigma_{\min} = 0.10 f_{ct}$  il modello coglie per difetto i valori sperimentali della resistenza a fatica alternata;

- per  $\sigma_{\min} = 0.30 f_{ct}$  il modello sovrastima fortemente la resistenza a fatica alternata;
- per  $\sigma_{\min} = 0.50 f_{ct}$  il modello sottostima fortemente la resistenza a fatica alternata.

Da quanto esposto ed anche sulla base di altri modelli (come quello di Delft, 1988, e quello del Transport and Road Research Laboratory, 1991, si veda [3.7]) emerge che l'argomento necessita di ulteriori approfondimenti per lo sviluppo di un modello di calcolo previsionale sufficientemente attendibile e nello stesso tempo di agevole applicazione.

#### 4. Le proprietà meccaniche

Come nel caso del calcestruzzo normale, le proprietà meccaniche fondamentali sono: la resistenza a compressione " $f_c$ ", la resistenza a trazione " $f_{ct}$ " il modulo elastico " $E$ " e il coefficiente di contrazione trasversale " $\nu_c$ ".

In assenza di altre indicazioni, con " $f_c$ " e " $f_{ct}$ " si intendono nel seguito i valori medi, spesso indicati in normativa con " $f_{cm}$ " e " $f_{ctm}$ ".

Pertanto  $f_c$  e  $f_{cm}$ ,  $f_{ct}$  e  $f_{ctm}$  sono da considerare sinonimi.

Vengono discusse in questo capitolo anche le proprietà deformative (ritiro e viscosità), che hanno spesso effetti determinanti sul comportamento strutturale del c.a. e c.a.p.

##### 4.1 Resistenza a compressione

I calcestruzzi sono classificati e designati in base alla resistenza caratteristica in compressione. La designazione è indicata da 2 valori, che corrispondono rispettivamente alle resistenze caratteristiche riferite a cilindri e a cubi.

A titolo d'esempio (EC2 ed estensione MC90):

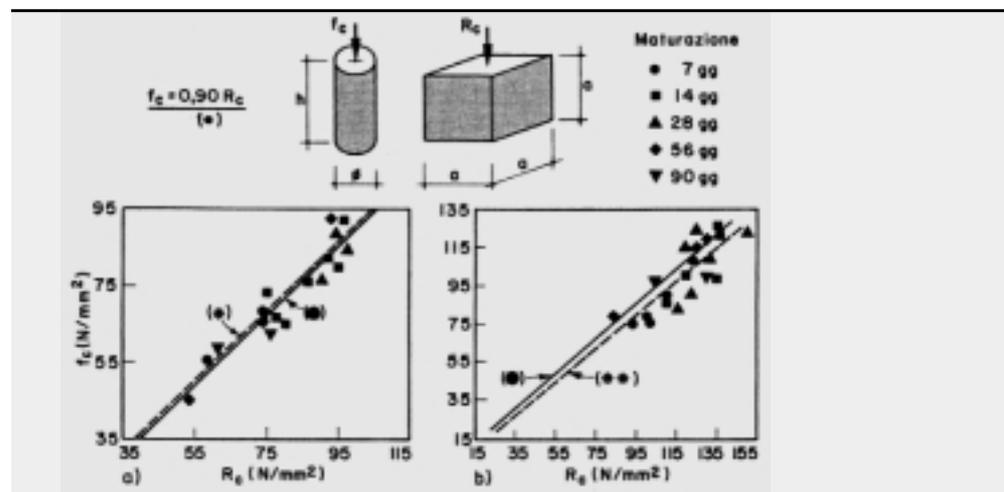
C60/75 C70/85 C80/95 C90/105 C100/115

Essendo i calcestruzzi AR caratterizzati da rapido indurimento, accanto alla tradizionale resistenza caratteristica in compressione, misurata a 28 giorni di maturazione – ed alle analoghe resistenze a 7 e 14 giorni – assumono rilevante importanza le resistenze medie e caratteristiche a tempi di maturazione decisamente minori (ad esempio, a 24, 48 e 72 ore dal getto).

Alla valutazione della resistenza in compressione continuano a prestarsi egualmente bene i provini cubici e quelli cilindrici, che – fatto salvo il valore minimo di 4 fra lunghezza del lato, o del diametro, e dimensione massima dell'aggregato – possono anche essere di dimensioni piuttosto piccole (ad esempio 100 mm di lato o di diametro, con altezza pari a 2 diametri nel caso dei cilindri). Tali dimensioni sono giustificate dalle caratteristiche meccaniche più omogenee della microstruttura dei calcestruzzi AR, che consentono di adottare provini di minori dimensioni, con il grande vantaggio di poter usare le stesse presse utilizzate per i calcestruzzi NR.

Per quanto riguarda il rapporto fra resistenza cilindrica e resistenza cubica, il suo valore si avvicina a 0,9 (Fig. 1.4 [4.1]), in quanto il comportamento decisamente lineare fin quasi

**Figura 1.4**  
Correlazione fra resistenza cilindrica e cubica [4.1]:  
(a)  $\varnothing=150$ ,  $h=300$ ,  $a=200$  mm; e  
(b)  $\varnothing=100$ ,  $h=200$ ,  $a=100$  mm.  
(\*) e (\*\*)= regressioni lineari.



al picco della curva sforzo-deformazione, senza aumento del modulo di Poisson apparente, limita l'effetto di contenimento che le testate della pressa esercitano sul provino, effetto che è la principale causa della maggiore resistenza del cubo rispetto al cilindro. Infine, in mancanza di dati provenienti dal controllo di qualità, si può anche per i calcestruzzi AR assumere in  $8 \text{ N/mm}^2$  lo scarto fra resistenza media  $f_{cm}$ , e resistenza caratteristica  $f_{ck}$  in compressione cilindrica:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2.$$

#### 4.2 Resistenza a trazione

I calcestruzzi ad alta resistenza mostrano proporzionalmente una minor crescita della resistenza a trazione in funzione di quella a compressione, rispetto ai calcestruzzi normali.

Per la resistenza media in trazione diretta si può far riferimento alla relazione proposta nell'estensione del Codice Modello MC90 al calcestruzzo ad alta resistenza [1.4] (**Fig. 2.4**):

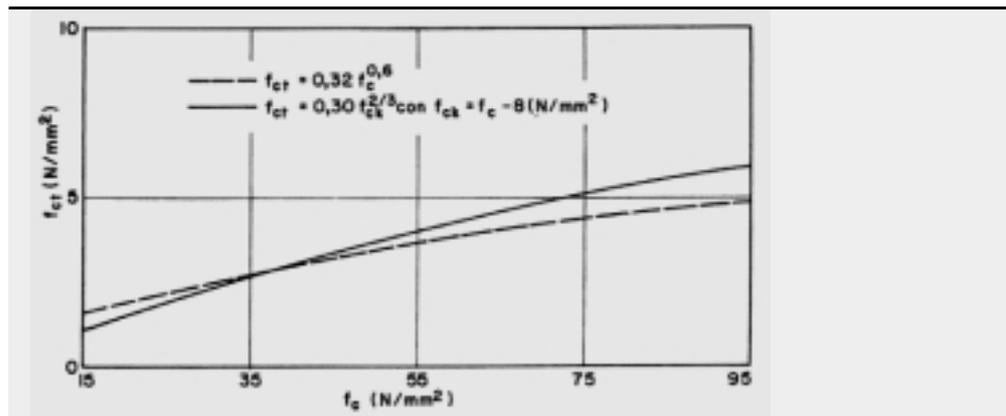
$$f_{ctm} = 0,32 f_{cm}^{0,6} \quad (f_{ck} = 35-115 \text{ N/mm}^2)$$

I frattili (inferiore, 5%, e superiore, 95%) possono assumersi rispettivamente pari a  $0,68 f_{ctm}$  ( $= f_{ctk,min}$ ) e  $1,32 f_{ctm}$  ( $= f_{ctk,max}$ ). A titolo di esempio si vedano i valori contenuti nella **Tabella 1**. Per la resistenza media a trazione indiretta per spacco (prova brasiliana) si può far riferimento alla seguente relazione [4.2] (**Fig. 3.4**):

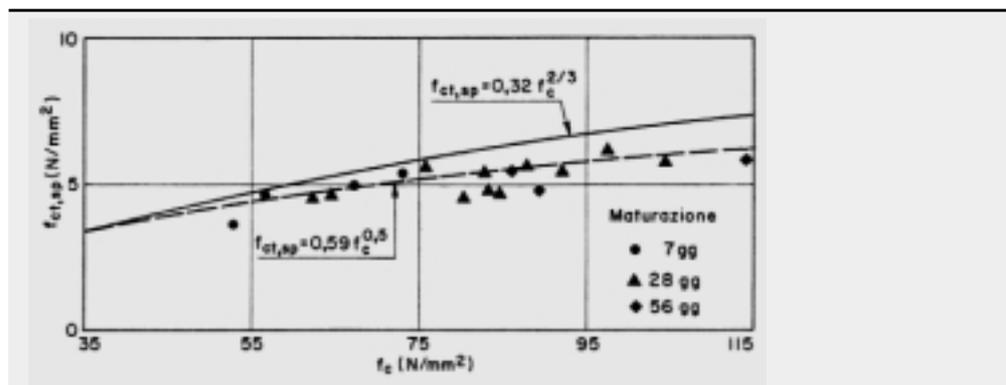
$$f_{ct,sp} = 0,59 f_{cm}^{0,5} \quad (f_{ck} = 35-115 \text{ N/mm}^2)$$

Pertanto il rapporto  $f_{ct}/f_{ct,sp}$  cade nell'intervallo 0.82-0.86 per  $f_{ck} = 50-100 \text{ N/mm}^2$ , prossimo al valore 0,9 suggerito per i calcestruzzi NR (MC90).

**Figura 2.4**  
Correlazioni fra resistenza a trazione diretta e resistenza cilindrica in compressione [4.1].



**Figura 3.4**  
Correlazioni fra resistenza a trazione indiretta per spacco ( $f_{ct,sp}$ ) e resistenza cilindrica in compressione [4.2].



**Tabella 1**

Resistenza a trazione diretta (N/mm <sup>2</sup> )						
$f_{ck}$	50	60	70	80	90	100
$f_{ctm}$	3,66	4,02	4,37	4,70	5,01	5,31
$f_{ctk,min}$	2,49	2,73	2,97	3,20	3,41	3,61
$f_{ctk,max}$	4,83	5,31	5,77	6,20	6,61	7,00

### 4.3 Modulo elastico

Il modulo di elasticità è una delle proprietà meccaniche fondamentali di qualsiasi materiale elastico-lineare, omogeneo e isotropo, e la sua conoscenza fornisce un dato essenziale per le applicazioni strutturali. Mentre nel caso dei materiali a microstruttura molto fine (ad esempio i materiali metallici) esiste in generale un esteso tratto iniziale della curva sforzo-deformazione ad andamento quasi perfettamente lineare, e quindi il modulo elastico (che ne è la pendenza) può essere tabellato ed utilizzato senza problemi di sorta, nel caso dei materiali compositi che, come il calcestruzzo, hanno microstruttura fortemente disomogenea - il modulo elastico dipende da numerosi parametri. Essendo inoltre la curva sforzo - deformazione dei materiali compositi in genere non lineare, il modulo elastico va specificato o come pendenza iniziale della suddetta curva ( $E_{ci}$  = modulo all'origine, detto anche modulo dinamico) o come pendenza media ( $E_c$  = modulo secante, ad esempio per  $\sigma_c = 0,0-0,4 f_c$ ). Nel caso del calcestruzzo il modulo elastico è funzione della resistenza a compressione, che a sua volta dipende dal tipo e dalla dimensione massima dell'aggregato, dai rapporti di composizione dell'impasto e dalle condizioni di stagionatura.

Per evitare di ricorrere alla determinazione sperimentale, molti studi sono stati fatti nel passato per stabilire una semplice relazione fra modulo elastico e resistenza a compressione. Tali studi hanno avuto successo, tant'è che pressoché tutti i regolamenti propongono relazioni fra modulo e resistenza, valide per ben definite modalità di misura.

Anche per i calcestruzzi AR, come e ancor più che per i calcestruzzi NR, non vi è proporzionalità semplice fra modulo elastico e resistenza a compressione. Inoltre, mentre nei calcestruzzi NR il controllo delle proprietà meccaniche è strettamente legato alla pasta legante e quindi il modulo elastico dipende poco dall'aggregato grosso, nei calcestruzzi AR (in particolare per  $f_c > 80 \text{ N/mm}^2$ ) è l'aggregato grosso ad influire decisamente sulle proprietà meccaniche, tant'è che impasti di resistenza simile possono avere moduli diversi a causa del diverso aggregato.

Comunque le formulazioni della relazione modulo elastico-resistenza a compressione contenute nelle varie normative per calcestruzzi NR continuano a valere anche per i calcestruzzi AR, a condizione di ritrarre i coefficienti numerici. A titolo di esempio si possono citare le relazioni a base di dipendenza lineare (BS 8110), di radice quadrata (ACI 318) e di radice cubica (EC2 e MC90), che secondo recenti esperienze [4.3] (Fig. 4.4) su calcestruzzi con aggregato grosso di granito possono essere così formulate per  $f_c = 25-100 \text{ N/mm}^2$ :

$$E_c = 175 f_c + 21735 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$E_c = 2782 f_c^{1/2} + 10958 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$E_c = 8261 f_c^{1/3} + 132 \quad (\text{N/mm}^2)$$

Figura 4.4  
Risultati sperimentali e correlazione fra modulo elastico secante ( $E_c$ ) e resistenza cilindrica a compressione, per calcestruzzi con aggregato a base di granito [4.3].

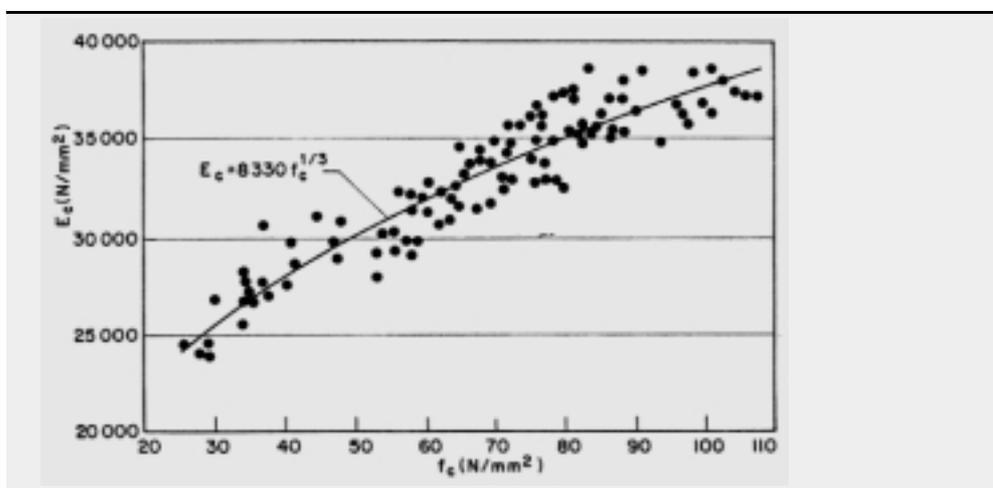
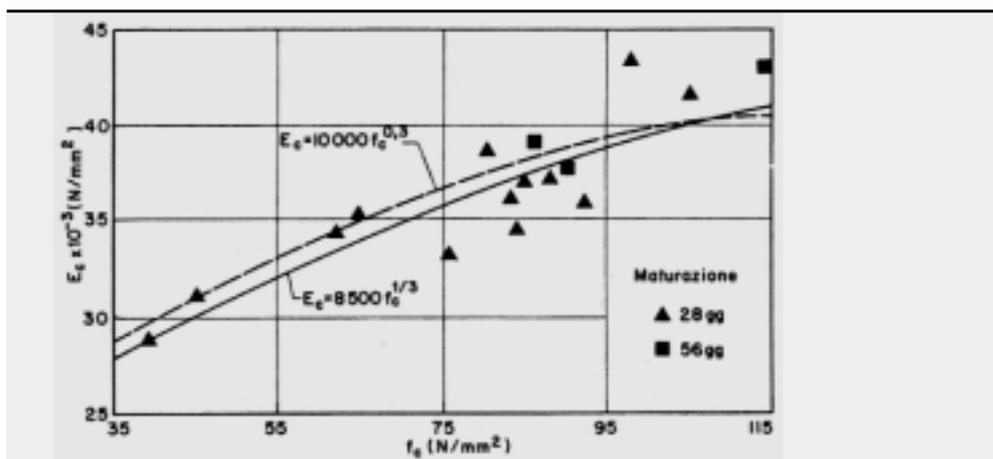


Figura 5.4  
Correlazioni fra  
modulo elastico  
secante e resistenza  
cilindrica in  
compressione [1.2,  
1.4, 4.1].



Queste relazioni hanno tutte coefficiente di correlazione lineare elevato ( $r \geq 0,93$ ), ma l'ultima ( $\approx f_c^{1/3}$ ) ha il coefficiente maggiore ( $\approx 0,94$ ) ed inoltre passa di fatto per l'origine (caratteristica essenziale), potendosi trascurare il termine costante.  $E_c$  è da intendersi come modulo secante. Ricordando che il rapporto  $E_{ci}/E_c$  è prossimo a 1,15, l'ultima relazione ( $E_c \approx 8300 f_c^{1/3}$ , Fig. 4.4) conferma le relazioni proposte per il modulo all'origine da MC90 e dall'estensione di MC90 all'alta resistenza [1.4] (Fig. 5.4):

$$E_{ci} = 9500 f_c^{1/3}$$

$$E_{ci} = 11000 f_c^{0,3}$$

Le due suddette relazioni danno risultati pressoché coincidenti, con scarto inferiore a 1% per  $f_c = 75-100 \text{ N/mm}^2$  ed inferiore a 4% per  $f_c < 50 \text{ N/mm}^2$ .

A titolo di esempio si vedano i valori di  $E_{ci}$  contenuti nella **Tabella 2**, ed ottenuti con la seconda delle relazioni suindicate.

Un esempio [4.4] della notevole influenza che la natura dell'aggregato grosso ha sulle

Tabella 2

Modulo elastico all'origine						
$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	50	60	70	80	90	100
$E_{ci} \text{ (kN/mm}^2\text{)}$	37,2	39,0	40,6	42,1	43,5	44,8

proprietà elastiche del calcestruzzo è mostrato dai dati riportati nelle Tabelle 3, 4 e 5. Nella **Tabella 3** è mostrata la composizione di una serie di 7 calcestruzzi che differiscono soltanto per la natura della roccia madre del pietrisco: 2 calcari ( $L_1$  e  $L_2$ ), 2 arenarie ( $S_1$  e  $S_2$ ), 1 granito ( $G_1$ ), 2 quarziti ( $Q_1$  e  $Q_2$ ) [4.4].

Nella **Tabella 4** sono riportati i moduli delle rocce di provenienza dei sette tipi di pietrisco, i moduli dei sette calcestruzzi e le loro resistenze a compressione. Per le misure sui calcestruzzi sono stati utilizzati provini cilindrici 100x200 mm. Nella **Tabella 5** sono riportati i moduli di elasticità misurati e calcolati.

Dai dati mostrati risulta chiaramente che per le due formule controllate l'approssimazione è al di sotto del 10%; fanno eccezione i calcestruzzi contenenti pietrisco ottenuto dalle arenarie  $S_1$  e  $S_2$ , i quali – pur avendo raggiunto la stessa resistenza degli altri – hanno moduli di molto inferiori.

Tenendo conto che le relazioni proposte in MC90 (e sua estensione ai calcestruzzi AR) danno i valori del modulo all'origine ( $E_{ci}$ ) e che le misure forniscono i valori del modulo secante ( $E_c \approx 0,85-0,9 E_{ci}$ ), le suddette relazioni sono del tutto affidabili per aggregato granitico e calcareo mentre sottostimano ( $\sim - 10\%$ ) il valore del modulo nel caso di aggregato quarzítico. Per quanto concerne le arenarie (non usate in Italia), le loro modeste caratteristiche fisico-meccaniche ne sconsigliano l'uso nei calcestruzzi AR.

Occorre infine sottolineare che – specialmente nel caso di opere importanti, per le quali d'altra parte è maggiormente giustificato l'uso di calcestruzzo AR – la misura diretta del modulo rimane la soluzione migliore.

Tabella 3

Calcestruzzi con  
aggregato di natura  
diversa.

		<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>% in volume</b>
Acqua		135	13,5
Cemento		450	14,3
Microsilice		50	0,2
Sabbia		770	28,7
Aggregato da 5 a 10 mm	L <sub>1</sub>	1050	
	L <sub>2</sub>	1095	
	S <sub>1</sub>	1000	
	S <sub>2</sub>	1020	39,1
	G <sub>1</sub>	1065	
	Q <sub>1</sub>	1025	
	Q <sub>2</sub>	1010	
Rapporto a/l		0,27	
Abbassamento al cono		200 mm	

Tabella 4

Moduli elastici e  
resistenze.

	<b>L<sub>1</sub></b>	<b>L<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>G<sub>1</sub></b>	<b>Q<sub>1</sub></b>	<b>Q<sub>2</sub></b>
E agg.	59	47	29	40	49	44	32
E <sub>c</sub> calc. (28 gg)*	40	40	24	31	40	42	41
f <sub>c</sub> (28 gg.)**	95,3	98	101	102	103	90,8	89,2
E <sub>c</sub> calc. (91 gg)*	42	44	27	31	41	45	42
f <sub>c</sub> (28 gg.)	105	106	107	116	111	99,3	99,7

\* Misurato secondo ASTM 469 (3 cicli di carico al 40% di f<sub>c</sub>);  
\*\* Media di 3 valori.

Tabella 5

Moduli elastici  
secondo MC90 e  
CEB-FIP 95.

	<b>L<sub>1</sub></b>	<b>L<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>G<sub>1</sub></b>	<b>Q<sub>1</sub></b>	<b>Q<sub>2</sub></b>
E <sub>c</sub> calcolato MC90	43,4	43,8	44,2	44,4	44,5	42,7	42,4
CEB-FIP 95	43,2	43,5	43,9	44,0	44,2	42,5	42,3
E <sub>c</sub> <sup>28gg</sup> <sub>c,MIS</sub> /E <sub>c,CAL</sub>	92,4%	91,6%	54,5%	70,1%	90,2%	98,6%	96,8%

#### 4.4 Coefficiente di contrazione trasversale

I dati sul coefficiente di contrazione trasversale – o modulo di Poisson – sono molto limitati per calcestruzzi AR.

Se si limita l'attenzione al tratto iniziale sensibilmente lineare della curva sforzo-deformazione, i risultati sperimentali confermano la sostanziale identità di calcestruzzi AR e calcestruzzi NR ( $\nu_c = 0,18-0,24$  per  $f_c$  crescente fino a  $60-70 \text{ N/mm}^2$ ). Tuttavia, mentre nei calcestruzzi NR il modulo di Poisson apparente cresce rapidamente per valori tensionali  $\geq 0,80 f_c$  a causa dell'estendersi della microfessurazione indotta dalla diversa deformabilità di malta legante ed aggregato grosso, nei calcestruzzi AR la grande uniformità meccanica permette una maggiore estensione del tratto lineare (fino a  $0,90-0,95 f_c$ ), garantendo la costanza del modulo di Poisson fin quasi al picco della curva  $\sigma_c-\epsilon_c$ . La minore espansione trasversale (dilatanza) dei calcestruzzi AR spiega la loro minore sensibilità al contenimento trasversale e quindi il loro comportamento meno favorevole in regime triassiale di compressione, rispetto ai calcestruzzi NR. Sul comportamento triassiale dei calcestruzzi AR si è tuttavia ben lontani dal poter fare affermazioni conclusive, anche se molti sono stati gli studi, specialmente in presenza di contenimento passivo, come è quello offerto dalle "camice" metalliche di contenimento spesso usate nei pilastri AR.

#### 4.5 Deformazioni per ritiro e scorrimento viscoso (creep)

Sono le deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo, che hanno origine dai movimenti di acqua nella pasta legante. L'aggregato lapideo naturale non subisce né ritiro né scorrimento viscoso, ma anzi svolge azione di contrasto alle deformazioni della matrice legante, e l'effetto esercitato dipende dal rapporto in volume pasta/aggregato, dal modulo elastico dell'aggregato e dal suo diametro massimo.

Il ritiro (a) è collegato al passaggio di acqua dal materiale all'ambiente di esposizione, (b) dipende dalle variazioni di volume dovute ai processi chimici di idratazione e di carbonatazione, e (c) non ha alcuna relazione con lo stato tensionale, cioè con i carichi.

È opinione prevalente che lo scorrimento viscoso sia da attribuire a variazioni microstrutturali della pasta legante, nel corso delle quali avviene una redistribuzione delle molecole di acqua per effetto del regime deformativo e statico prodotto dai carichi.

I due fenomeni hanno in comune numerose ed importanti caratteristiche: (a) le curve tempo-deformazione sono simili; (b) i parametri ambientali e costitutivi che intervengono sono gli stessi e agiscono nello stesso modo; e (c) le singole deformazioni sono confrontabili e risultano in gran parte irreversibili. Tuttavia, come si è detto, i meccanismi all'origine dei due fenomeni sono del tutto differenti.

#### 4.5.1 Ritiro

I dati di laboratorio e l'esperienza in opera dimostrano che nel calcestruzzo si possono distinguere tre tipi di ritiro:

- *di essiccazione* che si manifesta quando il calcestruzzo – per essere in equilibrio con l'umidità relativa all'ambiente di esposizione – deve cedere acqua (se l'umidità relativa  $U_R$  dell'ambiente è maggiore di quella esistente nel calcestruzzo, è l'ambiente a cedere acqua ed il materiale si rigonfia). Il trasferimento di acqua, sia in un senso che nell'altro, avviene allo stato di vapore, attraverso la superficie esposta all'ambiente esterno; ne segue che il processo di essiccazione di un manufatto interessa prima la superficie e poi procede all'interno, con ciò comportando il sorgere di gradienti di umidità.

- *autogeno* (chimico o di autoessiccazione o endogeno), dovuto alla diminuzione di volume che accompagna la reazione tra i costituenti del cemento e l'acqua; il fenomeno è isotropo ed è particolarmente rilevante nei calcestruzzi con rapporto a/c inferiore a 0,4.

- *di carbonatazione*, associato alla diminuzione di volume della reazione tra l'anidride carbonica dell'ambiente ed i prodotti di idratazione del cemento; il grado di reazione, e quindi il ritiro prodotto, è influenzato dall'acqua presente nel calcestruzzo, perché l'anidride carbonica reagisce come acido carbonico in soluzione; il grado di reazione è massimo quando l'umidità relativa è del 50%, mentre diviene praticamente nullo alla saturazione ( $U_R = 100\%$ ) ed in ambiente secco ( $U_R \leq 25\%$ ). La reazione decade nel primo caso perché i pori della pasta di cemento sono pieni di acqua ed in queste condizioni la diffusione del gas è estremamente lenta, nel secondo caso perché i pori della pasta non contengono acqua sufficiente per permettere la formazione della soluzione di acido carbonico. Il ritiro di carbonatazione non è una componente significativa del ritiro totale, ma lo può diventare se il manufatto durante la stagionatura iniziale viene a trovarsi esposto in ambiente con un tenore di anidride carbonica maggiore dell'usuale.

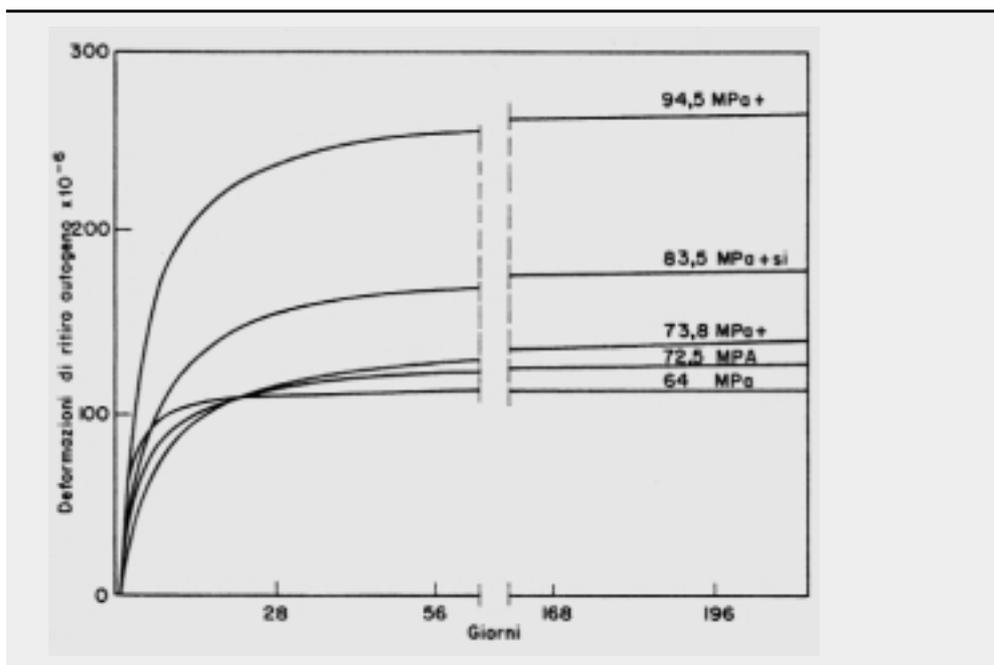
Generalmente il ritiro è espresso come una deformazione adimensionale (mm/mm) ed è misurato su provini standard, conservati in ambiente ad umidità e temperatura prefissate e costanti, in assenza di carico.

Per il calcestruzzo ordinario è comune identificare il ritiro totale con il ritiro di essiccazione essendo il contributo delle altre due forme talmente piccolo da poter essere ignorato. Il ritiro autogeno è inferiore a  $100 \cdot 10^{-6}$ .

Per il calcestruzzo ad alta resistenza, il ritiro autogeno diventa significativo (**Fig. 6.4**) [4.6] e di conseguenza il ritiro totale è somma della componente autogena e di quella da essiccazione. Anche in questo caso il ritiro di carbonatazione è del tutto trascurabile: in un calcestruzzo ad alta resistenza il fronte di carbonatazione avanza con velocità annua di frazioni di millimetro e nel volgere di qualche decennio la penetrazione praticamente si arresta.

A causa del ruolo svolto dal ritiro autogeno, per i calcestruzzi ad alta resistenza non è valido l'assunto secondo cui il materiale ritira soltanto se perde umidità.

Figura 6.4  
[4.6].

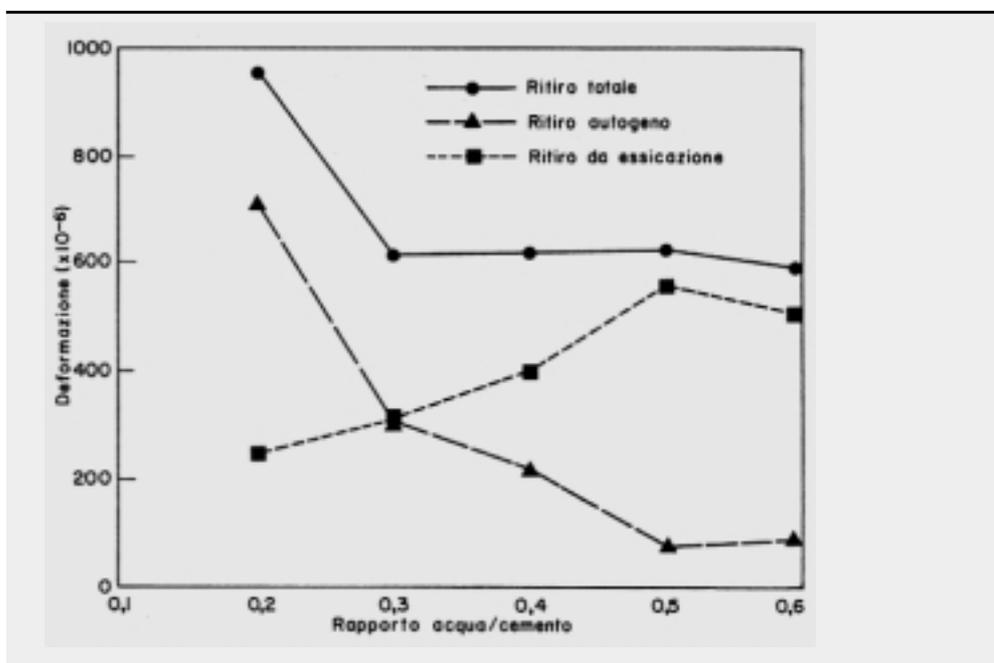


#### 4.5.2 Ritiro autogeno

Si misura facendo maturare il calcestruzzo in condizioni tali da impedire ogni scambio di umidità con l'esterno. Il ritiro autogeno raggiunge valori finali di  $150-300 \cdot 10^{-6}$  e l'ampiezza aumenta al diminuire del rapporto a/c ed in presenza di microsilice (Fig. 7.4) [4.5]. In letteratura [4.8] sono riportati dati dai quali risulta che per resistenza cubica di  $60-140 \text{ N/mm}^2$  il ritiro autogeno medio è prossimo a  $230 \cdot 10^{-6}$ .

Figura 7.4

Varie forme di ritiro nel calcestruzzo [4.5]: totale, autogeno, e da essiccazione, in funzione del rapporto a/c.



La cinetica di sviluppo del ritiro autogeno è controllata dalla velocità di idratazione, e poiché nei calcestruzzi AR si impiegano elevati contenuti di cemento a rapido indurimento, il ritiro autogeno comincia a manifestarsi già in fase di presa, per poi svilupparsi rapidamente e stabilizzarsi nel volgere di tre mesi circa. Il fenomeno può assumere un ruolo importante già nelle prime ore, quando la resistenza a trazione del materiale è molto modesta.

Recenti risultati mostrano come il ritiro autogeno possa essere più rilevante di quello dovuto all'evaporazione iniziale dell'acqua (ritiro plastico), tant'è che si può avere ritiro anche se la superficie del calcestruzzo viene mantenuta umida.

Sulla base delle considerazioni suesposte risulta quanto segue:

- 1) la conoscenza del ritiro autogeno è importante non solo per la stima del ritiro totale, ma anche per valutare il rischio di fessurazione nelle condizioni effettive di posa in opera, subito dopo il getto;
- 2) una frazione elevata del ritiro autogeno finale (anche del 50%) si può sviluppare già entro le 24 ore di stagionatura, qualora il calore d'idratazione del cemento possa causare aumenti di temperatura significativi ai fini della velocità d'idratazione; la termoattivazione del processo d'idratazione ha quindi un ruolo primario nel caso di elementi strutturali di grande sezione;
- 3) il ritiro autogeno in molte situazioni pratiche è pressoché vicino al valore finale, quando il ritiro di essiccazione comincia a diventare significativo; sotto questo aspetto, il ruolo della dimensione dell'elemento è duplice, perché può agire sulla velocità di sviluppo del ritiro autogeno, accelerandola, e sulla velocità di essiccazione, riducendola.

#### 4.5.3 Ritiro di essiccazione

Nei calcestruzzi AR è minore che nel calcestruzzo ordinario e l'ampiezza della deformazione diminuisce all'aumentare della resistenza media a compressione del calcestruzzo. A parità di  $U_R$  dell'ambiente di esposizione, la quantità di acqua ceduta da un calcestruzzo di resistenza ordinaria è maggiore di quella ceduta da un calcestruzzo AR, tanto più quanto maggiore è la differenza di resistenza fra i due materiali. La quantità di acqua scambiata dipende dal contenuto di acqua evaporabile che nei calcestruzzi ordinari è generalmente maggiore a causa dei più alti rapporti a/c usati.

All'aumentare della resistenza, la permeabilità della matrice legante diminuisce, e tutti gli effetti collegati ai processi di trasporto indotti dalle variazioni di umidità relativa risultano perciò meno pronunciati. In particolare la cinetica del ritiro di essiccazione rallenta e si può ragionevolmente assumere che gli elementi strutturali, con sezioni di grande dimensione non risentano molto delle variazioni di umidità.

È addirittura probabile che per i calcestruzzi di più bassa permeabilità, l'umidità relativa nel nucleo delle sezioni di grande dimensione non raggiunga l'equilibrio con l'umidità relativa dell'ambiente di esposizione nel corso della vita in servizio del progetto.

La riduzione del rapporto a/c e l'impiego delle aggiunte minerali attive migliorano la microstruttura della matrice legante, inducendo una maggiore uniformità particellare (in seguito alle reazioni pozzolaniche diminuiscono in quantità e dimensioni i cristalli di idrossido di calcio) ed affinando il diametro dei pori. Le modifiche riguardano anche la regione interfacciale, che diminuisce di spessore e diventa meno difettosa, così che la matrice legante nel suo complesso risulta più resistente e meno permeabile.

Il migliore risultato si ottiene quando una parte del cemento è sostituita con fumo di silice; la soglia di sostituzione è il 5% sul peso di fumo di silice + cemento. Gli effetti sono tanto migliori quanto minore è la dimensione media delle particelle di silice, e tra tutte le microsilici la più efficace è quella colloidale.

In conclusione, a parità di resistenza, la permeabilità più bassa è ottenuta con calcestruzzo contenente microsilice. Pertanto, con riferimento alla permeabilità, l'aumento di resistenza ottenuto mediante riduzione del rapporto a/c non equivale all'aumento di resistenza ottenuto con l'aggiunta di microsilice.

Per gli effetti che la microsilice ha sulle deformazioni dipendenti dal tempo, appare necessario che i modelli di previsione di ritiro e viscosità dei calcestruzzi AR prendano in conto il ruolo della microsilice (**Fig. 8.4 - 9.4**) [4.6].

Per il calcolo delle deformazioni da ritiro si veda ad esempio [4.2].

Figura 8.4

Calcestruzzo  $f_{c28}$  64 MPa (cemento 450 Kg/m<sup>3</sup> - microsiline assente - a/c=0,41 -  $U_R=50\%$ ) [4.6].

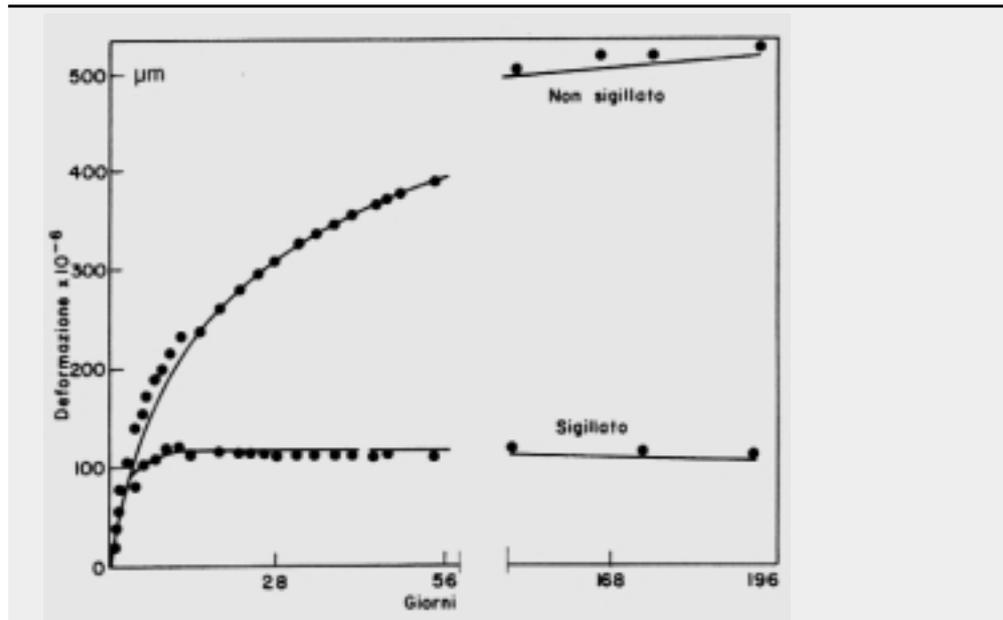
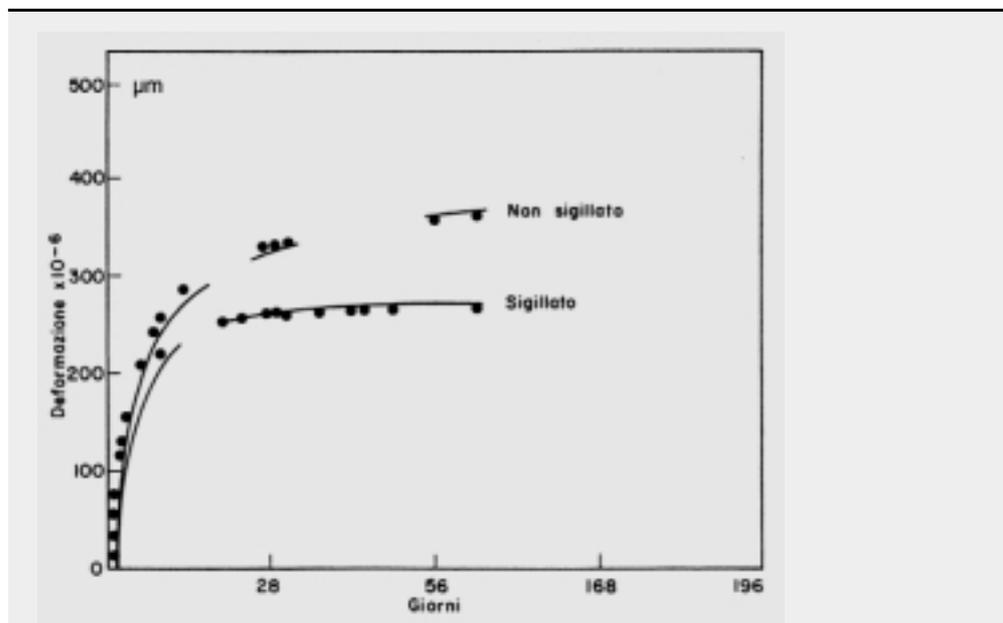


Figura 9.4

Calcestruzzo  $f_{c28}$  94,5 MPa (cemento 450 Kg/m<sup>3</sup> - microsiline 36 Kg/m<sup>3</sup> - a/c+ms=0,31 -  $U_R=50\%$ ) [4.6].



#### 4.5.4 Scorrimento viscoso (creep)

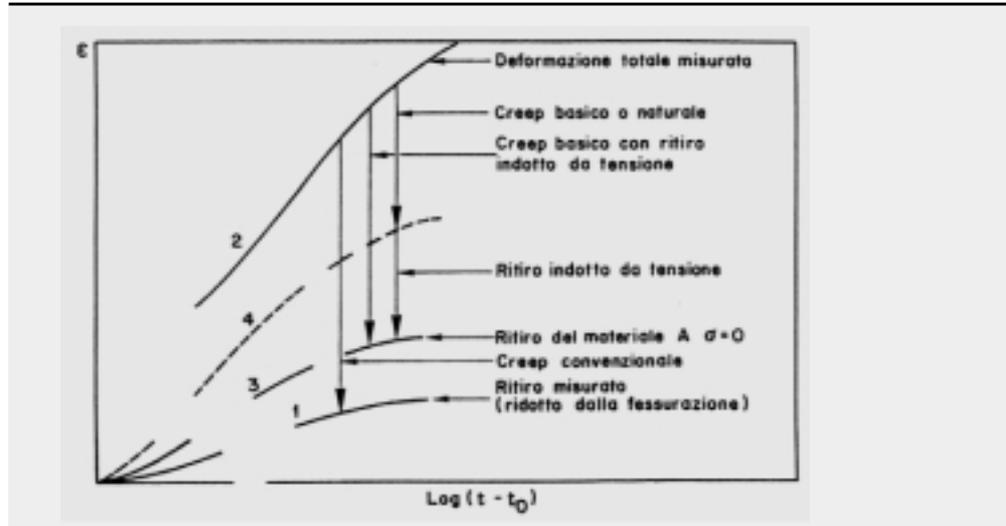
Lo scorrimento viscoso è l'aumento temporale di deformazione, che si manifesta nel calcestruzzo indurito sottoposto ad un carico permanente e costante. Si determina sottraendo dalla deformazione totale (misurata in un provino standard sotto prefissate condizioni di carico, di temperatura e di umidità) la deformazione elastica istantanea e la deformazione da ritiro misurata su un provino testimone, scarico ed esposto alle stesse condizioni di umidità e di temperatura.

Nel valutare il contributo che realmente compete ad ognuna delle deformazioni elencate occorre tener presente quanto segue:

- il modulo elastico aumenta nel tempo, in particolare durante la stagionatura iniziale;
- il fenomeno di scorrimento viscoso è operativo anche a livelli tensionali molto bassi, e perciò è difficile distinguere dove finisce la deformazione elastica e comincia la deformazione viscosa;
- la somma del ritiro (misurato in assenza di carichi) e dello scorrimento viscoso (misu-

rato in assenza di essiccazione) è minore della deformazione osservata quando scorrimento viscoso e ritiro avvengono simultaneamente; tuttavia la deformazione in eccesso viene in generale considerata come ulteriore scorrimento viscoso indotto dall'essiccazione (**Fig. 10.4**) [4.7].

Figura 10.4  
[4.7].



Lo scorrimento viscoso è descritto attraverso la “funzione di viscosità” e il “coefficiente di viscosità”; la prima è il rapporto tra la deformazione viscosa e la tensione applicata, mentre il secondo è il rapporto tra la deformazione viscosa e la deformazione elastica iniziale. Poiché in un ampio intervallo tensionale (certamente fino a  $\sigma_c = 0,4-0,5 f_c$  nel calcestruzzo normale, ed oltre nel calcestruzzo ad alta resistenza) si può assumere per lo scorrimento viscoso un legame di proporzionalità lineare con la tensione applicata, i valori della funzione di viscosità (detta anche viscosità specifica) possono essere utilizzati per confrontare le caratteristiche di deformabilità viscosa di differenti calcestruzzi, sottoposti a differenti carichi di servizio.

Per i calcestruzzi AR è opportuno distinguere tra viscosità di base o naturale, che si osserva quando la deformazione è misurata in assenza di essiccazione, e viscosità di essiccazione, che rappresenta la differenza fra lo scorrimento viscoso totale e quello di base. Rispetto al calcestruzzo ordinario, i dati per i calcestruzzi di resistenza 60-115 N/mm<sup>2</sup> mostrano quanto segue:

- la deformabilità viscosa è minore (si vedano i diagrammi del coefficiente di viscosità in **Fig. 11.4** [4.2]), ed è meno influenzata dall'umidità relativa ambientale;

Figura 11.4  
Diagrammi del coefficiente di viscosità per calcestruzzo NR e AR, con e senza fumo di silice [4.2].

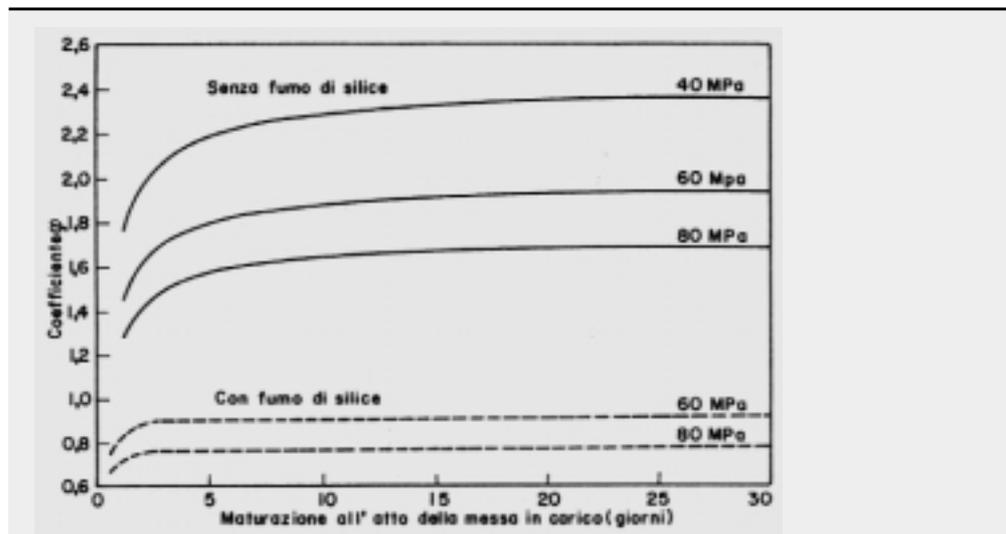
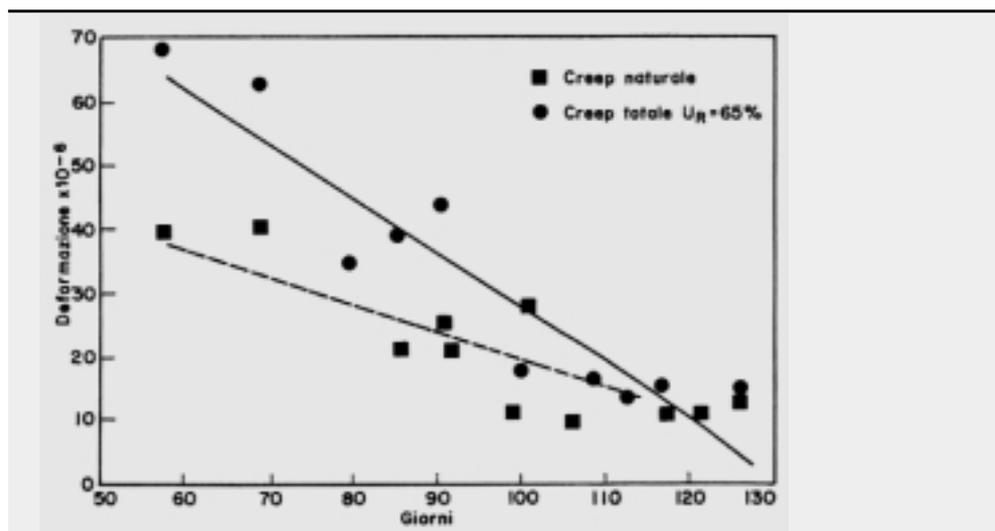


Figura 12.4  
[4.8].



- la viscosità di essiccazione diminuisce molto di più di quella di base, al punto da divenire in pratica trascurabile agli alti valori di resistenza ( $f_c > 100 \text{ N/mm}^2$ ) **Fig. 12.4** [4.8];
- la deformabilità viscosa diminuisce all'aumentare della resistenza, soprattutto in presenza di fumo di silice e comunque a spese della viscosità di essiccazione;
- la deformabilità viscosa varia molto rapidamente con l'età del calcestruzzo all'atto della messa in carico, tant'è che alle brevi stagionature ( $\leq 3 \text{ gg.}$ ) la variazione del coefficiente di viscosità è notevole anche per differenze di età di poche ore;
- la velocità di deformazione all'atto della messa in carico decade rapidamente nei primi giorni dal getto, e continua poi a decrescere in modo regolare; comunque, nel volgere di qualche settimana la deformazione raggiunge valori, che sono una frazione notevole del valore a tempo infinito.

È da alcuni ritenuto che la minore entità delle deformazioni viscosi sia in relazione con le migliorate proprietà meccaniche della matrice legante, a significare che nel calcestruzzo AR la matrice agisce come un aumento del volume di aggregato.

In analogia a quanto è stato osservato per il ritiro, al diminuire della permeabilità tutti gli effetti dipendenti dai processi di trasporto e di diffusione indotti dalle variazioni di umidità relativa tendono ad essere meno pronunciati. Di conseguenza l'effetto della forma e delle dimensioni degli elementi strutturali perde d'importanza al crescere della resistenza e al diminuire della permeabilità, e a questo riguardo è sostanziale il ruolo della microsiline. La percentuale di soglia rimane la stessa: per avere un effetto significativo almeno il 5% in peso del cemento deve essere sostituito con fumo di silice.

#### 4.6. Considerazioni finali

Dai dati della letteratura risulta che all'aumentare della resistenza, e soprattutto in presenza di fumo di silice, le deformazioni dipendenti dal tempo sono essenzialmente governate dal ritiro autogeno e dalla viscosità di base.

Il ritiro di essiccazione e la viscosità di essiccazione hanno minore influenza, e quindi anche minore risulta l'influenza delle dimensioni strutturali sulla deformabilità complessiva. È inoltre ragionevole assumere che le variazioni dell'umidità relativa ambientale abbiano effetti meno significativi.

A causa delle diversità appena menzionate, le procedure di calcolo attualmente seguite per stimare le deformazioni differite dei calcestruzzi ordinari non sono valide per i calcestruzzi di alta resistenza in quanto non prendono in considerazione né il ritiro autogeno, né l'effetto della microsiline, né le differenze di cinetica dei processi relativi a ritiro e viscosità.

Le procedure esistenti sottostimano il ritiro totale, specialmente nel caso in cui l'umidi-

tà relativa di esposizione sia vicina a quella esistente all'interno del materiale, e sovrastimano la viscosità totale se l'applicazione del carico avviene alla stagionatura di 28 gg., quando il modulo elastico ha pressoché raggiunto il valore finale e le variazioni successive di resistenza a compressione sono piuttosto limitate.

Tanto meno vengono previste le deformazioni che si manifestano quando l'applicazione del carico avviene alle brevi stagionature, anche perché per i calcestruzzi AR non esistono, a queste stagionature, formule affidabili per il calcolo del modulo elastico e della resistenza a compressione.

L'unico modello di predizione per calcolare le deformazioni differite dei calcestruzzi di resistenza caratteristica a compressione con  $f_{ck} \leq 80 \text{ N/mm}^2$ , è il modello AFREM introdotto recentemente nel regolamento francese [4.2]. Le variabili del modello sono il tempo e lo sviluppo della resistenza a compressione prima di 28 gg., mentre i parametri sono la resistenza a compressione a 28 gg., il modulo elastico a 28 gg., il carico applicato, l'umidità relativa dell'ambiente di esposizione ed il "raggio medio" dell'elemento strutturale considerato.

Sono anche date formule specifiche per gli impasti nei quali almeno il 5% del cemento sia stato sostituito con microsilice.

Occorre infine osservare che le specifiche caratteristiche di ritiro e viscosità dei calcestruzzi AR hanno effetti profondi sul comportamento delle strutture, in particolare se esse presentano iperstaticità di vincolo oppure iperstaticità interne.

Il ritiro, di qualunque natura esso sia, ha sempre effetti sfavorevoli in quanto tende a produrre stati coattivi di trazione, che si rilasciano attraverso fessurazione più o meno diffusa. In particolare il ritiro autogeno - che va controllato attraverso una maturazione umida protratta almeno per qualche giorno - progredisce in modo talmente rapido che il relativo stato tensionale non può essere attenuato sensibilmente dalla concomitanza del fenomeno viscoso, già per sua natura assai limitato nei calcestruzzi contenenti fumo di silice.

La rapida evoluzione e la limitatezza della deformabilità viscosa nei calcestruzzi AR rende le relative strutture meno "adattabili" ai vincoli posticipati e ai cedimenti vincolari, il che comporta minori redistribuzioni delle azioni interne, e quindi un comportamento strutturale finale meno favorevole. Ciò naturalmente mette in discussione - ad esempio - le redistribuzioni previste dalle attuali norme, peraltro sviluppate per i calcestruzzi NR.

## 5. Il comportamento all'incendio e alle alte temperature

### 5.1 Effetti termici

Gli effetti termici che vengono qui considerati derivano dalle variazioni di temperatura di origine climatica, così come avviene durante la vita di esercizio di una costruzione (in linea di massima  $T \leq 100^\circ\text{C}$  [ 5. 1 ]), e riguardano:

a) le variazioni dimensionali di un componente strutturale ovvero di un sistema strutturale, per effetto delle variazioni termiche atmosferiche. Come è noto, per una assegnata lunghezza  $L$ , alla variazione di temperatura  $\Delta T$  corrisponde la variazione di lunghezza  $\Delta L$  secondo la relazione:

$$\Delta L = L\alpha\Delta T$$

dove  $\alpha$  è il coefficiente di dilatazione termica, che fornisce la variazione della deformazione unitaria  $\Delta\varepsilon = \Delta L/L$  corrispondente alla variazione di 1 grado centigrado, e generalmente espressa in milionesimi,  $10^{-6}$ .

Il coefficiente  $\alpha$  dipende dal tipo e dalla quantità della sabbia e dell'inerte grosso, ma in mancanza di una determinazione sperimentale diretta può essere assunto eguale a  $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  per i calcestruzzi NR, essendo comunque non superiore a  $11 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  fino a poco meno di  $600^\circ\text{C}$ .

Nel caso del calcestruzzo AR, in mancanza di risultati sperimentali si può ancora assumere per il coefficiente  $\alpha$  il medesimo valore di  $10 \times 10^{-6}$ , anche se prove su calcestruzzi

con resistenza cilindrica di 85-110 N/mm<sup>2</sup> – con o senza fumo di silice e ceneri volanti – hanno mostrato valori di poco inferiori ( $8 \div 9 \times 10^6 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ ) [ 5.2].

b) la determinazione del campo termico  $T(x, y, z, t)$  all'interno di un componente strutturale, per assegnate condizioni al contorno. Tale campo termico viene ricavato mediante la soluzione dell'equazione differenziale di Fourier:

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right)$$

in cui:

$\rho$  è la densità del materiale (massa volumica);

$c_p$  è il calore specifico (capacità termica specifica);

$\lambda$  è la conduttività termica.

Il rapporto  $\lambda/(\rho c_p)$  viene indicato come diffusività termica.

Per il calcestruzzo normale possono essere assunti i seguenti valori:

$\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$  (calcestruzzo non armato)

$c_p = 1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ ;

$\lambda = 1,2 \div 2 \text{ W/m}^\circ\text{C}$

Nel calcestruzzo la diffusività termica è molto sensibile alla temperatura, a causa dei processi fisico - chimici ed eventualmente della microfessurazione. Nei calcestruzzi ordinari la diffusività  $D$  assume valori medi compresi fra  $2,3$  e  $3,3 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{h}$  ( $T = 20\text{-}100^\circ\text{C}$ ), essendo molto legata alla conduttività termica, e quindi al contenuto d'acqua, e alla porosità [5.2].

Nell'ambito delle normali temperature d'esercizio e fino a  $150^\circ\text{C}$ , i calcestruzzi ad alta resistenza tendono ad avere una conduttività termica maggiore (grazie alla loro maggiore compattezza) e quindi una più elevata diffusività, ma in assenza di apposite determinazioni sperimentali possono essere adottati gli stessi valori dei calcestruzzi ordinari.

In previsione di quanto sarà svolto nel par. 5.3 sul comportamento all'incendio di elementi strutturali non omogenei di calcestruzzo armato, si riportano i valori dei coefficienti  $\infty$ ,  $\rho$ ,  $c_p$ ,  $\lambda$  per l'acciaio delle armature:

$\infty = 10 \times 10^6 / ^\circ\text{C}$  (da EC2)

$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$  (da EC2)

$c_p = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$  (circa i 2/3 del valore del calcestruzzo)

$\lambda = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$  (circa trenta volte la conduttività termica del calcestruzzo)

## 5.2 Resistenza al fuoco

In questo caso gli effetti termici sono dovuti all'azione accidentale di un incendio, con temperature che possono raggiungere in 20-30 minuti valori dell'ordine di  $800\text{-}1000^\circ\text{C}$ . Il comportamento sperimentale del calcestruzzo e delle barre di armatura viene studiato con l'ausilio di appositi forni, nei quali la temperatura è fatta variare in funzione del tempo secondo una legge convenzionale, sempre crescente. Le norme europee (ISO-STANDARD 834) danno la seguente relazione:

$$T - T_0 = 345 \log_{10}(8t + 1)$$

in cui:

$t$  = tempo, in minuti;

$T$  = temperatura del forno al tempo  $t$ , in  $^\circ\text{C}$ ;

$T_0$  = temperatura del forno al tempo  $T = 0$ , in  $^\circ\text{C}$ .

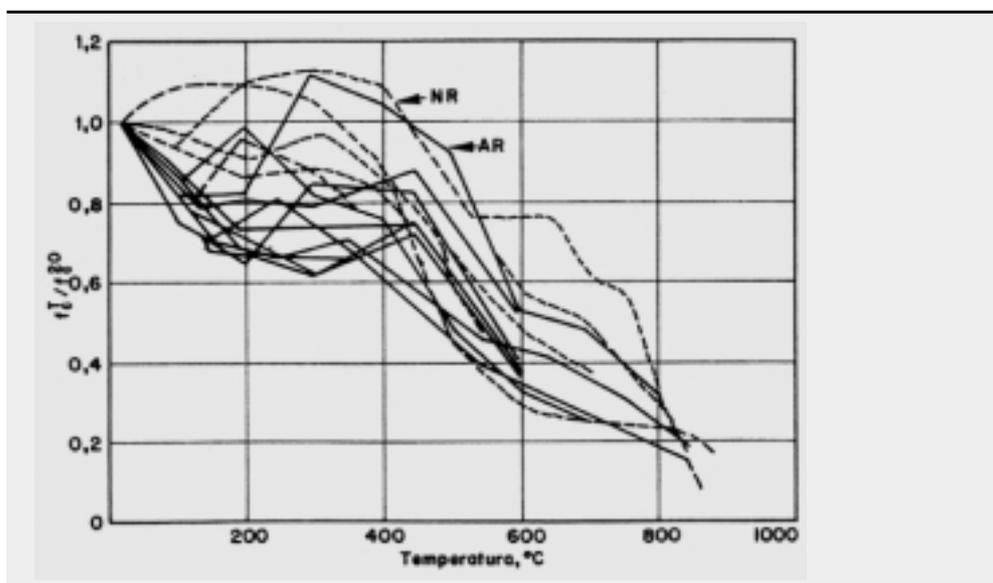
Considerando separatamente i due materiali, in entrambi i casi la loro esposizione alle alte temperature da incendio provoca il decadimento delle proprietà meccaniche esistenti alla temperatura ambiente:

- nel calcestruzzo diminuisce il valore della resistenza a compressione e del modulo elastico;
- nell'acciaio diminuisce il valore della tensione di snervamento e del modulo elastico.

Sebbene i risultati sperimentali siano abbastanza dispersi e spesso contraddittori [5.2, 5.3], il confronto fra calcestruzzi ad alta resistenza e calcestruzzi normali permette di giungere alle seguenti conclusioni:

1. Nell'intervallo di temperature  $T = 25 - 400^{\circ}\text{C}$ , i calcestruzzi AR denotano maggiori perdite di resistenza a compressione, mentre oltre  $400^{\circ}\text{C}$  le differenze fra calcestruzzi AR e NR sono poco significative (Fig. 1.5);

Figura 1.5  
Diagrammi della resistenza a compressione di calcestruzzi normali (NR) e ad alta resistenza (AR) in funzione della temperatura, in rapporto alla resistenza a temperatura ambiente ( $20^{\circ}\text{C}$ ) [5.3].  
Provini scarichi durante il riscaldamento.



2. Sebbene il decadimento della resistenza a compressione nei calcestruzzi AR sia molto legato al tipo di aggregato (migliore l'aggregato leggero espanso o normale calcareo, peggiore l'aggregato basaltico o quarzatico) ed – in parte – alle modalità del processo di riscaldamento (con/senza simultaneo carico costante di compressione), la resistenza a compressione diminuisce del 10 ÷ 20% nell'intervallo 20-200°C (meno se i provini sono soggetti a compressione durante il riscaldamento), si stabilizza (potendo anche aumentare) nell'intervallo 200-400°C, e diminuisce monotonamente oltre 400°C, con valore residuo a 800°C prossimo al 30% di quello iniziale;

3. La temperatura di 300°C rappresenta una soglia oltre la quale il modulo di elasticità diminuisce molto rapidamente: a 300°C risulta in media  $E_{.300} = 0,7 E_{.20}$ , mentre a 800°C risulta  $E_{.800} < 0,1 E_{.20}$ ;

4. All'aumentare della temperatura il modulo elastico e la re-sistenza a trazione diretta diminuiscono più rapidamente della resistenza a compressione

$$\left( \frac{f_{ct}^T}{f_{ct}^{20}} \leq \frac{1}{20} \right);$$

5. I calcestruzzi AR hanno un comportamento residuo (cioè dopo raffreddamento, a  $20^{\circ}\text{C}$  [5.4]) più simile a quello a caldo, rispetto ai calcestruzzi NR (la cui resistenza residua in compressione è peggiore del 15-20% rispetto a quella a caldo); inoltre, dopo il raffreddamento, la resistenza dei calcestruzzi AR tende a rimanere pressoché costante nel tempo (calcestruzzi ad aggregato siliceo [5.5]), mentre nei calcestruzzi NR si ha un sensibile ricupero di resistenza;

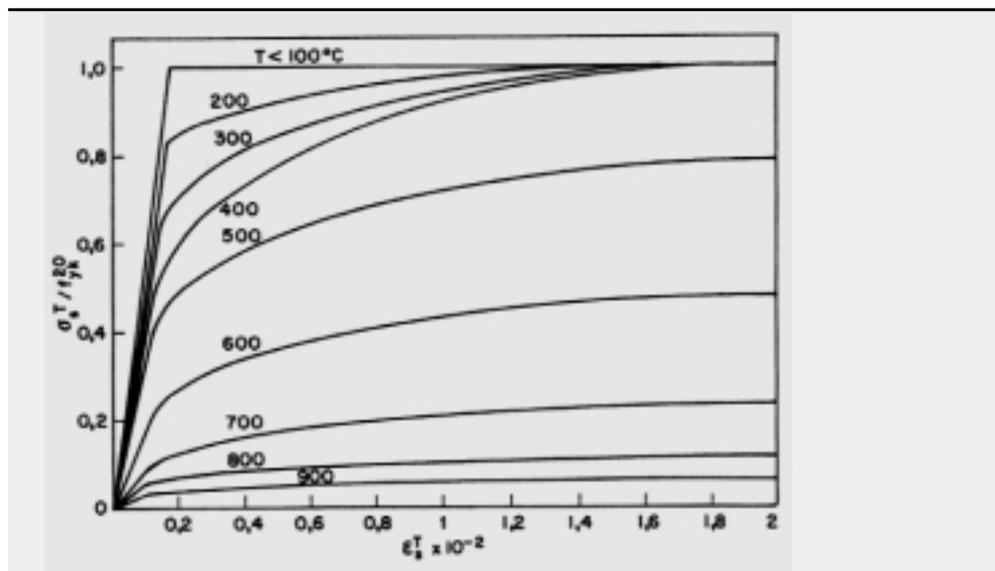
6. L'attuale normativa CEB-FIB ed EC2, sviluppata per i calcestruzzi normali, mal si applica ai calcestruzzi AR;

7. Oltre i 300°C i calcestruzzi AR sono molto sensibili a fenomeni tipicamente strutturali come lo spacco improvviso (scoppio) del copriferro (spalling) [5.6], con riduzione della sezione resistente ed esposizione diretta delle barre di armatura alle alte temperature

dell'incendio, il che comporta un'accelerazione del processo di progressiva diminuzione della tensione di snervamento.

Nella Fig. 2.5, tratta da [ 5.1], è riportata la diminuzione della tensione di snervamento, espressa come percentuale di quella a temperatura ordinaria, in funzione dell'aumento della temperatura.

Figura 2.5  
Diagrammi  
sforzo-deformazione  
per acciai da c.a.  
laminati a caldo,  
secondo il Bollettino  
CEB  
n. 174 [5.1].



### 5.3 Elementi strutturali esposti alle alte temperature da incendio

Nel par. 5.1 si è visto come il coefficiente di conduttività termica dell'acciaio sia circa trenta volte superiore a quello del calcestruzzo. Pertanto le barre di armatura disposte all'interno delle sezioni di calcestruzzo armato sono protette dal riscaldamento immediato, dovuto all'incendio, grazie all'azione isolante del calcestruzzo del copriferro (di almeno 2 cm di spessore nel caso di travi e pilastri).

Potendosi pensare che alla temperatura di 500°C la resistenza a compressione del calcestruzzo e la tensione di snervamento delle armature si riducano a valori che sono circa i 2/3 di quelli a temperatura ordinaria, si vede che la riduzione di circa 1/3 della tensione di snervamento porta a far coincidere il suo valore con il valore ammissibile della tensione di esercizio (Acciaio FeB38k e FeB44k:  $\frac{2}{3} f_{yk} = 249-288 \text{ N/mm}^2 \approx \sigma_{amm} = 255 \text{ N/mm}^2$ ): si raggiunge in questo modo la situazione di collasso per la sezione inflessa di calcestruzzo armato, pur in presenza dei carichi di esercizio!

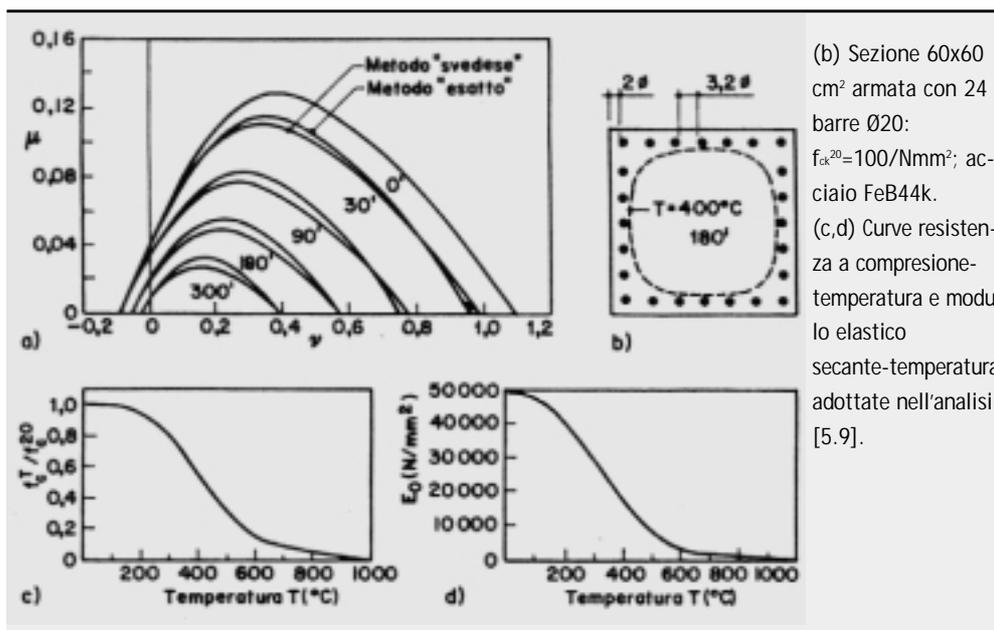
Con riferimento allo stato limite ultimo per flessione e nell'ipotesi realistica che il carico permanente rappresenti i 2/3 del carico totale, il coefficiente parziale  $\gamma_F$  (moltiplicatore dei carichi d'esercizio) ed il coefficiente parziale  $\gamma_s$  (divisore delle resistenze) valgono:  $\gamma_F = \frac{2}{3} \times 1,4 + \frac{1}{3} \times 1,5 = 1,433$ ;  $\gamma_s = 1,15$ , da cui risulta  $\gamma_F \times \gamma_s = 1,433 \times 1,15 = 1,648$ .

L'inverso, pari a 0,607, ripropone la stessa situazione già rilevata con riferimento alle tensioni ammissibili, secondo cui scompare ogni margine fra la tensione ridotta di snervamento e quella d'esercizio a temperatura ambiente.

In definitiva, la temperatura di 500°C rappresenta per l'acciaio delle armature un valore critico perché abbassa il valore della tensione di snervamento "a caldo" sino a farlo coincidere con il valore della tensione ammissibile in esercizio, causando il collasso della sezione resistente (nel caso tensione massima in esercizio = tensione ammissibile). Peraltro le barre d'armatura sono separate dall'atmosfera esterna dei gas caldi dell'incendio dallo strato di calcestruzzo del copriferro, che esercita un'azione di isolamento termico nei confronti delle armature, a causa del valore ridotto del coefficiente di conducibilità termica del calcestruzzo: un copriferro di 2 cm di spessore richiede un intervallo di tempo di circa 30 minuti prima che l'acciaio raggiunga la temperatura di

Figura 3.5

(a) Domini M-N per sezione quadrata di lato 60 cm, con percentuale d'armatura del 2%, soggetta ad incendio standard; simulazione numerica "esatta" (con le effettive caratteristiche a caldo del calcestruzzo) e previsione secondo il metodo di Anderberg ("svedese") basato sull'isoterma 400°C, con i domini adimensionalizzati rispetto a  $f_{ck}^T$  e  $f_{yk}^T$ .



(b) Sezione 60x60 cm<sup>2</sup> armata con 24 barre Ø20:  $f_{ck}^{20}=100/\text{Nmm}^2$ ; acciaio FeB44k. (c,d) Curve resistenza a compressione-temperatura e modulo elastico secante-temperatura adottate nell'analisi [5.9].

500°C. Aumentando lo spessore del copriferro, è possibile raggiungere durate di resistenza al fuoco di 120 minuti ed anche oltre.

Naturalmente tale obiettivo può essere raggiunto solo se il calcestruzzo del copriferro si mantiene integro, senza fessure né distacchi, perché altrimenti i gas caldi raggiungono l'acciaio delle armature e lo riscaldano rapidamente, e qui nasce la differenza fra calcestruzzi AR e NR, in quanto i primi, avendo porosità più distribuita (con pori piccoli ed isolati) sono molto sensibili ai picchi di pressione del vapor d'acqua, che possono spaccare il copriferro (spalling); tale fenomeno può essere evitato introducendo nell'impatto piccole quantità di fibre polimeriche (percentuale volumetrica  $v_f = 0.1 \div 0.3\%$ ) a medio - basso punto di fusione, che - fondendo e decomponendosi - producono una porosità "artificiale" sufficiente a far defluire il vapore in pressione. Occorre anche tener conto della maggiore conduttività termica dei calcestruzzi AR fino a 150÷200°C, con più rapido riscaldamento dell'armatura fino a queste temperature.

Ciò premesso, il problema di conferire una prefissata durata di resistenza al fuoco ad un elemento strutturale di c.a. - trave, pilastro, soletta - può essere affrontato - per calcestruzzi AR e NR - con uno dei seguenti metodi:

- sperimentazione su prototipi del componente strutturale in forno, adottando il programma termico "tempo-temperatura" ISO-STANDARD 834;
- utilizzazione di dati tabellari sulle dimensioni e sui dettagli costruttivi dei singoli componenti strutturali, riportati nelle norme tecniche nazionali;
- valutazione analitica della resistenza al fuoco, con simulazione numerica della prova di resistenza al fuoco in forno, articolata in tre parti [5.7, 5.8]:

- a) determinazione della distribuzione delle temperature nelle sezioni trasversali dei componenti strutturali in funzione dell'andamento temporale della temperatura dell'aria durante l'incendio standard; detta determinazione si esegue risolvendo l'equazione della conduzione del calore, citata al par. 5.1, con metodi numerici approssimati o con la tecnica degli elementi finiti, che discretizza tanto le variabili spaziali che la variabile tempo;
- b) valutazione degli stati tensionali dovuti alle deformazioni termiche non congruenti, sia a livello locale di sezione, che a livello globale di elemento strutturale. La riduzione progressiva dei moduli di elasticità con l'aumento della temperatura attenua - in parte - gli effetti delle deformazioni termiche non congruenti;
- c) valutazione analitica della capacità portante dei componenti, tenendo conto dell'effetto negativo dell'aumento della temperatura sulle caratteristiche meccaniche dei materiali costitutivi.

Le procedure suddette, utilizzate correntemente per le opere di calcestruzzo normale, sono ugualmente valide per quelle di calcestruzzo ad alta resistenza, per le cui sezioni armate si può pensare ad esempio alla stesura di domini M-N parametrati a diverse durate dell'incendio (30', 90', 120', 180', ...). In particolare, recenti simulazioni numeriche su sezioni quadrate di calcestruzzo AR con  $f_c = 100 \text{ N/mm}^2$  e percentuale geometrica di armatura del 2%, lasciano intendere come si possa estendere alle sezioni pressoinflesse in calcestruzzo AR il metodo di calcolo di Anderberg (metodo "svedese"), secondo il quale la sezione esposta all'incendio va considerata come una sezione vergine, pur di tener conto della sola area di calcestruzzo interna all'isoterma  $500^\circ\text{C}$ , e di assumere per l'armatura le caratteristiche meccaniche corrispondenti all'effettiva temperatura raggiunta all'assegnato tempo d'esposizione. Tuttavia, nel caso dell'alta resistenza sembra più realistico e prudentiale considerare l'isoterma  $400^\circ\text{C}$  (Fig. 3.5 [5.9]).

## 6. I criteri di progetto degli elementi strutturali

Valgono quelli contemplati nel Model Code '90 [1.2], modificati con le raccomandazioni del Bollettino CEB n. 228 [1.4].

### 6.1 Metodo di calcolo

In conformità col Model Code '90 è previsto l'impiego del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 6.2 Analisi strutturale allo stato limite ultimo

Sono consentiti il metodo lineare elastico, il metodo non lineare, il metodo lineare con ridistribuzioni, pur raccomandando cautele sull'entità delle ridistribuzioni da prendere in conto; infine è consentito il metodo plastico quando le zone in cui si formano le cerniere plastiche siano adeguatamente confinate per evitare rotture premature.

### 6.3 Analisi strutturale allo stato limite di esercizio

Vale il metodo lineare elastico.

### 6.4 Verifiche

#### 6.4.1 Coefficiente di sicurezza parziale corretto

Avendo i calcestruzzi AR comportamento più fragile, è necessario disporre di un maggiore fattore di sicurezza. Allo scopo, il fattore parziale  $\gamma_c$  del calcestruzzo normale viene maggiorato con un fattore  $k_{hsc}$  funzione della resistenza

$$k_{hsc} = 1 / (1,1 - f_{ck}/500)$$

Questo fattore vale 1,0 per  $f_{ck} = 50$  e 1,11 per  $f_{ck} = 100 \text{ N/mm}^2$ .

Pertanto il fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo risulta:

$$\gamma_{c,tot} = \gamma_c k_{hsc} = (1,5) / (1,1 - f_{ck}/500)$$

ove si è assunto come valore base  $\gamma_c = 1,50$ , in accordo con la normativa internazionale. I valori numerici del fattore corretto sono riportati nella **Tabella 1**.

#### 6.4.2 Verifiche a flessione e a pressoflessione

##### 6.4.2.1 Diagramma $\sigma_c$ - $\epsilon_c$ di calcolo

La resistenza di calcolo di una zona non fessurata soggetta essenzialmente a compressione monoassiale può essere determinata mediante un diagramma  $\sigma_c$ - $\epsilon_c$  caratterizzato da un primo tratto curvilineo ( $\sigma_c = 0$ - $\sigma_{c1}$ ) seguito da un tratto orizzontale fino a  $\sigma_{cu}$ .

Le deformazioni  $\epsilon_{c1}$  ed  $\epsilon_{cu}$  sono date dalle espressioni:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c1} &= 0,0020 + 0,5 (f_{ck}-50) \cdot 10^{-5} \\ \epsilon_{cu} &= 0,0025 + 0,0020 (1-f_{ck}/100) \end{aligned}$$

Tabella 1

Valori dei parametri della relazione  $\sigma_c - \varepsilon_c$ .

$f_{ck}$	$\gamma_{c,tot}$	$f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$1000 \varepsilon_{cl}$	$1000 \varepsilon_{cu}$	n
50	1,50	33,33	28,33	2,00	3,50	2,00
60	1,53	39,20	33,32	2,05	3,30	1,92
70	1,56	44,80	38,08	2,10	3,10	1,84
80	1,60	50,13	42,61	2,15	2,90	1,76
90	1,63	55,20	46,92	2,20	2,70	1,68
100	1,66	60,00	51,00	2,25	2,50	1,60

Il tratto iniziale curvilineo è dato dall'equazione

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \cdot [1 - (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{cl})^n]$$

e quello orizzontale da

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd}$$

ove  $f_{cd}$  ha l'espressione  $f_{ck} / (\gamma_c \cdot k_{hsc})$  e 0,85 è un fattore che tiene conto della lunga durata di applicazione del carico.

I valori dell'esponente n sono dati dalla relazione seguente:

$$n = 2 - 0,008 \cdot (f_{ck} - 50)$$

I valori di  $\gamma_{c,tot}$ ,  $f_{cd}$ ,  $\varepsilon_{cl}$ ,  $\varepsilon_{cu}$ , ed n sono riportati nella Tabella 1. I diagrammi  $\sigma_c - \varepsilon_c$  sono riportati nella Fig. 1.6.

Figura 1.6

Diagrammi  $\sigma_c - \varepsilon_c$  per calcestruzzi ad alte prestazioni/alta resistenza.

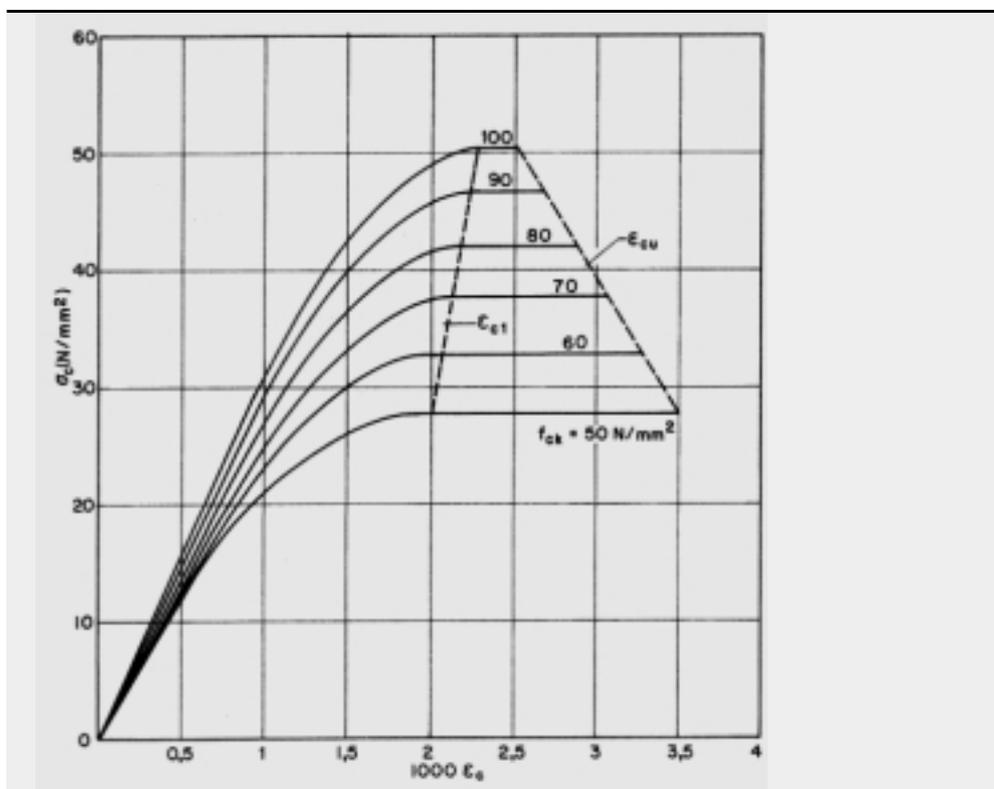
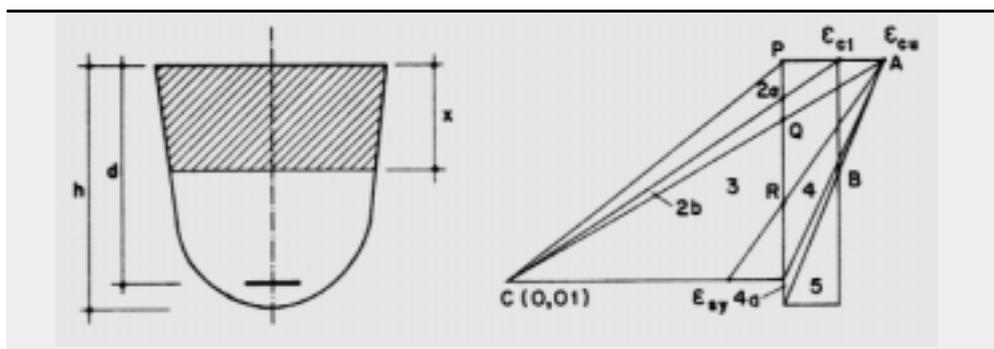


Figura 2.6

Frontiere delle regioni di verifica.



### 6.4.2.2 Regioni di verifica

In conseguenza della dipendenza di  $\varepsilon_{c1}$  ed  $\varepsilon_{cu}$  da  $f_{ck}$ , le transizioni fra le regioni di verifica (**Fig. 2.6**, punti P, Q, R, B) risultano variabili. Le espressioni analitiche dei punti di separazione sono:

$$(x/d)_P = \varepsilon_{c1} / (\varepsilon_{c1} + 0,01)$$

$$(x/d)_Q = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + 0,01)$$

$$(x/d)_R = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy})$$

$$(x/h)_B = 1 - (\varepsilon_{c1} / \varepsilon_{cu})$$

Per quanto concerne il punto R, il valore di  $\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$  dipende dal tipo di acciaio. Per S500 risulta  $\varepsilon_{sy} = 2,175 \cdot 10^{-3}$ ; per FeB44k (S430) risulta  $\varepsilon_{sy} = 1,870 \cdot 10^{-3}$ .

La **Tabella 2** riporta i valori su descritti.

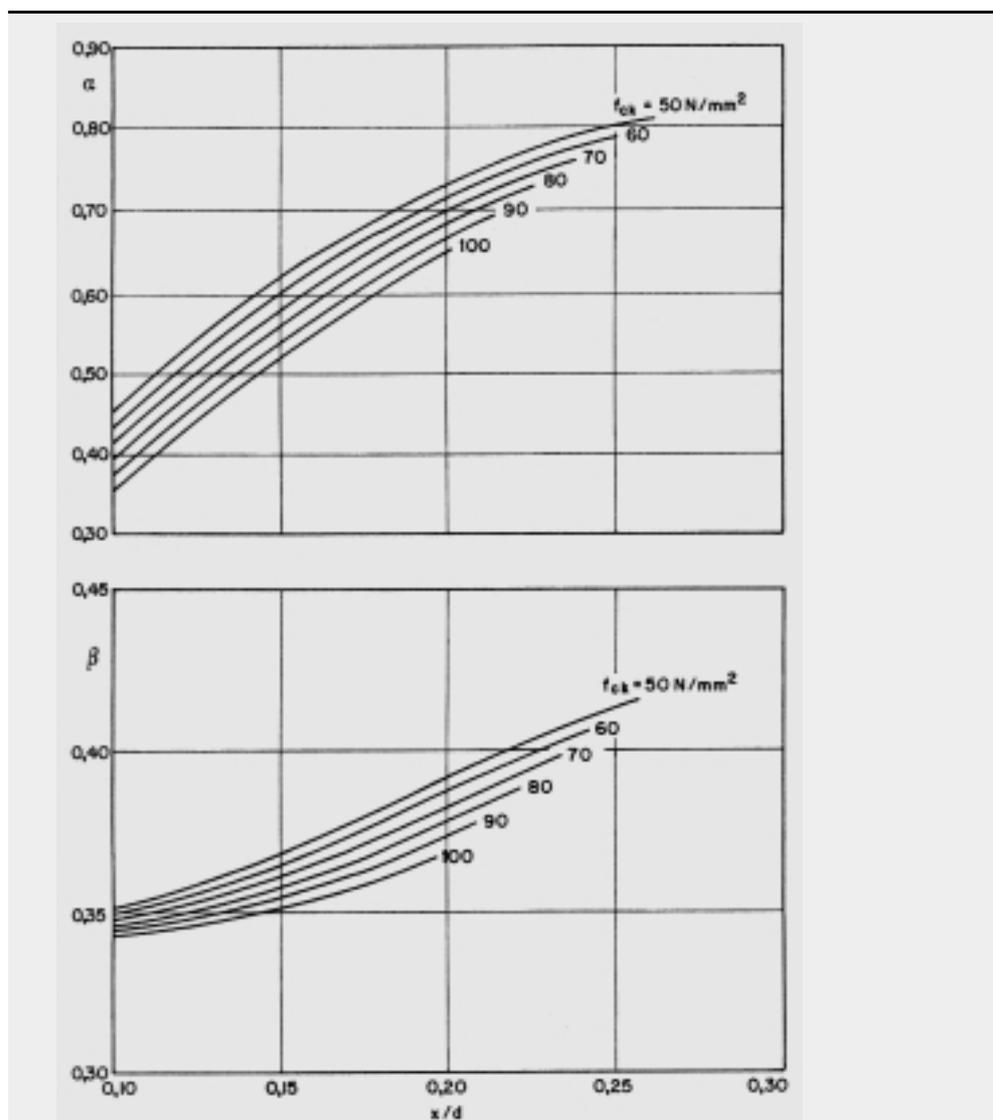
Tabella 2

Valori del rapporto  $(x/d)$  e  $(x/h)$  dei punti di separazione delle regioni di verifica.

Tipo di acciaio →	S430	S500			
$f_{ck}$					
$(x/d)_P$					
$(x/d)_Q$					
$(x/d)_R$					
$(x/d)_B$					
50	0,1667	0,2592	0,6518	0,6167	0,4286
60	0,1701	0,2481	0,6384	0,6027	0,3788
70	0,1735	0,2366	0,6238	0,5876	0,3266
80	0,1769	0,2248	0,6080	0,5714	0,2586
90	0,1803	0,2125	0,5909	0,5538	0,1852
100	0,1836	0,2000	0,5271	0,5347	0,1000

Figura 3.6

Valori dei coefficienti  $\alpha$  (di "riempimento") e  $\beta$  (di "posizione") per le regioni 2-3-4.



6.4.2.3 Sezioni rettangolari. Risultante di compressione e posizione della retta d'applicazione (si veda [6.1])

6.4.2.3.1 Regioni 2-3-4 (asse neutro reale)

La risultante di compressione vale

$$C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot x$$

dove  $\alpha$  è il fattore di "riempimento" della zona compressa; la posizione della retta di applicazione di  $C$  è definita dalla distanza  $\beta x$  del suo punto di applicazione dal lembo compresso ( $\beta$  = fattore di "posizione" della risultante a compressione).

I valori di  $\alpha$  e di  $\beta$  per classi di calcestruzzo da 50 a 100 N/mm<sup>2</sup> sono riportati nella **Fig. 3.6**.

6.4.2.3.2 Regione 5 (asse neutro virtuale, ossia esterno alla sezione)

La risultante di compressione vale

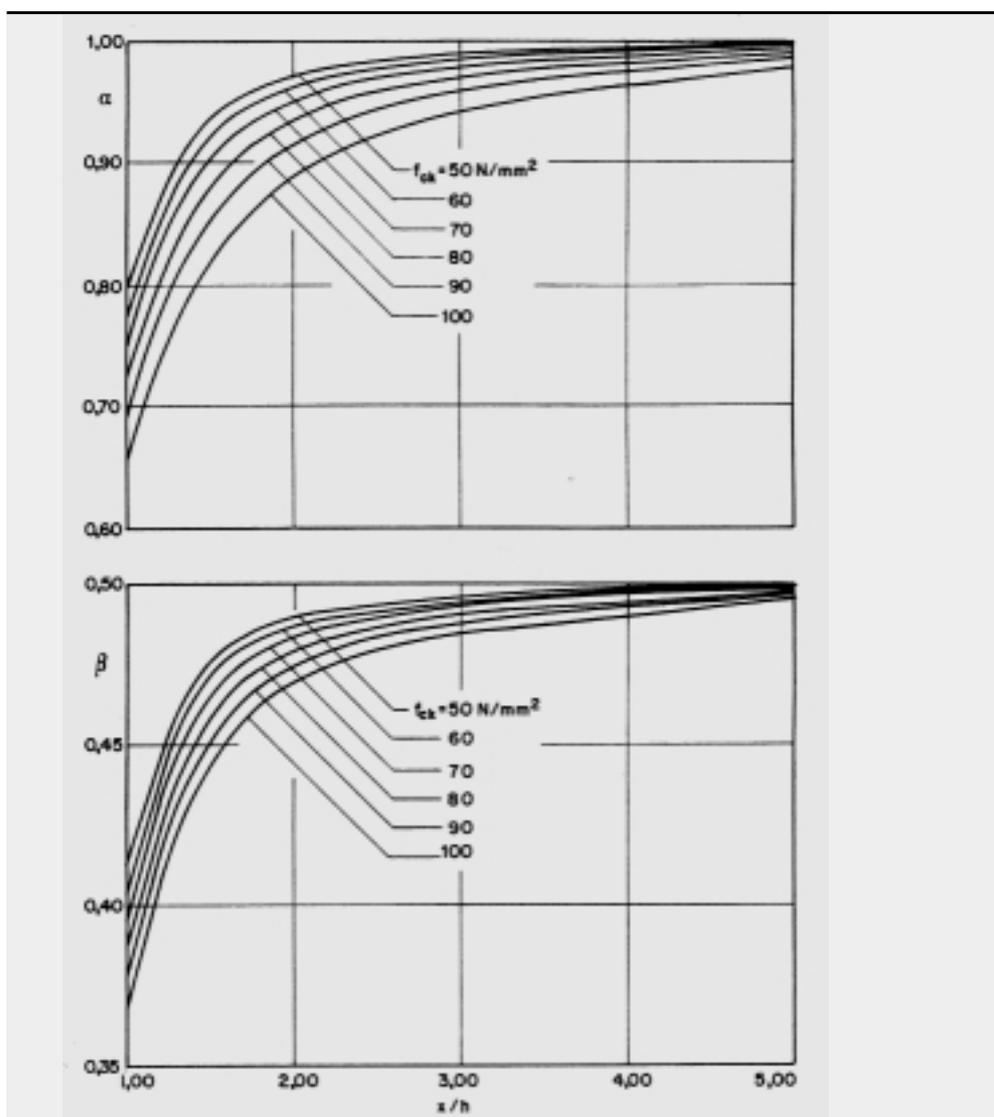
$$C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot h \quad (h = \text{altezza totale della sezione})$$

e la posizione della sua retta di azione è definita alla distanza  $\beta h$  dal lembo più compresso.

I valori di  $\alpha$  e  $\beta$  per classi di calcestruzzo da 50 a 100 N/mm<sup>2</sup> sono riportati nella **Fig. 4.6**.

Figura 4.6

Valori dei coefficienti  $\alpha$  (di "riempimento") e  $\beta$  (di "posizione") per la regione 5.



6.4.3 Taglio e torsione di travi con armature trasversali

Valgono le formule del traliccio di Morsch con angoli di inclinazione delle bielle compresse non minori di 30°. La resistenza di calcolo delle bielle compresse può essere as-

sunta pari a  $f_{cd}/2 = 0,60 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd}$  ( $f_{cd}$  è definito al punto 6.4.2. 1).

I valori sono riportati nella **Tabella 3**.

Il massimo valore del taglio resistente si ottiene con l'inclinazione  $\theta$  delle bielle eguale a  $45^\circ$ . Con staffe di inclinazione  $\alpha$  sull'orizzontale si ha:

$$V_{Rd,max} = (f_{cd2}/2) b_w z (1 + \cot \alpha), \text{ essendo } z = 0,9 d$$

	$f_{ck}$	$f_{cd}$	$f_{cd2}$
Resistenza di calcolo	50	33,33	16,00
$f_{cd2}$ per le bielle	60	39,20	17,87
compresse a	70	44,80	19,35
taglio/torsione.	80	50,13	20,45
	90	55,20	21,20
	100	60,00	21,60

#### 6.4.4 Stato limite ultimo per solette

##### 6.4.4.1 Flessione: valgono le regole delle travi

##### 6.4.4.2 Taglio in assenza di armatura trasversale

Il taglio resistente  $V_{Rd1}$  per unità di larghezza  $b$  può essere calcolato con l'espressione

$$V_{Rd1} = 0,12 \cdot [1 + \sqrt{(200/d)}] \cdot (100 \rho f_{ck})^{1/3} (1,1 - f_{ck}/500) \cdot d$$

dove  $\rho = A_s/bd$ ,  $A_s$  essendo l'armatura che si prolunga per una distanza almeno pari a  $d$ , al di là dalla sezione considerata.

Nella **Tabella 4** sono riportati i valori di  $V_{Rd1}/bd$  calcolati per  $\rho = 1/100$ , per tutte le resistenze e per i valori di  $d$  variabili da 200 a 400 mm.

	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$d=200$ (mm)	250	300	350	400
Valori di $V_{Rd1}/bd$	50	0,8841	0,8373	0,8030	0,7762	0,7548
per $\rho=1/100$ .	60	0,9207	0,8720	0,8363	0,8083	0,7680
	70	0,9482	0,8980	0,8613	0,8324	0,8095
	80	0,9719	0,9205	0,8828	0,8532	0,8298
	90	0,9893	0,9369	0,8986	0,8685	0,8446
	100	1,0000	0,9741	0,9083	0,8779	0,8538

##### 6.4.4.3 Taglio in presenza di armatura trasversale

In questo caso l'armatura deve essere disposta là dove il taglio agente supera il valore  $V_{Rd1}$  dovendo rispettare la condizione seguente:

$$A_{sw} \geq (0,2) \cdot b \cdot s \cdot f_{ctm} / f_{yk}$$

## 7. I particolari costruttivi

### 7.1 Distanza fra le sbarre

Valgono le regole relative ai calcestruzzi di resistenza normale.

### 7.2 Lunghezza di ancoraggio e giunzioni

#### 7.2.1 Lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio  $l_{bd}$  di una barra tesa allo stato limite ultimo in condizioni di buona aderenza si calcola con la formula seguente:

$$l_{bd} = (\phi/4) \cdot (f_{yd}/f_{bd})$$

ove la tensione media di aderenza  $f_{bd}$  è funzione della resistenza  $f_{ck}$  [1.2, 1.4]:

$$f_{bd} = 2,25 f_{ctd} \text{ con } f_{ctd} = f_{ctk,min} / \gamma_c$$

ove  $\gamma_c = 1,5 / (1,1 - f_{ck}/500)$ , si veda [1.4]. Per  $f_{ctk,min}$  si veda il Capitolo 4.2.

I valori di  $f_{bd}$  per alcune resistenze caratteristiche sono riportati in Tabella 1.

In condizioni di mediocre aderenza i valori di  $f_{bd}$  dovranno essere ridotti a 2/3 di quelli riportati nella Tabella 1.

La lunghezza di ancoraggio effettiva  $l_{bd,eff}$  è data dalla seguente relazione:

$$l_{bd,eff} = l_{bd} \cdot (A_{s,calc} / A_{s,eff}) \geq l_{b,min}$$

I valori di  $l_{b,min}$  sono:

- in trazione: il maggiore fra 0,3  $l_{bd}$ , 10  $\phi$ , 100 mm

- in compressione: il maggiore fra 0,6  $l_{bd}$ , 10  $\phi$ , 100mm

Tabella 1

Valori della tensione media di aderenza  $f_{bd}$ .

$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	$f_{bd}$ (N/mm <sup>2</sup> )
50	1,500	3,74
60	1,530	4,01
70	1,562	4,28
80	1,595	4,51
90	1,630	4,71
100	1,666	4,88

### 7.2.2 Giunzioni

Valgono le regole relative al calcestruzzo normale. Si raccomanda tuttavia una maggior cautela nell'addensamento delle giunzioni. La lunghezza di sovrapposizione si calcola moltiplicando la lunghezza di ancoraggio  $l_{bd,eff}$  per un fattore di penalizzazione  $\alpha > 1$  in funzione del numero di giunzioni presenti nel tratto  $l_0 = 1,5 \alpha l_{bd,eff}$ . I valori di  $\alpha$  sono riportati in **Tabella 2**.

Tabella 2

Fattore di penalizzazione  $\alpha$  per barre giuntate nella stessa sezione.

% di barre giuntate in 1.	20	25	33	50
$\alpha$	1,2	1,4	1,6	1,8

### 7.3 Armatura minima delle travi

#### 7.3.1 Armatura tesa longitudinale

L'area  $A_s$  della sezione di armatura aderente deve verificare la condizione seguente:

$$A_s / bd \geq 0,23 f_{ctk,max} / f_{yk}$$

(per  $f_{ctk,max}$  vedasi Tabella 1 del cap. 4).

Inoltre, per il rispetto delle condizioni di duttilità, l'armatura tesa longitudinale delle travi deve essere limitata in modo da soddisfare la condizione seguente:

$$\epsilon_{cu} \cdot [(d/x) - 1] > f_{yd} / E_s$$

(per  $\epsilon_{cu}$  vedasi Tabella 1 del cap. 6).

#### 7.3.2 Staffatura minima delle travi

L'area delle sezioni di una staffa  $A_{sw}$  deve verificare le condizioni seguenti:

$$A_{sw} \geq 0,2 \cdot (b_w \cdot s \cdot \sin \alpha \cdot f_{ctm}) / f_{yk}$$

ovvero  $A_{sw} \geq 0,3 \cdot (b_w \cdot s \cdot \sin \alpha \cdot f_{ctk,max}) / f_{yk}$ , dove  $s$  è la distanza longitudinale delle staffe,  $b_w$  la larghezza dell'anima della trave,  $\alpha$  l'angolo delle staffe rispetto all'asse longitudinale.

## Bibliografia

### Capitolo 1: oggetto e scopo

- [1.1] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale (1996): Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale, No. 316, 19/11/96, 23 pp.
- [1.2] CEB-FIP Model Code 1990-MC90 (1992): Bulletins d'Information No. 213 e No. 214.
- [1.3] CEB-FIP SR 90/1 (1990): Bulletin d'Information No. 197 «High-Strength Concrete: State Art Report» 61 pp.
- [1.4] CEB-FIP (1995): Bulletin d'Information No. 228 «High Performance Concrete Part 1: Recommended Extensions to the Model Code 90; Part 2: Research Needs» 45 pp.
- [1.5] Eurocodice EC 2 (1993): Progettazione delle Strutture di calcestruzzo, Parte 1 «Regole generali e regole per gli edifici» UNI ENV 1992-1-1.
- [1.6] pr EN 206 (1997): «Concrete: performance, production and conformity», 34 pp.

### Capitolo 2: i materiali componenti

- [2.1] Kumar P.K. Metha (1986): «Concrete Structure: Properties and Materials», Pubblicato da Prentice Hall.
- [2.2] Aitcin P.C., (1998): «High-Performance Concrete», F&FN Spon, London.

### Capitolo 3: la durabilità

- [3.1] RILEM Report 12 (1995): J. Kropp e H.K. Hilsdorf «Performance Criteria for Concrete Durability», F & FN Spon, London.
- [3.1a] CEB (1988): Bulletin d'Information No. 188 «Fatigue of Concrete Structures: State of the Art Report», 142 pp.
- [3.1b] Gjozvi O.E., Baerland T., Ranning H.R.: Concrete International, Vol. 12. No. 1, 1990, pp. 45-48.
- [3.2] Mor A., Gerwick B.C., Hester W.T. (1992): «Fatigue of High-Strength Reinforced Concrete», ACI-Materials Journal, V. 89, No. 2, pp. 197-207.
- [3.3] Calzona R., Dolara E. (1996): «Danno e vita a fatica», da «Fatica e danno nel conglomerato in compressione» Studi e Ricerche No. 10, Università di Roma «La Sapienza» Dip. Ing. Strutturale e Geotecnica, 9 pp.
- [3.4] Do M.T., Schaller I., De Larrard F., Aitcin P.C. (1995): «Fatigue des Bétons à Hautes Performances», Annales de l'ITBTP, 536, Série Béton 324, pp. 3-27.
- [3.5] Van Leeuwen J., Siemes A.J.M. (1979): «Miner's rule with respect to plain concrete», HERON, V. 24, No. 1, 34 pp.
- [3.6] Siemes A.J.M. (1988): «Fatigue evaluation of concrete structures - Preliminary studies, procedure and examples», HERON, V. 33, No. 3, 75 pp.
- [3.7] Chillemi C., Gambarova P.G. (1998): «In tema di comportamento a fatica del calcestruzzo ad alte prestazioni», Studi e Ricerche, Vol. 19, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in c.a., Politecnico di Milano, pp. 99-133.
- [3.8] Hsu T.T.C. (1981): «Fatigue of plain concrete», ACI journal, V. 78, No. 4, pp. 292-305.

### Capitolo 4: le proprietà meccaniche

- [4.1] Held M., König G. (1992): «Hochfester Beton bis B 125-Ein geeigneter Baustoff für hochbelastete Druckglieder» (Calcestruzzo ad alta resistenza fino a  $R_{ck} = 125 \text{ N/mm}^2$ - Un materiale adatto per elementi compressi soggetti a carichi elevati), Beton und Stahlbetonbau, 87, Heft 2, pp. 41-45, und Heft 3, pp. 74-76.
- [4.2] LCPC-Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1996): Bulletin No. spécial XIX «Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa», 162 pp.
- [4.3] Gutierrez A.P., Canovas M.F. (1995): «The modulus of elasticity of high-performance concrete», Materials and Structures, V. 28, pp. 559-568.

- [4.4] Baalbaki W., Bemnokrane B., Chaallai D., Aitcin P.C. (1991): ACI Materials Journal V. 88, No. 5, pp. 499-503.
- [4.5] Miyazawa S., Tazawa E.J. (1999): «Autogenous shrinkage and drying shrinkage of HSC», 5<sup>th</sup> Int. Symposium on Utilization of HSC/HPC, Sandefjord (Norway), V. 2, pp. 1254-1263.
- [4.6] Auperin M., Richard P., De Larrard F., Acker P.: Annales dell'ITBTP, Série béton 264, n. 474, Mai-juin, 1989.
- [4.7] Z.P. Bazant in Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete (Z.P. Bazant ed.) Wiley & Sons New York, 1988.
- [4.8] Schrage I., Springenschmid R.: Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, pp. 331, Paris, May 1996.

#### Capitolo 5: il comportamento all'incendio e alle alte temperature

- [5.1] CEB (1987): Bulletin d'Information No. 174, «Model Code for Fire Design of Concrete Structures», 174 pp.
- [5.2] Diederichs U., Jumppanen U.M., Perittala V. (1989): «Behaviour of high-strength concrete at high temperatures», Report 92, Dept. of Structural Engineering, Helsinki University of Technology, Helsinki (Finlandia), 76 pp.
- [5.3] Phan L.T., Carino N.E. (1998): «Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature», ASCE-J. of Materials in Civil Engineering, Vol. 10, No. 1, pp. 58-64.
- [5.4] Felicetti R., Gambarova P.G., Natali-Sora R., Khoury G.A. (2000): «Mechanical Behaviour of HPC and VHPC in direct tension at high temperature and after cooling» Proc. Int. Symposium BEFIB 2000, Lione (Francia), in stampa.
- [5.5] Felicetti R., Gambarova P.G. (1998): «Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concretes», ACI-Materials journal, V. 95, No. 4, pp. 395-406.
- [5.6] Jahren P.A. (1989): «Fire resistance of high-strength/dense concrete, with particular reference to the use of condensed silica fume: a review», Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on High Strength Concrete, Trondheim (Norvegia), pp. 1013-1049.
- [5.7] Radogna E.F., Materazzi A.L. (1989): «La capacità portante delle sezioni in c.a. in caso di incendio: tendenze recenti nei procedimenti di calcolo e nelle raccomandazioni tecniche», Notiziario A.I.C.A.P., No. 10/89.
- [5.8] Cosenza E., Materazzi A.L., Nigro E. (1994): «Resistenza al fuoco di colonne composte acciaio-calcestruzzo: analisi normativa e confronti prestazionali con elementi in acciaio e c.a.»<sup>a</sup>, Costruzioni Metalliche, No. 1, pp. 37-51.
- [5.9] Bonomi M., Gambarova P.G., Meda A., Setti P., Zaglio S. (2000): «Sulla capacità portante ultima di sezioni in c.a. ad alta resistenza ed esposte ad elevata temperatura», 13° Congresso C.T.E., Pisa, Novembre 2000, 10 pp.

#### Capitolo 6: i criteri di progetto degli elementi strutturali

- [6.1] Marro P., Ferretti D. (1995): «ULS in bending and/or normal force-Extension of Model Code 90 to HSC», Atti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Torino, No. 52.

## Simbologia

a	concentrazione di CO <sub>2</sub> necessaria per carbonatare un volume unitario di cls
a/c, a/l	rapporto acqua/cemento ovvero acqua/legante
A <sub>s</sub>	area dell'armatura longitudinale tesa
A <sub>sw</sub>	area della staffatura su una lunghezza pari al passo delle staffe
b	larghezza di una sezione
C <sub>1</sub> , C <sub>2</sub>	concentrazioni di CO <sub>2</sub> sulla superficie del cls e sul fronte di carbonatazione
c <sub>p</sub>	calore specifico del materiale
d	altezza utile di una sezione
D	coefficiente di diffusione termica del materiale
d <sub>max</sub>	dimensione massima dell'aggregato
E <sub>c</sub> , E <sub>cti</sub>	modulo di Young secante e all'origine della curva σ-ε del calcestruzzo
E <sub>s</sub>	modulo di Young dell'acciaio d'armatura
F <sup>T</sup> , f <sup>20</sup>	resistenze alla temperatura T e a temperatura ambiente (20°C)
f <sub>bd</sub>	tensione media di aderenza per il progetto di un ancoraggio (ULS)
f <sub>c</sub> , f <sub>cm</sub>	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
f <sub>cd</sub> , f <sub>ck</sub>	resistenza cilindrica di progetto e caratteristica a compressione del calcestruzzo
f <sub>ct</sub> , f <sub>ctm</sub>	resistenza media a trazione diretta del calcestruzzo
f <sub>ct,sp</sub>	resistenza media a trazione indiretta (per spacco) del calcestruzzo
f <sub>ti</sub> , f <sub>y</sub> , f <sub>yd</sub> , f <sub>yk</sub>	resistenze in trazione dell'armatura (ultima, allo snervamento, di progetto e caratteristica allo snervamento)
h	altezza di una sezione
k <sub>hsc</sub>	coefficiente maggiorativo per cls AR del fattore di sito
k <sub>hsc</sub>	coefficiente maggiorativo per cls AR del fattore di sicurezza parziale γ <sub>c</sub> del cls NR
L	qualunque lunghezza di riferimento
l <sub>bd</sub>	lunghezza di ancoraggio di una barra tesa, allo stato limite ultimo e in condizioni di buona aderenza
N	numero di cicli (fatica)
pH	indice di acidità o basicità delle soluzioni, ed in particolare del calcestruzzo attorno all'armatura
R <sub>ck</sub>	resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo
s	spessore del copriferro dell'armatura, ovvero passo delle staffe
S-N	curve della tensione di rottura per fatica in funzione del numero di cicli
S <sub>c max</sub>	rapporto fra la tensione massima a compressione e la resistenza a compressione nelle prove di fatica
S <sub>t max</sub>	rapporto fra la tensione massima a trazione e la resistenza a trazione nelle prove di fatica
SR	rapporto fra le tensioni principali in regime tensionale biassiale = σ <sub>2</sub> /σ <sub>1</sub>
t	tempo
T	temperatura
U <sub>R</sub>	umidità relativa
V <sub>f</sub>	contenuto volumetrico di fibra nel calcestruzzo
∞	coefficiente di dilatazione termica del materiale, oppure angolo dei puntoni compressi rispetto all'asse orizzontale nel traliccio di Mörsch, oppure coefficiente «di riempimento» della parte compressa di una sezione, oppure fattore di penalizzazione per barre giuntate nella stessa sezione (travi inflesse)
β	coefficiente «di posizione» della risultante degli sforzi di compressione agenti su una sezione
ε <sub>c</sub>	deformazione del calcestruzzo
ε <sub>s</sub> (ε <sub>sy</sub> )	deformazione dell'acciaio d'armatura (a snervamento)
γ <sub>c</sub> , γ <sub>c tot</sub>	fattori di sicurezza parziali del calcestruzzo
γ <sub>f</sub>	fattore di sicurezza parziale (o moltiplicatore) dei carichi di esercizio

$\gamma_s$	fattore di sicurezza parziale dell'acciaio di armatura
$\lambda$	conduttività termica del materiale
$\nu_c$	coefficiente di contrazione trasversale del calcestruzzo (modulo di Poisson)
$\rho$	densità del materiale (= massa volumica) oppure percentuale geometrica dell'armatura tesa longitudinale
$\sigma_c$	tensione nel calcestruzzo
$\phi$	diametro di una barra d'armatura

Nota: le espressioni di  $f_{ctm}$  e  $E_{ci}$  contenute nei capitoli 4.2 e 4.3:

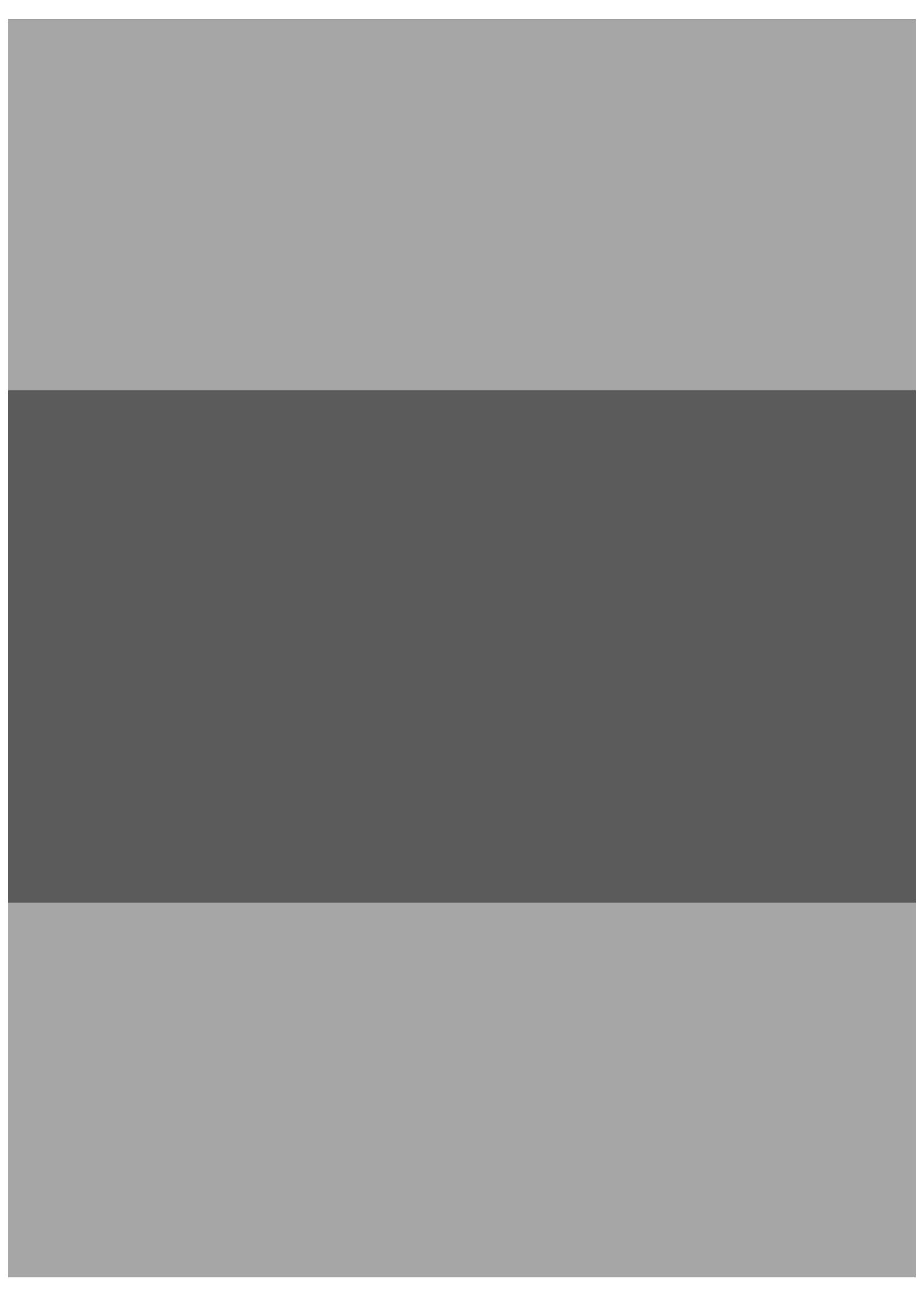
$$f_{ctm} = 0,32 f_{cm}^{0,6}; E_{ci} = 11000 f_{cm}^{0,3}$$

hanno il vantaggio di una scrittura più immediata, pur essendo semplici sviluppi delle espressioni presentate nell'estensione del codice MC90 [1.4]:

$$f_{ctm} = f_{ctko,m} [(f_{ck} + \Delta f) / (f_{cko} + \Delta f)]^{0,6}$$

$$E_{ci} = E_{co} [(f_{ck} + \Delta f) / f_{cmo}]^{0,3}$$

ove:	$f_{ctko,m}$	= 1,80 N/mm <sup>2</sup>
	$\Delta f$	= 8 N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cko}$	= 10 N/mm <sup>2</sup>
	$E_{co}$	= 22 kN/mm <sup>2</sup>
	$f_{cmo}$	= 10 N/mm <sup>2</sup>





*Presidenza del Consiglio Superiore  
dei Lavori Pubblici  
Servizio Tecnico Centrale*

Raccolta di  
**Linee Guida sul**

**Calcestruzzo**  
strutturale



<b>1.</b>	<b>Oggetto e scopo delle presenti Linee Guida</b>	<b>84</b>
<b>2.</b>	<b>Campo di applicazione</b>	<b>84</b>
<b>3.</b>	<b>Definizioni</b>	<b>84</b>
<b>4.</b>	<b>Lavorabilità</b>	<b>84</b>
4.1	Misura della consistenza	85
4.2	Fattori che influenzano la lavorabilità	86
4.3	Perdita di lavorabilità	86
<b>5.</b>	<b>Stagionatura</b>	<b>87</b>
5.1	Controllo delle differenze di temperatura durante la stagionatura	89
5.2	Stagionatura ordinaria	90
5.2.1	Effetto del tempo e dell'umidità	90
5.3	Stagionatura accelerata con vapore a bassa pressione	92
5.4	Conclusione	93
<b>6.</b>	<b>Prescrizioni per il calcestruzzo</b>	<b>93</b>
6.1	Generalità	93
6.2	Calcestruzzo indurito	94
6.2.1	Resistenza a compressione	94
6.2.2	Resistenza a trazione	95
6.2.3	Energia di frattura	95
6.2.4	Resistenze caratteristiche	96
6.2.5	Norme di riferimento e modalità	96
<b>7.</b>	<b>Durabilità e vita in servizio</b>	<b>97</b>
7.1	Durabilità del calcestruzzo e durabilità della struttura	97
7.2	Vita in servizio	102
<b>8.</b>	<b>Il calcestruzzo ad alte prestazioni e ad alta resistenza</b>	<b>104</b>
<b>8.1</b>	<b>Materiali componenti</b>	<b>106</b>
8.1.1	Cementi	106
8.1.2	Rapporto a/c	106
8.1.3	Additivi	106
8.1.4	Aggiunte minerali	108
8.1.5	Aggregato	109
<b>8.2</b>	<b>Lavorabilità</b>	<b>110</b>
<b>8.3</b>	<b>Proprietà meccaniche del calcestruzzo ad alte prestazioni e ad alta resistenza</b>	<b>110</b>
8.3.1	Resistenza a compressione	111
8.3.2	Curve tensione-deformazione	111
8.3.3	Resistenza alla trazione	111
8.3.4	Modulo di elasticità	112
8.3.5	Ritiro	112
8.3.6	Scorrimento viscoso	112
	<b>Riferimenti bibliografici</b>	<b>113</b>

## 1. Oggetto e scopo

Le presenti Linee Guida intendono porsi quale primo avvio di un successivo sviluppo normativo relativo al confezionamento e all'impiego del calcestruzzo strutturale.

In particolare esse definiscono le condizioni operative per meglio ottenere le caratteristiche prestazionali richieste.

Esse, inoltre, introducono un'innovazione nell'attuale quadro delle prescrizioni tecniche attraverso la definizione del calcestruzzo ad alte prestazioni, finora non regolato da alcuna norma.

Nella predisposizione del testo sono stati tenuti in conto i più recenti documenti normativi in Europa, tra i quali i codici CEB-FIP ed EC2 e la ENV 206.

## 2. Campo di applicazione

Le presenti Linee Guida si applicano al calcestruzzo per usi strutturali, armato e non, ordinario e precompresso, con esclusione dei calcestruzzi leggeri.

## 3. Definizioni

Il calcestruzzo deve essere specificato in funzione della classe di resistenza, della classe di esposizione, della dimensione nominale massima dell'aggregato, della classe di consistenza e della prevista vita in servizio.

La composizione – cemento, aggregato, acqua, additivi ed eventuali aggiunte – deve essere stabilita in modo da soddisfare le specifiche prestazionali e minimizzare i fenomeni di segregazione e di essudazione del calcestruzzo fresco.

Nella scelta del tipo e della classe di cemento si deve tenere conto delle condizioni di esposizione, della velocità di sviluppo della resistenza, del calore di idratazione e della velocità alla quale esso si libera.

Il contenuto minimo di cemento e il rapporto massimo acqua/cemento vanno definiti principalmente sulla base delle condizioni ambientali di esposizione e delle prestazioni richieste; in ogni caso il calcestruzzo armato, ordinario o precompresso, deve contenere sufficiente cemento per assicurare un adeguato grado di protezione dell'acciaio contro la corrosione.

## 4. Lavorabilità

La lavorabilità, designata con il termine "consistenza" nella normativa vigente, è un indice delle proprietà e del comportamento del calcestruzzo nell'intervallo di tempo tra la produzione e la compattazione dell'impasto in situ nella cassaforma, o tra la produzione e la finitura, se richiesta.

Poiché le caratteristiche desiderate di durabilità e di resistenza meccanica possono essere effettivamente raggiunte soltanto se la movimentazione, la posa in opera e la stagionatura avvengono correttamente, la lavorabilità è imposta dal tipo di costruzione e dai metodi di posa in opera adottati, in particolare dal metodo di compattazione la cui efficacia va comunque garantita.

Nello studio della composizione del calcestruzzo occorre conciliare le caratteristiche dell'impasto fresco con i requisiti di resistenza meccanica e di durabilità dell'impasto indurito. Le proprietà del calcestruzzo fresco collegate con la lavorabilità sono:

- 1) la stabilità, ossia la capacità dell'impasto di mantenere, sotto l'azione di forze esterne, l'uniformità di distribuzione dei componenti;
- 2) la mobilità, ossia la facilità con la quale l'impasto fluisce nella cassaforma fino a raggiungere le zone meno accessibili;
- 3) la compatibilità, ossia la facilità con la quale l'impasto può essere assestato nella cassaforma e l'aria intrappolata rimossa.

Mobilità e stabilità sono in rapporto con la consistenza o rigidità propria dell'impasto, e come questa dipendono dal contenuto d'acqua, dalla temperatura e dalla presenza di additivi.

Benché la consistenza non rappresenti l'intera storia della lavorabilità, tuttavia nella tecnologia del calcestruzzo è prassi consolidata controllare la lavorabilità dell'impasto fresco attraverso misure della consistenza, essendo queste ultime di semplice e rapida esecuzione.

#### 4.1. Misura della consistenza

La consistenza, come la lavorabilità, è il risultato di più proprietà reologiche e, di conseguenza, non è suscettibile di definizione quantitativa ma soltanto di valutazione relativa, sulla base del comportamento dell'impasto fresco a determinate modalità di prova.

Nessuno dei metodi di prova proposti o in uso per la misura della consistenza è pienamente soddisfacente e le proprietà del calcestruzzo fresco che vengono prese ad indice della sua lavorabilità sono diverse da metodo a metodo.

Pertanto, in generale la massima sensibilità di ogni metodo riguarda campi differenti di lavorabilità e, a seconda del tipo di opera e delle condizioni di getto, va scelto il metodo più appropriato di controllo del grado di consistenza.

I metodi di misura della consistenza più largamente adottati sono i seguenti:

- abbassamento del cono (UNI 9418);
- prova Vébé (UNI 9419);
- indice di compatibilità (UNI 9420);
- spandimento (UNI 8020 - metodo B).

Su tali metodi è basata la classificazione del calcestruzzo in funzione della consistenza (Tabelle 1-4).

Tabella 1

Classi di consistenza mediante la misura dell'abbassamento al cono.

Classe di consistenza	Abbassamento mm	Denominazione corrente
<b>S1</b>	da 10 a 40	Umida
<b>S2</b>	da 50 a 90	Plastica
<b>S3</b>	da 100 a 150	Semifluida
<b>S4</b>	da 160 a 210	Fluida
<b>S5</b>	> 210	Superfluida

Tabella 2

Classi di consistenza mediante il metodo Vébé.

Classe di consistenza	Tempo Vébé s
<b>V0</b>	≥ 31
<b>V1</b>	da 30 a 21
<b>V2</b>	da 20 a 11
<b>V3</b>	da 10 a 6
<b>V4</b>	da 5 a 3

Tabella 3

Classi di consistenza mediante la misura della compatibilità.

Classe di consistenza	Indice di compatibilità
<b>C0</b>	≥ 1,46
<b>C1</b>	da 1,45 a 1,26
<b>C2</b>	da 1,25 a 1,11
<b>C3</b>	da 1,10 a 1,04

Tabella 4

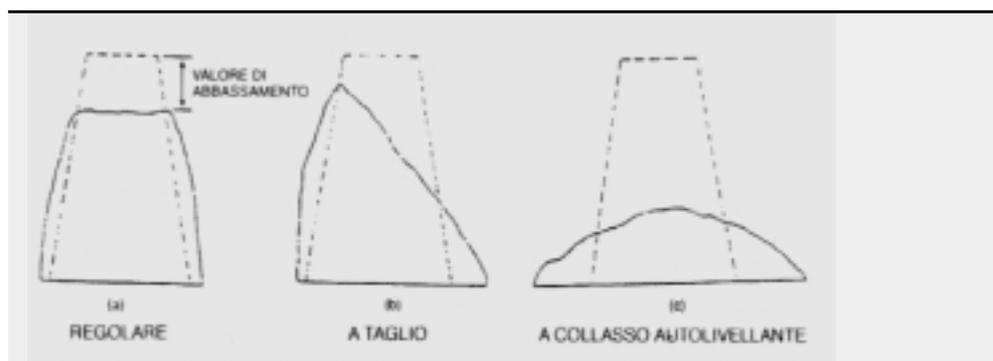
Classi di consistenza mediante la misura dello spandimento.

Classe di consistenza	Spandimento mm
<b>FB1</b>	≤ 340
<b>FB2</b>	da 350 a 410
<b>FB3</b>	da 420 a 480
<b>FB4</b>	da 490 a 550
<b>FB5</b>	560 – 620
<b>FB6</b>	≥ 630

Il metodo di misura più diffuso è quello che propone la valutazione della consistenza mediante la misura dell'abbassamento al cono.

Al riguardo si hanno tre principali forme di abbassamento, in **Figura 1**.

**Figura 1**  
Forme di  
abbassamento  
al cono.



La prima forma, con abbassamento uniforme senza alcuna rottura della massa, indica comportamento regolare.

La seconda, con abbassamento asimmetrico (a taglio), spesso indica mancanza di coesione; essa tende a manifestarsi con miscele facili alla segregazione. In caso di persistenza, a prova ripetuta, il calcestruzzo è da ritenere inidoneo al getto.

La terza, con abbassamento generalizzato (collasso), indica miscele magre oppure molto umide o, nel caso di calcestruzzi autolivellanti, additivate con superfluidificanti.

Miscele molto asciutte hanno un abbassamento nullo e quindi, in un certo campo di consistenza, è possibile che non si registri alcuna differenziazione fra miscele pur dotate di diversa lavorabilità: è allora necessario il ricorso al metodo Vébé.

Le miscele a consistenza plastica-semifluida cadono nel campo di maggior sensibilità del metodo di abbassamento al cono.

Può anche succedere che per miscele magre tendenti alla rigidità, un abbassamento regolare facilmente si tramuti in uno di tipo a taglio o a collasso. In tal caso ci si deve accertare del fenomeno, onde evitare che si indichino valori diversi di abbassamento per campioni della stessa miscela.

Per calcestruzzi fluidi e molto fluidi è preferibile determinare la consistenza mediante la prova di spandimento alla tavola a scosse (UNI 8020 - metodo B).

In generale, data la selettività dei vari metodi di prova, si raccomanda di interpretare con cautela i risultati delle misure quando i valori cadono al di fuori dei limiti sottoindicati:

<i>abbassamento al cono:</i>	< 10 mm	> 210 mm
<i>tempo Vébé:</i>	< 5 secondi	> 30 secondi
<i>indice di compattabilità:</i>	< 1,04	> 1,45
<i>spandimento:</i>	< 340 mm	> 620 mm

#### 4.2 Fattori che influenzano la lavorabilità

La lavorabilità di un calcestruzzo è influenzata da più fattori: dal contenuto d'acqua, dalle caratteristiche particellari degli aggregati, dal tempo, dalla temperatura, dalle caratteristiche del cemento, dagli additivi.

#### 4.3 Perdita di lavorabilità

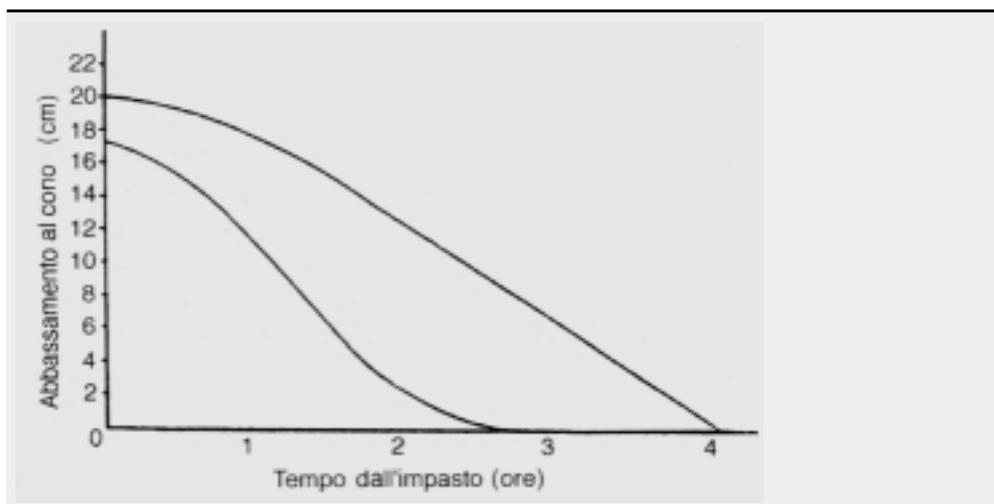
La lavorabilità è una proprietà del calcestruzzo fresco che diminuisce col procedere delle reazioni di idratazione del cemento. È pertanto necessario che l'impasto possieda la lavorabilità non solo al momento della confezione, ma soprattutto al momento della sua posa in opera.

Se l'intervallo di tempo che intercorre fra confezione e getto non è breve, e soprattutto se la temperatura ambiente è elevata, la lavorabilità iniziale deve essere maggiore di quella richiesta per la posa in opera. Nella pratica di cantiere si può ricorrere, appena prima del getto, ad aggiunte d'acqua (entro il rapporto a/c massimo consentito) e/o di additivi superfluidificanti (punto 10.4 UNI 9858).

La perdita di lavorabilità è un fenomeno che avviene nell'ambito della prima ora (o delle prime 2 ore al massimo) dal termine delle operazioni d'impasto.

Si riporta in **Figura 2** un'indicazione dell'andamento della perdita di lavorabilità di un insieme di calcestruzzi a consistenza iniziale fluida (vedi Tabella 1).

**Figura 2**  
Andamento della diminuzione di lavorabilità degli impasti di calcestruzzo.



Accelerazioni della perdita di lavorabilità si possono verificare, senza variazioni del periodo di presa, con l'uso di additivi riduttori di acqua.

A parità di altre condizioni, la temperatura dei costituenti influisce sulla quantità d'acqua d'impasto necessaria per ottenere una determinata lavorabilità iniziale. A titolo orientativo si possono indicare i seguenti valori di lavorabilità iniziale che un calcestruzzo assume, a parità di composizione, al variare della sua temperatura.

Temperatura °C	Lavorabilità (abbassamento al cono in mm)
5	150
10	130
20	90
30	60
40	50

Oltre a una minore lavorabilità iniziale l'aumento di temperatura, inducendo una maggiore velocità della reazione d'idratazione del cemento, accentua il fenomeno della perdita di lavorabilità. In particolare si osserva che per temperature di 40-50°C raddoppia la velocità di decadimento della lavorabilità rispetto a quella che si avrebbe con temperatura intorno a 20°C.

## 5. Stagionatura

È l'insieme di precauzioni che, durante il processo di indurimento, permette di trasformare l'impasto fresco in un materiale resistente, privo di fessure e durevole. Con un adeguato periodo di stagionatura protetta, iniziato immediatamente dopo aver concluso le operazioni di posa in opera, il calcestruzzo può raggiungere le sue proprietà potenziali nella massa e in particolare nella zona superficiale.

La protezione consiste nell'impedire, durante la fase iniziale del processo di indurimento:

- l'essiccazione della superficie del calcestruzzo, in primo luogo perché l'acqua è necessaria per l'idratazione del cemento e per il progredire delle reazioni pozzolaniche, nel caso in cui s'impieghino cementi di miscela, e in secondo luogo per evitare che gli strati superficiali del manufatto indurito risultino porosi. L'essiccazione prematura rende il copriferro permeabile e quindi scarsamente resistente alla penetrazione delle sostanze aggressive presenti nell'ambiente di esposizione.

Nei manufatti a sviluppo orizzontale, in particolare lastre e pavimentazioni, la perdita d'umidità nella fase in cui l'impasto è ancora plastico può dar luogo alla fessurazione da ritiro plastico.

In generale, impedendo l'essiccazione superficiale (stagionatura protetta) e ottenendo di conseguenza un manufatto dotato di un copriferro pressoché impermeabile e privo di fessure, si garantisce, anche il raggiungimento della resistenza meccanica desiderata per il calcestruzzo;

b) il congelamento dell'acqua d'impasto prima che il calcestruzzo abbia raggiunto un grado adeguato di indurimento;

c) che i movimenti differenziali, dovuti a differenze di temperatura attraverso la sezione del manufatto, siano di entità tale da generare fessure.

La risposta del calcestruzzo al processo di stagionatura dipende:

- *dalla sua composizione*: rapporto a/c, tipo e classe di cemento come pure tipo e qualità delle aggiunte. Un calcestruzzo di basso rapporto a/c prodotto con un cemento a rapido indurimento raggiunge più rapidamente la resistenza superficiale che assicura un ridotto grado di permeabilità, perciò necessita di minore stagionatura rispetto ai calcestruzzi con cemento che s'idrata più lentamente o ai calcestruzzi contenenti un quantitativo elevato di aggiunte di natura pozzolanica. Con quest'ultimo tipo di calcestruzzo si può raggiungere il grado di durabilità atteso senza prolungare il periodo di stagionatura protetta, scegliendo un rapporto a/c più basso rispetto a quanto necessario in relazione alla sola normativa sulla durabilità.

- *dalla sua temperatura*: questa può aumentare a causa delle reazioni esotermiche tra il cemento e l'acqua. La velocità di indurimento è in larga misura determinata dalla temperatura del calcestruzzo: ad esempio a 35°C la velocità di indurimento è doppia che a 20°C e a 10°C tale velocità è circa metà che a 20°C.

La temperatura del calcestruzzo in opera dipende dalle condizioni ambientali (temperatura, umidità relativa, presenza/assenza di vento), dalla temperatura dei costituenti il calcestruzzo, dal dosaggio, tipo e classe di cemento, dalle dimensioni dell'elemento strutturale e dal sistema d'isolamento delle casseforme.

Elementi a sezione sottile in casseforme senza isolamento termico, esposti sin dall'inizio a basse temperature ambientali e gettati con cementi a basso calore d'idratazione, necessitano di un'attenta e sorvegliata stagionatura.

Se nel calcestruzzo avvengono fenomeni di congelamento prima che esso abbia raggiunto una sufficiente resistenza a compressione ( $\geq 5 \text{ N/mm}^2$ ), il materiale riceve un danno permanente. Il valore di soglia ( $5 \text{ N/mm}^2$ ) corrisponde a un grado d'idratazione sufficiente a produrre un'autoessiccazione accompagnata dalla formazione di un volume di pori che permette all'acqua che gela di espandersi, senza danno per il calcestruzzo. Il tempo necessario perché il calcestruzzo raggiunga la resistenza a compressione voluta dovrebbe essere determinato sperimentalmente.

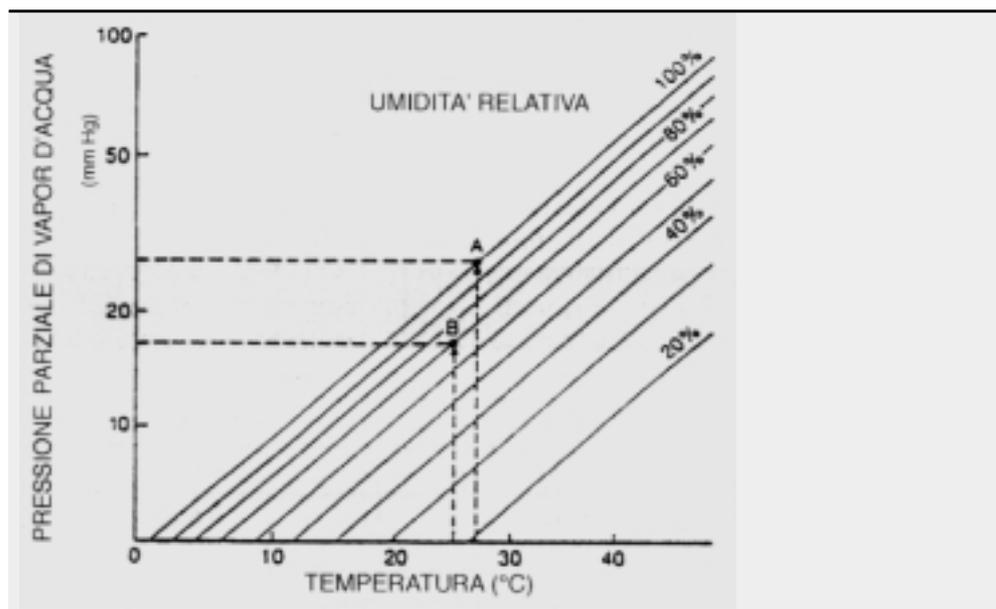
- *dalle condizioni ambientali durante e dopo la stagionatura*: una bassa umidità relativa, l'isolazione e l'alta ventosità accelerano l'essiccazione del calcestruzzo non adeguatamente protetto nei primi stadi dell'idratazione.

Finché l'idratazione del cemento non abbia progredito per almeno 10-20 ore, l'evaporazione dell'acqua dalle superfici esposte del calcestruzzo avviene come da una superficie bagnata, purché acqua sufficiente esuda in superficie. È perciò di notevole importanza impedire che durante le prime 24 ore dopo il getto l'essiccazione sia eccessiva, se si vuole prevenire la fessurazione da ritiro plastico.

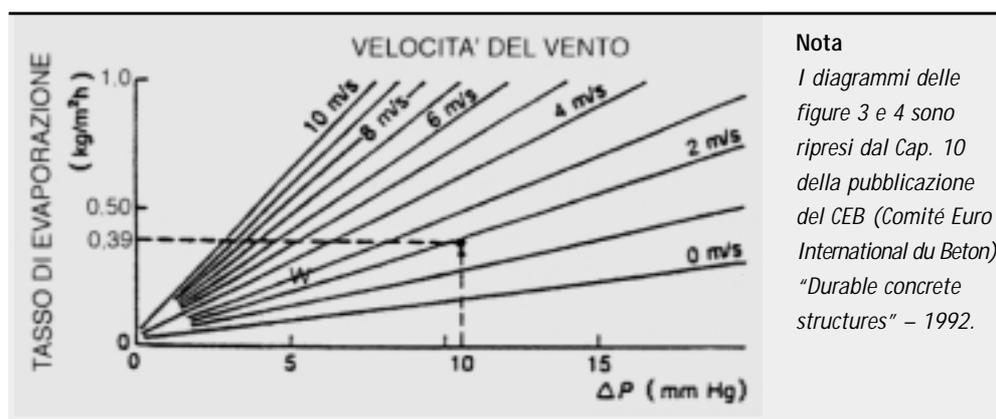
L'effettiva quantità d'acqua che può essere perduta da una superficie di calcestruzzo esposta e bagnata può essere stimata dalle **Figure 3 e 4**.

I fattori decisivi che determinano la velocità di evaporazione sono la velocità del vento e la differenza  $\Delta p$  tra la pressione parziale del vapore sullo strato d'acqua sulla superficie del calcestruzzo e la pressione parziale nell'aria ambiente.

**Figura 3**  
Pressione parziale del vapore acqueo in funzione della temperatura.



**Figura 4**  
Velocità di evaporazione in funzione della velocità del vento e della pressione parziale del vapore.



**Nota**  
I diagrammi delle figure 3 e 4 sono ripresi dal Cap. 10 della pubblicazione del CEB (Comité Euro International du Beton) "Durable concrete structures" - 1992.

L'uso dei diagrammi può essere illustrato con un esempio in cui la temperatura dell'acqua e del calcestruzzo sia di 27°C e l'umidità relativa  $U_R$  sullo strato d'acqua il 100% (punto A di figura 3): se per l'aria la temperatura è 25°C e  $U_R = 70%$  (punto B), la differenza  $\Delta p$  risulta  $(27 - 16,5) = 10,5$  mm hg. Se si assume una velocità del vento di 2 m/sec, la Figura 4 dà una velocità di evaporazione di 0,39 kg/m<sup>2</sup> h.

Non è possibile dare regole generali circa la velocità di evaporazione permessa dalle superfici di calcestruzzo nelle fasi iniziali dell'indurimento, dipendendo tale velocità dal tipo di calcestruzzo e specialmente dalla sua tendenza a essiccare. Per i calcestruzzi di Portland ordinario le norme ACI (American Concrete Institute) raccomandano di prendere speciali precauzioni se la velocità di evaporazione è vicina ad 1 kg/m<sup>2</sup> h. Nel caso dei cementi di miscela, che essudano meno, la soglia è molto più bassa.

Benché un'essudazione non eccessiva sia vantaggiosa e riduca il rischio del ritiro plastico, non si deve tuttavia dimenticare che essa conduce ad un calcestruzzo poroso, in particolare in vicinanza della superficie.

### 5.1 Controllo delle differenze di temperatura durante la stagionatura

Non è possibile stabilire esatti limiti per le differenze di temperatura che sono accettabili nelle sezioni trasversali in fase di indurimento, poiché esse dipendono non solo dalla composizione dell'impasto e dalle caratteristiche di sviluppo della resistenza, ma anche dalla forma geometrica dell'elemento strutturale e dalla velocità con la quale il manu-

fatto, dopo la rimozione dei casseri, raggiunge l'equilibrio termico con l'ambiente. In base all'esperienza, si raccomanda di rispettare i limiti seguenti per limitare le tensioni di origine termica:

- a) una differenza massima di 20°C sulla sezione durante il raffreddamento dopo la rimozione dei casseri;
- b) una differenza massima di 10-15°C attraverso i giunti di costruzione e per strutture con sezioni di dimensioni molto variabili.

## 5.2 Stagionatura ordinaria

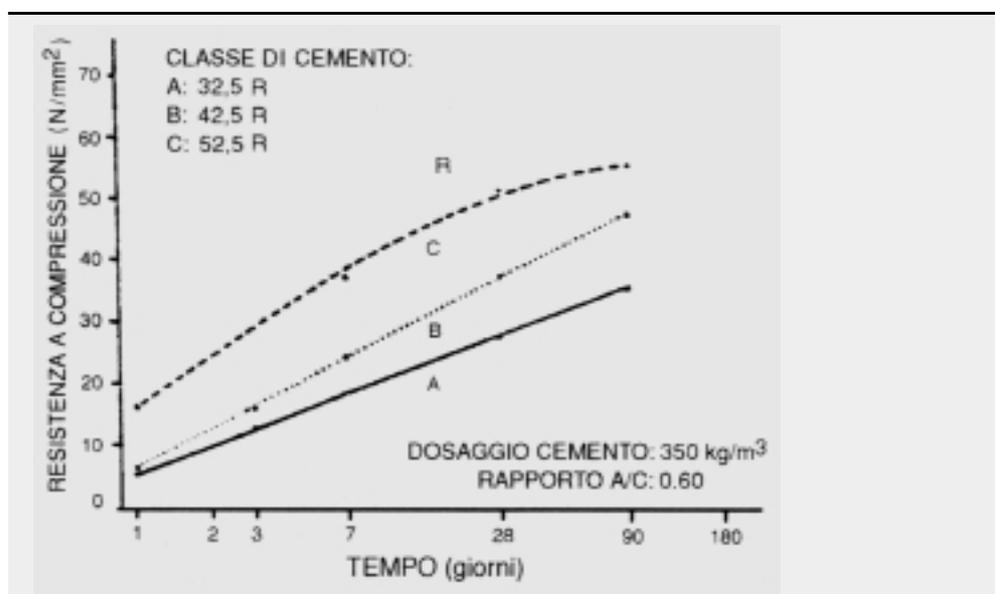
Si definisce "ordinaria" la stagionatura che avviene alla temperatura ambiente, nell'intervallo 5-35°C con esclusione di qualsiasi intervento esterno di riscaldamento o raffreddamento.

### 5.2.1 Effetto del tempo e dell'umidità

In condizioni di temperatura e umidità costanti e tali da consentire il procedere delle reazioni di idratazione con andamento regolare, lo sviluppo della resistenza a compressione del calcestruzzo in funzione della classe del cemento, a parità di ogni altro fattore di composizione, presenta l'andamento tipico di **Figura 5**.

**Figura 5**

Esempio di sviluppo della resistenza a compressione di calcestruzzi di pari composizione in relazione a tre classi di cemento (CNR, Boll. Ufficiale 23.12.92, parte IV - Norme Tecniche).



La presa e l'indurimento dell'impasto cementizio dipendono dalla continua presenza d'acqua. Il calcestruzzo all'atto del getto contiene una quantità d'acqua libera che assicura l'idratazione del cemento. È necessario fare in modo che quest'acqua resti disponibile, o comunque possa essere rapidamente ripristinata sino a quando lo spazio riempito da acqua e cemento non sia in gran parte sostituito da prodotti di idratazione. Il processo di idratazione (e quindi l'indurimento) può infatti progredire significativamente quando la tensione di vapore nei pori della pasta cementizia è prossima al valore di saturazione ( $U_R > 90\%$ ).

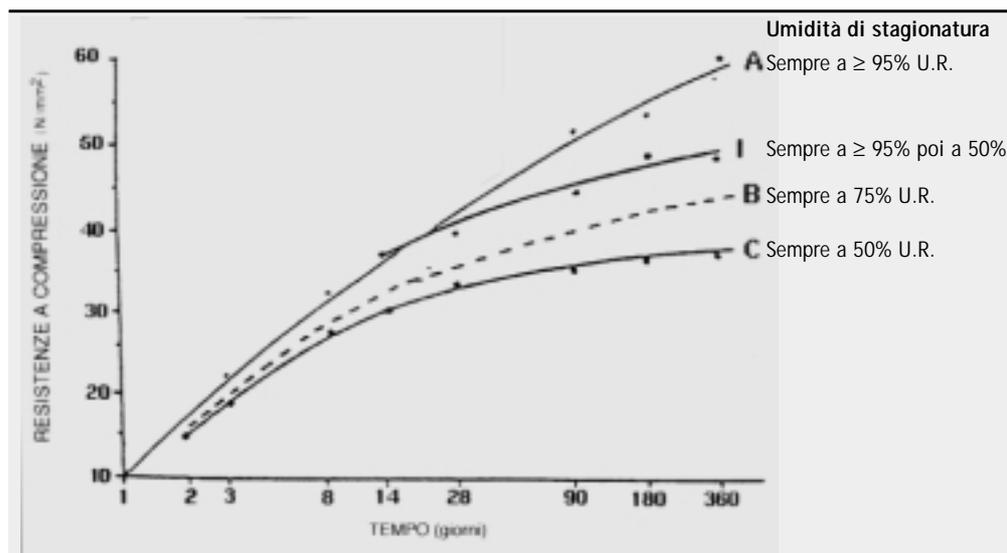
In **Figura 6** è messo in luce il ridotto sviluppo di resistenza di provini di calcestruzzo conservati in ambiente secco o con moderata umidità relativa (50 e 75%) rispetto a quello di provini mantenuti in un ambiente umido ( $U_R > 95\%$ ).

Occorre notare che anche i provini lasciati idratare per i primi giorni in ambiente umido (curva 1) risentono di una successiva conservazione in ambiente a ridotta umidità relativa: essi presentano infatti uno sviluppo della resistenza più attenuato rispetto a quello dei provini conservati sempre in ambiente umido.

Gli effetti dell'umidità di stagionatura vengono quantitativamente evidenziati dalla nor-

**Figura 6**

Effetto di diverse condizioni igrometriche di stagionatura sullo sviluppo delle resistenze del calcestruzzo; provino di 10 cm di lato (CNR, Boll. Ufficiale 23.12.92, parte IV - Norme Tecniche).



mativa europea ove tratta dell'esecuzione delle strutture (CEN/TC 104 doc. N179):  
 - la durata della stagionatura protetta dipende dalle prevalenti condizioni climatiche della regione ove è situato il getto. Una distinzione tra classi climatiche viene data in **Tabella 5**;

**Tabella 5**

Classi climatiche.

Classi climatiche	Definizione	Umidità relativa media
<b>Classe U</b>	Umida	$> 80\%$
<b>Classe M</b>	Moderata	Nell'intervallo tra $65$ $80\%$
<b>Classe S</b>	Secca	Nell'intervallo tra $45$ $65\%$
<b>Classe SS</b>	Molto secca	$< 45$

- la stagionatura protetta deve essere prolungata finché l'idratazione raggiunge un grado tale da assicurare le resistenze relative elencate in **Tabella 6**.

**Tabella 6**

Valori di proporzioni di resistenza (\*) del calcestruzzo alla fine della stagionatura.

Classi climatiche	Proporzione di resistenza
<b>U</b>	0,10
<b>M</b>	0,40
<b>S</b>	0,50
<b>SS</b>	0,60

**Nota (\*)**

La proporzione di resistenza è il rapporto tra la resistenza media del calcestruzzo alla fine del periodo di stagionatura e la resistenza media a 28 gg. del calcestruzzo confezionato, stagionato e provato in accordo con EN ISO 2735/12 e EN ISO 4102/1.

Per quanto detto la stima della durata ottimale della stagionatura ordinaria protetta è un problema di una certa complessità. L'approccio migliore sarebbe quello di definire il valore limite di permeabilità che dovrebbe essere raggiunto negli strati superficiali del calcestruzzo al termine della stagionatura protetta.

Poiché allo stato attuale non sono stati ancora definiti e accettati né i valori limite di permeabilità né le modalità secondo le quali misurare tale proprietà negli strati superficiali del manufatto, la durata della stagionatura protetta potrebbe essere stimata con riferimento alla resistenza meccanica in superficie.

Occorre però tenere presente che non vi è una stretta corrispondenza tra permeabilità e resistenza. Pertanto, se l'importanza dell'opera o se le condizioni estreme d'esposizione lo giustificano, si raccomanda di eseguire prove di permeabilità in laboratorio secondo EN ISO 7031 (1994) su provini appaiati alla struttura, che hanno quindi "vissuto" la medesima stagionatura, ovvero su carote estratte dalla struttura stessa.

Nella **Tabella 7** sono riportati i tempi minimi di stagionatura, in giorni, raccomandati dalla ENV 206 (UNI 9858) per strutture esposte in ambiente secco, umido o debolmente aggressivo.

Tabella 7

<b>Sviluppo della resistenza del calcestruzzo</b>	<b>Rapido</b>			<b>Medio</b>			<b>Lento</b>		
<b>Temperatura del calcestruzzo (°C)</b>	5	10	15	5	10	15	5	10	15
<b>Condizioni ambientali durante la stagionatura</b>	Tempi espressi in giorni								
<b>I) Non esposto ad insolazione diretta U<sub>R</sub> dell'aria circostante ≥ 80%</b>	2	2	1	3	3	2	3	3	2
<b>II) Insolazione diretta media o vento di media velocità o U<sub>R</sub> &gt; 50%</b>	4	3	2	6	4	3	8	5	4
<b>III) Insolazione intensa o vento di forte velocità o U<sub>R</sub> &lt; 50%</b>	4	3	2	8	6	5	10	8	5

Quando le condizioni d'esposizione sono più gravose, i tempi di stagionatura suggeriti nella **Tabella 7** devono essere aumentati per essere sicuri che il copriferro sia diventato pressoché impervio alla penetrazione delle sostanze contenute nell'ambiente di esposizione. La velocità di sviluppo della resistenza del calcestruzzo può essere valutata dalla **Tabella 8** (ENV 206 e UNI 9858). I dati riportati nella tabella sono relativi a cementi Portland 42.5R e 32.5R.

Tabella 8

<b>Velocità di sviluppo della resistenza</b>	<b>a/c</b>	<b>Classe di resistenza del cemento</b>
<b>Rapida</b>	< 0,5	42.5 R
<b>Media</b>	0,5 - 0,6	42.5 R
	< 0,5	32.5 R - 42.5 R
<b>Lenta</b>	In tutti gli altri casi	

un'adeguata impermeabilità dello strato superficiale non prendono in considerazione gli aspetti della sicurezza strutturale, in relazione ai quali deve essere stabilito un tempo minimo per raggiungere la resistenza voluta alla rimozione dei casseri.

### 5.3 Stagionatura accelerata con vapore a bassa pressione

Tra i vari procedimenti di stagionatura accelerata, che essenzialmente fanno intervenire un apporto di calore, quello del riscaldamento mediante vapore libero è il più diffuso. Esso consiste nel sottoporre il calcestruzzo, dopo il getto, all'effetto combinato di calore e umidità mediante invio di vapor saturo a bassa pressione nell'ambiente di trattamento. Un trattamento adeguato può consentire lo sviluppo a 24 ore, o anche a tempi più brevi, di resistenze meccaniche a compressione dell'ordine del 60% di quelle che si potrebbero ottenere a 28 gg con la maturazione normale (20°C; 100% U<sub>R</sub>).

Per contro, i calcestruzzi maturati a temperature elevate mostrano in seguito resistenze finali minori di quelli maturati normalmente.

Poiché però in pratica difficilmente si realizza una stagionatura umida per periodi prolungati, ne consegue che anche a tempi lunghi la resistenza effettiva risulta spesso maggiore per i calcestruzzi maturati ad alta temperatura iniziale che per gli altri.

Nel trattamento del calcestruzzo con vapore a bassa pressione si possono distinguere: una fase di prestagionatura, una di aumento della temperatura, una di permanenza alla temperatura massima e una di raffreddamento (**Figura 7**).

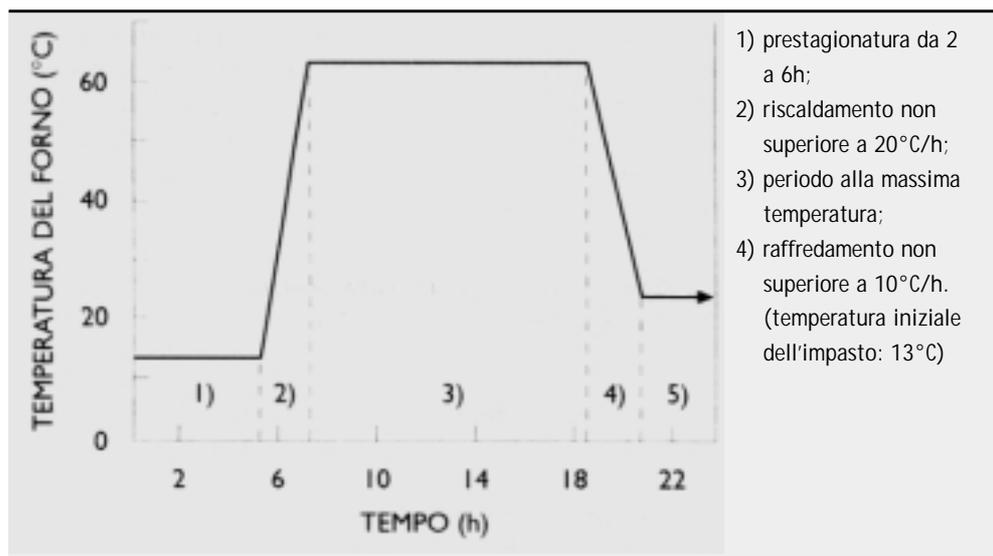
Le caratteristiche delle fasi hanno un'influenza determinante sulle resistenze finali. Inoltre l'effetto del trattamento termico dipende anche dalla natura del cemento.

Perciò, prima dell'inizio della produzione, conviene procedere a indagini sperimentali sui componenti e sul trattamento termico previsto, tenendo presenti regole e limitazioni, relativamente a ciascuna fase, riportate nel punto 10.7 della ENV 206 o della UNI 9858.

L'impiego di additivi superfluidificanti, che consentono di confezionare calcestruzzi fluidi cori rapporto a/c estremamente basso, sta portando a modifiche rilevanti nelle modalità della stagionatura accelerata a vapore a bassa pressione.

Vi è infatti la possibilità, se non di eliminare il trattamento a vapore, di ridurre la tem-

**Figura 7**  
Esempio di stagionatura a vapore alla pressione ordinaria.



peratura massima di processo intorno ai 30-40°C, ovvero a circa la metà di quelli normalmente in uso.

Vengono così soppressi gli svantaggi dovuti alla scelta di tempi troppo brevi di prestagionatura, svantaggi tanto maggiori quanto più alta è la temperatura di processo e più alto il rapporto a/c, e di quelli dovuti a variazioni termiche troppo rapide poiché, dimezzando la temperatura di processo, si può, a parità di tempo, dimezzare la velocità di riscaldamento. In questa situazione la resistenza meccanica a lungo termine si avvicina notevolmente a quella del calcestruzzo stagionato normalmente.

La riduzione del rapporto a/c permessa dall'uso dei superfluidificanti contribuisce all'incremento della resistenza meccanica entro le prime 24 ore.

#### 5.4 Conclusione

Una buona stagionatura è necessaria per conseguire un risultato ottimale da un buon calcestruzzo.

Una stagionatura non corretta rende mediocre un calcestruzzo altrimenti buono, ma una stagionatura corretta non può compensare le deficienze di composizione e di scelta dei componenti del calcestruzzo; tutti gli sforzi tesi a migliorare le condizioni di stagionatura risultano vani se la qualità del calcestruzzo è inadeguata.

## 6. Prescrizioni per il calcestruzzo

### 6.1 Generalità

Il calcestruzzo va di regola specificato dal progettista come "miscela progettata" con riferimento alle proprietà richieste (calcestruzzo a prestazione garantita).

Tuttavia, su richiesta della Stazione Appaltante, il calcestruzzo può essere specificato come "miscela prescritta" (calcestruzzo a composizione richiesta), prescrivendo la composizione in base ai risultati di prove preliminari effettuate secondo la procedura di seguito definita, o in base all'esperienza a lungo termine acquisita su calcestruzzo simile.

Per "miscela progettata" si intende un calcestruzzo per il quale il progettista ha la responsabilità di specificare le prestazioni richieste e ulteriori caratteristiche e per il quale il produttore è responsabile della fornitura di una miscela conforme alle prestazioni richieste e alle ulteriori caratteristiche.

Per miscela a composizione richiesta s'intende un calcestruzzo del quale il progettista specifica la composizione della miscela e i materiali da utilizzare. Il produttore è responsabile della fornitura della miscela specificata così come richiesta, ma non risponde del-

le prestazioni effettive della stessa.

Nel caso di calcestruzzo a composizione richiesta occorre presentare una documentazione delle prove preliminari effettuate, volta a garantire che la composizione richiesta sia adeguata per soddisfare tutti i requisiti riguardanti le prestazioni del calcestruzzo nelle fasi fresca e indurita, tenendo conto dei materiali componenti da utilizzare e delle particolari condizioni del cantiere.

I dati fondamentali per i calcestruzzi a prestazione garantita, da indicarsi in tutti i casi, comprendono:

- a) classe di resistenza;
- b) massima dimensione nominale degli aggregati;
- c) prescrizioni sulla composizione del calcestruzzo a seconda della sua destinazione d'uso (per es. classe di esposizione ambientale; calcestruzzo semplice o armato, normale o precompresso);
- d) classe di consistenza.

Se del caso, dovranno essere determinate le seguenti caratteristiche

*e.1) Caratteristiche del calcestruzzo indurito:*

- resistenza alla penetrazione dell'acqua ai fini della permeabilità;
- resistenza ai cicli di gelo e disgelo;
- resistenza all'azione combinata del gelo e di agenti disgelanti;
- resistenza agli attacchi chimici;
- requisiti tecnici aggiuntivi.

*e.2) Caratteristiche della miscela*

- tipo di cemento;
- classe di consistenza;
- contenuto d'aria;
- sviluppo di calore durante l'idratazione;
- requisiti speciali riguardanti gli aggregati;
- requisiti speciali concernenti la resistenza alla relazione alcali-silice;
- requisiti speciali riguardo alla temperatura del calcestruzzo fresco;
- requisiti tecnici aggiuntivi.

Nel caso di calcestruzzo preconfezionato vanno prese in considerazione condizioni supplementari relative al trasporto e alle procedure di cantiere (tempo e frequenza delle consegne, trasferimento per pompaggio o per nastro trasportatore, ecc.)

## 6.2 Calcestruzzo indurito

### 6.2.1 Resistenza a compressione

La resistenza a compressione del calcestruzzo viene espressa in termini di resistenza caratteristica, definita come quel valore al di sotto del quale viene a trovarsi dal punto di vista probabilistico il 5% dell'insieme di tutti i possibili valori di resistenza misurati sul calcestruzzo in esame. La resistenza dovrà essere determinata con le modalità previste dalle norme di seguito elencate.

*Classi di resistenza a compressione*

Il calcestruzzo è classificato in base alla resistenza a compressione, espressa come resistenza caratteristica  $R_{ck}$  oppure  $f_{ck}$ . La resistenza caratteristica  $R_{ck}$  viene determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato; la resistenza caratteristica  $f_{ck}$  viene determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cilindri di 150 mm di diametro e 300 mm d'altezza; i valori espressi in  $N/mm^2$  elencati nella tabella seguente risultano compresi in uno dei seguenti campi:

- *calcestruzzo non strutturale*: 8/10- 12/15

- calcestruzzo ordinario: 16/20 - 45/55
- calcestruzzo ad alte prestazioni: 50/60 - 60/75
- calcestruzzo ad alta resistenza: 70/85 - 100/115

Classi resistenza  
per calcestruzzo  
normale

Classe di resistenza	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	Categoria del calcestruzzo
C8/10	8	10	Non strutturale
C12/15	12	15	"
C16/20	16	20	Ordinario
C20/25	20	25	"
C25/30	25	30	"
C30/37	30	37	"
C35/45	35	45	"
C40/50	40	50	"
C45/55	45	55	"
C50/60	50	60	Alte prestazioni
C55/67	55	67	"
C60/75	60	75	"
C70/85	70	85	Alta resistenza
C80/95	80	95	"
C90/105	90	105	"
C100/115	100	115	"

### 6.2.2 Resistenza a trazione

La resistenza a trazione del calcestruzzo dovrà essere prescritta e misurata o come resistenza "indiretta" (per spacco,  $f_{ct,sp}$ , prova brasiliana; a flessione  $f_{ct,fl}$ , prova su tre punti; rispettivamente UNI 6135 e UNI 6130) o come resistenza "diretta" (prova assiale,  $f_{ct}$ , RILEM CPC7 ovvero ISO 4108).

I risultati ottenuti con i metodi di prova sopra elencati non sono strettamente intercambiabili.

#### Classi di resistenza a trazione

Il calcestruzzo può essere classificato, se richiesto, in base alla sua resistenza a trazione assiale caratteristica  $f_{ct}$  come indicato nella seguente tabella:

Classi resistenza  
a trazione assiale  
per calcestruzzo  
di peso normale

Classe di consistenza a trazione	$f_{ctk}$ N/mm <sup>2</sup>
T1.0	1.0
T1.5	1.5
T2.0	2.0
T2.5	2.5
T3.0	3.0
T3.5	3.5
T4.0	4.0

### 6.2.3 Energia di frattura

L'energia di frattura, definita come l'energia dissipata durante la propagazione unitaria (cioè per unità di superficie) di una fessura dovuta a trazione, ovvero (a meno del segno) come il lavoro necessario per far propagare di una quantità unitaria una fessura, è una caratteristica intrinseca del materiale calcestruzzo la cui valutazione è utile per la modellazione del comportamento in trazione (fase fratturata).

In mancanza di prove specifiche di trazione diretta o indiretta, l'energia di frattura può essere valutata con la seguente relazione:

$$G_F = 0.2 \alpha_F f_{cm}^{0.7} \text{ (J/m}^2 \text{ ovvero N/m)}$$

dove ( $\alpha_F = (10 + 1.25 d_a)$ ), essendo da (= 8 ÷ 32 mm), la dimensione massima dell'aggregato. L'espressione suddetta vale per calcestruzzi non additivati con fumo di silice, essendo que-

sti ultimi caratterizzati da minore tenacità (minore energia di frattura) e da minore sensibilità alla dimensione massima dell'aggregato. Tale determinazione è in accordo con le raccomandazioni RILEM TC50 (Recommendations Materials and Structures, vol. 18, 1985).

#### 6.2.4 Resistenze caratteristiche

La resistenza del calcestruzzo viene espressa in termini di resistenza caratteristica  $R_{ck}$  o  $f_{ck}$  come indicato in precedenza, ed è determinata sulla base dei valori ottenuti a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato o cilindri 150/300 mm (rapporto diametro/altezza).

La resistenza media a trazione  $f_{ctm}$  può anche essere espressa, in via approssimata e sempre a 28 giorni, dai risultati della prova di trazione indiretta, oppure tramite la relazione (FIP-CEB Model Code 90 ed EC2):

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 0.27 R_{ck}^{2/3} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

La resistenza caratteristica a trazione  $f_{ctk}$  (se richiesta) può essere assunta pari a  $0.70 f_{ctm}$

#### 6.2.5 Norme di riferimento e modalità

I procedimenti e le modalità per la preparazione e la conservazione dei provini e per l'esecuzione delle prove sono oggetto delle seguenti norme:

- UNI 6126 e 6128, che stabiliscono rispettivamente le modalità per il prelievo dei campioni di calcestruzzo in cantiere e per la confezione in laboratorio di calcestruzzi sperimentali;
- UNI 6127 e 6129, che stabiliscono le modalità per la preparazione e la stagionatura dei provini di calcestruzzo rispettivamente prelevati in cantiere e confezionati in laboratorio;
- UNI 6130, che si riferisce a forme e dimensioni dei provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica e relative casseforme. Questa norma prescrive l'utilizzazione, in via normale, di provini cubici per la rottura a compressione e a trazione indiretta per spacco, di provini prismatici di sezione quadrata per la rottura a trazione indiretta per spacco, e di provini prismatici di sezione quadrata per la rottura a trazione indiretta per flessione. Per la rottura a compressione e a trazione indiretta è tuttavia previsto che, in casi particolari, possano essere anche impiegati provini cilindrici aventi altezza doppia del diametro;
- UNI 6131, che stabilisce i criteri e le modalità per il prelievo di campioni da calcestruzzo già indurito e per la preparazione di provini;
- UNI 6132 e 6134, che stabiliscono il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione di provini predisposti allo scopo e, rispettivamente, di monconi di prismi rotti a flessione;
- UNI 6133, relativa all'esecuzione della prova di rottura a trazione per flessione;
- UNI 6135, relativa all'esecuzione delle prove di rottura a trazione diretta e indiretta;
- UNI 6186, che riguarda le presse idrauliche appositamente progettate e costruite per prove di compressione su materiali, come il calcestruzzo, che presentano piccole deformazioni prima della rottura.

Con riferimento alla prova di rottura a compressione, l'attendibilità e la ripetibilità dei risultati sono condizionati dal rispetto delle modalità esecutive precisate nelle norme.

In particolare:

- deviazione di planarità sulle facce del provino superiori a quelle di norma ( $100 \mu\text{m} = 0.10 \text{ mm}$ ) possono determinare riduzioni significative della resistenza rilevata dalla prova;
- gradienti di carico superiori a quello previsto dalla norma ( $0.5 \pm 0.20 \text{ N/mm}^2/\text{s}$ ) portano ad una sovrastima della resistenza a compressione, gradienti minori ad una sottostima. Per la misura della resistenza a compressione è permesso, in alternativa ai cubi, l'impiego di provini cilindrici o prismatici. In tal caso occorre spianare ed eventualmente molare le facce, oppure ricoprirle con uno strato cementizio rasato di adeguata resistenza e rigidità (capping).

Non è consentito procedere alla rottura tramite interposizione, fra i provini e i piatti della pressa, di materiali deformabili: in tal modo si otterrebbero infatti valori di resistenza

più bassi, in quanto l'espansione trasversale dello strato deformabile tende a spaccare longitudinalmente il provino.

I valori della resistenza a compressione sono dipendenti dalla geometria e dalle dimensioni del provino. Per tenere conto di tali influenze, si utilizzano i fattori di conversione riportati nelle tabelle seguenti:

Fattori di conversione fra resistenze a compressione misurate su cubi di diversa dimensione	<b>Spigolo 1 (mm)</b>	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>250</b>	<b>300</b>
	Indici delle resistenze a compressione su cubi di spigolo 1	110 %	100 %	95 %	92 %	90 %

Fattori di conversione fra resistenze a compressione misurate su cilindri di diversa dimensione e di pari snellezza h/d=2.00.	<b>Snellezza h/d (mm/mm)</b>	<b>100/200</b>	<b>150/300</b>	<b>200/400</b>	<b>250/500</b>	<b>300/600</b>
	Indici delle resistenze a compressione su cilindri di dimension h/d	102 %	100 %	97 %	95 %	91 %

Fattori di conversione fra resistenze a compressione di cubi l=150 mm e cilindri =150 mm, h=300 mm	Res. cubica < 25 N/mm <sup>2</sup>	$R_{cilindro} = 0,80 R_{cubo}$
	Res. cubica ≥ 25 e 60 N/mm <sup>2</sup>	$R_{cilindro} = 0,83 R_{cubo}$
	Res. cubica ≥ 60 N/mm <sup>2</sup>	$R_{cilindro} = 0,85 R_{cubo}$

Fattori di conversione fra resistenze a compressione misurate su cilindri di pari diametro ma diversa snellezza h/d	<b>Snellezza h/d</b>	<b>1,00</b>	<b>2,00</b>	<b>4,00</b>
	Indici di resistenza a compressione di cilindri di snellezza h/d	118 %	100 %	92 %

I fattori di conversione riportati nelle diverse tabelle non sono fra loro correlabili.

In generale i provini grandi danno resistenze minori dei provini piccoli, i provini cilindrici danno resistenze minori dei provini cubici e i provini snelli danno resistenze minori dei provini tozzi.

Inoltre quanto maggiore è la resistenza a compressione del calcestruzzo in esame, tanto più i rapporti di conversione tendono all'unità.

## 7. Durabilità e vita in servizio

### 7.1 Durabilità del calcestruzzo e durabilità della struttura

Agli effetti della vita in servizio occorre distinguere tra durabilità potenziale del calcestruzzo, inteso come materiale da utilizzare in una specifica condizione ambientale, e durabilità effettiva del calcestruzzo in opera, cioè con le proprietà che esso ha nel contesto della struttura.

Premesso che ogni fenomeno di deterioramento che si manifesta in una struttura è la conseguenza dell'incompatibilità tra qualità locali del calcestruzzo e condizioni locali di esposizione, appare evidente che la vita in servizio associata al calcestruzzo come materiale potrà essere effettivamente raggiunta nella struttura purché, a posa in opera avvenuta, la qualità del calcestruzzo non sia stata in qualche modo compromessa e purché le condizioni di esposizione stimate in sede di progetto non subiscano nel tempo variazioni di rilievo. I fattori responsabili di variazioni negative delle proprietà locali del calcestruzzo possono avere origine:

- dalla complessità delle scelte architettoniche e progettuali;
- dall'adozione di procedure di lavorazione non adatte alla specifica applicazione o, se

adatte, non attuate correttamente;

c) dall'inefficacia del controllo di qualità;

d) dall'impiego di materiali non idonei negli interventi di ripristino.

Poiché quanto specificato nel presente paragrafo circa la composizione del calcestruzzo (Tabella 11) ha come scopo l'ottenimento di un materiale con ridotta permeabilità, è fondamentale per la durabilità della struttura evitare:

a) la presenza di vuoti dovuti a inadeguata compattazione o a non omogenea distribuzione dell'impasto nelle casseforme;

b) la formazione di fessure da ritiro plastico;

c) l'interruzione anticipata della stagionatura protetta;

d) la riduzione del copriferro al di sotto del limite minimo previsto.

Ai fini della durabilità, il calcestruzzo dovrebbe avere un coefficiente di permeabilità  $K$  inferiore o uguale a  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s, o una resistenza alla penetrazione d'acqua secondo ISO 7031-1994 (UNI EN 07.04.113.0), con valore massimo non superiore a 50 mm e valore medio non superiore a 20 mm.

Sono quindi da considerare equivalenti i due limiti seguenti, relativi all'impermeabilità di un calcestruzzo:

- il coefficiente di permeabilità  $K \leq 1 \cdot 10^{-11}$  m/s

- lo spessore medio di penetrazione dell'acqua  $\leq 20$  mm.

Il valore medio di penetrazione non superiore a 20 mm per il quale il materiale è ritenuto adeguatamente impermeabile non ha giustificazione fisica, ma è stato dedotto sulla base di indagini sperimentali.

Come è stato detto in precedenza, il controllo della permeabilità attraverso prove di penetrazione dell'acqua è giustificato soltanto nel caso di opere di particolare importanza considerando gli oneri derivanti dagli studi di laboratorio che occorre effettuare nella fase di scelta dei rapporti di composizione e dalle verifiche della qualità del calcestruzzo in opera, attraverso il prelievo di carote.

Nella pratica ordinaria il controllo di qualità del calcestruzzo durabile è, più semplicemente, basato sulla misura della resistenza a compressione (resistenza caratteristica).

Il criterio ha come riferimento la relazione permeabilità - rapporto a/c - resistenza meccanica. Al diminuire di a/c, diminuisce il volume dei pori capillari o penetrabili dalle sostanze nell'ambiente di esposizione e di conseguenza diminuisce la permeabilità, mentre aumenta la resistenza meccanica.

Benché non vi sia una relazione lineare decrescente tra permeabilità e resistenza, tuttavia il controllo della durabilità attraverso la resistenza risulta sufficientemente affidabile. Il grado di affidabilità è senz'altro maggiore di quello che si avrebbe qualora il controllo venisse effettuato mediante la misura del rapporto a/c, considerando che i metodi per valutare il dosaggio dell'acqua e del cemento in un calcestruzzo non sono semplici e soprattutto non sono sufficientemente precisi.

**La Tabella 11** mostra come quasi sempre la resistenza caratteristica per la durabilità sia piuttosto elevata, al punto da poter risultare maggiore della resistenza introdotta usualmente nel calcolo strutturale. In tale circostanze, la classe del calcestruzzo da adottare nel progetto va definita in base alle esigenze della durabilità, anche se in tal modo risulterà esuberante rispetto alle pure esigenze statiche.

L'interruzione anticipata della stagionatura protetta ha notevoli effetti negativi sulla permeabilità, perché causa una diminuzione del grado d'idratazione del legante. Alle temperature ordinarie la velocità di idratazione del cemento diminuisce a valori trascurabili se l'umidità relativa interna dell'impasto scende al di sotto dell'80%.

Quando la stagionatura protetta viene interrotta e l'acqua che non ha ancora reagito è allontanata a causa dell'essiccamento subito dal calcestruzzo nell'equilibrare la sua umidità interna con quella dell'aria, la porosità dei pori penetrabili dalle sostanze contenute nell'ambiente – cioè dei pori che determinano la permeabilità, noti anche come pori capilla-

ri – risulterà piuttosto alta, indipendentemente dal basso rapporto acqua/cemento usato. Pertanto la permeabilità sarà maggiore proprio negli stati più esterni, cioè nella zona della struttura alla quale è affidato il compito di rallentare la penetrazione degli agenti esterni. Oltre ai fattori discussi, sulla durabilità della struttura influiscono il microclima e i dettagli di progetto.

Il microclima rappresenta le condizioni di esposizione effettivamente esistenti a contatto con la superficie della struttura. Esso può essere diverso dal macroclima e, con riferimento alla struttura, diverso da zona a zona: a causare diversità e variabilità concorrono i dettagli di progetto e situazioni particolari che si manifestano durante il servizio.

Pertanto natura ed entità del deterioramento nel tempo dipenderanno dalla maggiore o minore compatibilità tra microclima e qualità locale del calcestruzzo in opera.

In conclusione, tenuto conto che, allo stato attuale delle conoscenze, non è possibile sottoporre le decisioni assunte ad un'analisi dei rischi, progettare in funzione di una data vita in servizio non esclude a priori la necessità di dover effettuare interventi di manutenzione al fine di mantenere la funzionalità della costruzione. Lo scopo che in ogni caso si raggiunge è di limitare gli effetti deleteri della penetrazione delle sostanze potenzialmente aggressive presenti nell'ambiente di esposizione e quindi di ridurre numero, estensione e gravità degli interventi di manutenzione.

### Durabilità

I processi a rischio per la durabilità di una struttura in calcestruzzo armato esposta in ambiente naturale, fatta eccezione per la reazione alcali-aggregato, sono l'attacco chimico, la corrosione dell'armatura e i cicli di gelo e disgelo.

Gli agenti aggressivi che attaccano con effetti deleteri la matrice legante del calcestruzzo sono elencati nella **Tabella 9**, insieme al grado di attacco prodotto in base alla concentrazione.

Tabella 9

Agente aggressivo nelle acque	Grado di attacco		
	Debole	Moderato	Forte
pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	4,5 - 4,0
CO <sub>2</sub> aggressiva (mg CO <sub>2</sub> /l)	15 - 30	30 - 60	60 - 100
Ioni ammonio (mg NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> /l)	15 - 30	30 - 60	60 - 100
Ioni magnesio (mg NH <sub>2</sub> <sup>2+</sup> /l)	100 - 300	300 - 1500	1500 - 3000
Ioni solfato (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> /l)	200 - 600	600 - 3000	3000 - 6000
Agente aggressivo nel terreno			
Ioni solfato (mg SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> /Kg di terreno seccato all'aria)	2000 - 6000	6000 - 12000	> 12000

La corrosione dell'acciaio nel calcestruzzo è un processo elettrochimico con un anodo dove il ferro si discioglie, un catodo dove si producono ioni OH<sup>-</sup> e si consuma ossigeno gassoso, e un elettrolita per il passaggio della corrente.

Fino a quando il pH della fase liquida che permea i pori della matrice è al suo livello naturale, cioè nell'intervallo 13-13,8 e la concentrazione degli ioni cloruro espressa come percentuale in peso sul contenuto di cemento, non supera la soglia critica, variabile da 0,2 a 0,4%, la reazione anodica è controllata da un film di ossido ferrico passivante di caratteristiche tali da costruire un'efficace barriera tra metallo e liquido dei pori.

Quando però l'alcalinità del liquido dei pori viene neutralizzata dall'anidride carbonica dell'aria e il pH scende al di sotto di 11,5, o quando nella fase liquida la concentrazione dei cloruri penetrati dall'ambiente esterno supera il livello critico, il film passivante viene distrutto e può Iniziare il processo di corrosione attiva.

La concentrazione in volume dell'anidride carbonica nell'aria è intorno allo 0,03-0,04% nelle zone rurali, ma può raggiungere lo 0,4% in alcune aree urbane.

La penetrazione dell'anidride carbonica avviene secondo un fronte d'avanzamento abbastanza distinto e nella reazione sono coinvolte tutte le fasi idrate della pasta di cemen-

to. L'anidride carbonica reagisce come acido carbonico, perciò la reazione avviene se nei pori del calcestruzzo è presente un minimo d'acqua.

Considerando che, in pratica, per raggiungere il fronte di carbonatazione l'anidride carbonica deve diffondersi attraverso lo spessore di impasto già carbonatato, qualora i pori siano pieni d'acqua la velocità di carbonatazione decade per la lentezza con la quale l'anidride carbonica diffonde attraverso il liquido.

Gli ioni cloruro penetrano nella matrice legante dell'impasto per diffusione e avanzano più rapidamente del fronte di carbonatazione. La penetrazione avviene sia nel calcestruzzo saturo d'acqua che in quello parzialmente essiccato. I cloruri reagiscono soltanto con l'alluminato di calcio a formare cloroalluminato di calcio idrato, ma la reazione è meno determinante per quanto riguarda il rallentamento della penetrazione.

In definitiva i fattori ambientali che promuovono il processo di corrosione sono l'anidride carbonica e/o i cloruri; una volta che il metallo è stato depassivato, concorrono a mantenere attivo il processo l'umidità relativa dell'aria, che determina quella interna del calcestruzzo, e il rifornimento di ossigeno, indispensabile per mantenere attiva la reazione catodica.

In condizione di clima secco, quando la resistività del calcestruzzo può superare 100.000  $\Omega\text{cm}$ , il processo di corrosione è inibito anche in presenza di un'alta concentrazione di cloruro, nonostante che la porosità priva d'acqua faciliti l'ingresso dell'ossigeno.

La velocità di corrosione aumenta con la temperatura e con l'umidità relativa interna del calcestruzzo: essa diventa significativa quando quest'ultima supera il 75% raggiunge un massimo intorno al 95%, quindi decade rapidamente e diventa trascurabile a saturazione per la bassa velocità con la quale l'ossigeno si diffonde nei pori pieni d'acqua o quasi.

Il comportamento descritto suggerisce che il fattore controllante la velocità di corrosione è soprattutto la resistività del calcestruzzo: sono considerati critici valori di resistività minori di 5000-10000  $\Omega\text{cm}$ .

Oltre al processo di corrosione, anche l'attacco da gelo-disgelo e quello chimico sono influenzati dal grado di saturazione del calcestruzzo e quindi dalle condizioni prevalenti di umidità dell'ambiente di esposizione.

Tutti i processi di deterioramento richiedono acqua: il fattore importante è lo stato di umidità nel calcestruzzo, che si mantiene costante quando è stazionaria l'umidità esterna. Quando quest'ultima è variabile, occorre tenere presente che il calcestruzzo assume acqua dall'ambiente più rapidamente di quanto la perde e di conseguenza l'umidità media interna tende a essere più alta dell'umidità dell'ambiente.

Il principio vale anche per le strutture in ambiente marino, nella zona del bagnasciuga, e questo significa che anche durante il periodo non bagnato il calcestruzzo continua a essere pressoché saturo. L'influenza dell'umidità interna del calcestruzzo sui vari tipi di processo è evidenziata nella **Tabella 10**.

Tabella 10

Umidità relativa $U_R$ del calcestruzzo	Relazione di carbonatazione	Corrosione dell'acciaio nel calcestruzzo	Cicli di gelo e disgelo	Attacco chimico	
		●	■		
<b>Molto bassa &lt; 45%</b>	1	0	0	0	0
<b>Bassa 45 - 65%</b>	3	1	1	0	0
<b>Media 65 - 85%</b>	2	3	3	0	0
<b>Alta 85 - 98%</b>	1	2	3	2	1
<b>Satura</b>	0	1	1	3	3

0= rischio trascurabile; 1= rischio modesto; 2= rischio medio; 3= rischio alto  
 ●= calcestruzzo carbonatato; ■= calcestruzzo contaminato da cloruri

Le sostanze naturali più comuni che si attivano in presenza di umidità del calcestruzzo

sono: l'anidride carbonica, necessaria per la carbonatazione, l'ossigeno, necessario per la corrosione, gli ioni cloruro, che promuovono la corrosione depassivando l'acciaio dell'armatura, gli acidi, che sciolgono la matrice cementizia, i solfati, che danno reazione espansiva con il cemento, gli alcali liberati nell'idratazione del cemento, che possono eventualmente reagire con alcuni tipi di aggregato.

Le misure di prevenzione che devono essere adottate nel caso della reazione alcali-aggregato e nel caso di attacchi da parte di sostanze provenienti da ambienti non naturali (ad esempio da lavorazioni e scarichi industriali) vanno decise in relazione alla specifica situazione. Per la reazione alcali-aggregato è consigliabile consultare un esperto con competenza diretta sull'argomento.

Per il calcestruzzo, inteso come materiale, la composizione e i componenti in grado di meglio garantire la durabilità sono stati individuati essenzialmente sulla base di ricerche di laboratorio studiando il comportamento di provini e a volte di elementi strutturali di geometria semplice e di limitate dimensioni, in ogni caso di campioni accuratamente preparati e conservati in condizioni di esposizione ben definite e controllate.

I criteri in base ai quali si definisce la durabilità del calcestruzzo fanno riferimento al tipo e al contenuto di cemento, al rapporto a/c e allo spessore del copriferro.

Questi criteri sono comuni a tutte le normative riguardanti la durabilità: all'aumentare dell'intensità dell'attacco si aumenta il contenuto minimo di cemento, si abbassa il rapporto a/c e si aumenta lo spessore del copriferro. Pertanto, tenuto conto che il controllo di qualità del calcestruzzo è basato sulla resistenza caratteristica a compressione, la durabilità è tanto più alta quanto maggiore è la resistenza caratteristica.

Nelle Tabelle 11 e 12 sono indicate rispettivamente le prescrizioni per la durabilità riferite all'esposizione ambientale e le classi di esposizione in funzione delle condizioni ambientali. Quando l'ambiente è soggetto a cicli di gelo e disgelo si prescrive, in aggiunta, l'uso di aggregati non gelivi e l'impiego di un aerante. L'introduzione di microbolle d'aria abbassa la resistenza meccanica potenziale dell'impasto, ma a ciò si può ovviare modificando i rapporti di composizione, ovvero riducendo il rapporto acqua/cemento e/o aumentando il contenuto di cemento.

Per la scelta dello spessore minimo di copriferro il riferimento è la classe di esposizione del calcestruzzo (**Tabella 11**). Per le opere le cui classi di esposizione richiedono un calcestruzzo di resistenza caratteristica minima variabile nell'intervallo  $37 \div 40$  N/mm<sup>2</sup>, si raccomanda un copriferro minimo di 30 mm; per le opere le cui classi di esposizione richiedono un calcestruzzo di resistenza minima  $> 40$  N/mm<sup>2</sup>, lo spessore minimo raccomandato è di 40 mm. Per assicurare i valori minimi indicati, il costruttore deve adottare

**Tabella 11**  
(cemento Portland  
32,5R, d<sub>max</sub> aggr.  
20-32 mm).

a/C <sub>max</sub>	Contenuto minimo di cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	Resistenza caratteristica minima R <sub>ck</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Classi di esposizione (Tab. 12)
0,60	280	30	XC1, XC2
0,55	300*	37	XC3, XF1, XA1, XD1
0,50	320*	37 - 40	XS1, XD2, XF2 XA2, XF3, XC4
0,45	350*	45	XS2, XS3, XA3 XD3, XF4

\* In presenza di solfati impiegare cemento resistente ai solfati.

un copriferro nominale maggiore di almeno 5 mm del valore minimo prescritto.

Per le condizioni di aggressività chimica che nella tabella 9 sono definite forti, e per le strutture in acqua di mare situate nella zona del bagnasciuga o soggette a spruzzi, si raccomanda (CEB 1995) un contenuto minimo di cemento di 370 kg/m<sup>3</sup> e un rapporto acqua/cemento di 0,4.

Tabella 12  
Classi di esposizione in funzione delle condizioni ambientali (da CEN/TC104: draft prEN206 rev 15-1996).

<b>Denominazione della classe</b>	<b>Descrizione dell'ambiente di esposizione</b>	<b>Esempi di condizioni ambientali (a titolo informativo)</b>
<b>1. Nessun rischio di corrosione delle armature o di attacco al calcestruzzo</b>		
X0	Molto secco	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa
<b>2. Corrosione delle armature indotta da carbonatazione</b>		
XC1	Secco	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa
XC2	Bagnato, raramente secco	Parti di strutture di contenimento liquidi; fondazioni
XC3	Umidità moderata	Interni di edifici con umidità da moderata ad alta; calcestruzzo all'esterno riparato dalla pioggia
XC4	Ciclicamente secco e bagnato	Superfici soggette a contatto con acqua non comprese nella classe XC2
<b>3. Corrosione indotta da cloruri</b>		
XD1	Umidità moderata	Superfici esposte a spruzzi diretti d'acqua contenente cloruri
XD2	Bagnato, raramente secco	Piscine; calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente secco e bagnato	Parti di ponti; pavimentazioni; parcheggi per auto
<b>4. Corrosione indotta da cloruri dell'acqua di mare</b>		
XS1	Esposizione alla salsedine marina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture sulla costa o in prossimità
XS2	Sommerse	Parti di strutture marine
XS3	Nelle zone di mree, nelle zone soggette a spruzzi	Parti di strutture marine
<b>5. Attacco da cicli gelo/disgelo</b>		
XF1	Grado moderato di saturazione, in assenza di agenti disgelanti	Superfici verticali esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Grado moderato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali di opere stradali esposte al gelo e ad agenti disgelanti nebulizzati nell'aria
XF3	Grado elevato di saturazione, in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Grado elevato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali e orizzontali esposte a spruzzi d'acqua contenente sali disgelanti
<b>6. Attacco chimico</b>		
XA1	Aggressività debole (secondo tab. 9)	
XA2	Aggressività moderata (secondo tab. 9)	
XA3	Aggressività forte (secondo tab. 9)	

## 7.2 Vita in servizio

La vita in servizio è il tempo durante il quale le strutture e/o i materiali conservano le loro prestazioni, mantenendo il livello di sicurezza e di efficienza funzionale di progetto, per qualsiasi azione e condizione ambientale prevista, fatta salva la normale manutenzione.

In accordo ai dati di letteratura, i calcestruzzi durabili specificati nella tabella 11 dovrebbero assicurare una vita in servizio di circa 40-50 anni, purché la struttura sia stata costruita a regola d'arte e le condizioni di esposizione restino quelle previste in sede di progetto. Gran parte delle informazioni al momento disponibili riguardano la vita in servizio di strutture soggette a carbonatazione (costruzioni edilizie e infrastrutturali non esposte a cicli di gelo e disgelo o all'ambiente marino) e di strutture soggette a penetrazione di cloruri (costruzioni in acqua di mare, infrastrutture stradali ed autostradali esposte all'azione del gelo nelle quali, per mantenere la sede libera dal ghiaccio, è fatto uso di sali disgelanti).

L'approccio seguito per stabilire la vita in servizio delle strutture soggette a carbonatazione e penetrazione dei cloruri si basa sui seguenti assunti:

- ogni fenomeno di deterioramento osservato indica incompatibilità tra qualità del calcestruzzo e condizioni locali di esposizione;

- la durabilità riferita alla corrosione dell'armatura dipende soltanto dal comportamento del calcestruzzo degli strati esterni, non del calcestruzzo del nucleo;
- il copriferro non è una barriera che mantiene fuori dalla struttura le sostanze potenzialmente aggressive, perciò il problema non consiste nell'impedire l'ingresso delle sostanze aggressive ma di fare in modo che la qualità del copriferro, come materiale e come getto, e il suo spessore siano tali che il tempo impiegato dalle sostanze aggressive a raggiungere l'armatura e dare inizio al processo di corrosione sia pari alla vita in servizio desiderata;
- la penetrazione delle sostanze aggressive inizia dal momento in cui la struttura è liberata dalle casseforme;
- per ogni struttura esiste un grado di deterioramento inaccettabile per la sua funzionalità. La perdita di funzionalità può riguardare la sicurezza, la destinazione d'uso o semplicemente l'estetica, come nel caso degli edifici con calcestruzzo in vista.

Da questi assunti consegue che:

- il tempo impiegato perché gli effetti deleteri prodotti dalla corrosione dell'armatura raggiungano il livello di deterioramento ritenuto inaccettabile risulta suddiviso in due periodi distinti. Il primo ( $t_0$ ) è rappresentato dal tempo impiegato da  $\text{CO}_2$  o da Cl a raggiungere l'armatura, cioè ad attraversare il copriferro; il secondo ( $t_1$ ) è il tempo occorrente perché si manifesti il danno inaccettabile. Generalmente la vita in servizio desiderata è basata sulla durata  $t_0$ . I contributi del secondo periodo non sono presi in considerazione perché dipendenti dal microclima e soprattutto dalla risposta locale del calcestruzzo, che potrebbe essere tale da accelerare la progressione del danno;
- il deterioramento nel tempo è un evento da prendere in considerazione. Pertanto si raccomanda in particolare per le opere infrastrutturali e per le opere di una certa importanza, di attuare un programma di ispezioni sistematiche al fine di identificare e quantificare i fenomeni di degrado e decidere tempestivamente gli interventi di manutenzione mediante i quali la struttura può essere riportata alle condizioni iniziali. Il grado di deterioramento difficilmente risulterà lo stesso in ogni parte della struttura: le differenze possono essere dovute alla variabilità del microclima, agli effetti non correttamente valutati dei dettagli di progetto, alla variabilità delle proprietà del calcestruzzo, all'eventuale esistenza di parti provviste di protezione aggiuntive.

I dati raccolti sullo stato di conservazione di struttura esposte nelle diverse condizioni ambientali hanno mostrato che i processi di penetrazione di  $\text{CO}_2$  e Cl possono essere interpretati, con buona approssimazione, assumendo una semplice legge di diffusione. I diagrammi riportati nelle **Figure 8 e 9** sono il risultato dell'applicazione di modelli semplificati dei processi di penetrazione.

Nel diagramma di figura 8 è riportato, in funzione del rapporto a/c, del tipo di cemento e dell'ambiente di esposizione, la profondità raggiunta dalla carbonatazione dopo uno specificato numero di anni di esposizione. I contenuti di cemento (32,5 R) partono da un minimo di 280 kg/m<sup>3</sup>.

Il diagramma di figura 9 indica gli anni di vita in servizio in funzione della classe di resistenza e di un dato spessore del copriferro. Per i cloruri è stato assunto un livello critico di 0,4% sul peso di cemento. Per limitare la velocità di penetrazione dei cloruri occorre utilizzare calcestruzzi di elevata classe di resistenza, e ciò significa usare bassi rapporti a/c, superfluidificante, cemento preferibilmente del tipo 42,5 R, contenuti di cemento ben al di sopra di 300 kg/m<sup>3</sup>. Un contenuto alto di cemento abbassa la velocità di penetrazione in primo luogo perché dà al calcestruzzo un'elevata capacità di combinazione nei confronti della sostanza aggressiva, in secondo luogo perché produce un aumento del volume di matrice cementizia diminuendo proporzionalmente l'estensione dell'interfaccia aggregato-matrice, che è notoriamente l'anello "debole" della catena resistente.

Sulla base delle considerazioni precedenti risulta che una maggiorazione dello spessore del copriferro non può compensare né la maggiorazione del rapporto a/c, né la rinuncia ad un elevato contenuto di cemento.

Figura 8  
(da ACI Sp.100,1987:  
Concrete durability  
Vol. I).

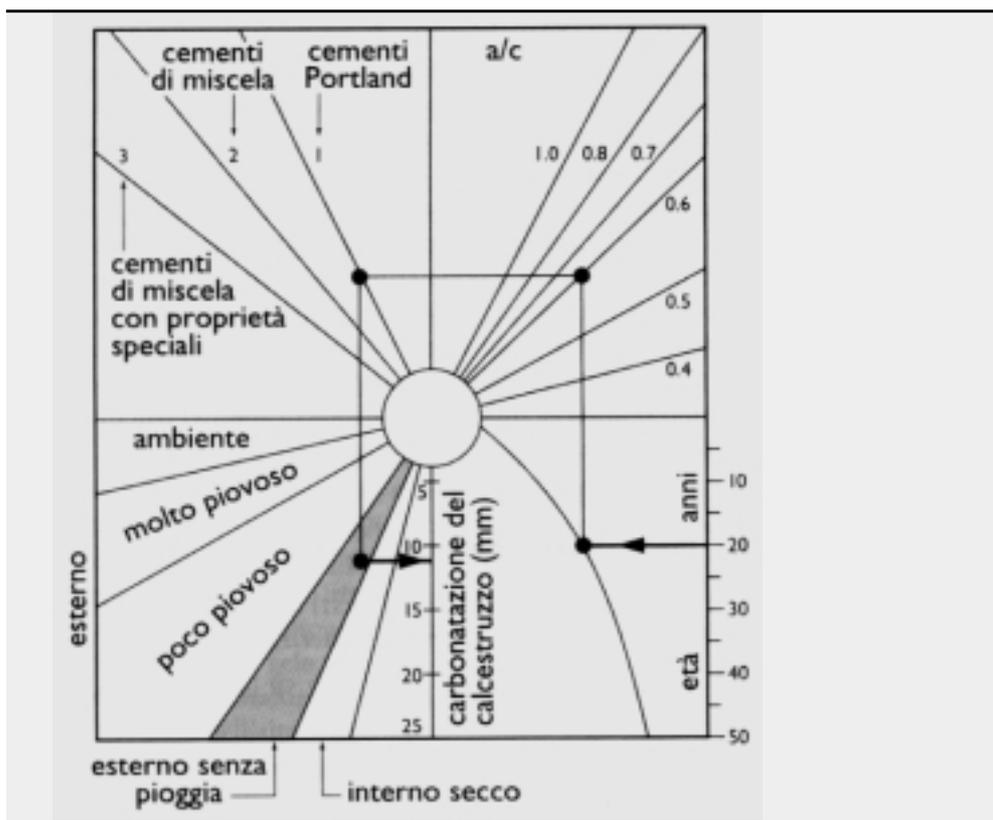
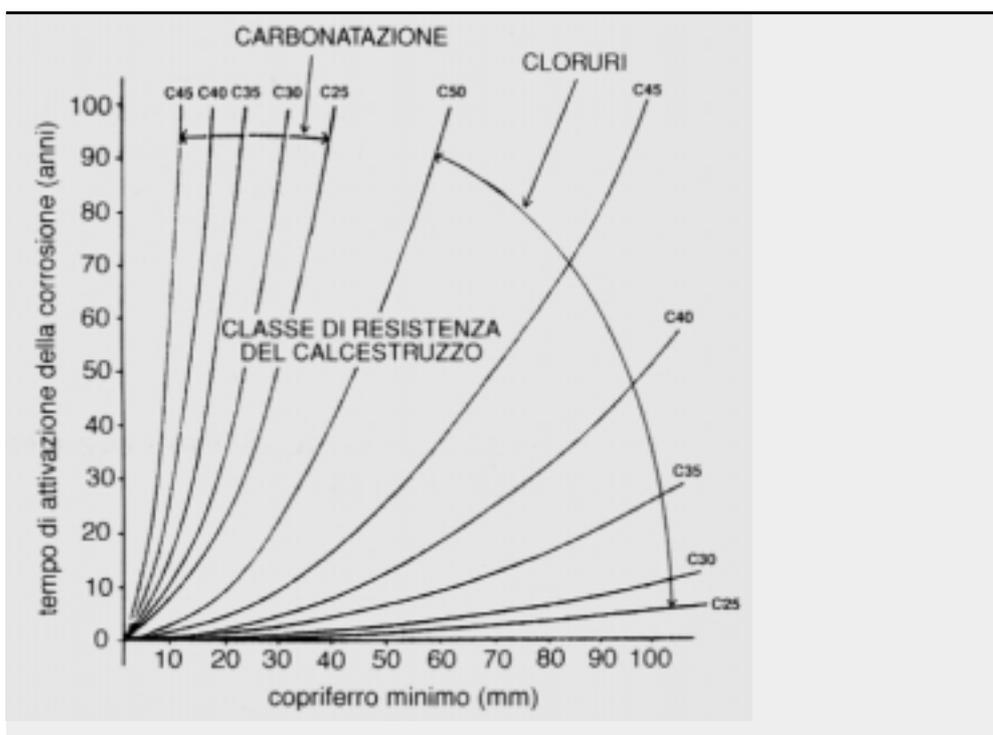


Figura 9  
(da: Institution of  
Civil Eng. - Improv-  
ement of concrete  
durability, 1986).



## 8. Il calcestruzzo ad alte prestazioni e ad alta resistenza

Le attuali norme tecniche (D.M. 9.1.96) stabiliscono che nei calcoli statici non può essere considerata una resistenza a compressione  $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$ .

Peraltro, sulla base delle disposizioni di cui al punto 5 della Parte Generale e dei punti 1 e 2 della Sezione I del citato Decreto, l'impiego dei calcestruzzi strutturali aventi resi-

stenza caratteristica cubica  $55 < R_{ck} \leq 75 \text{ N/mm}^2$  (calcestruzzi ad alte prestazioni - A.P.) potrà essere ammesso previo esame e valutazione del Consiglio Superiore dei LL.PP., al quale dovranno essere sottoposte, caso per caso, le documentazioni di progetto.

In linea orientativa, per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche di tali calcestruzzi, può farsi riferimento alle norme tecniche valide per i calcestruzzi aventi resistenza caratteristica  $R_{ck} \leq 55 \text{ N/mm}^2$  e possono applicarsi le indicazioni contenute nel successivo paragrafo 8.3.

Per calcestruzzi aventi resistenza caratteristica  $R_{ck} > 75 \text{ N/mm}^2$  (calcestruzzi ad alta resistenza - A.R.) la documentazione di progetto, da presentare al Consiglio Superiore dei LL.PP., dovrà comprendere la modellazione del materiale, operata sulla base di specifica documentazione teorica e sperimentale, nonché un'adeguata giustificazione delle regole di calcolo adottate.

L'impiego del calcestruzzo in strutture complesse, o fortemente caricate, o di grandi dimensioni o esposte a condizioni ambientali estreme ha condotto all'introduzione selettiva di calcestruzzi "ad alte prestazioni", che sono caratterizzati da:

- elevate resistenza, velocità di indurimento e lavorabilità;
- contenute deformazioni da ritiro e viscosità;
- grande compattezza, con positivi risvolti per la durabilità.

È ormai prassi corrente indicare in  $50 \text{ N/mm}^2$  la soglia delle "alte prestazioni" ( $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ ;  $R_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2$ ), mentre per calcestruzzi di classe superiore (oltre C60/75 e fino a C100/115) si parla di "alta resistenza". In particolare, fino alla classe C60/75 sono certamente ancora validi e affidabili i modelli di calcolo e i risultati sperimentali frutto dell'estesa ricerca svolta nel passato sui calcestruzzi ordinari.

Come riportato nel paragrafo 6.2.1, il calcestruzzo ad alta resistenza considerato in queste Linee Guida comprende le classi superiori a C60/75 e fino a C100/115, con i numeri di classe a rappresentare la resistenza caratteristica a compressione dopo 28 giorni di maturazione umida. Il primo numero è riferito alla resistenza di provini cilindrici di diametro 150 mm e altezza 300 mm, il secondo alla resistenza di provini cubici di lato 150 mm.

Quando i provini sono di dimensioni diverse da quelle indicate si possono usare i fattori di conversione suggeriti nel paragrafo 6.2.5, che rappresentano un'accettabile approssimazione.

Per il confezionamento, la maturazione e la rottura dei provini si adottano i metodi normalizzati in uso per il calcestruzzo ordinario o convenzionale, con l'avvertenza di impiegare soltanto casseforme metalliche.

Rispetto a quanto avviene con i provini di calcestruzzo convenzionale, i risultati delle misure sono molto sensibili alle modalità di prova: si raccomanda perciò che siano rigorosamente osservate le modalità stabilite dalle norme.

Perché sia possibile raggiungere lo standard richiesto è necessario che:

- i tecnici di laboratorio abbiano una documentata esperienza nel settore dei calcestruzzi A.P. e A.R.;
- il laboratorio destinato a qualificare gli impasti di prova e a certificare il calcestruzzo fornito in cantiere sia dotato di apparecchiature di adeguato livello tecnico e soprattutto di accertata funzionalità.

Per una corretta utilizzazione dei calcestruzzi A.P. e A.R. occorre compilare un piano di assicurazione della qualità nel quale devono essere elencate in dettaglio le caratteristiche dell'impasto fresco e di quello indurito da controllare, le modalità e la frequenza dei controlli, i valori limite da rispettare e il laboratorio responsabile delle prove. È inoltre indispensabile che nel piano di assicurazione della qualità siano definiti i provvedimenti da adottare nel caso di deviazioni dai valori limite e siano indicati i responsabili destinati a prendere le decisioni finali.

Il metodo di proporzionamento dei calcestruzzi A.P. e A.R. non differisce sostanzial-

mente da quello in uso per il calcestruzzo ordinario. Poiché, allo stato attuale delle conoscenze, non è possibile basare la progettazione degli impasti sulle caratteristiche dei materiali componenti, i rapporti di composizione vanno scelti sulla base della lavorabilità, della durabilità, della resistenza a una data stagionatura e dell'economia.

Lo studio degli impasti di prova richiede un notevole lavoro di laboratorio e la determinazione dei rapporti ottimali è più difficoltosa che per il calcestruzzo ordinario. In particolare si deve controllare con molta cura la compatibilità tra cemento e additivi, operazione alquanto complessa quando si impiega una combinazione di additivi con diverse funzionalità.

## 8.1 Materiali componenti

La composizione del calcestruzzo di resistenza  $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$  è tipicamente caratterizzata dall'uso:

- 1) di cementi delle classi 42,5R e 52,5R in dosaggio piuttosto elevato;
- 2) di rapporti a/c generalmente  $\leq 0,35$ ;
- 3) di superfluidificanti ed eventualmente di altri additivi;
- 4) di aggiunte minerali (ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno, fumo di silice).

### 8.1.1 Cementi

I fattori che agiscono sulla resistenza iniziale e su quella finale di un cemento sono la composizione del clinker e la finezza di macinazione. Fattore importante di composizione è il rapporto tra il silicato tricalcico ( $C_3S$ ) e il silicato bicalcico ( $C_2S$ ): il primo si idrata più rapidamente, sviluppando una notevole quantità di calore, il secondo più lentamente. Perciò un clinker a maggior contenuto di  $C_3S$  permette un rapido guadagno di resistenza, mentre uno che contiene una sostanziale quantità di  $C_2S$  sviluppa resistenza meno velocemente ma raggiunge resistenze finali altrettanto soddisfacenti.

Finezza di macinazione significa maggiore superficie specifica e quindi maggiore velocità di idratazione: di conseguenza il fattore finezza influisce in particolare sullo sviluppo della resistenza iniziale.

È generalmente desiderabile usare la quantità di cemento minima indispensabile per raggiungere la resistenza desiderata. Il criterio è valido, oltre che per evidenti motivi economici, soprattutto per limitare la quantità di calore liberata nel corso dell'idratazione e per controllare il ritiro e quindi la fessurazione indotta dal ritiro.

Per una data resistenza, il contenuto ottimale di cemento è condizionato dalle caratteristiche della sabbia e dell'aggregato grosso. Tuttavia un eccesso di cemento può rendere necessaria una quantità d'acqua tale da portare ad un calo della resistenza finale.

### 8.1.2 Rapporto acqua/cemento

I rapporti a/c cadono in generale nell'intervallo 0,35-0,22; la soglia 0,35 per il rapporto a/c corrisponde al valore per il quale il sistema dei pori capillari diventa discontinuo dopo circa un giorno di stagionatura umida. Il conseguimento, dopo poche ore di stagionatura, della discontinuità capillare assicura che le strutture che abbiano subito un ciclo di stagionatura protetta di durata conforme a quella suggerita dalle norme possiedano, all'atto della sformatura, soddisfacenti caratteristiche di durabilità.

Una bassa e discontinua porosità capillare assicura che la velocità di penetrazione delle sostanze contenute nell'ambiente d'esposizione sia notevolmente lenta.

### 8.1.3 Additivi

Per ottenere la lavorabilità richiesta ai bassi rapporti a/c prescritti è indispensabile ricorrere all'impiego di superfluidificanti, la cui attività deve essere tanto maggiore quanto minore è il rapporto a/c. Insieme ai superfluidificanti si usano spesso ritardanti per ritardare la perdita di lavorabilità dell'impasto, aeranti quando la struttura è esposta a cicli di gelo e disgelo, e a volte inibitori della corrosione dell'armatura.

A causa dell'alto contenuto di cemento, gli impasti A.P. e A.R. tendono ad irrigidire piuttosto rapidamente, indipendentemente dalla temperatura più o meno moderata dell'ambiente. Con il ritardante si posticipa l'inizio dello stadio nel quale il processo d'idratazione diventa rapido provocando l'irrigidimento della massa, tuttavia tali impasti ritardati hanno maggiore tendenza al ritiro plastico: l'alto contenuto di cemento è fattore di riduzione dell'essudazione superficiale e, se l'indurimento è ritardato, maggiore è il tempo disponibile per lo sviluppo della fessurazione da ritiro plastico.

Il rischio di fessurazione è concreto nel getto di strutture costituite da elementi con estese superfici a sviluppo orizzontale, in particolare nel getto di lastre e pavimentazioni. Si consiglia in questi casi di impiegare, immediatamente dopo il getto, composti stagionanti che formino sulla superficie del calcestruzzo una membrana protettiva. Con la riduzione della perdita di umidità dalla superficie esposta dell'impasto il rischio di fessurazione diventa molto piccolo.

Gli aspetti della durabilità al gelo dei calcestruzzi A.R. non sono completamente definiti. Nei calcestruzzi convenzionali gli aeranti migliorano la resistenza al gelo in dipendenza dalla dimensione delle bolle d'aria introdotte, dalla distanza tra le bolle e dalla permeabilità dell'impasto indurito. Sulla velocità di deterioramento agiscono il contenuto di umidità dell'impasto nel momento in cui si raggiunge la temperatura di gelo, il numero di cicli e la velocità di gelo e disgelo, la presenza di sali disgelanti nell'ambiente di esposizione e di gradienti di concentrazione salina nel materiale.

Nel calcestruzzo A.R., forse a causa della presenza di altri additivi o per altri motivi ancora non chiariti, le bolle d'aria introdotte con l'aerante assumono dimensioni maggiori e quindi, a parità di contenuto d'aria, la mutua distanza è maggiore di quella raccomandata per la resistenza al gelo dei calcestruzzi ordinari. D'altra parte non è stato ancora stabilito se i calcestruzzi A.R. richiedono per la resistenza ai cicli di gelo e disgelo un sistema di bolle d'aria avente le stesse caratteristiche di quello richiesto per i calcestruzzi ordinari.

Si deve considerare che la durabilità al gelo è anche funzione della distribuzione dimensionale dei pori della pasta di cemento. Poiché la temperatura di gelo dell'acqua contenuta nei pori si abbassa al diminuire della dimensione dei pori, alle dimensioni tipiche dei pori dei calcestruzzi A.R. è probabile che le più basse temperature ambientali non siano sufficienti per la solidificazione dell'acqua in essi contenuta.

Inoltre, a causa della ridotta permeabilità del calcestruzzo, è molto poco probabile che il contenuto d'acqua al momento del gelo raggiunga il grado di saturazione richiesto perché l'aumento di volume associato al passaggio di stato liquido-solido dia luogo a fenomeni pericolosi. È realistico supporre che le strutture di calcestruzzo A.R. con rapporto a/c uguale o minore di 0,3 non raggiungano mai la saturazione critica purché correttamente poste in opera.

Allo stato attuale dell'esperienza, l'impiego di aeranti è richiesto per i calcestruzzi di resistenza non superiore a  $70 \text{ N/mm}^2$  tuttavia, tenuto conto di quanto è stato appena riportato, è prudente inserire tra le prove di qualificazione del materiale la resistenza ai cicli di gelo e disgelo anche quando la classe di resistenza del calcestruzzo è maggiore del limite suindicato e anche se le temperature di esposizione raggiunte nei mesi invernali non sono eccessivamente al di sotto dello zero.

Attualmente l'inibitore di corrosione di cui si favorisce l'impiego, in relazione ai buoni risultati di laboratorio e all'andamento positivo osservato nelle prime applicazioni pratiche, è il nitrito di calcio. Tale composto però è anche un accelerante dell'indurimento e, nella quantità che occorre impiegare per inibire la corrosione, l'azione accelerante è molto intensa. Pertanto se le condizioni della posa in opera non si conciliano con la lavorabilità richiesta all'impasto, la soluzione di nitrito di calcio dovrebbe essere aggiunta a piè d'opera. Occorre però tener presente che il volume di soluzione da usare, circa 25 litri per  $\text{m}^3$  d'impasto, è una frazione significativa dell'acqua necessaria per l'impasto, ed è perciò molto probabile che prima dell'aggiunta di tale acqua la lavorabilità durante la miscela-

zione nella betoniera risulti difficoltosa. Il problema viene superato con l'impiego di ritardanti o con l'aggiunta di una maggiore quantità di superfluidificante: l'allungamento dei tempi di indurimento controbilancia l'effetto accelerante del nitrato.

Nella tecnologia del calcestruzzo A.P. e A.R., la pratica del ridosaggio di superfluidificante a piè d'opera, allo scopo di compensare la perdita di lavorabilità è piuttosto comune. Quando gli additivi includono anche l'aerante per la durabilità ai cicli di gelo e disgelo, si raccomanda di controllare l'effetto del dosaggio aggiuntivo di superfluidificante sul contenuto d'aria. Tale effetto varia in modo notevole con il tipo d'impasto e con la natura dei componenti.

#### 8.1.4 Aggiunte minerali

Le aggiunte minerali, spesso critiche per le prestazioni dei calcestruzzi A.P. e A.R., sono usate per migliorare le caratteristiche di resistenza meccanica oppure per migliorare la durabilità.

La grande maggioranza dei dati della letteratura riguarda l'impiego di cenere volante, di loppa granulata d'altoforno e di fumo di silice.

Quest'ultimo è un sottoprodotto della fabbricazione del silicio metallico e delle leghe ferro-silicio costituito da silice amorfa (85-98%), in particelle sferiche con diametro di uno-due ordini di grandezza inferiore a quelle dei granuli anidri del cemento.

Le ceneri volanti e la loppa granulata rallentano lo sviluppo iniziale della resistenza ma contribuiscono al guadagno di resistenza finale. Entro certi limiti il rallentamento iniziale può essere compensato aumentando la finezza di macinazione e agendo sulle condizioni di stagionatura. Con la loppa granulata d'altoforno l'effetto negativo sulla resistenza iniziale è importante quando il contenuto di aggiunta è elevato e la temperatura di stagionatura è relativamente modesta.

Sostituendo una parte del cemento con turno di silice si ottiene un miglioramento della resistenza a tutte le stagionature con un notevole incremento della resistenza finale, perciò l'impiego del fumo di silice permette di evitare dosaggi troppo alti di cemento.

Il mezzo più semplice per ottenere un calcestruzzo con resistenza superiore a 80 N/mm<sup>2</sup> e lavorabilità adeguata è l'aggiunta di fumo di silice.

All'azione positiva del fumo di silice sulla resistenza concorrono, oltre alla spiccata reattività del materiale nei confronti dell'idrossido di calcio, nettamente superiore a quella delle altre aggiunte citate, anche effetti di natura essenzialmente fisica ricollegabili alle dimensioni submicroniche delle particelle.

Nella fase iniziale le particelle di fumo di silice accelerano il processo di idratazione del cemento perché agiscono come centri di nucleazione per gli idrati in via di formazione: di conseguenza la resistenza a un giorno è maggiore che in assenza di aggiunta.

Ai fini del contributo sulla resistenza finale è considerato importante l'effetto densificante o di riempimento (effetto "filler"): le particelle di fumo di silice, a causa delle piccole dimensioni, si possono inserire nei vuoti esistenti tra le particelle del cemento cosicché il prodotto della reazione silice amorfa-idrossido di calcio può rendere molto compatta la matrice legante. Ciò riduce sensibilmente la permeabilità e, a livello dell'interfaccia pasta-aggregato, si traduce in un netto miglioramento della forza legante, se non altro per la diminuzione di prodotti indesiderati (idrossido di calcio ed ettringite) nella zona di transizione.

Le ceneri volanti e le loppe granulate migliorano la durabilità all'attacco solfatico, hanno un ruolo nella riduzione della reazione alcali/aggregato, riducono il calore sviluppato nel processo di idratazione e determinano una diminuzione di permeabilità.

Con le ceneri volanti la richiesta d'acqua per una data lavorabilità risulta minore. Ai fini dell'attività pozzolanica, la composizione delle ceneri volanti deve essere di natura silico-alluminosa, con basso contenuto di ossidi basici (CaO).

I calcestruzzi con ceneri volanti hanno durabilità ai cicli di gelo e disgelo se nell'impasto

fresco si può realizzare e mantenere un sistema di bolle con le dimensioni e la distanza richiesti. Questo obiettivo può essere raggiunto, con le normali quantità di aerante, soltanto nel caso in cui il contenuto di carbonio delle ceneri volanti sia uguale o inferiore al valore fissato dalla norma europea di accettazione UNI EN 450.

Le ceneri volanti e le loppe granulate d'altoforno devono essere usate soltanto con cemento Portland e non devono mai essere aggiunte a un cemento di miscela. Il divieto non riguarda il fumo di silice, che di frequente è usato in combinazione con cemento Portland e con cenere volante.

Il fumo di silice, per l'elevata superficie specifica circa 50 volte superiore a quella del cemento possiede una spiccata azione pozzolanica, perciò migliora notevolmente la durabilità del calcestruzzo a gran parte degli attacchi chimici. Particolarmente efficace è l'azione sulla permeabilità, che risulta decisamente minore rispetto a quella di un calcestruzzo con la stessa resistenza a compressione non contenente fumo di silice. Anche supponendo che la porosità totale rimanga pressoché invariata, il cemento con fumo di silice dà luogo, idratandosi, a una pasta con pori più dispersi e quindi di dimensione minori.

Per il significativo affinamento dei pori e il basso rapporto a/c i calcestruzzi con fumo di silice potrebbero essere resistenti al gelo senza il ricorso all'impiego di aeranti, o con un sistema di bolle di caratteristiche diverse da quelle dei calcestruzzi convenzionali. In attesa che gli studi di laboratorio e i risultati delle indagini sperimentali diano risposte definitive è raccomandabile, come già evidenziato, che le prove di qualificazione del calcestruzzo prevedano il controllo della resistenza al gelo.

Il contenuto di fumo di silice è generalmente limitato all'intervallo 5-10% (percentuale in peso riferita al totale cemento + aggiunte). L'effettuazione di prove per stabilire la proporzione ottimale è una necessità sia per il costo unitario del materiale, più volte superiore a quello del cemento, sia per la messa a punto della lavorabilità desiderata, che richiede un'attenta scelta del contenuto di superfluidificante, eventualmente in combinazione con altri additivi. Si raccomanda che l'abbassamento al cono del calcestruzzo con fumo di silice sia di 20-25 mm maggiore di quello che sarebbe richiesto nel caso di un calcestruzzo di pari lavorabilità ma privo dell'aggiunta minerale.

Il rischio di fessurazione da ritiro plastico è maggiore in presenza di fumo di silice perché la presenza di un materiale con alta superficie specifica come il fumo di silice causa la ulteriore diminuzione dell'essudazione, già piuttosto bassa per i calcestruzzi A.P. ed A.R.

La stagionatura dei calcestruzzi con fumo di silice deve essere condotta con molta attenzione: un'essiccazione prematura causa perdite di resistenza maggiori rispetto a quanto potrebbe avvenire con un calcestruzzo di pari rapporto a/c non contenente fumo di silice. I dati della letteratura suggeriscono che, per i calcestruzzi A.R. di rapporto a/c intorno a 0,30 contenenti fumo di silice, il prolungamento della stagionatura umida oltre 7 gg. non ha effetti significativi sul guadagno di resistenza perché l'impasto indurito è diventato impervio all'acqua. Lo stesso non avviene che molto dopo con i calcestruzzi contenenti aggiunte meno reattive del fumo di silice.

#### 8.1.5 Aggregati

L'aggregato ha un ruolo chiave nella produzione del calcestruzzo A.R. perché limita la resistenza potenziale ottenibile. Non si conoscono né i meccanismi attraverso i quali si manifesta l'azione limitante né le proprietà fisiche e chimiche del materiale effettivamente coinvolte. Gli aggregati ordinari di buone caratteristiche permettono di raggiungere resistenza fino a 120-140 N/mm<sup>2</sup>, ma soltanto con alcuni tipi di aggregato è possibile raggiungere resistenza di 170 N/mm<sup>2</sup>.

È opinione accettata che fattore determinante sia la forza del legame che si stabilisce all'interfaccia tra l'aggregato e la pasta e non la resistenza meccanica della roccia che, salvo qualche eccezione, risulta generalmente adeguata. La forza del legame d'interfaccia è in relazione con la mineralogia e la tessitura superficiale della roccia e con la composizione della pasta.

Un'indicazione circa la natura del legame d'interfaccia può essere ottenuta dalla curva sforzo-deformazione del calcestruzzo, eseguendo una prova di carico e scarico entro l'intervallo elastico. L'estensione dei cicli isteretici dipende dalle caratteristiche meccaniche della roccia e dal legame d'interfaccia: se la resistenza meccanica della roccia è entro i normali limiti di accettazione, la maggiore o minore estensione dell'isteresi è indicativa di una forza di legame più debole o più forte.

Dai dati della letteratura risulta che per ottenere la resistenza ottimale occorre impiegare preferibilmente aggregati con dimensione massima nominale piuttosto bassa, fino a 10-12 mm, perché diminuisce in tal modo la tensione media all'interfaccia essendo maggiore l'area superficiale dell'aggregato per unità di volume. Occorre poi sottolineare che nei calcestruzzi A.R. le concentrazioni tensionali all'interfaccia sono più basse perché minore è la differenza tra i moduli elastici dell'aggregato e della pasta.

Tuttavia la riduzione della dimensione massima nominale comporta un aumento del contenuto ottimale di cemento e ha inoltre un effetto negativo sulla resistenza a trazione indiretta per flessione. Anche se la tendenza è verso la scelta di dimensioni massime nominali inferiori a 20 mm, non mancano casi in cui sono stati usati con successo aggregati fino a 19-25 mm.

Come con i calcestruzzi convenzionali l'aggregato, oltre a influire sulla resistenza meccanica, è determinante ai fini del modulo elastico, del ritiro, della viscosità (creep) e, nel caso delle pavimentazioni, anche della resistenza all'abrasione.

La sabbia ha influenza sulla richiesta d'acqua, sul contenuto di aggregato grosso e sulle caratteristiche di finitura. È preferibile che la sua granulometria sia spostata sul grossolano al fine di ridurre l'adesività dell'impasto, generalmente elevata a causa dell'alto contenuto di pasta di cemento: di conseguenza la quantità di fino inferiore a 0,25 mm deve essere mantenuta bassa.

Mentre per la sabbia si preferiscono materiali costituiti da particelle arrotondate e con superficie liscia, cioè materiali che richiedono meno acqua, per l'aggregato grosso la preferenza è data al pietrisco con tessitura superficiale rugosa, cioè a materiali che assicurano un migliore legame d'interfaccia.

D'altra parte un pietrisco di elevata angolarità potrebbe avere un effetto negativo sulla lavorabilità, aumentare l'acqua necessaria e quindi causare un aumento del rapporto a/c che, a sua volta, condurrebbe a una riduzione della resistenza del legame di interfaccia. Pertanto la scelta tra pietrisco e ghiaia è un problema di ottimizzazione.

Per evitare la segregazione dell'aggregato grosso durante la posa in opera è preferibile usare una granulometria continua.

I requisiti di accettazione della sabbia e dell'aggregato grosso devono essere conformi a quanto riportato nella norma UNI 8520/1<sup>a</sup>.

## 8.2 Lavorabilità

Poiché l'uso strutturale del calcestruzzo ad alta resistenza è solitamente accompagnato da un'elevata densità d'armatura, per assicurare un'appropriata posa in opera è necessario che il calcestruzzo sia altamente lavorabile. È usuale specificare valori di abbassamento al cono superiori a 200 mm.

La lavorabilità ottenuta con alti dosaggi di superfluidificante è a volte inferiore a quella risultante da contenuti d'acqua elevati, in quanto l'impasto tende ad essere alquanto tenace e quindi occorre, in tali casi, un più prolungato assestamento. Il superfluidificante influisce sulla velocità di decadimento della lavorabilità. Per avere la lavorabilità desiderata al momento del getto è frequente il ricorso ad un ulteriore dosaggio di superfluidificante a piè d'opera.

## 8.3 Proprietà meccaniche del calcestruzzo ad alte prestazioni e ad alta resistenza

### 8.3.1 Resistenza a compressione

I metodi di previsione delle proprietà fondamentali del calcestruzzo si riferiscono a materiali con resistenza cilindrica inferiore a  $45 \text{ N/mm}^2$ .

Per i calcestruzzi A.P. e A.R. i rapporti tra le resistenze sviluppate a 7 e a 28 giorni variano da 0,80 a 0,90, mentre per il calcestruzzo ordinario variano da 0,70 a 0,75; i rapporti tipici tra le resistenze a 7 e 95 giorni per il calcestruzzo A.R. sono pari a circa 0,73, per il calcestruzzo di media resistenza a 0,65.

È plausibile ritenere che la più alta velocità di sviluppo della resistenza per i calcestruzzi A.P. e A.R. sia dovuto in primo luogo alla maggiore temperatura interna dovuta al maggiore calore di idratazione, e in secondo luogo alla minore distanza tra le particelle di cemento in quanto più basso è il rapporto a/c.

Il guadagno di resistenza dopo 28 giorni, per i calcestruzzi A.P. e A.R., è generalmente inferiore rispetto a quello osservato per il calcestruzzo ordinario, essenzialmente a causa della mancanza di una sufficiente quantità d'acqua per il proseguimento dell'idratazione.

Per un calcestruzzo contenente fumo di silice il guadagno di resistenza dopo 28 giorni è inferiore rispetto a quello di un calcestruzzo avente lo stesso rapporto a/c, privo di fumo di silice.

### 8.3.2 Curve tensione-deformazione

Le principali differenze tra le curve tensione-deformazione in compressione dei calcestruzzi con  $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$  (in particolare per i calcestruzzi con  $R_{ck} > 75 \text{ N/mm}^2$ ) e di quelli ordinari sono:

- maggiore linearità del tratto ascendente della curva;
- deformazione leggermente maggiore alla tensione massima;
- maggiore ripidità del tratto discendente, indice di un comportamento più fragile.

La risposta più lineare fino alla tensione massima è conseguenza del migliorato legame dell'interfaccia pasta-aggregato; la maggiore linearità del tratto iniziale è indicativa del fatto che, a bassi livelli di carico, vi è minore microfessurazione nell'interfaccia.

Essendo poi minore nei calcestruzzi A.P. e A.R. la differenza di rigidità fra pasta di cemento e aggregato, ne segue che la distribuzione interna delle tensioni risulta più omogenea, quindi con minori concentrazioni tensionali e minore microfessurazione.

In tema di curva tensione-deformazione occorre sottolineare che nel ramo discendente la deformazione misurata è una deformazione "media", cui dà il massimo contributo la progressiva apertura e localizzazione del processo fessurativo, al punto che nel ramo discendente è più corretto parlare di curva tensione-apertura di fessura.

L'area sottesa dal ramo discendente rappresenta l'energia di frattura del materiale cioè, a meno del segno, il lavoro necessario per far propagare di una quantità unitaria la superficie di una fessura dovuta a trazione.

I calcestruzzi A.P. ed A.R. sono meno tenaci, cioè perdono più rapidamente resistenza all'aumentare della deformazione nel ramo discendente, e le loro strutture se prive di armatura, sono meno duttili ovvero meno deformabili.

L'energia di frattura è un parametro del materiale fortemente legato alla resistenza a trazione e alla dimensione massima dell'aggregato, utile nella modellazione del comportamento in trazione del calcestruzzo (fase fessurata).

La presenza del fumo di silice riduce drasticamente l'energia di frattura, che passa da  $100\text{-}200 \text{ J/m}^2$  a  $50\text{-}100 \text{ J/m}^2$ .

### 8.3.3 Resistenza alla trazione

La resistenza alla trazione diretta  $f_{ct}$ , tende a ridursi a valori prossimi al 5% della resistenza a compressione su cilindro  $f_c$ .

Per la valutazione della resistenza a trazione diretta in funzione della resistenza a compressione vale ancora la relazione già proposta e accettata per i calcestruzzi ordinari:

$$f_{ct} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,27 R_{ck}^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ove  $f_{ct}$ , è da intendere come resistenza media. La resistenza caratteristica è valutabile in  $0,9 f_{ct}$ .

Per la valutazione della resistenza a trazione indiretta per spacco (prova brasiliana) le norme DIN (1992) indicano la seguente relazione, valida per tutti i calcestruzzi con  $f_{ck}$  da 35 a 115 N/mm<sup>2</sup>:

$$f_{ck} = 35 \div 115 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,sp} = 0,59 f_c^{0,5} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ove  $f_c$  è misurata su cilindri con  $d = 150$  mm. Peraltro valutazione analoga si ottiene con la relazione indicata nel Model Code 90 del CEB:

$$f_{ct,sp} = 1,11 f_{ct} = 0,33 f_c^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

La resistenza a trazione indiretta per flessione (prova su tre punti) è circa 1.4-1.6 volte la resistenza a trazione diretta; in particolare secondo il Model Code 90:

$$f_{ct,fl} = 1,50 f_{ct} = 0,40 f_c^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

Occorre osservare che essendo l'effetto delle dimensioni del provino molto forte nella prova indiretta a flessione, i provini campione vanno rigorosamente preparati in accordo con la norma UNI 6130.

#### 8.3.4 Modulo di elasticità

Il modulo di elasticità è strettamente correlato alle proprietà della pasta di cemento e dell'aggregato; inoltre, poiché gli impasti di calcestruzzi con  $R_{ck} > 55$  N/mm<sup>2</sup> contengono additivi chimici e spesso aggiunte pozzolaniche, oltre a essere caratterizzati da un basso rapporto a/c e a contenere particolari tipi di aggregato, gli effetti sul modulo di elasticità possono essere notevoli.

Tuttavia, con gli usuali aggregati disponibili in Italia, continua a valere per il modulo elastico istantaneo secante ( $\sigma_c \leq 0,5 f_c$ ) la stessa espressione già largamente adottata per i calcestruzzi ordinari (Model Code 90, EC2).

$$E_c = 9500 f_c^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

cui corrisponde il valore tangente all'origine

$$E_{c0} = 1,2 E_c \approx 11000 f_c^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

Con  $f_c$  si intende la resistenza media a compressione.

Il coefficiente di Poisson dei calcestruzzi A.P. e A.R. in campo elastico può variare tra 0,18 e 0,24 in funzione del livello di resistenza: sulla base di questi valori, il coefficiente di Poisson è confrontabile con i valori che si ottengono per il calcestruzzo ordinario.

#### 8.3.5 Ritiro

È opinione comune che, per calcestruzzi con resistenza a compressione fino a 80-85 N/mm<sup>2</sup>, la velocità iniziale del ritiro sia maggiore mentre, dopo i primi tre mesi, il ritiro per i calcestruzzi a bassa e alta resistenza è all'incirca lo stesso.

Infatti a causa del relativamente elevato contenuto di cemento e della relativamente bassa quantità d'acqua, nei calcestruzzi ad alta resistenza tende a prevalere il ritiro "endogeno" (autoessiccazione dovuta alla combinazione dell'acqua negli idrati) rispetto al ritiro da "essiccazione" (scambio d'acqua con l'ambiente), e il primo fenomeno è più veloce del secondo che, essendo di natura diffusiva, è più lento. Tuttavia la presenza del fumo di silice tende ad accelerare anche il ritiro da essiccazione.

Il prevalere dell'autoessiccazione spiega anche perché il ritiro tenda a essere approssimativamente proporzionale al volume percentuale d'acqua piuttosto che al rapporto a/c, e perché sia più conveniente ridurre il rapporto a/c grazie all'impiego di superfluidificanti piuttosto che aumentando il contenuto di cemento.

#### 8.3.6 Scorrimento viscoso

Lo scorrimento viscoso, inteso come deformazione differita nel tempo sotto carico co-

stante, risulta minore che nei calcestruzzi ordinari. In particolare in provini non sigillati il coefficiente di viscosità (rapporto fra deformazione viscosa e deformazione elastica iniziale) risulta di circa il 25-50% inferiore.

Inoltre il coefficiente di viscosità si mantiene costante (viscoelasticità lineare) fino a percentuali più elevate della resistenza a compressione ( $\sigma_c \leq 0,7 f_c$  per calcestruzzi A.R.;  $\sigma_c \leq 0,5 f_c$  per calcestruzzi ordinari).

Le minori deformazioni viscosse osservate si possono spiegare con:

- l'indurimento accelerato dovuto al fumo di silice, che riduce la viscosità "propria" o "di base" (cioè in assenza di scambi di umidità con l'ambiente di esposizione) anche se la messa in carico è precoce;

- la pressoché nulla viscosità "da essiccazione".

Per la viscosità (creep) a trazione esistono dati limitati: prove al 35% della resistenza mostrano che il creep specifico aumenta al crescere del rapporto acqua/cemento e al diminuire del rapporto aggregato/cemento.

### Riferimenti bibliografici

- ACI Sp.65, 1980 - Performance of concrete in marine environment.
- ACI Sp.100, 1986 - Concrete durability vol. I and vol II.
- ACI Sp.108, 1988 - Permeability of concrete.
- ACI - State of the art report on high strength concrete.
- CEB, 1992 - Durable concrete structures. Design guide.
- CEB, 1994 - Application of high performance concrete.
- CEB FIP Model Code, 1990 - High strength concrete.
- CEB, FIP, 1995 - High performance concrete (Recommended extensions to the Model Code 90).
- Cement and Concrete Assoc., 1987 - A review of carbonatation in reinforced concrete.
- CNR, Bollettino ufficiale 23.12.92, Parte IV - Norme Tecniche.
- DIN 1045, 1988 - Beton und Stahlbeton.
- DAfStb - Richtlinie für hochfesten Beton, 1995.
- ENV 206, 1989 - Calcestruzzo: prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità.
- UNI 9858 - Calcestruzzo: prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità.
- Institution of Civil Eng., 1986 - Improvement of concrete durability.
- RILEM TC 50 <Recomandations Materials and Structures> Vol. 18/1985.



## Conclusioni

### **L' ATECAP**

È l'associazione dei produttori di calcestruzzo preconfezionato.

In essa i preconfezionatori si incontrano per confrontare le rispettive esigenze, per analizzare le diverse problematiche connesse all'attività produttiva, per promuovere tutte le iniziative in grado di qualificare e normalizzare le produzioni degli associati.

All'ATECAP gli associati hanno conferito il compito di rappresentare presso le istituzioni pubbliche le esigenze e i problemi delle loro aziende, di analizzare i fenomeni e i cambiamenti dello scenario industriale, di tutelare gli interessi della categoria e di predisporre strumenti di risposta e assistenza a favore delle aziende associate.

Un insieme di compiti che l'ATECAP è riuscita a svolgere in modo eccellente tanto da portare il numero delle centrali di betonaggio a circa 1200 impianti la cui produzione supera il 60% del totale nazionale.

All'ATECAP sono iscritti, come soci aggregati, anche progettisti, laboratori di ricerca e di prove, imprese di costruzione, produttori di materiali e di attrezzature di interesse del calcestruzzo.

Le esigenze di questa categoria di soci vengono messe a confronto con quelle dei produttori di calcestruzzo preconfezionato nell'ambito di un'apposita Commissione Mista.

A cura di ATECAP (Associazione Tecnico - Economica del Calcestruzzo Preconfezionato)

*Editore*

Casa Editrice La Fiaccola srl - via Conca del Naviglio, 37 - 20123 Milano - Tel. 02/89421350

*Progetto grafico:*

BaldassarreCarpiVitelli

*Stampa:*

Tipografia Abbiati - Milano

*Finito di stampare:*

settembre 2003

