



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

Facoltà di Ingegneria

**Corso di Laurea Triennale in:
INGEGNERIA CIVILE AMBIENTALE**

Tesi di Laurea:

**Alcune considerazioni in merito alla viscosità
del calcestruzzo**

Some considerations regarding the creep of the concrete

Candidato:
Antonio Sbei

Relatore:
Dott.Ing. Sandro Cabonari

Anno Accademico 2019 – 2020

INDICE

Sommario

1. Introduzione alla Viscosità del Calcestruzzo.....	Pag4
2. Fenomeni di Viscosità e Ritiro del Calcestruzzo.....	Pag6
3. Normativa sulla Viscosità.....	Pag32
3.1 D.M. 2018.....	Pag33
3.2 EN 1992-1-1:2004.....	Pag38
4. Model Code 2010.....	Pag41
5. Principi della Viscosità Lineare.....	Pag52
5.1 Primo Principio della Viscosità lineare.....	Pag52
5.2 Secondo Principio della Viscosità lineare.....	Pag53
5.3 Terzo Principio della Viscosità lineare.....	Pag54
6. Applicazioni Numeriche.....	Pag55
6.1 Applicazione numerica studio di una Isostatica.....	Pag55
6.2 Applicazione numerica studio di una Iperstatica.....	Pag69
7. Metodi Algebrizzati.....	Pag72
7.1. Metodo del Modulo Efficace.....	Pag72
7.2. Metodo della Tensione Media.....	Pag74
7.3. Metodo del Modulo Efficace Adattato all'Età.....	Pag77

8. Conclusioni.....Pag83
9. Bibliografia.....Pag85

1) Introduzione alla Viscosità del Calcestruzzo

Guardando il paesaggio che ci circonda, sia esso urbanizzato o incontaminato, notiamo che esistono strutture dalle forme geometriche molto complesse ed altre invece che mostrano la loro semplicità [1],[2].

Ciò ha reso possibile un vero e proprio cambiamento nel nostro paesaggio è stato il calcestruzzo (cls), per essere più precisi il calcestruzzo armato (c.a.), infatti esso ci ha permesso di superare problemi tecnici che l'uomo cercava di risolvere da molto tempo, questo è stato possibile grazie all'introduzione della specifica tecnica costruttiva.

Il calcestruzzo è un materiale anisotropo e non omogeneo, utilizzato a partire dal 800, questo materiale è costituito da: una miscela che nelle opportune proporzioni è composta da: cemento, acqua, sabbia e aggregati, che necessita l'aggiunta di armature di barre di acciaio annegate all'interno del calcestruzzo (materiale da costruzione artificiale, costituito da una miscela d'acqua, pasta cementizia, aggregati di sabbia e ghiaia, inoltre è possibile anche aggiungere eventuali additivi), come in (Fig.1.1), così da prendere il nome di calcestruzzo armato:



Figura 1.1: Getto in Calcestruzzo Armato

Questa combinazione, ha permesso la realizzazione di soluzioni industriali e commerciali, che nessun altro materiale già presente sul mercato era riuscita a risolvere [3].

La sinergia di tali materiali, si basa sulle caratteristiche che il cls apporta resistenza a compressione, mentre l'acciaio conferisce resistenza a trazione, ciò permette ad entrambi di lavorare nei rispettivi campi e quindi a differenza degli altri materiali da costruzione fino ad allora utilizzati in sinergia, come ad esempio il legno e l'acciaio, questo abbinamento ha permesso di superare molte problematiche.

Uno dei vantaggi del cls da annoverare è la lavorabilità: il cls “fresco” ha la capacità di adattarsi alle diverse forme che i casseri possono acquisire (Fig.1.2),[2]:



Figura 1.2: Viadotto Poggettone (1957-1960) - A1 Autostarda del Sole (Barberino di Mugello-FI)

Un ulteriore fattore estremamente positivo del cls è correlato alla lavorabilità e alla mobilità: il cls “fresco” si presenta sottoforma fluida e questa caratteristica ha permesso e favorito il trasporto tramite le autobetoniere e ha reso possibile il getto anche in luoghi angusti.

La grande lavorabilità del cls è dovuta principalmente al fatto, che i suoi componenti: pasta cementizia, aggregati lapidei, acqua ed eventuali additivi, hanno una buona capacità di legarsi e reagire nel tempo, dopo il getto però uno dei componenti, l’acqua si trasforma fisicamente e si volatilizza.

A differenza degli altri componenti che tendono a legarsi in maniera irreversibile, l’acqua quando abbandona il composto, genera un fenomeno non indifferente, chiamato ritiro, di cui il progettista deve tener conto e valutare con attenzione le conseguenze [4].

Il ritiro è un fenomeno di diminuzione del volume del cls, dovuto all’allontanamento dell’acqua e all’insorgere della reazione di idratazione del cemento. Per questo motivo il calcestruzzo è un materiale soggetto a forti variazioni di volume indipendentemente dallo stato tensionale, inoltre, se sottoposto per lunghi periodi a stati di tensione anche modesti, subisce deformazioni che tendono ad aumentare nel tempo (“problema di viscosità”) e se sottoposto a lunghi periodi durante i quali viene impedita la sua deformazione, il cls subisce stati tensionali che si riducono nel tempo, questi prendono il nome di “problemi di rilassamento”.

2) Fenomeni di Viscosità e Ritiro del Calcestruzzo

I fenomeni di Viscosità e Ritiro (Fig.2.1) del cls, sono generati dall'allontanamento dell'acqua e dalla conseguente insorgenza della reazione di idratazione del cemento.

La reazione di idratazione del cemento è rappresentata da un complesso fenomeno di reazioni chimiche che avvengono tra l'impasto del calcestruzzo e l'acqua, quindi l'iniziale consistenza plastica del cls facilmente lavorabile, lo rende successivamente rigido e resistente alle sollecitazioni meccaniche soprattutto quando sottoposto a compressione.



Figura 2.1: Fessurazione da Ritiro

Un fattore non indifferente da considerare è il rapporto Acqua/Cemento, che in fase di progetto del Mix Design influenza le future comparse di fessure nel cls e la sua viscosità nel tempo.

Nelle strutture in Cemento Armato (C.A.), l'acciaio, oltre ad essere un materiale duttile e resistente soprattutto a trazione, permette di mitigare il fenomeno della fessurazione. La presenza delle armature metalliche, rinforzano infatti la struttura del cls nei confronti delle tensioni a trazione diretta o a trazione per flessione soprattutto nel comportamento post-fessurativo del materiale.

FENOMENI VISCOSI

I **fenomeni viscosi** [5] riguardanti le deformazioni subite dal calcestruzzo in presenza di sollecitazioni di carico permanente, quelle conosciute meglio con il termine di Creep o scorrimento viscoso, rappresentano la variazione di lunghezza unitaria:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (2.1)$$

Il calcestruzzo indurito, dopo un certo tempo (t_0) dal getto, è sottoposto all'azione di

sollecitazione di compressione (σ_c) o di trazione (σ_t) permanente per un determinato tempo (t), di norma con continuità, più raramente con cicli variabili, e determina deformazioni.

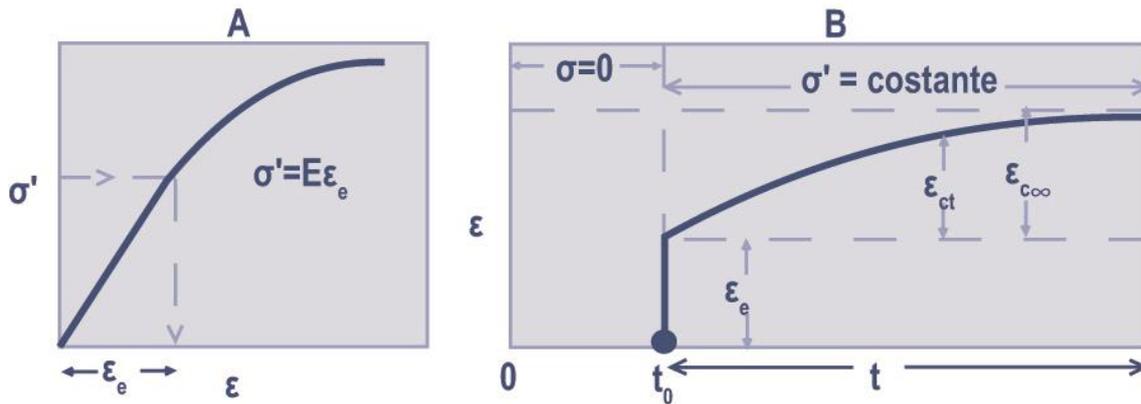


Figura 2.2: A) Deformazione elastica istantanea ϵ_e misurata al tempo t_0 dal getto del calcestruzzo.

B) Deformazione viscosa ϵ_c successiva a quella elastica.

L'applicazione di una generica sollecitazione (σ') sia essa di trazione (σ_t) o di compressione (σ_c), al tempo (t_0), di norma continuo e raramente variabile nel tempo, il materiale si deforma immediatamente, e se la deformazione (ϵ_e) non è molto grande, come solitamente avviene, essa si trova nel campo elastico, quindi è riconducibile alla **Legge di Hooke** ed è facilmente calcolabile, come graficato in [Fig.2.2A]:

$$\epsilon_e = \frac{\sigma'}{E} \quad (2.2)$$

Se la sollecitazione (σ') viene conservata per un tempo (t) sufficientemente lungo, oltre alla deformazione elastica immediata (ϵ_e), il materiale subisce un'ulteriore deformazione (ϵ_{ct}) che aumenta con il tempo [Fig.2.2B] tenendo ad un valore limite asintotico ($\epsilon_{c\infty}$).

La deformazione (ϵ_{ct}) è appunto il creep ed ($\epsilon_{c\infty}$) è il creep ultimo cui tende la deformazione viscosa dopo un tempo infinito ($t=\infty$):

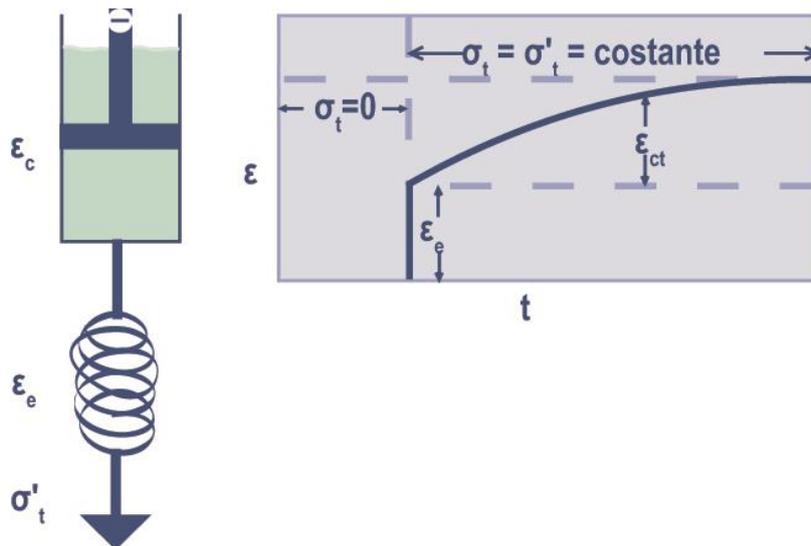


Figura 2.3: Applicando una sollecitazione di trazione σ'_t si registra immediatamente la deformazione elastica ϵ_e della molla e quindi la successiva deformazione viscosa ϵ_c .

L'analogia meccanica riportata in [Fig.2.3] evidenzia come dopo una immediata deformazione elastica (ϵ_e) della molla per effetto di una sollecitazione a trazione (σ'_t), segue una deformazione viscosa (ϵ_c) che è tanto più lenta quanto maggiore è la viscosità del liquido nel quale è immerso il pistone.

Nel calcestruzzo il rilassamento gioca un ruolo importante in due circostanze, entrambe caratterizzate da sollecitazioni a deformazione costante[5]:

- A) L'allentamento della tensione di trazione indotta dal ritiro igrometrico contrastato: quando il calcestruzzo si trova in condizioni che provocano il ritiro igrometrico, si generano delle tensioni di trazione (σ_t) se la struttura è contrastata nel suo libero movimento dalla presenza di vincoli, o attrito con il substrato. Allora l'effettiva tensione di trazione indotta dal ritiro contrastato ($\sigma_t = ES$) è mitigata dal rilassamento, altrimenti si può immaginare che la deformazione da ritiro con una contrazione (S), sia in parte compensata da una deformazione da creep di segno opposto l'allungamento (ϵ_{ct}) indotta dalla stessa (σ_t) (Fig.2.4A):

$$\sigma_t = E(S - \epsilon_{ct}) \quad (2.3)$$

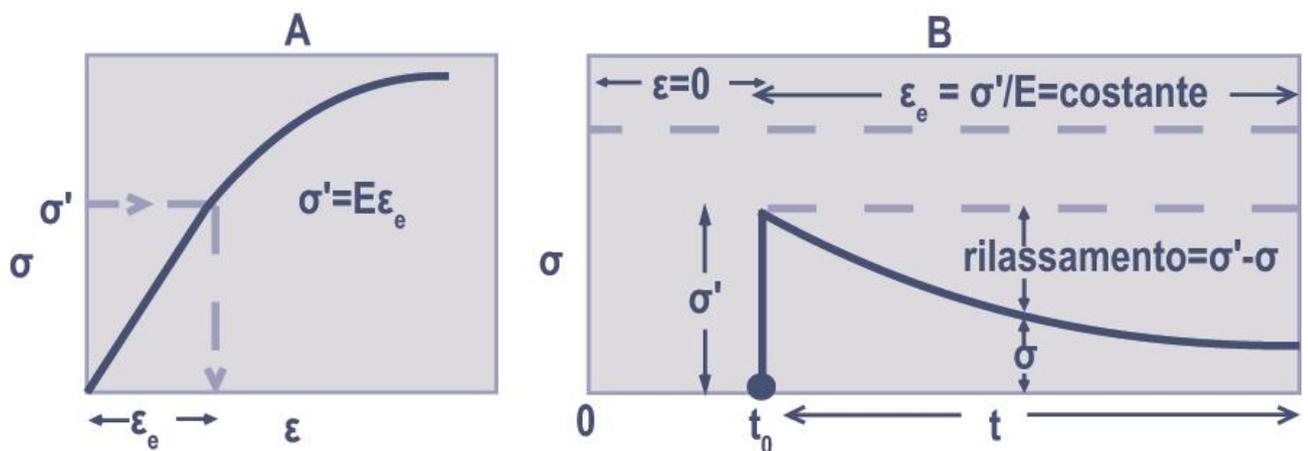


Figura 2.4: A) Applicazione della sollecitazione σ'_t al tempo t_0 dal getto del calcestruzzo con deformazione elastic istantanea ϵ_e
 B) Rilassamento in funzione del tempo t a deformazione ϵ_e costante

- B) Mentre nell'allentamento della coazione di compressione (σ_c) generata quando il calcestruzzo è stato precompresso, la sollecitazione (σ_c) è lentamente ridotta, però senza mai essere annullata, proprio per effetto del rilassamento del calcestruzzo sotto l'azione di una sollecitazione di compressione (Fig.2.4B);

Oltre le normali deformazioni, il materiale è soggetto a (ϵ_{ct}), che nel tempo tende ad aumentare in maniera asintotica, fino ad arrivare ad un livello limite prossimo all'asintoto ($\epsilon_{c\infty}$) come si vede in (Fig.2.2B).

Per l'appunto (ϵ_{ct}) è il creep e il valore infinito sta ad indicare la deformazione viscosa

che tende ad un tempo infinito. Qui riportiamo un esempio dell'azione di un carico costante nel tempo sulla matrice cementizia[1], come riportato in (Fig.2.5).

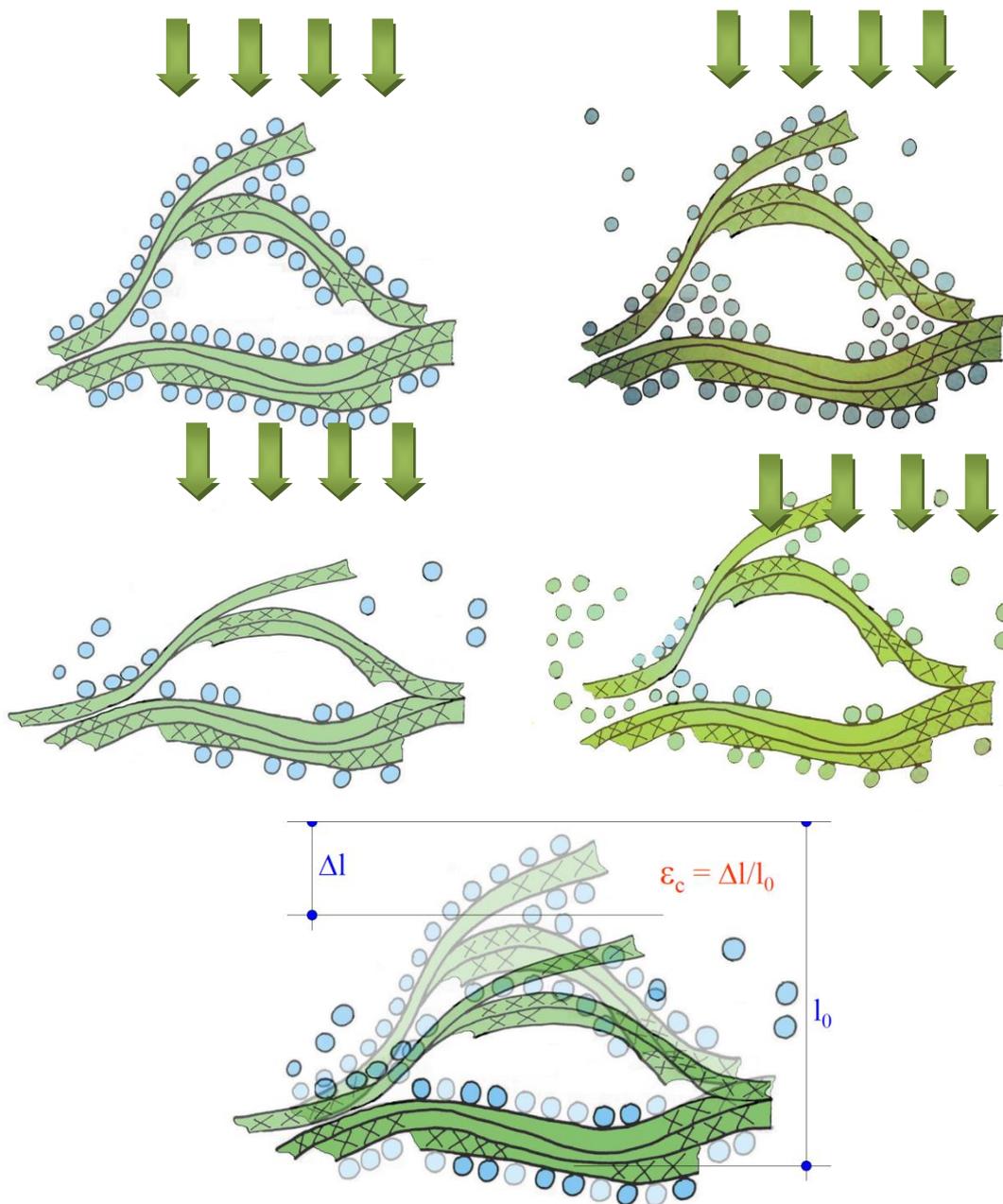


Figura 2.5: Effetto sollecitazioni esterne sul calcestruzzo

Il creep nel calcestruzzo è correlato a diversi parametri che sono[5]:

- sollecitazione applicata (σ');
- Modulo Elastico (E_{cm}) del calcestruzzo;
- umidità relativa dell'ambiente circostante UR;
- tempo t_0 di applicazione della sollecitazione a partire dal getto del calcestruzzo;
- composizione del calcestruzzo, rapporto (a/c);
- geometria della struttura;
- tempo (t) di mantenimento della sollecitazione a partire dal momento

dell'applicazione della sollecitazione (σ');

Prima ancora di entrare nel dettaglio del creep in funzione dei vari parametri sopra riportati di carattere ambientale, progettuale, esecutivo e compositazionale, conviene esaminare l'interazione tra creep e ritiro che, nel caso di sollecitazioni a compressione (σ'_c), sono dello stesso segno e si sommano.

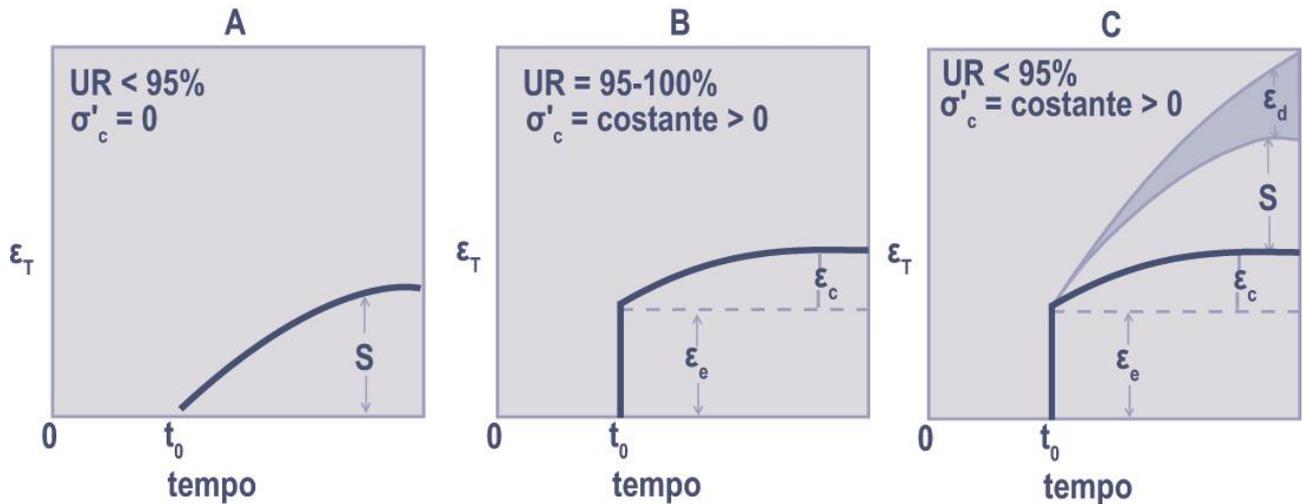


Figura 2.6: Grafici di deformazione ϵ_t correlati al tempo (t_0)

- A) Una struttura in calcestruzzo in assenza di sollecitazioni ($\sigma'_c = 0$), in ambiente insaturo di vapore, sottoposta ad un **ritiro igrometrico** (S) in assenza di vincoli a partire dal tempo di scasseratura (t_0), misurato a partire dal momento del getto ($t=0$), come riportato in (Fig.2.6A);
- B) Una struttura in calcestruzzo, in ambiente saturo di vapore ($UR = 95-100\%$) e quindi priva di ritiro, sottoposta, al tempo (t_0), ad una sollecitazione (σ'_c) che provoca una deformazione elastica (ϵ_e) cui si somma la successiva deformazione (ϵ_c) da creep deformazione totale ($\epsilon_T = \epsilon_e + \epsilon_c$), il valore di (ϵ_c) misurato in queste condizioni, cioè in assenza di ritiro, prende il nome di **creep puro**, come riportato in (Fig.2.6B);
- C) Una struttura in calcestruzzo esposta al tempo (t_0) in un ambiente insaturo di vapore che provoca un ritiro (S), e contemporaneamente sottoposta alla sollecitazione (σ'_c) in queste condizioni la deformazione totale (ϵ_T) risulta maggiore della somma dei singoli contributi alla deformazione (ϵ_e , ϵ_c , S), come riportato in (Fig.2.6C) e in (2.3):

$$\epsilon_T > \epsilon_e + \epsilon_c + S \quad (2.3)$$

La differenza tra la deformazione totale (ϵ_T) misurata nelle condizioni della (Figura 2.6C) e la somma calcolata ($\epsilon_e, \epsilon_c, S$) dei singoli contributi deformazionali prende il nome di creep da essiccamento e viene indicato con il simbolo (ϵ_d) riportato graficamente all'interno della (Figura 2.6C), ha un'area di colore azzurro, rispetto al resto del grafico.

La deformazione totale diventa pertanto:

$$\epsilon_T = \epsilon_e + \epsilon_c + S + \epsilon_d \quad (2.4)$$

Queste considerazioni ci portano a dire che, sotto la sollecitazione di compressione (σ'_c) in ambiente insaturo di vapore, l'evaporazione dell'acqua è maggiore di quella che si registra in assenza di (σ'_c) e che determina il ritiro (S), la maggiore evaporazione dell'acqua, una sorta di "effetto spremitura" del calcestruzzo che fa perdere più acqua per la sollecitazione di compressione.

Ciò comporta una maggiore deformazione addizionale (ϵ_d) che si somma agli altri contributi deformazionali. In particolare il contributo del creep totale (ϵ_{cT}) è dato dalla somma del creep puro (ϵ_c) e dal creep da essiccamento (ϵ_d):

$$\epsilon_{cT} = \epsilon_c + \epsilon_d \quad (2.5)$$

Dunque si può anche scrivere in questa forma:

$$\epsilon_T = \epsilon_e + \epsilon_c + S \quad (2.6)$$

Per il calcolo della deformazione totale (ϵ_T) in una struttura esposta al ritiro (S) ed al creep (ϵ_{ct}) determinato dalla sollecitazione (σ'_c) applicata al tempo (t_0), tenendo conto della formulazione precedente e della Legge di Hooke, la nostra formulazione diventa:

$$\epsilon_T = \frac{\sigma'_c}{E_{t_0}} + S + \epsilon_{ct} \quad (2.7)$$

Quindi nella formulazione (2.7), per determinare la deformazione totale (ϵ_T) igro-elastico-viscosa in qualsiasi condizione, devo calcolare il creep totale (ϵ_{ct}) e sommargli il contributo elastico $\left(\frac{\sigma'_c}{E_{t_0}}\right)$ e del ritiro (S).

Nella stessa formulazione (2.7) c'è da notare che la (E_{t_0}) rappresenta il modulo elastico del calcestruzzo al tempo (t_0) quando si applica la sollecitazione (σ'_c), dove il calcolo di (S) è correlate alla % di UR.

CALCOLO DEL CREEP

Se si applica una sollecitazione a compressione (σ'_c) al tempo (t_0) il creep totale (ϵ_{ct}) può essere espresso in funzione della sollecitazione (σ'_c):

$$\varepsilon_{cT} = \frac{\sigma'_c}{E_{28}} \beta \quad (2.8)$$

dove $\left(\frac{\sigma'_c}{E_{28}}\right)$ è la **deformazione elastica nominale**, però bisogna fare attenzione $\left(\frac{\sigma'_c}{E_{28}}\right)$ non è la vera deformazione elastica se la (σ'_c) è applicata, come solitamente avviene, ad un tempo (t_0) diverso dai 28 giorni, la vera deformazione elastica che appare nella (2.4) e nella formulazione dell'equazione (2.7), è $\left(\frac{\sigma'_c}{E_{t_0}}\right)$ ed è maggiore di $\left(\frac{\sigma'_c}{E_{28}}\right)$ se $(t_0) < 28$ giorni poiché $(E_{t_0}) < (E_{28})$.

Il calcolo di $\left(\frac{\sigma'_c}{E_{28}}\right)$ richiede la conoscenza della sollecitazione (σ'_c) (applicata in un tempo generico t_0) e del modulo elastico (E_{28}) calcolabile dalla R_{cm} a 28 giorni, oppure direttamente misurabile.

Quindi i valori di (σ'_c) e di R_{ck} sono desumibili dal progetto della struttura.

Dunque la deformazione che si otterrebbe se (σ'_c) fosse applicata a 28 giorni anziché al generico tempo (t_0) e dove β è un coefficiente moltiplicativo costituita da cinque parametri (Tab.2.1):

$$\beta = g_1 \cdot g_2 \cdot g_3 \cdot g_4 \cdot g_5 \quad (2.9)$$

Ogni parametro è un fattore moltiplicativo del valore finale, in funzione dei seguenti problemi:

g1	Funzione umidità relative dell'aria UR
g2	Funzione età del calcestruzzo (t_0) quando si applica (σ'_c) e della classe di resistenza del cls
g3	Funzione della composizione del calcestruzzo (a/c e c)
g4	Funzione della geometria della struttura attraverso lo spessore fittizio
g5	Funzione del tempo (t) dopo l'applicazione del carico

Tabella 2.1: Tabella fattori moltiplicativi di β

Il creep totale (ε_{ct}) si ottiene, inserendo la (2.9) nella (2.8), che generano:

$$\varepsilon_{cT} = \frac{\sigma'_c}{E_{28}} \cdot g_1 \cdot g_2 \cdot g_3 \cdot g_4 \cdot g_5 \quad (2.10)$$

FENOMENI DI RITIRO

Il fenomeno di ritiro è dovuto ad una contrazione del calcestruzzo, questa cosa può avvenire in tutti i materiali metallici, polimerici e ceramic a causa della diminuzione della temperatura. Un'altra causa del fenomeno di ritiro è legata alla diminuzione dell'umidità relative

Si possono distinguere tre tipi di fenomeno di ritiro[5]:

- Ritiro Termico** che avviene nel calcestruzzo non ancora indurito esposto ad ambiente insaturo di vapore;
- Ritiro Autogeno** che si manifesta nel calcestruzzo indurito anche se non ancora scasserato e quindi non esposto ad ambiente insaturo di vapore;
- Ritiro Igrometrico** che si manifesta nel calcestruzzo indurito esposto ad ambiente insaturo di vapore;

Se un calcestruzzo è stagionato in ambiente con $UR > 95\%$, o comunque è protetto dal cassero o da altri mezzi che impediscono l'essiccamento, il materiale è dimensionalmente stabile a meno che non sia stato confezionato con un troppo basso rapporto *acqua/cemento* inferiore a 0,40, poiché in tal caso si può manifestare il cosiddetto **ritiro autogeno**.

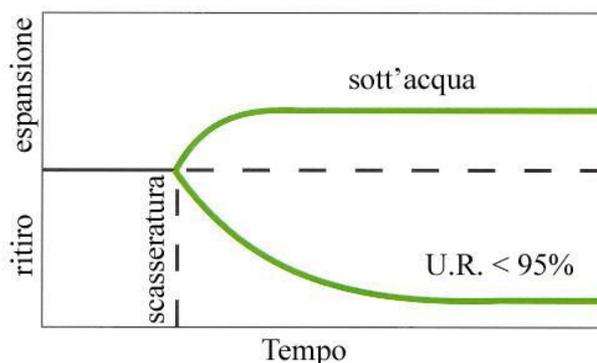


Figura 2.8: Effetto dell'umidità ambientale sulle variazioni dimensionali del calcestruzzo dopo scasseratura al tempo (t')

Se il calcestruzzo si trova sotto acqua tende leggermente a rigonfiare (swelling in Inglese) per l'ingresso d'acqua dall'ambiente all'interno del materiale. Se il calcestruzzo si trova in ambiente con $UR < 95\%$, tende ad essicarsi ed a contrarsi (drying shrinkage in Inglese), e l'effetto è noto come ritiro igrometrico e riguarda il calcestruzzo indurito in tutta la sua vita di esercizio finché l'UR ambientale è minore del 95% (Fig.2.8).

Nel calcestruzzo sotto acqua, il rigonfiamento non rappresenta un pericolo, perché la dilatazione (ϵ_d) è modesta (o quasi nulla se il calcestruzzo era saturo prima dell'immersione in acqua) e perché la tensione di compressione ($\sigma_c = \frac{E}{\epsilon_d}$), che si instaura in caso di vincolo alla dilatazione per la presenza dei ferri o di altri contrasti, non è in grado di superare la resistenza a compressione (R_c):

$$R_c > \sigma_c = \frac{E}{\epsilon_d} \quad (2.11)$$

In un ambiente insaturo di vapore ($UR < 95\%$), il calcestruzzo subisce un ritiro igrometrico che dipende anche da molti altri fattori, quali la composizione del calcestruzzo, la percentuale dei ferri di armatura, la geometria della struttura, il tempo trascorso nell'ambiente insaturo.

Per affrontare un problema così complesso è conveniente scindere il calcolo del ritiro igrometrico (S) in due stadi:

- calcolo teorico del ritiro standard indicato con (S_0), cioè in ambiente e condizioni standard di laboratorio;
- correzione del ritiro standard (S_0), mediante l'impiego di cinque coefficienti (f_1, f_2, f_3, f_4, f_5) per calcolare il ritiro in qualsiasi condizione reale:

$$S = S_0 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_4 \cdot f_5 \quad (2.12)$$

Il ritiro standard (S_0) è quello misurato in laboratorio nelle seguenti condizioni:

- $UR = 50\%$;
- temperatura = 20°C ;
- tempo (t) = 6 mesi;
- provini di dimensione $10 \times 10 \times 50 \text{ cm}$ con spessore fittizio, indicato con hm, di 5 cm;
- armatura metallica (A): assente;
- inerte: calcareo con modulo elastico E_i di 40 GPa.

In queste particolari condizioni il ritiro misurato a 6 mesi (F. M. Lea, "The Chemistry of Cement and Concrete", Arnold, 1970) è funzione del rapporto (a/c) e del rapporto inerte/cemento (i/c). Il ritiro standard diminuisce al diminuire di (a/c) ed all'aumentare di (i/c).

La diminuzione di (a/c) comporta una pasta cementizia meno porosa e meno ricca in acqua capace d'evaporare. D'altra parte, l'aumento di (i/c) comporta una maggiore presenza d'inerte (a spese della pasta cementizia) che si oppone al ritiro per il suo maggior modulo elastico:

$$E_i > E_p \quad (2.13)$$

che sono rispettivamente il (E_i) modulo elastico dell'inerte e (E_p) della pasta cementizia.

Per passare da (S_0) ritiro standard di un provino ad (S) ritiro della struttura, occorre precisare le condizioni reali nelle quali si intende valutare il ritiro igrometrico.

Nella (Tab.2.2) vengono presentati i valori dei coefficienti f_1, f_2, f_3, f_4 ed f_5 (dedotti sperimentalmente) per i quali occorre moltiplicare (S_0) per calcolare (S) come nella formulazione(2.12):

Coefficiente correttivo f_1 per il tempo (t)		Coefficiente correttivo f_2 per l'umidità relativa (UR)			Coefficiente correttivo f_3 per lo spessore fittizio (h)		Coefficiente correttivo f_4 per la percentuale di armatura (A)		Coefficiente correttivo f_5 per il modulo elastico dell'inerte (E)		
t	f_1	UR%	f_2	ambiente	h (cm)	f_3	A (%)	f_4	Tipo di inerte	E (GPa)	f_5
1 sett.	0,20	40	1,10	molto asciutto	5	1,00	0,00	1,00	basalto	95	0,60
1 mese	0,55	50	1,00	molto asciutto	10	0,85	0,15	0,97	quarzo	85	0,70
3 mesi	0,90	60	0,90	all'aria aperta	20	0,65	0,50	0,93	granito	50	0,90
6 mesi	1,00	70	0,70	all'aria aperta	30	0,55	1,00	0,85	calcare	40	1,00
1 anno	1,10	80	0,50	in ambiente chiuso	40	0,45	2,00	0,70	dolomia	40	1,00
2 anni	1,15	90	0,30	molto umido	50	0,40	1,00	0,85	argilla esp.	20	2,00
5 anni	1,25	95	0,00	molto umido					arenaria	10	3,00
10 anni	1,30	100	0,00	saturo							
20 anni	1,40										
30 anni	1,45										

Tabella 2.2: Tabella Coefficienti correttivi f_i per passare dal ritiro standard (S_0) dei provini al ritiro (S) di una struttura

Come si può vedere, i valori di (f_i) mostrati nella (Tab.2.2) possono far aumentare o mitigare il ritiro (S) rispetto a quello standard (S_0). In particolare, fanno aumentare il ritiro (S): una minore UR; un tempo di esposizione più lungo in un ambiente insaturo; uno spessore fittizio più piccolo; una percentuale di armatura minore; ed un modulo elastico dell'inerte più basso.

Ovviamente il ritiro è mitigato se i parametri sopra menzionati sono variati in senso opposto. Il ritiro è comunque nullo in strutture esposte in ambiente permanentemente saturo di vapore ($UR > 95\%$) o immerse sotto acqua. Da un punto di vista pratico il ritiro diminuisce se:

- Si aumenta il diametro massimo dell'aggregato a pari lavorabilità ed a pari R_{ck} , e quindi a pari (a/c) si riduce l'acqua di impasto, secondo la regola di Lyse; inoltre, a pari (a/c) si riduce anche c: aumenta quindi il volume di inerte V_i in accordo al mix design e pertanto aumenta (i/c) con riduzione di (S_0).
- Si passa da un inerte frantumato ad uno alluvionale con riduzione dell'acqua di impasto, secondo la regola di Lyse, e quindi si riduce (a) e quindi di (c) a pari slump ed R_{ck} .
- Si impiega un additivo superfluidificante come riduttore d'acqua a pari slump ed R_{ck} .
- Si aumenta il modulo elastico dell'inerte e quindi la capacità di contrastare il ritiro igrometrico della matrice cementizia.

Il ritiro può essere, entro certi limiti, ridotto a valori che non provocano gravi inconvenienti ($S \leq 500 \mu\text{m/m}$); tuttavia, occorre sempre far presente che nelle strutture vincolate il ritiro non può manifestarsi liberamente, come con i provini di laboratorio, e pertanto insorgono delle tensioni di trazione (σ_t) che possono provocare fessurazioni delle strutture se la tensione (σ_t) supera la resistenza a trazione (R_t) del calcestruzzo. Per tramutare il ritiro (S) in tensione (σ_t) occorre tener conto del modulo elastico del calcestruzzo (E):

$$\sigma_t = E \cdot S \quad (2.14)$$

Tuttavia, in presenza del rilassamento provocato dai fenomeni viscosi (ϵ_{ct}) la tensione di

trazione (σ_t) può essere mitigata e la fessurazione può essere ritardata o scomparire [5]:

$$\sigma'_t = E \cdot (S - \epsilon_{ct}) \quad (2.15)$$

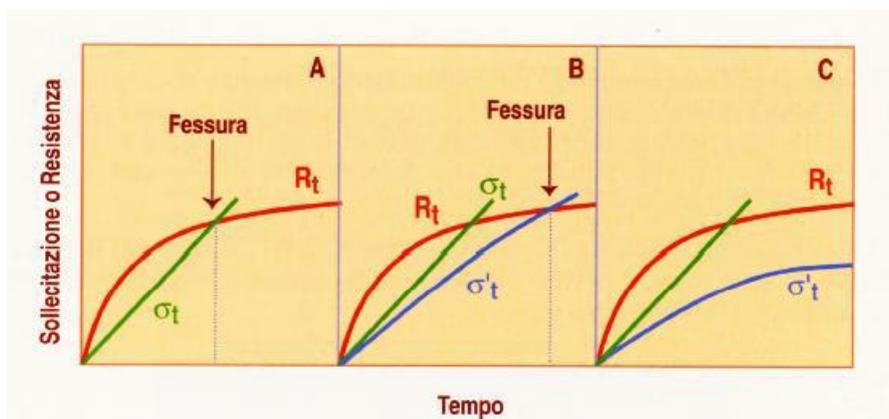


Figura 2.10: A) Resistenza a trazione (R_t) e sollecitazione (σ_t) indotta dal ritiro contrastato in assenza di creep (2.14)
 B) A causa del creep la tensione si riduce a σ'_t come da (2.15) e la fessura avviene ad un tempo $t' > t$
 C) La fessura non avviene mai perché σ'_t non supera mai R_t

Quindi possiamo dire che nel complesso il fenomeno del Ritiro è influenzato da: Temperatura, Umidità Relativa, Spessori dei setti di cls e Tipologia di pasta cementizia.

Ora analizziamo più approfonditamente le 3 fasi distinte del Ritiro, cioè il **Ritiro Termico** (ϵ_{th}), **Ritiro Autogeno** (ϵ_{ca}), **Ritiro Igrometrico** (ϵ_{cd}), la deformazione totale è definita:

$$\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{th}(t) + \epsilon_{ca}(t) + \epsilon_{cd}(t) \quad (2.12)$$

Di norma i modelli normativi, quali il **CEB, FIP, Model Code** tendono a distinguere la componente autogena da quella di essiccamento, ma omettono una non secondaria valutazione, che risiede nella diminuzione di volume e conseguente raffreddamento del cls.

L'Eurocodice EN 1994-2:2005 distingue gli effetti del ritiro termico nel breve e nel lungo termine, così facendo adotta una nuova prospettiva che tiene conto dei valori tensionali (Tab.2.3).

Breve Termine	Lungo Termine
<ul style="list-style-type: none"> determinazione delle zone in trazione valutazione della larghezza delle fessure 	<ul style="list-style-type: none"> determinazione delle zone in trazione

Tabella 2.3: Distinzione degli Effetti del Ritiro Termico per Eurocodice EN 1994-2:2005

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{th}(t) \quad \text{breve termine} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad \text{lungo termine} \quad (2.14)$$

a) Ritiro Termico

Il fenomeno del ritiro termico (ε_{th}), descrive la riduzione di volume conseguente al raffreddamento del calcestruzzo, infatti dopo il getto, il cls ha un periodo di maturazione, dove la sua temperatura sia agira sui 25 c°, comunque variabili a secondo della geometria del getto.

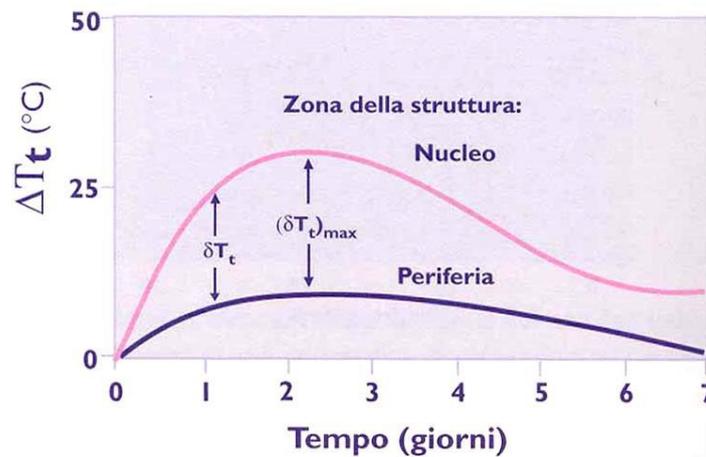


Figura 2.12: Variazioni della Temperatura (ΔT_t) nel nucleo e nella periferia, in funzione del tempo (t) con formazione di gradienti termici (δT_t) in un calcestruzzo in condizioni adiabatiche.

Per giunta nei getti massivi es. nelle Dighe, il ritiro termico chiamato gioca un ruolo importante e fondamentale in quanto la fase post-getto è una fase fortemente esotermica e la ragguardevole dimensione dei setti di getto, produce elevate temperature, per cui il fenomeno di raffreddamento risulta lento e fortemente non uniforme, tanto che può portare all'insorgere di stati di autotensione che di riflesso producono fessurazioni strutturali [5].

Di norma si cerca di limitare e mitigare tale fenomeno, con la scelta di una bagnatura continua in post-getto.

Per gli elementi in cui il rapporto volume-superficie esposto è piccolo, come nel caso delle solette dei ponti, cornicioni di edifice, il fenomeno del ritiro termico risulta abbastanza uniforme e gli stati di autotensione sono dovuti all'impedimento delle variazioni di volume ad opera degli altri elementi della sezione [4].

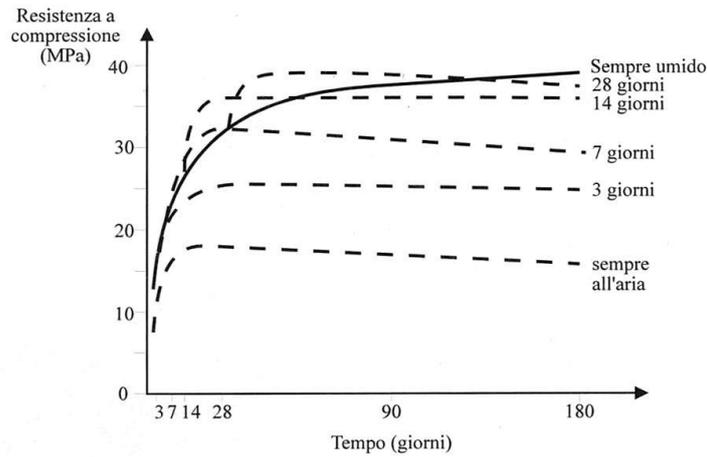


Figura 2.13: Resistenza Meccanica a compressione nel tempo

Il ritiro termico è un fenomeno irreversibile e si manifesta anche nel caso in cui il calcestruzzo sia stagionato in condizioni di umidità ottimale, comunque si esaurisce in genere nell'arco di una decina di giorni dalla presa della matrice cementizia, in funzione anche delle condizioni ambientali che condizionano il raffreddamento del getto, fino a ritornare alla temperatura ambiente esterna.

b) Ritiro Autogeno

Il fenomeno del ritiro autogeno (ϵ_{ca}) descrive la riduzione di volume conseguente alla reazione di idratazione del calcestruzzo, quindi il ritiro si manifesta, senza variazioni igrometriche o termiche, per un passaggio d'acqua dai pori più grandi a quelli più piccolo.

Questo fenomeno si presenta quando il cls è in fase plastica ed è una reazione irreversibile e si manifesta in maniera indipendente dalle condizioni di umidità intercorse durante la fase di stagionatura [5].



Figura 2.14: Influenza della protezione con telo impermeabilizzante e o bagnatura dall'evaporazione dell'acqua del calcestruzzo sui 3 tipi di ritiri

Come si evince dalla (Fig.2.14), tra le varie metodologie per limitare le varie tipologie di ritiro, quello autogeno risponde bene alla nebulizzazione dell'acqua, mentre non dà la medesima risposta nel caso dell'utilizzo del telo impermeabilizzante.

Rispetto al ritiro termico, quello autogeno interessa l'intera struttura per un periodo temporale più lungo, fin anche ad alcuni mesi dopo il getto.

Però i calcestruzzi non si comportano tutti allo stesso modo, infatti quelli ad Alte Prestazioni, sono quelli che risentono di più di questo fenomeno a discapito di quelli normali.

L'Eurocodice EN 1992-1-1: 2004 [1] definisce la deformazione da ritiro autogeno (ϵ_{ca}):

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) \quad (2.15)$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (2.16)$$

con f_{ck} esprimo la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, in N/mm^2 :

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2\sqrt{t}} \quad (2.17)$$

con t esprimo i giorni [6]

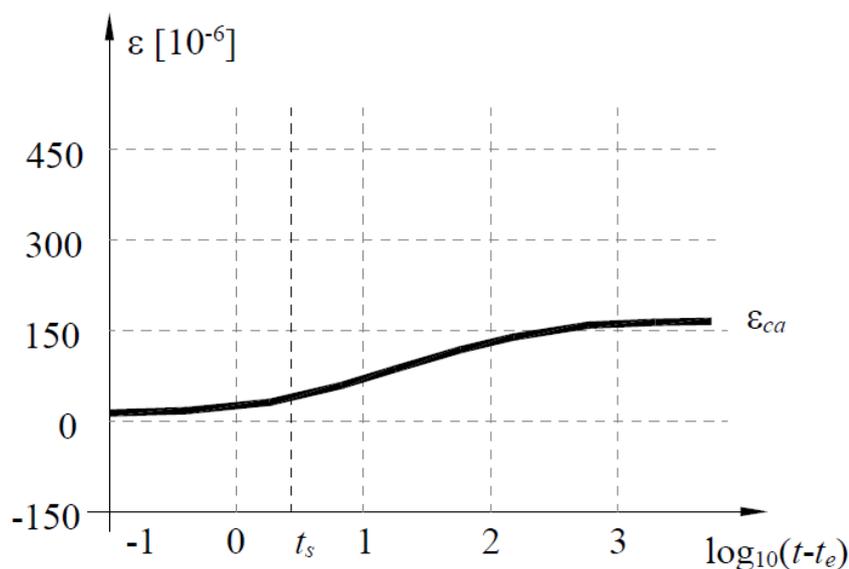


Figura 2.15: Deformazioni prodotte dal ritiro autogeno ϵ_{ca}

c) Ritiro Igrometrico

Il fenomeno del ritiro igrometrico (ϵ_{cd}) o definito anche da essiccamento è l'ultimo che si manifesta in ordine cronologico, infatti tende a manifestarsi successivamente rispetto alla stagionatura del getto, ciò è correlato alla diminuzione di umidità del cls, che comporta la riduzione della tensione capillare interna [5].

Al contrario degli altri 2 precedenti componenti del ritiro, questo ha una parziale reversibilità, basti pensare ad i cls immersi in acqua che tendono a rigonfiarsi.

Questa parziale reversibilità si manifesta durante tutta la vita dell'opera, anche se la maggior parte tende a esaurirsi nell'arco dei primi anni di vita della matrice cementizia.

L'Eurocodice EN 1992-1-1:2004 [7] definisce il valore della deformazione da ritiro da essiccamento (ϵ_{cd}):

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \epsilon_{cd, \infty} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \kappa_h \cdot \epsilon_{cd, 0} \quad (2.18)$$

Nello specifico

$\beta_{ds}(t, t_s)$ è il coefficiente che dipende dal tempo e dalla dimensione fittizia (h_0)

$\epsilon_{cd, \infty}$ è il valore finale della deformazione da ritiro da essiccamento

essendo

κ_h un coefficiente che dipende dalla dimensione fittizia (h_0)

$\epsilon_{cd, 0}$ la deformazione da ritiro da essiccamento di base

Il coefficiente $\beta_{ds}(t, t_s)$ è definito mediante l'espressione:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (2.19)$$

essendo

t l'età espressa in giorni del calcestruzzo all'istante considerato, di norma a breve termine si considera ($t=100$ giorni), a lungo termine si considera ($t=25550$ giorni)

t_s l'età espressa in giorni del calcestruzzo all'inizio del ritiro da essiccamento, si assume che il ritiro inizi ad 1 giorno

$h_0 = \left(\frac{2A_c}{u}\right)$ rappresenta la dimensione fittizia della soletta in calcestruzzo, in cui A_c (mm) è l'area della sezione della soletta ed (u) è il perimetro della sezione della soletta a contatto con l'atmosfera

Il coefficiente κ_h è determinato in base alla (Tab.2.4), riportata nell' EN 1992-1-1:2004 [1]:

h_o	k_h
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

Tabella 2.4: Valore dei Coefficienti K_h

La deformazione da ritiro da essiccamento di base ϵ_{cd} può essere determinata mediante la (Tabella 3.2 nella sezione 3.1.4 del EN 1992-1-1:2004) oppure tramite l'espressione riportata nell'Appendice B del EN 1992-1-1:2004, che definisce

$$\epsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] \cdot 10^{-6} \beta_{RH} \quad (2.20)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (2.21)$$

in cui

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo in N/mm^2

f_{cm0} 10 N/mm^2

α_{ds1} è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento

$\alpha_{ds1} = 3$ per i cementi di classe S (CEM 32.5 N)

$\alpha_{ds1} = 4$ per i cementi di classe N (CEM 32.5 R, CEM 42.5N)

$\alpha_{ds1} = 6$ per i cementi di classe R (CEM 42.5 R, CEM 52.5N, CEM 52.5R)

α_{ds2} è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento

$\alpha_{ds2} = 0.13$ per i cementi di classe S (CEM 32.5 N)

$\alpha_{ds2} = 0.12$ per i cementi di classe N (CEM 32.5 R, CEM 42.5N)

$\alpha_{ds1} = 0.11$ per i cementi di classe R (CEM 42.5 R, CEM 52.5N, CEM 52.5R)

RH è l'umidità relativa dell'ambiente espressa in percentuale

RH₀ 100%

Il ritiro da essiccamento dipende da diversi parametri quali il tempo di stagionatura (t_s) come in (Fig.17), l'umidità relativa RH (Fig.18), la resistenza del calcestruzzo f_{ck} (Fig19) e lo spessore fittizio h (Fig20)[56].

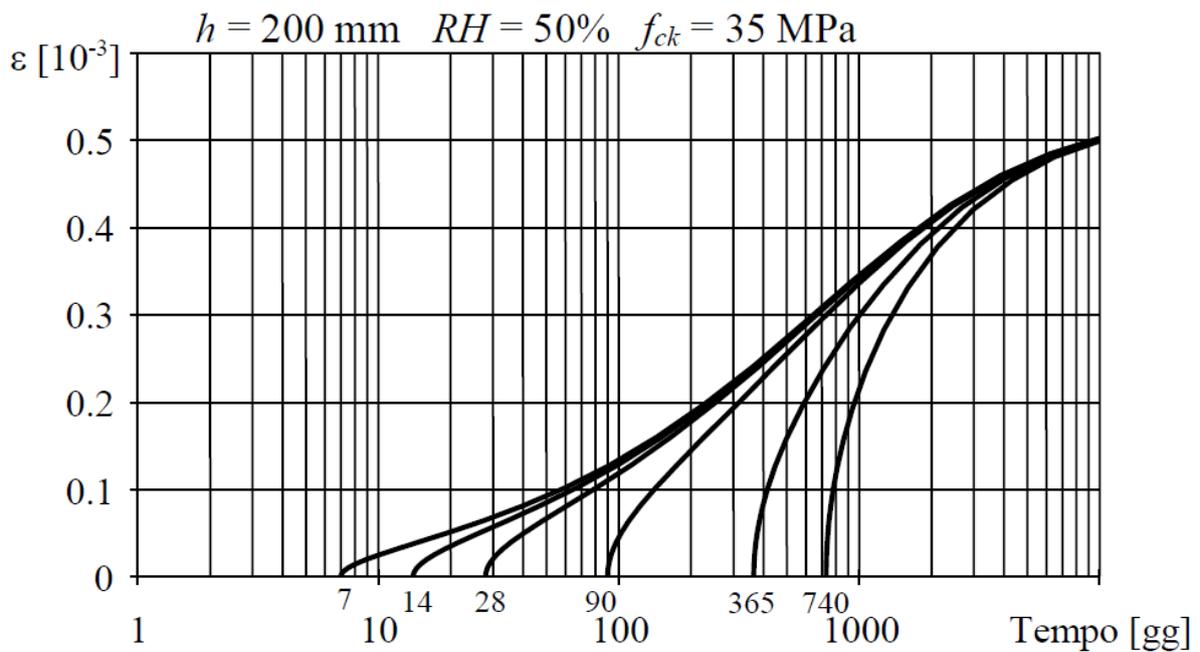


Figura 2.17: Ritiro da essiccamento (ϵ_{cd}) in funzione del tempo di stagionatura (t_s)

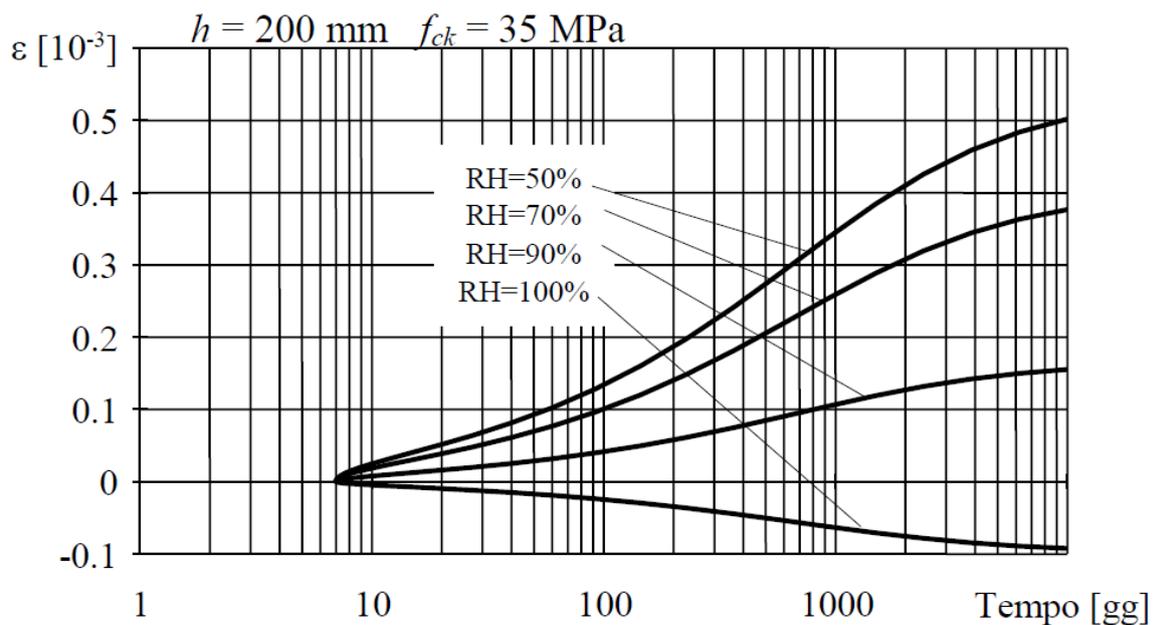


Figura 2.18: Ritiro da essiccamento (ϵ_{cd}) in funzione dell'umidità (RH)

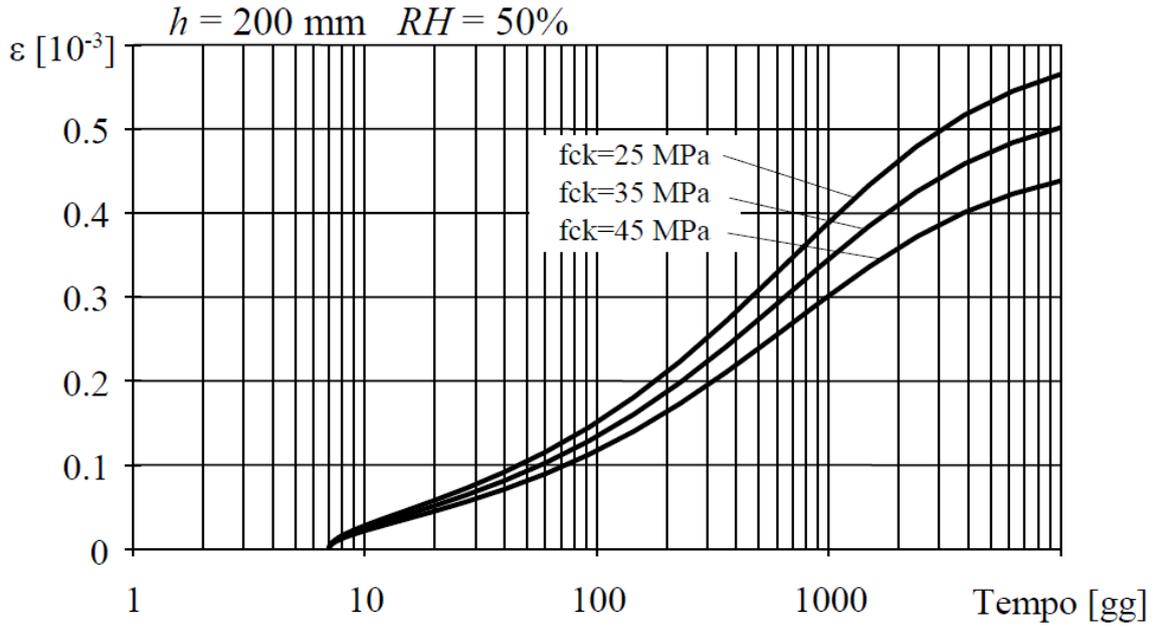


Figura 2.19: Ritiro da essiccamento (ε_{cd}) in funzione della resistenza del calcestruzzo (f_{ck})

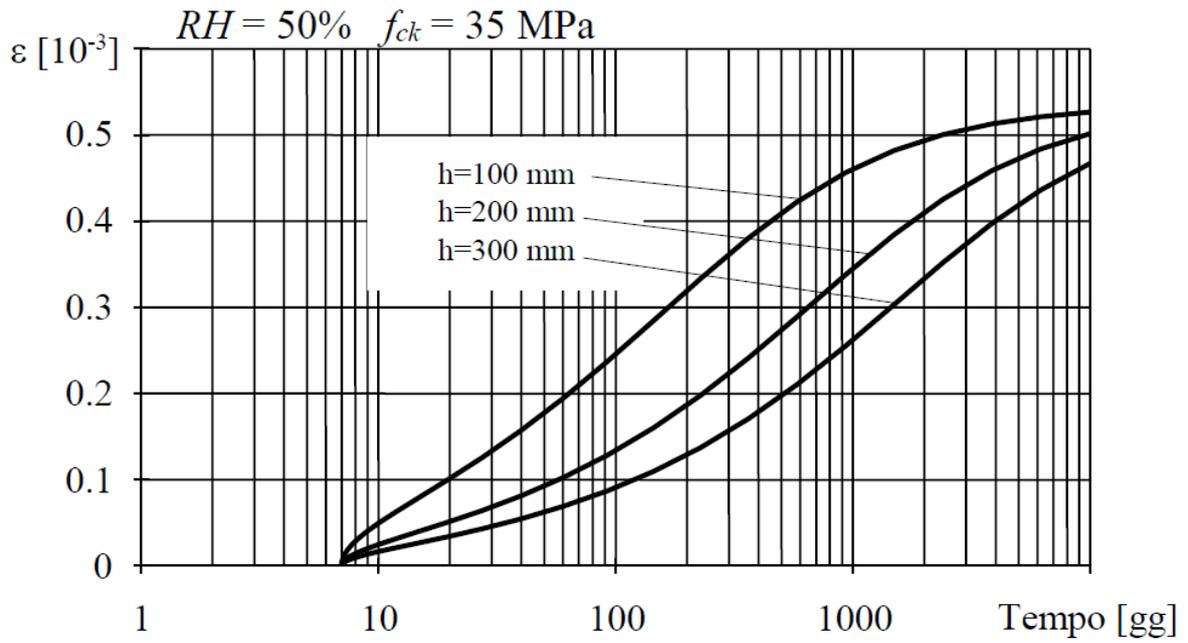


Figura 2.20: Ritiro da essiccamento (ε_{cd}) in funzione dello spessore fittizio (h)

In questo piccolo prospetto assonometrico strutturale, possiamo notare quali sono le principali conseguenze visive delle varie tipologie di ritiro sulle strutture in cls armato precedentemente trattate [1].

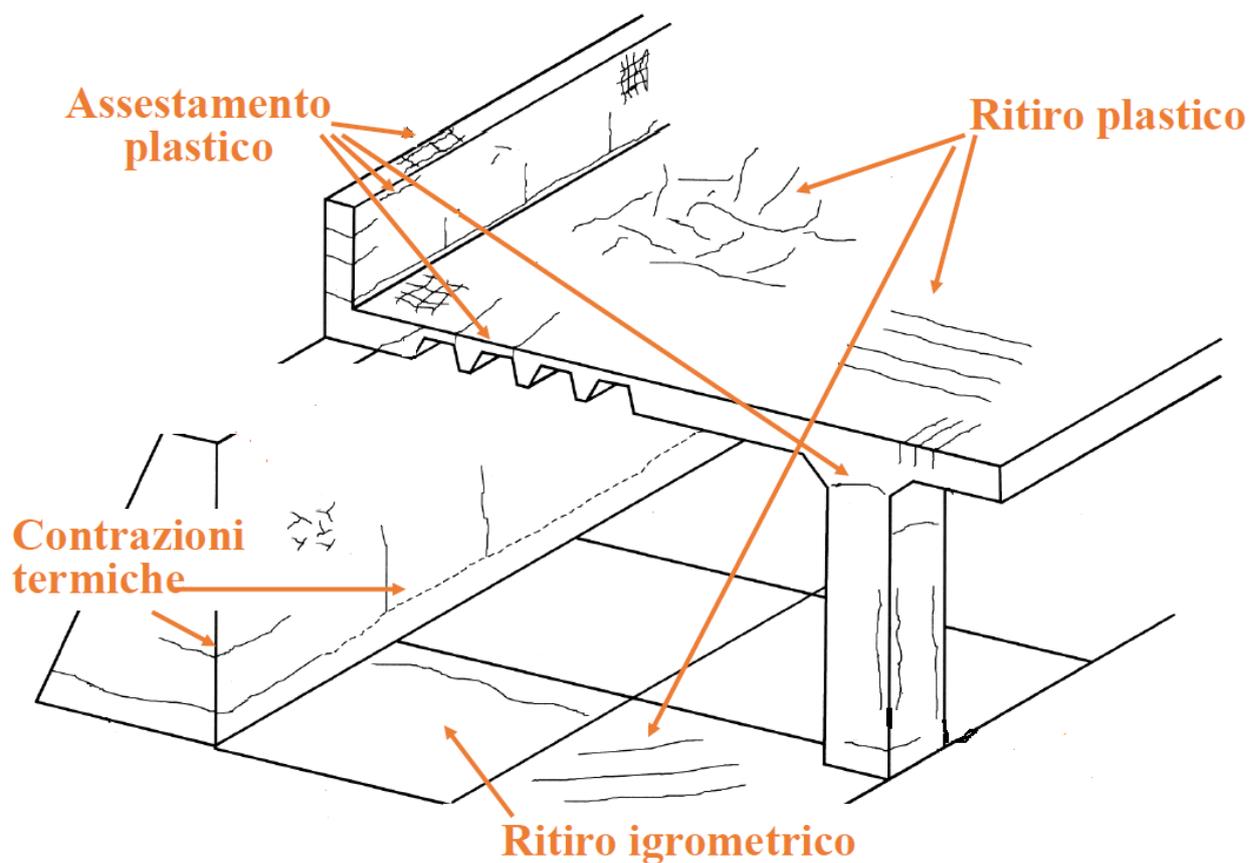


Figura 2.21: Principali conseguenze visive delle varie tipologie di ritiro

Di seguito si riportano due articoli scientifici, che hanno portato ad importanti risultati inerenti la resistenza del calcestruzzo in rapporto al suo contenuto d'umidità.

Il primo dei due articoli, tratta lo studio relativo alle conoscenze sulla viscosità, il ritiro ed umidità nel calcestruzzo in condizioni sigillate e asciutte [8].

L'Istituto d'Ingegneria Civile dell'Università di Innsbruck (Austria), ha pubblicato il 22.12.2016 un articolo scientifico con il contributo dei Prof. Y. Theiner, M. Drexel, M. Neuner, G Hofstetter.

Qui vengono trattate le indagini sperimentali sul rapporto della resistenza del calcestruzzo e il rispettivo contenuto d'acqua.

È stato studiato il Creep, che può essere suddiviso in due distinte tipologie:

- *Creep di base* definito come la deformazione a carico costante di un campione sigillato.
- *Creep di essiccazione* definito come il creep sviluppato in aggiunta al Creep di base in un provino caricato ed esposto ad un ambiente di essiccazione, chiamato effetto *Pickett* (è il meccanismo con cui l'acqua tende a deumidificare il cls nella fase post-getto), è spiegato da due differenti meccanismi, il primo di microcracking superficiale ed il second di ritiro indotto da stress.

Per questo motivo, tenuto conto dello studio portato avanti nel citato articolo, possiamo affermare che il Creep è divisibile in 3 distinte componenti: *scorrimento base, microcracking e ritiro indotto da stress.*

Come afferma il Prof. Bazant, a causa della microdiffusione, esiste una sorta di teoria dell'infiltrazione e del ritiro indotto dallo stress, che è dipendente dalla correlazione che ha la viscosità con l'umidità relative (RH).

Un fenomeno importante introdotto dal Prof. Powers è il fenomeno del trasferimento dell'umidità dalla matrice cementizia, infatti accade che nella fase di stagionatura, per ripristinare l'equilibrio energetico, l'acqua tende a migrare dai pori gel piccoli, verso quelli adiacenti più grandi, questo perchè per un campione sigillato, l'acqua che si sposta, deve comunque rimanere nel campione stesso.

Per quanto riguarda la diffusione dell'umidità nel cls, è necessario distinguere tra *macrodiffusione e microdiffusione*, solo quest'ultima influenza il tasso di deformazione della struttura in cls, ovvuro aumenta il creep, mentre il solo effetto del trasporto dell'acqua tra i pori capillari non ha nessun effetto sulla deformazione nel tempo.

Nel presente studio scientifico, il creep di compressione è stato elaborato mediante esame dei provini cilindrici sigillati e non sigillati, conservati in ambiente con umidità relativa del $(65 \pm 2,5)\%$ e temperatura di $(20 \pm 1)^\circ\text{C}$, con tempi di maturazione del calcestruzzo al 2° , 7° e 28° giorno, al momento della loro sollecitazione a compressione.

L'esperimento ha avuto la durata di un anno, ad ogni provino è stato applicato un carico pari al 30%, rispetto alla capacità di resistenza a compressione dello stesso calcestruzzo nello stesso periodo di maturazione.

Mentre per il ritiro autogeno, le deformazioni sono state misurate su provini cilindrici ($d=150\text{mm}$ e $H=450\text{mm}$) privi di carico, sempre con provini sigillati e scarichi (i provini sono stati ricoperti da fogli d'alluminio e sovrastante catrame), al 2°, 7° e 28° giorno di maturazione, sono stati misurati i valori del ritiro autogeno, e del ritiro igrometrico.

Per provini caricati, sigillati e non sigillati, nonché per i provini del medesimo calcestruzzo, non caricati, sigillati e non sigillati, l'evoluzione della diffusione del contenuto d'acqua, per misurare l'umidità relativa nei campioni, viene determinata mediante i sensori MRS (ogni provino era dotato di un sensore HC2-C05, collocati al centro di ciascun provini cilindrici, al fine di stabilire la relazione tra contenuto d'acqua totale presente nel provino e l'umidità relative dello stesso).

Per il controllo del contenuto d'acqua vengono adoperati dei sensori inclusi nei provini, mentre per determinare l'isoterma di desorbimento correlata all'umidità ambientale, sono stati utilizzati dei provini specifici, dall'indagine sperimentale è emerso che l'umidità presente nei provini, migra lentamente verso l'esterno.

La dipendenza dal tempo della resistenza a compressione, è stata determinata mediante misura della variazione del contenuto d'umidità, con relativa variazione anche del modulo di Young, ed entrambi sono stati determinanti durante il primo anno di prove, a partire dalla data del getto.

Sono stati misurati i ceppi di ritiro autogeno, su provini sigillati e senza carico, a partire dal getto, anche mediante studio dei fenomeni combinati dei ceppi di ritiro autogeno ed essiccazione, sempre mediante misure su campioni privi di carico, l'evoluzione dell'umidità per i provini sigillati e non sigillati è stata determinata tramite MRS.

I principali risultati dello studio vengono sintetizzati come segue:

- a) rispetto alla combinazione autogena ed alla stagionatura tensionale determinata dalla contrazione, si è rilevato che la tensione di contrazione autogena non è trascurabile;
- b) il rapporto tra la resistenza a compressione e ed i valori assoluti di deformazione elastica istantanea sono aumentati, a causa dell'andamento non lineare del Modulo di Young, questo fenomeno è stato osservato in entrambi i provini, sia sigillati che non sigillati;
- c) il confronto tra l'evoluzione dell'umidità per i provini sigillati e caricati e quelli sigillati e non caricati, non ha determinato effetti sull'applicazione del carico in relazione all'integrità dei provini;
- d) indipendentemente dall'età del calcestruzzo al caricamento al 2°, 7° e 28° giorno, per campioni non sigillati, esiste una relazione quasi lineare tra i ceppi associati all'essiccazione del carico e quelli associati al ritiro autogeno ed igrometrico, inoltre è stato osservato una sollecitazione dovuta alla contrazione dei campioni non caricati;
- e) nella maturazione del calcestruzzo, posto sotto carico al 2° giorno, è stato trovato un effetto *Pickett* ridotto, a causa del basso stress da compressione, ed è pari a circa il 30% della rispettiva resistenza a compressione a quell'età di maturazione, tuttavia l'effetto *Pickett* aumenta con l'aumentare della stagionatura, anche a causa della

maggiore sollecitazione di compressione, determinata dal ritiro indotto da stress ed al microcracking generato dall'essiccazione non uniforme;

- f) l'evoluzione del contenuto d'umidità dei campioni non caricati e non sigillati, non mostra alcuna influenza significativa sull'applicazione del carico e sull'integrità dei provini.

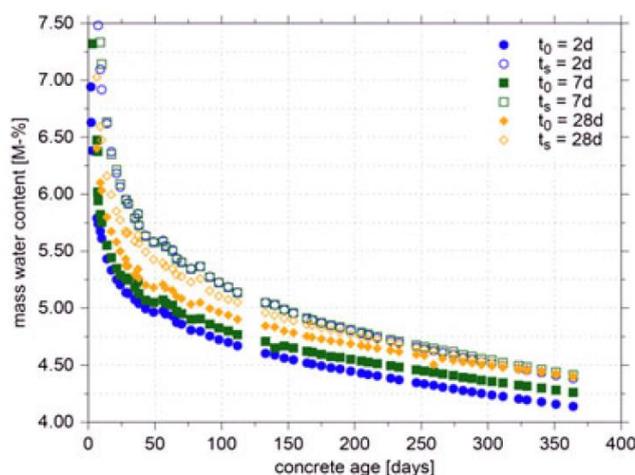


Figura 2.22: Differenti stagionature del cls

L'evoluzione del contenuto d'acqua per i campioni non sigillati, caricati a (t_0) = 2°, 7° e 28° giorno, con il 30% della rispettiva resistenza a compressione (punti pieni nel grafico di Fig.2.22), e per identici provini non caricati, ed alle medesime età del calcestruzzo (t_s) (punti aperti nel grafico di Fig. 2.22).

Età del Calcestruzzo	Campioni non sigillati		
	2 giorni	7 giorni	28 giorni
7 giorni	0.11%	0.22%	0.15%
28 giorni	0.09%	0.10%	0.11%
365 giorni	0.04%	0.05%	0.07%

Tabella 2.5: La deviazione standard del contenuto d'acqua determinata su provini non sigillati caricati a diverse età del calcestruzzo

Per i campioni non sigillati, si è verificata una maggiore sollecitazione di compressione, come conseguenza del ritiro indotto da stress e di microcracking per la stagionatura non uniforme.

Per tutti i provini esaminati, è stato approfondito il ritiro autogeno mediante la combinazione con la deformazione da ritiro igrometrico, anche in relazione al contenuto d'acqua dei provini sigillati e non sigillati, caricati e non caricati.

Questo confronto è stato possibile solo in termini qualitativi, con riferimento ai numerosi studi precedenti, su campioni e con proprietà dei materiali simili, e con diverse condizioni di carico.

Di seguito proponiamo un'articolo scientifico relativo allo studio sperimentale del ritiro autogeno, nei diversi tipi di Cemento Portland con presenza di scorie d'altoforno [9]

Il 14.09.2019 è stato pubblicato un articolo scientifico a cui hanno contribuito il Prof. Sharmilan Suntharalingam (Università Tecnica di Danimarca-Lyngby) ed il Prof. Yuya Takahashi (Università di Tokyo-Tokyo)

In questo studio, sono stati sperimentati i differenti comportamenti che hanno nel ritiro autogeno le scorie dal'altoforno presenti nei Cementi Portland (BFS), l'acronimo BFS="Blast Furnace Slag", termine inglese per indicare le scorie d'altoforno.

Le **scorie di altoforno (BFS)** sono un sottoprodotto dell'industria siderurgica e sono utilizzate sia come componente del cemento, che come miscela minerale, sono utilizzate per formare calcestruzzo tradizionale e ad alte prestazioni, perché presentano numerosi vantaggi in termini di lavorabilità, resistenza e durata nel tempo, sono state applicate con successo nell'uso pratico, in particolare nelle strutture in calcestruzzo, soggette ad aerosol marino, per la loro bassa permeabilità e limitata interconnessione dei pori.

Per migliorare le prestazioni del calcestruzzo (BFS), sono state condotte molte ricerche ed è stata verificata che la stabilità durante la variazione volumetrica nei primi tempi di vita del cls è abbastanza influente, e si verifica maggiormente nei cemento con sostituzione di pasta cementizia con (BFS), e corrispondente basso rapporto acqua-cemento.

I Cementi Portland (BFS) contengono tra il 40 - 45% di (BFS), hanno nei primi tempi di maturazione un ritiro autogeno importante, per valutare questo fenomeno, hanno deciso di utilizzare la correlazione che esiste tra la dilatazione termica dei provini nella fase di stagionatura, ed i risultati sperimentali dei diversi tipi di Cementi Portland (BFS), che possono presentare un ritiro autogeno significativamente diverso, in relazione all'età di maturazione, anche se rientrano nella stessa classe di prodotti.

Separando la dilatazione termica dal ritiro autogeno, sono stati elaborati i vari coefficienti di propagazione del calore, nei primi giorni di stagionatura dei provini di Cementi Portland (BFS), non a caso in alcuni paesi come il Giappone i cementi con % di scorie d'altoforno, vengono commercializzati in base all'entità del loro ritiro autogeno.

I fattori che più influenzano il fenomeno del ritiro autogeno sono: la finezza delle particelle di cemento e la composizione chimica delle scorie. Per questo sono stati condotti *test di diffrazione laser* per confrontare la finezza delle particelle di cemento nelle diverse tipologie analizzate, con la finezza dei Cementi Portland (BFS), determinando la bassa influenza con il ritiro autogeno misurato.

Successivamente la composizione chimica di ciascuna polvere e la progressiva reazione dei provini di (BFS) sono stati misurati mediante analisi gravimetrica termica (TGA) e diffrazione ai raggi X (XRD) tramite l'Analisi di Rietveld (XRD). Per evitare l'evaporazione dell'umidità, durante l'esperimento la superficie del provino è stata sigillata usando la paraffina, ricoperta con fogli d'alluminio (Fig.2.24).

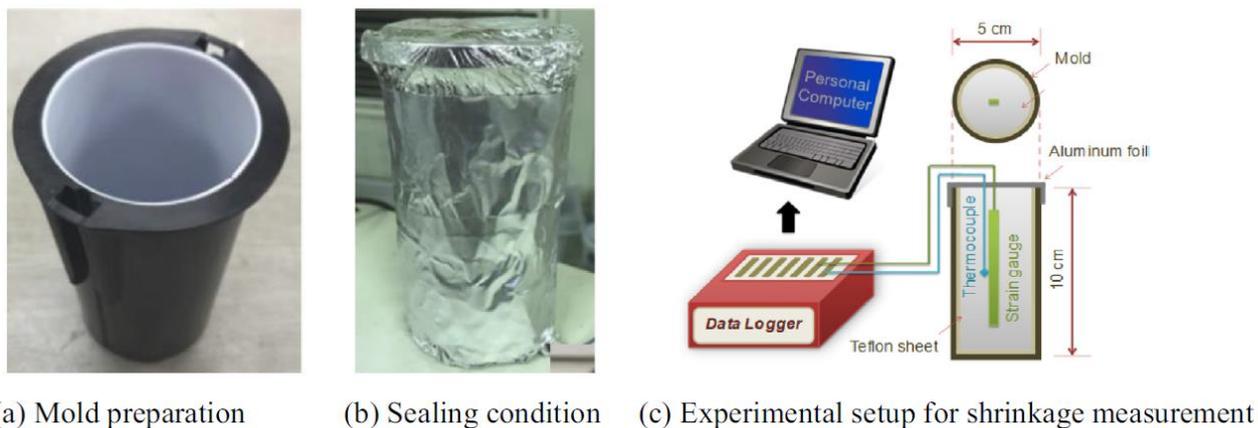


Figura 2.24: Preparazione all'esperimento e misura del ritiro

Una volta sigillati, i campioni sono stati conservati in una stanza, a temperatura costante di 20 C°, con registrazione delle variazioni dimensionali e delle rispettive temperature interne dei provini, ad intervalli di 2 minuti ed infine sono stati sottoposti a rottura, dopo 1°, 2°, 3°, 7° e 28° giorno dal getto.

Alla fine dell'esperimento si è concluso che il contenuto minerale delle scorie cristallizzate, attraverso il processo di trattamento termico era coerente con i risultati della misurazione del ritiro autogeno e ben correlato con il livello d'idratazione delle scorie, determinando che ci potessa essere una relazione tra il contenuto minerale delle scorie cristallizzate ed il calore sviluppato durante la maturazione, al fine di poter valutare il ritiro autogeno.

La stabilità dei provini durante i cambiamenti volumetrici era importante per capire le proprietà dei materiali cementizi, perché influenza la durabilità e la manutenzione a lungo termine della struttura in calcestruzzo. Nella prima parte della sua vita il cls, quando si verificano variazioni volumetriche, le strutture in cemento spesso possono essere soggette ad una fessurazione prematura, causate dal ritiro e determinare la diminuzione della resistenza del materiale, con riduzione della vita utile, problemi sotto l'aspetto estetico e nel tempo persino espulsione degli aggregati.

Le fessure che si formano, determinano il probabile ingresso di fluidi nel calcestruzzo, tipicamente sostanze indesiderate: i cloruri, i solfuri ed in ultimo i carbonati, che possono danneggiare il cls.

Il ritiro autogeno dipende principalmente dalle proprietà del materiale cementizio, pertanto il ritiro è considerato un fenomeno che determina la sua stabilità volumetrica nei primi tempi di vita del cls.

In Giappone la tipica miscela di scorie nel cls è specificata come **scorie cementizie (SC)** classe B in JIS R 5211, i suoi contenuti vanno dal 30% al 60%, studi precedenti hanno concluso che anche i cementi commerciali sono classificati in classe (SC-B), con una gamma accettabile di proprietà del cemento, mostrando differenze significative nel ritiro autogeno tra i vari (SC) analizzati, questi diversi comportamenti degli (SC) stanno determinando problemi di qualità al calcestruzzo.

Diversi studi hanno identificato per i cementi (SC), che la finezza granulometrica ed il

contenuto elevato di (BFS) nelle (SC), hanno diversi comportamenti sul ritiro, non è stato ancora chiarito l'influenza sul ritiro autogeno delle (SC) in presenza di differenti cementi, sia per la finezza che per la relativa composizione chimica del (SC), al contrario con le scorie d'altoforno questi problemi non sono emersi.

Questo studio ha comunque permesso di prevedere meglio l'entità ed il comportamento del ritiro autogeno delle (SC), in relazione alla composizione chimica delle stesse, fornendo elementi nuovi sui principali fattori che influenzano il suo ritiro e in riferimento all'uso delle scorie cementizie nel calcestruzzo.

Nella citata ricerca scientifica è stato approfondito il metodo corretto ed affidabile per la correzione della dilatazione termica e per misurare il ritiro autogeno nella contrazione del cls (SC), pertanto sono state create le premesse per la classificazione commerciale in Giappone dei cemento (SC), con il metodo della misurata del ritiro autogeno, e la classificazione in base all'entità del suo ritiro autogeno.

In relazione a quanto esposto, le (SC) vengono analizzate attraverso la finezza granulometrica delle particelle di cemento, le cui proprietà chimiche sono l'avanzamento della reazione controllata delle stesse, per determinare la causa del diverso comportamento da ritiro tra i ceppi di scorie e il loro utilizzo.

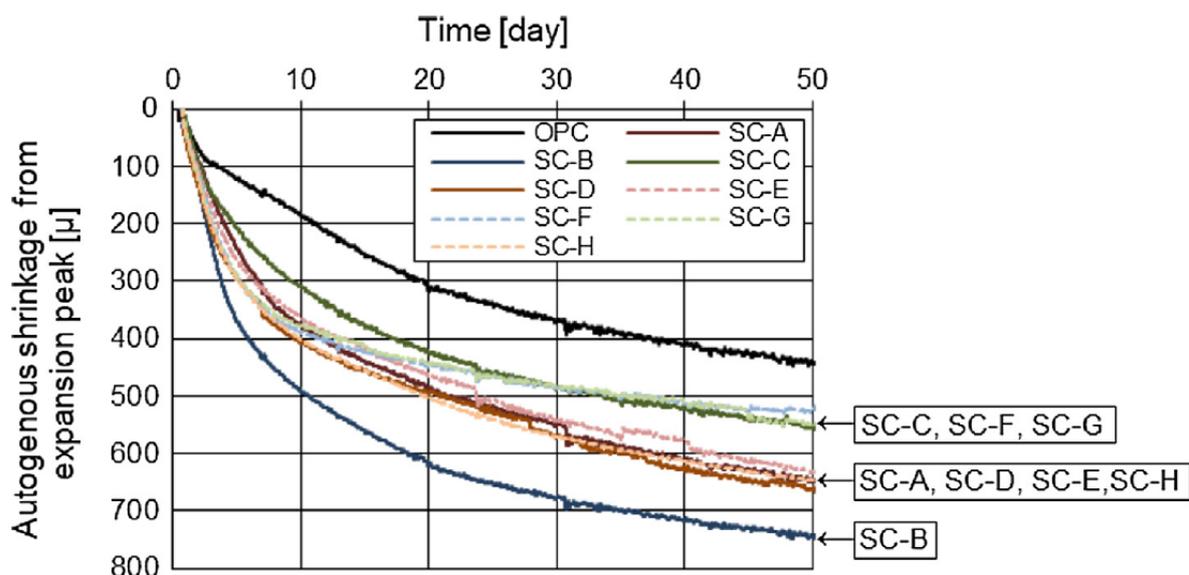


Figura 2.25: Picco di espansione per il ritiro autogeno

Nel citato studio sono stati esaminati sperimentalmente i comportamenti del ritiro autogeno delle (SC), le quali hanno mostrato diversi comportamenti di ritiro ed anche le (SC) possono essere classificate in tre gruppi, basati sull'entità del ritiro autogeno a 50gg.

Tra le otto diverse tipologie di (SC) analizzate (Fig.2.25):

- SC-B. ritiro alto;
- SC-A, SC-D, SC-E e SC-H, ritiro intermedio;
- SC-C, SC-F e SC-G, ritiro basso.

La finezza e la proprietà chimica dei cementi proveniente dalle scorie, sono state analizzate

per comprendere le differenze nel ritiro autogeno tra le differenti tipologie di (SC), dalle proprietà di finezza del cemento, si è visto che (SC-E) e (SC-F) hanno dimensioni delle particelle più piccole e quindi aree di contatto più grandi tra le (SC) catalogate.

I risultati sulla finezza dei cementi (BFS) non erano coerenti con i risultati della misurazione del ritiro autogeno, poiché la composizione chimica della polvere del cemento e l'avanzamento della reazione dei campioni costituiti da (SC), sono stati misurati attraverso il trattamento termico delle (SC), tra i diversi cristalli dei minerali presenti nelle scorie.

Tra gli (SC), è emerso una diversa percentuale di minerali nelle scorie cristallizzate, le (SC-B) sono prodotti con il massimo contenuto di (BFS) cristallizzato, mentre (SC-A, SC-D, SC-E e SC-H) hanno livelli intermedi indicati, ed in ultimo le (SC-C, SC-F e SC-G) livelli inferiori, come mostrato in (Fig.2.25). Questa classificazione di (SC) è stata fatta in base alla grandezza del ritiro autogeno.

Le differenze mostrate tra le scorie minerali sono dovute al diverso contenuto di cristalli, che durante il processo di trattamento termico ed il ritiro autogeno delle (SC) finali è ben correlato con il livello d'idratazione delle scorie.

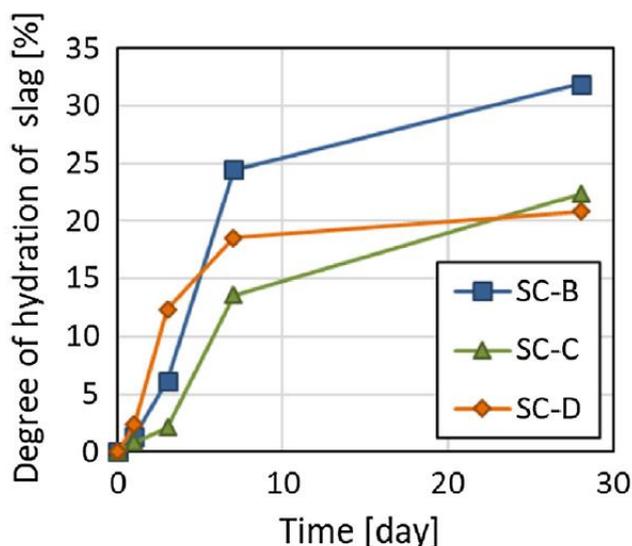


Figura 2.26: Idratazione nel tempo per le differenti tipologie di cementi

Il contenuto minerale delle scorie cristallizzate attraverso il processo di riscaldamento può essere un indicatore molto importante per valutare il grado di ritiro autogeno, infatti le differenze nella composizione dei (BFS) usati per produrre (SC) in ogni impianto, sono identificati attraverso i relativi processi di trattamenti termici, che determinano i diversi ritiri autogeni dei Cementi Portland (BFS), come rappresentato in (Fig.2.26).

3) Normativa sulla viscosità del calcestruzzo

La normativa sull'utilizzo del cls in ambito edile, inizia con il suo massiccio impiego nelle costruzioni moderne, fino al XX secolo non esisteva una vera normativa, che regolamentava l'utilizzo del calcestruzzo, ma si faceva ricorso alle esperienze dei Capi Mastri e ai loro "segreti del mestiere". Solo all'inizio del XX secolo diversi Stati, tra cui l'Italia hanno redatto normative e prescrizioni sull'utilizzo del cls.

Nel 1953 nacque il **CEB** (*Comité Européen du Béton-Comitato Europeo per il Calcestruzzo*), che ha avuto nel tempo un ruolo fondamentale per lo sviluppo del sistema normativo europeo per le strutture in cls, il suo statuto riuniva studiosi, progettisti e costruttori.

Il primo risultato importante arriva nel 1964, con la pubblicazione delle raccomandazioni di progettazione del CEB, che possiamo definire come il modello della nuova norma tecnica condivisa per il calcestruzzo armato. Il testo introduceva il metodo Semi-Probabilistico, che impostava la relativa verifica ai vari Stati Limite [10].

Questa nuova visione, permise di inquadrare i problemi d'esercizio delle strutture, cioè i problemi della fessurazione, deformazione e vibrazione. Oggi è proprio questo l'approccio degli Eurocodici Strutturali, basate sulle prime raccomandazioni CEB, che quarant'anni prima hanno permesso una spinta propulsiva e fondamentale al settore[11].

Nel contempo nel 1952 nacque anche la **FIP** (*Fédération Internationale de la Précontrainte-Federazione Internazionale del Precompresso*), anche essa aveva come missione lo studio e la promozione del cls.

Altra data importante è il 1970, le raccomandazioni CEB-FIP uscirono insieme ed anticiparono quello che poi verrà chiamato "Model Code", il modello introduce la dicitura "Calcestruzzo Strutturale" e non più C.A. e C.A.P.(Cemento Armato Precompresso).

Negli anni 70 fu avviato dalla Comunità Europea lo studio per redigere gli Eurocodici Strutturali (EC) con norme armonizzate per tutti i paesi europei.

Nel 1978 uscì il CEB-FIP 1978 conosciuto anche con l'acronimo di MC78, il primo modello d'analisi inteso come Norma Tecnica non obbligatoria.

Nel 1990 uscì il CEB-FIP 1990 conosciuto anche con l'acronimo di MC90, fondamentale perché introdusse i modelli generalizzati di comportamento del calcestruzzo ed introdusse per la prima volta il metodo dell'analisi mediante tirante e puntone.

Nel 2003 la Commissione Europea con la Raccomandazione 2003/887/EC ha ufficialmente invitato gli Stati Membri della UE ad adottare gli Eurocodici come strumento per la progettazione strutturale e ad armonizzarli con le varie normative nazionali [10].

Attualmente gli Eurocodici Strutturali sono 10, noi abbiamo analizzato nello specifico EN 1992 EC2 per la Progettazione di Strutture in Calcestruzzo [11].

3.1) D.M. 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”

RITIRO

Il 20.02.2018 è stato pubblicato nella Gazzetta Ufficiale il Decreto Ministeriale 17.01.2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”, ed il giorno 11.02.2019 nella Gazzetta Ufficiale è stata pubblicata la Circolare 21.01.2019, n. 7 del C.S.LL.PP. con le “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (DM 17.01.2018). [12], [13].

Analizzando il D.M. 17.01.2018 relativo alla viscosità del calcestruzzo, si rileva che in fase di progetto strutturale è possibile determinare il ritiro di un cls, se non si ricorre all'aggiunta di additivi, tramite questa relazione:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.1.1)$$

Dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento ha l'espressione:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} \quad (3.1.2)$$

La formulazione(3.1.2), può essere valutata mediante i valori delle tabelle (Tab.3.1) e

(Tab.3.2), in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro (h).

Poiché esistono dei dati correlati tra lo sviluppo ed il tempo di deformazione (ϵ_{cd})

f_{ck} (MPa)	Deformazione da ritiro per essiccamento (in%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,3	0,28	0,24	0,15	0,07	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Tabella 3.1: Valori di ϵ_{c0}

h_0 (mm)	K_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

Tabella 3.2: Valori di K_h , dipendenti dalla dimensione di h_0

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione (ϵ_{cd}) può essere valutato come:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) \cdot K_h \cdot \epsilon_{cd,\infty} \quad (3.1.3)$$

K_h è un coefficiente che dipende dalla dimensione di (h_0)

Nell'equazione (3.1.3) la funzione di sviluppo temporale assume la forma:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \frac{(t-t_s)}{[(t-t_s) + 0,04 h_0^3]} \quad (3.1.4)$$

in cui

t è l'età del calcestruzzo nel momento preso in esame, espresso in giorni

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento, normalmente il termine della maturazione è espressa in giorni

h_0 è la dimensione fittizia in (mm), rappresenta il rapporto $\left(\frac{2A_c}{u}\right)$

dove h_0

A_c è l'area della sezione in calcestruzzo

u perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.1.5)$$

Con f_{ck} in N/mm^2

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} \quad (3.1.6)$$

dove (t) esprime il tempo in giorni

VISCOSITA'

Il calcolo della funzione di viscosità si effettua utilizzando le espressioni fornite dalle normative, che sono state ricavate a seguito di numerose indagini sperimentali.

La Normativa Italiana (NTC 2018)[12] prevede, che in sede di progettazione, se lo stato tensionale del calcestruzzo, al tempo $t_0=j$ di messa in carico, non è superiore a $0,45 \times f_{ckj}$, il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$, a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise, può essere dedotto dalle Tabelle (Fig.3.3) e (Fig.3.4), dove (h_0) è una dimensione fittizia definita

come il rapporto tra il doppio dell'area di calcestruzzo esposto A e il perimetro p che confina l'area stessa $h_0 = \left(\frac{2A}{p}\right)$.

Un parametro molto importante nella Viscosità è l'Umidità Relativa, infatti l'Eurocodice (UNI-EN 1992-1-1), tabella i valori ad una UR a 75% e 55% Tabelle (Fig.3.3) e (Fig.3.4):

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 3.3: Valore del Coefficiente di Viscosità a tempo infinito per un'Umidità Relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Tabella 3.4: Valore del Coefficiente di Viscosità a tempo infinito per un'Umidità Relativa di circa il 55%

Per valori di % di UR compresi tra valori non presenti in nessuna delle due tabelle precedentemente, si potrà procedere con una interpolazione lineare.

Nel caso in cui sia richiesta una valutazione in tempi diversi da ($t=\infty$) del coefficiente di viscosità questo potrà essere valutato secondo modelli trattati (Capitolo12 del DM 2018 NTC).

In questa parte la normativa affronta un tema molto importante, riguardante in maniera contemporanea sia la Viscosità che il Ritiro.

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente esterno, si devono adottare dei provvedimenti atti a limitare gli effetti del degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e quelli derivanti dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

A questo punto, bisogna valutare opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione, o quelle di impiego che essa dovrà soddisfare, conformemente in fase di progetto dovranno essere indicate le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare in accordo alle *Linee Guida sul calcestruzzo strutturale*, edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed in assenza di analisi specifiche, facendo anche utile riferimento alle norme [UNI EN 206 ed UNI 11104].

Inoltre devono essere rispettati i valori del copriferro nominale, nonché le modalità e la durata della maturazione umida in accordo alla [UNI EN 13670:2010], alle (*Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale*) ed alle (*Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera*) pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ai fini della valutazione della durabilità, nella formulazione delle prescrizioni sul calcestruzzo, si potranno prescrivere anche prove per la verifica della resistenza alla penetrazione degli agenti aggressivi, quali ad esempio **anidride carbonica** e **cloruri** [1].

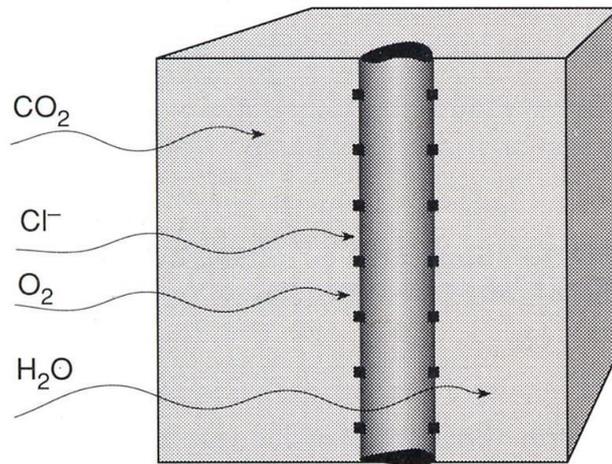


Figura 3.1.1: Esempio di penetrazione ad opera di diversi agenti aggressivi, subito da una porzione di cls armato

La normativa tiene conto di queste problematiche, perché il cls armato è un materiale poroso e come tale possono penetrare in vario ordine, le sostanze prese in esame nella (Fig.3.1.1): Anidride Carbonica, Cloruri, Ossigeno ed Acqua.

La porosità è regolata da: Idratazione del cls, rapporto (a/c), lavorabilità ed in ultimo Fessure.

3.2) Eurocodice:EN 1992-1-1:2004

Nell'appendice B dell'Eurocodice EN1992-1-1:2004 [7] viene fornita un'espressione della *funzione di viscosità variabile nel tempo*, che può essere utilizzata qualora siano presenti più fasi costruttive intermedie, che necessitano di riprese di getto e quindi differenti situazioni ambientali, il tutto è descritto dalla relazione:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_u \beta \cdot (t, t_0) \quad (3.2.1)$$

Di seguito riportiamo i grafici per la determinazione del coefficiente $\varphi(\infty, t_0)$ per calcestruzzo sotto condizioni ambientali normali:

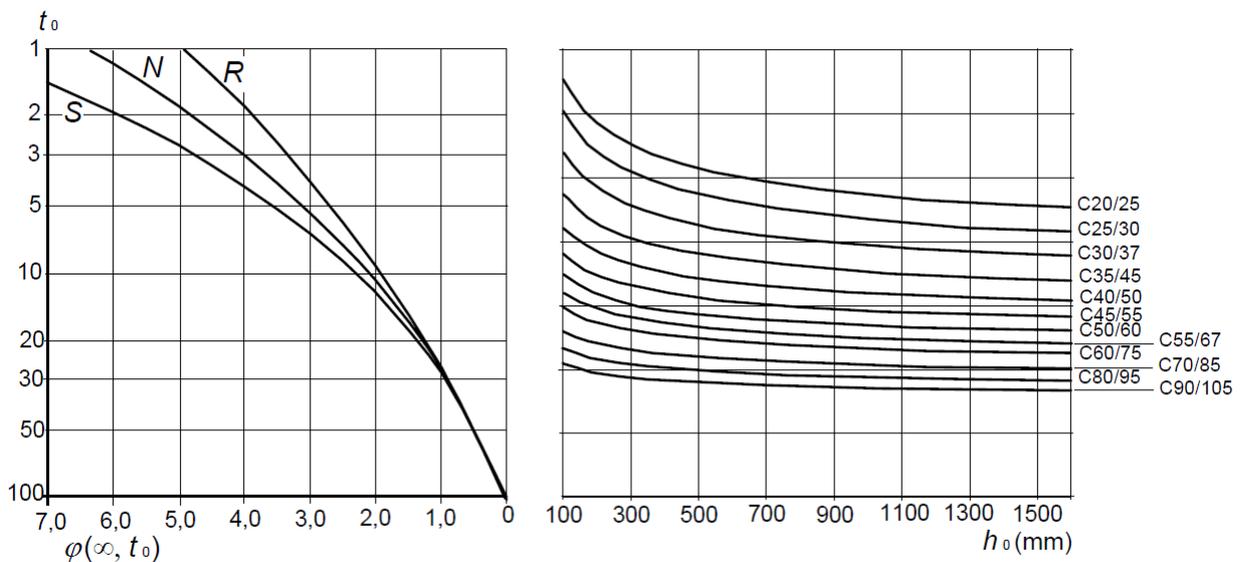


Figura 3.2.1: Condizioni interne RH = 50%

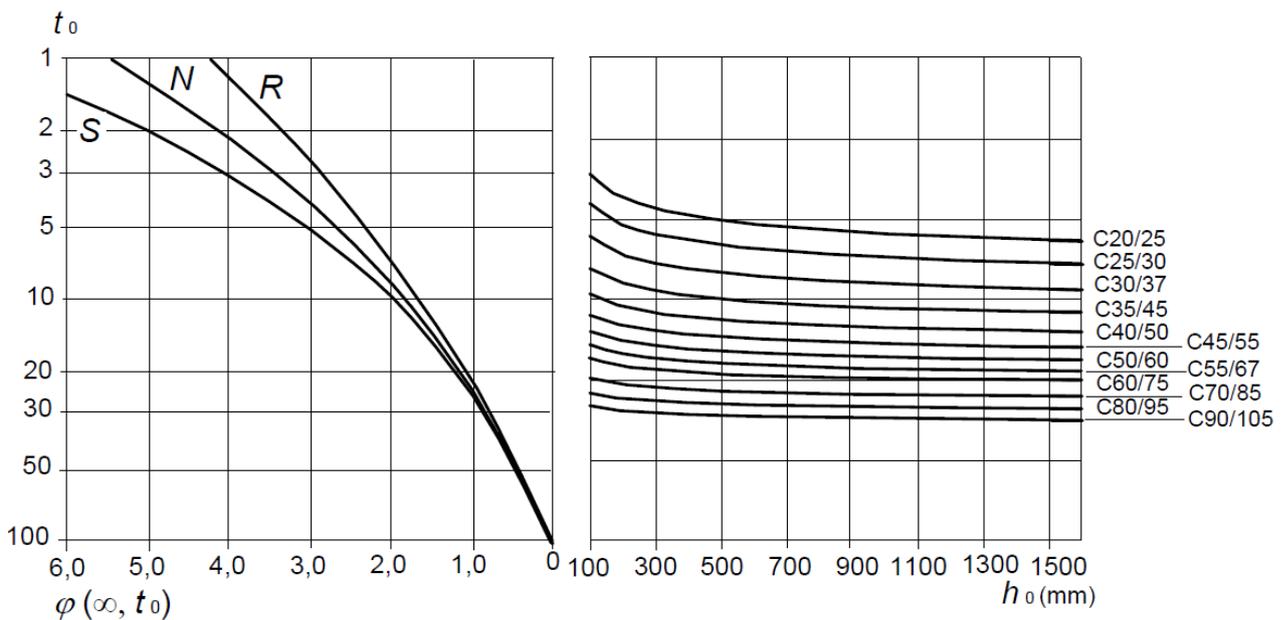


Figura 3.2.2: Condizioni esterne RH = 80%

Le tre funzioni presenti nella parte sinistra del grafico di (Fig.3.2.1) e (Fig.3.2.2) S,N,R stanno ad indicare i tempi di maturazioni, Veloci (R), Normali (N) e Lenti (S) del cls.

Mentre le funzioni presenti nella parte destra del grafico di (Fig.3.2.1) e (Fig.3.2.2) riportano i tipi di cls commercialmente disponibili sul mercato, con le loro conseguenti caratteristiche.

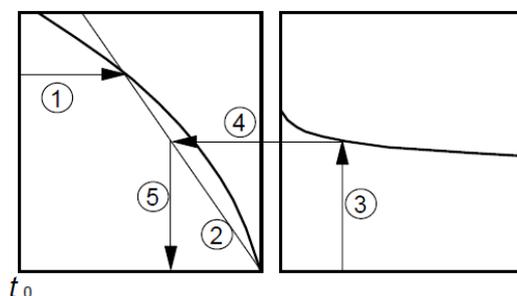


Figura 3.2.3: Procedimento di inserimento in grafico

Il valore finale del coefficiente nominale di viscosità φ , dipende dalle condizioni ambientali, dalla geometria dell'elemento, dalle proprietà elastiche del materiale e dal tempo iniziale (t_0), in accordo alle espressioni seguenti:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (3.2.2)$$

φ_0 è una notazione del coefficiente di viscosità e può essere stimato:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta \cdot (f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.2.3)$$

RH è l'umidità relativa dell'ambiente circostante

φ_{RH} è un fattore che permette di comparare l'umidità relativa con il coefficiente di scorrimento viscoso

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} a_1 \right] a_2 \quad \text{se } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (3.2.4)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \right] \quad \text{se } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (3.2.5)$$

Dove RH è l'umidità relativa dell'ambiente espressa in %, con:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \\ a_1 \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{se } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \text{se } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{array} \quad (3.2.5)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \\ a_1 \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{se } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \text{se } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{array} \quad (3.2.6)$$

$\beta(f_{cm})$ è un fattore che permette l'effetto della resistenza sul coefficiente di scorrimento fittizio

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.2.7)$$

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo in MPa all'età di 28 giorni
 $\beta(t_0)$ è un fattore per consentire l'effetto dell'età del calcestruzzo al caricamento sul coefficiente di scorrimento viscoso

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (3.2.8)$$

$\beta_c(t, t_0)$ è un coefficiente per descrivere lo sviluppo della viscosità con il tempo, dopo il caricamento e può essere stimato usando la seguente espressione

$$\beta(t-t_0) = \left[\frac{t-t_0}{L(\beta_H+t-t_0)} \right] \quad (3.2.9)$$

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

t_0 è l'età del calcestruzzo espresso in giorni al momento del caricamento

$t-t_0$ è la durata del caricamento in giorni

β è un coefficiente che dipende dall'umidità relativa e dalla dimensione dell'elemento

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (3.2.10)$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250a_3 \leq 500a_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (3.2.11)$$

4) Model Code 2010

Il Model Code 2010, nasce dalla fusione della CEB e della FIB che erano due associazioni di promozione per la creazione di un sistema normativo europeo per le strutture in cls senza scopo di lucro, che si sono fuse nel 1998, poichè non avevano più motive di essere distinte in due entità diverse [14].

Il Model Code 2010 presenta nuovi sviluppi e ideé sulle strutture in cemento armato e materiali strutturali, ovviamente viene descritto anche il ciclo di vita delle strutture, la progettazione e lo smaltimento degli stessi materiali.

Questo codice ha gettato le basi per i successivi codici e per presentare nuovi sviluppi sui materiali strutturali.

Rappresenta un documento fondamentale per tutta la platea degli addetti ai lavori del settore delle strutture civili, e per tutti i codici nazionali ed internazionali finora in vigore.

Il codice analizza il fenomeno del ritiro e ci dice che questo fenomeno è molto suscettibile a parità di ubicazione nella struttura, la posizione che ha nel fabbricato e l'esposizione dello stesso agli agenti atmosferici.

La parte matematica del Model Code 2010, inizia con l'equazione (4.1), che rappresenta la deformazione totale da ritiro del cls:

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cbs}(t) + \epsilon_{cds}(t, t_s) \quad (4.1)$$

$\epsilon_{cs}(t, t_s)$ deformazione da ritiro totale
 $\epsilon_{cbs}(t)$ è il ritiro con % umidità regolare
 $\epsilon_{cds}(t, t_s)$ ritiro con % umidità irregolare

Dove il ritiro è suddiviso in ritiro base $\epsilon_{cbs}(t)$ come in (4.2), che si verifica anche se non senza alcuna variazione ciclica dell'umidità:

$$\epsilon_{cbs}(t) = \epsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (4.2)$$

ed il ritiro igrometrico $\epsilon_{cds}(t, t_s)$, dandogli un valore maggiorato in caso di variazione ciclica d'umidità:

$$\epsilon_{cds}(t, t_s) = \epsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t-t_s) \quad (4.3)$$

dove

t è il tempo del calcestruzzo espresso in giorni
 t_s è il tempo del calcestruzzo dall'inizio della stagionatura

(t-t_s) è la durata della stagionatura del calcestruzzo espressa in giorni

La componente di ritiro base $\epsilon_{cds}(t)$ come in (4.3) può essere stimata mediante il coefficiente di contrazione di base $\epsilon_{cds0}(f_{cm})$ come in (4.4) e la funzione del tempo $\beta_{ds}(t)$

$$\epsilon_{cds0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \cdot \left(\frac{0.1 f_{cm}}{6 + 0.1 f_{cm}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} \quad (4.4)$$

In alcuni Paesi Extraeuropei, per le parti strutturali, il contenuto di cemento viene aumentato, rispetto a quello raccomandato dalla normativa EN 206, ciò si traduce in un aumento del ritiro fino al 20% circa, rispetto a quello previsto dal modello sopra (4.1), in tali casi si devono applicare i coefficienti correttivi (4.5):

$$\begin{aligned} \epsilon_{cs0.10} &= 0.55\epsilon_{cs} & \epsilon_{cs0.05} &= 0.42\epsilon_{cs} \\ \epsilon_{cs0.90} &= 1.45\epsilon_{cs} & \epsilon_{cs0.95} &= 1.58\epsilon_{cs} \end{aligned} \quad (4.5)$$

Nella (Tab.4.1) e (Tab.4.2) sono riportati i valori del ritiro, dopo 50 anni dal getto di calcestruzzo strutturale normale tra i C20 e C50, con resistenza a compressione di: 32.5N, 32.5R e 42.5N.

Di norma valori delle due tabelle (4.1) e (4.2) possono essere presi in esame, come valori finali massimi di ritiro, sebbene esso raggiunga i valori finali delle due tabelle, esistono ben poche informazioni precise su tali tipi di ritiro dopo lunghi periodi di stagionatura.

Pertanto i valori calcolati da (h_0) e i valori forniti dalla (Tab.4.1) e (Tab.4.2) per il ritiro, comunque dopo 50 anni dal getto è possibile sovrastimare le loro entità.

Nell'effetto del ritiro, entra ovviamente un dato importante, la classe di riferimento del cls:

UR 50%			UR 80%		
$h_0 = \text{dimensione} \left(\frac{2A_c}{u} \right) \text{ (mm)}$					
50	150	600	50	150	600
-0,61	-0,60	-0,49	-0,38	-0,38	-0,31

Tabella 4.1: Valori del Ritiro del Cls classi C20-C50, dopo 50 anni

UR 50%			UR 80%		
$h_0 = \text{dimensione} \left(\frac{2A_c}{u} \right) \text{ (mm)}$					
50	15	600	50	150	600
-0,51	-0,51	-0,44	-0,37	-0,36	-0,32

Tabella 4.2: Valori del Ritiro del Cls classi C60-C100, dopo 50 anni

Per contenere il ritiro del cls durante la fase di stagionatura, cioè quella che intercorre tra 1 e 28gg dal getto in opera, è importante tenere conto dell'umidità che gli aggregati hanno prima dell'impasto, infatti un dato non di poco conto è UR% degli aggregati, che corrisponde ad acqua apportata nell'impasto, che ci ritroviamo in più nella fase di stagionatura, rallentando la contrazione finale della matrice cementizia.

(4.6)

$$\beta_{bs}(t) = 1 - e^{(-0.2 \sqrt{t})}$$

dove

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo in (N/mm²)

α_{bs} è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento presente nella (Tab.4.3)

classe di resistenza del calcestruzzo	α_{bs}	α_{ds1}	α_{ds2}
32.5N	800	3	0.013
32.5 R, 42,5N	700	4	0.012
42.5R, 52.5N, 52.5R	600	6	0.012

Tabella 4.3: Coefficienti di α_i usati nelle equazioni (4.4) e (4.7)

Il ritiro igrometrico $\epsilon_{cds}(t, t_s)$ è calcolato per mezzo del coefficiente di contrazione $\epsilon_{cds0}(f_{cm})$, ed il coefficiente $\beta_{RH}(RH)$, tenendo conto dell'effetto dell'umidità relativa ambientale e della funzione $\beta_{ds}(t-t_s)$ che descrive l'evolversi del ritiro durante il tempo di maturazione:

(4.7)

$$\epsilon_{cds0}(f_{cm}) = (220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{(-\alpha_{ds2} f_{cm} \cdot 10^{-6})}$$

f_{cm} resistenza media a compressione a 28 in MPa

$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$ coefficient che dipendono dal tipo di cemento

(4.8)

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & \text{per } 40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \\ 0.25 & \text{per } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases}$$

(4.9)

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \left(\frac{(t-t_s)}{0.0035 \cdot h^2 + (t-t_s)} \right)^{0.5}$$

(4.10)

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.1} \leq 1.0$$

dove

$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$ coefficienti che dipendono dal tipo di cemento

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo in (N/mm²)

RH è l'umidità relativa dell'ambiente circostante

h è il rapporto tra $\left(\frac{2A_c}{u}\right)$, dove A_c è la sezione di cls in mm², u è il perimetro della sezione in questione a contatto con l'atmosfera esterna

t è il tempo dal getto del calcestruzzo espresso in giorni

t_s è il tempo del calcestruzzo dall'inizio della stagionatura

$(t-t_s)$ è la durata della stagionatura del calcestruzzo espressa in giorni

Se la risposta strutturale del calcestruzzo è sensibile alle variazioni dei test di contrazione, allora è raccomandato un aumento di componenti di ceneri volanti nel calcestruzzo, esse infatti tendendo a ridurre le deformazioni da ritiro totali, che possono derivare dal contenuto di cemento.

Poiché il modello matematico dato, considera cementi con stagionatura normale che descrivono correttamente la ritardata idratazione dei calcestruzzi che subiscono l'aggiunta di ceneri volanti, ma non il contenuto ridotto di cemento, quindi si raccomanda di fare esperimenti di contrazione del cls, quando tali parametri sono decisive nella progettazione di strutture in calcestruzzo.

In contrasto con il calcestruzzo normale, il comportamento del ritiro nel LAWAC (Calcestruzzo alleggerito) che è caratterizzato da deformazioni per il primo periodo di vita del cls, ciò deriva dall'acqua che immagazzinata negli aggregati porosi, viene successivamente rilasciata lentamente dalla matrice cementizia, questa caratteristica di contrazione del LWAC, non viene presa in considerazione dalla seguente relazione, pertanto è da impiegare con precauzioni:

$$\epsilon_{ics}(t, t_s) = \eta \cdot \epsilon_{cs}(t, t_s) \quad (4.11)$$

dove

$\epsilon_{cs}(t, t_s)$ è calcolata in accordo al valore del ritiro totale

η è un coefficiente che vale tra (1,2÷1,5)

Quindi le deformazioni osservate tramite i fenomeni di rigonfiamento, nel tempo si trasformano in deformazioni da ritiro solo dopo una lunga stagionatura, ed il valore finale di tale ritiro, dipende anche dal contenuto di umidità degli aggregati.

INFLUENZA SUL RITIRO DEL FENOMENO DI MATURAZIONE DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Si consiglia di analizzare sperimentalmente la correlazione tra la pozzolana utilizzata nel Mix-Design e la temperatura raggiunta nella fase di stagionatura, perché normalmente l'energia d'attivazione del cls idratato raggiunge i 33 kJ/mol, nel processo d'idratazione bisogna avere l'accortezza di non superare i 65 C°, così da ritardare l'insorgere dell'ettringite e dei suoi effetti negativi sulla matrice cementizia.

Il coefficiente di dilatazione termica dipende dai tipi di aggregati e dal loro stato d'umidità, che influisce direttamente sul rapporto acqua/cemento dell'impasto, infatti la temperatura di maturazione può variare tra ($6 \cdot 10^{-6} \text{ k}^{-1}$ e $15 \cdot 10^{-6} \text{ k}^{-1}$), di norma il valore di progetto è $10 \cdot 10^{-6} \text{ k}^{-1}$, questi valori sono validi per range di temperatura ambientale al momento di maturazione tra i (-20° e +40c°).

Maturazione

L'effetto di elevate temperature o di una conseguente ritardata maturazione del cls, può essere mitigato considerando l'età del calcestruzzo:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i e^{\left[13.65 - \frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}\right]} \quad (4.12)$$

dove

t_T è la temperatura considerata l'età del calcestruzzo, che sostituisce le corrispondenti equazioni dei giorni

Δt_i è il numero di giorni, dove la temperatura T prevale

$T(\Delta t_i)$ è la temperatura significativa in C°, durante un determinato periodo Δt_i

Espansione Termica

L'espansione termica del calcestruzzo, può essere calcolata come segue:

$$\epsilon_{cT} = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (4.13)$$

dove

ϵ_{cT} tensione termica

ΔT cambiamento della temperatura in Kelvin

α_T coefficiente di dilatazione termica K^{-1}

Al fine dell'analisi strutturale, come coefficiente termico può essere preso uno dei seguenti valori:

$$\begin{aligned}\alpha_T &= 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1} \text{ per cls normali} \\ \alpha_T &= 8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1} \text{ per cls alleggeriti}\end{aligned}\tag{4.13a}$$

Resistenza a compressione

La temperatura è un fattore molto importante per la resistenza a compressione, e nei seguenti intervalli di temperatura tra $0^\circ\text{C} \leq T \leq 80^\circ\text{C}$, la resistenza a compressione normale o ad alta resistenza, per calcestruzzo $f_{cm}(T)$, $f_{lcm}(T)$, può essere rispettivamente calcolata come segue:

$$f_{cm}(T) = f_{cm} \cdot (1.06 - 0.003 \cdot T)\tag{4.14a}$$

$$f_{lcm}(T) = f_{lcm} \cdot (1.04 - 0.002 \cdot T)\tag{4.14b}$$

dove

$f_{cm}(T), f_{lcm}(T)$ è la resistenza a compressione in MPa alla temperatura T in $^\circ\text{C}$

f_{cm}, f_{lcm} è la resistenza a compressione in MPa alla T di 20°C

T è la temperatura in $^\circ\text{C}$

I valori dell'equazione (4.14a) e (4.14b) sono validi per tutte le tipologie di calcestruzzo, sono stati testati in laboratorio a temperature elevate, poco dopo il completo riscaldamento, considerando tutti i valori sperimentali si può osservare grandi dispersioni di valori della resistenza a compressione.

Resistenza a trazione e in rapporto alla temperatura di stagionatura

Nell'intervallo di temperatura tra $0^\circ\text{C} \leq T \leq 80^\circ\text{C}$ la resistenza a trazione uniassiale f_{ctm} del calcestruzzo con resistenza a compressione normale è significativamente influenzata dalla temperatura:

$$f_{ctm}(T) = f_{ctm} \cdot (1.16 - 0.008 \cdot T)\tag{4.15}$$

dove

$f_{ctm}(T)$ è la resistenza a trazione uniassiale in MPa alla temperatura T in $^\circ\text{C}$

f_{ctm} è la resistenza a trazione uniassiale in MPa alla T di 20°C

T è la temperatura in $^\circ\text{C}$

Nell'intervallo $0^\circ\text{C} \leq T \leq 80^\circ\text{C}$ la dipendenza dalla temperatura della resistenza a trazione uniassiale $f_{ct,sp}$ del calcestruzzo, dipende dalla sua resistenza a trazione uniassiale al momento della prova, e dalla temperatura in $^\circ\text{C}$, come riportata dalla seguente equazione:

$$f_{ct,sp}(T) = f_{ct,sp} \cdot (1.06 - 0.003 \cdot T)\tag{4.16}$$

dove

$f_{ct,sp}(T)$ è la resistenza a trazione uniassiale in MPa alla temperatura T in °C

$f_{ct,sp}$ è la resistenza a trazione uniassiale in MPa alla T di 20°C

T è la temperatura in °C

Relazione per il calcolo dell'effetto delle elevate o ridotte temperatura, sulla resistenza a flessione $f_{ct,fl}$ del cls a resistenza normale

$$f_{ct,fl}(T) = f_{ct,fl} \cdot (1.1 - 0.005 \cdot T) \quad (4.17)$$

dove

$f_{ct,fl}(T)$ è la resistenza a flessione in MPa alla T di °C

$f_{ct,fl}$ è la resistenza a flessione in MPa alla $T = 20$ °C

T è la temperatura in °C

Questa formulazione è valida sia per cls non fessurati, che per quelli fessurati.

L'energia di frattura $G_F(T)$ è fortemente influenzata dalla temperatura e dal contenuto d'umidità del calcestruzzo al momento del test.

L'effetto della temperatura su G_F del calcestruzzo può essere stimato come:

$$\text{calcestruzzo asciutto} \quad G_F(T) = G_F \cdot (1.06 - 0.003 \cdot T) \quad (4.18a)$$

$$\text{calcestruzzo umido} \quad G_F(T) = G_F \cdot (1.12 - 0.006 \cdot T) \quad (4.18b)$$

dove

$G_F(T)$ è l'energia di frattura in (N/m) alla temperatura in °C

G_F è l'energia di frattura in (N/m) a $T = 20$ °C

T è la temperatura in °C

Le relazioni inerenti l'effetto della temperatura fino a 80°C sulla viscosità del cls, sono fornite da stime approssimative, per una previsione più accurata sono necessari modelli notevolmente più sofisticati, che tengono conto dello stato d'umidità del calcestruzzo al momento della fase di caricamento.

Le relazioni riportate sopra, sono generalmente più accurate per gli elementi di calcestruzzo formate da un certo spessore, che determinano basse variazioni del contenuto d'umidità, mentre negli elementi snelli si verificano variazioni significative del contenuto d'umidità, in particolare a temperature elevate.

Modulo d'elasticità

L'effetto delle elevate temperature al momento della prova, sul Modulo d'Elasticità del calcestruzzo ad alta resistenza e del calcestruzzo alleggerito, dopo una maturazione di 28 giorni, può essere stimato tramite questi valori:

$$E_{ci}(T) = E_{ci} \cdot (1.06 - 0.003 \cdot T) \quad (4.19a)$$

$$E_{lci}(T) = E_{lci} \cdot (1.04 - 0.0002 \cdot T) \quad (4.19b)$$

dove

$E_{ci}(T)$, $E_{lci}(T)$ sono moduli di elasticità in MPa a Temperature espresse in C°

E_{ci} , E_{lci} sono moduli elastici in MPa a $T=20C^\circ$

T è la temperatura in C°

Viscosità e Ritiro

L'effetto della temperatura prima di essere sollecitato, può essere determinato mediante utilizzo della relazione che segue, tenendo conto dell'effetto della temperatura costante diversa da 20 °C, mentre un calcestruzzo è in tensione (4.20).

Si tiene conto dell'effetto della temperatura sullo sviluppo temporale del creep:

$$\beta_{h,t} = \beta_h \cdot \beta_T \quad (4.20)$$

Con

$$\beta_T = e^{\left[\frac{1500}{(273+T)-5.12} \right]} \quad (4.20a)$$

dove

$\beta_{h,t}$ è la temperatura dipendente dal coefficiente sostituito β_h

β_h è il coefficiente

T è la temperatura in C°

L'effetto della temperatura sul coefficiente di scorrimento viene preso in considerazione, usando:

$$\varphi_{bc,T} = \varphi_{bc} \cdot \varphi_T \quad (4.21a)$$

$$\varphi_{dc,T} = \varphi_{dc} \cdot \varphi_T \quad (4.21b)$$

Con

$$\varphi_T = e^{[0.015(T-20)]} \quad (4.21c)$$

dove

- $\varphi_{bc,T}$ è un coefficiente dipendente dalla temperatura che sostituisce φ_{bc}
 $\varphi_{dc,T}$ è un coefficiente dipendente dalla temperatura che sostituisce φ_{dc}
 φ_{bc} è il coefficiente di scorrimento base
 φ_{dc} è il coefficiente di scorrimento per la stagionatura
 T è la temperatura in °C

Viene valutata la viscosità aggiuntiva, osservata quando si verifica un aumento della temperatura, mentre il calcestruzzo è sotto carico costante, potrebbe verificarsi una risposta strutturale sensibile della viscosità del calcestruzzo, quindi si raccomandano delle prove secondo RILEM TC 129_MHT.

Alcuni esperimenti hanno dimostrato che può verificarsi non solo un'accelerazione del ritiro, ma anche una deformazione da ritiro se il calcestruzzo è sottoposto a temperature di stagionatura elevate, questo effetto però tende a diminuire con l'aumentare della sua resistenza.

L'aumento della temperatura, influenza notevolmente il ritiro del cls, soprattutto per la rapida diminuzione della sua umidità, conseguenza dell'aumento della temperatura.

Se in un campione di calcestruzzo, tende a rigonfiarsi in determinate condizioni climatiche, è dovuto alla sua umidità relativa interna ed alla temperatura del calcestruzzo steso, non ultimo alla diminuzione del parametro della resistenza alla compressione del calcestruzzo.

La viscosità di un elemento strutturale in cls sotto carico costante, all'aumentare della temperatura può essere calcolato come segue:

$$\varphi(t, t_0, T) = \varphi(t, t_0) + \Delta_{\varphi T, trans} \quad (4.21d)$$

Con

$$\Delta_{\varphi T, trans} = 0.0004 \cdot (T-20)^2 \quad (4.21e)$$

dove

- $\varphi(t, t_0)$ è il coefficiente di Creep e della temperatura
 $\Delta_{\varphi T, trans}$ è il coefficiente di scorrimento termico, che si verifica nel momento dell'aumentare della temperatura
 T è la temperatura °C

Ritiro

La temperatura di stagionatura del cls tra 0°C e 80°C, influenza tutti i componenti del fenomeno del ritiro, e per un ritiro base, lo sviluppo nel tempo è influenzato dalla durata della maturazione (t) età del calcestruzzo in anni (4.6), doveva però essere sostituita dall'età (t_T) effettiva del calcestruzzo (4.12).

L'effetto della stagionatura in condizioni diverse da 20°C, con il calcestruzzo nella fase di stagionatura, è determinato con la relazione (4.22), che tiene conto dell'effetto della temperatura, sullo sviluppo temporale del ritiro dovuto all'essiccazione $\alpha_{sT}(T)$:

$$\alpha_{sT}(T) = 0.035 \text{ h}^2 \cdot e^{[-0,06(T-20)]} \quad (4.22)$$

dove

$\alpha_{sT}(T)$ è un coefficiente che dipende dalla temperatura

T è la temperatura in C°

Parametri per tenere conto dell'effetto della temperatura sul fenomeno del ritiro provocato dall'essiccazione

$$\beta_{RH,T} = \beta_{RH} \cdot \beta_{sT} \quad (4.23)$$

$\beta_{RH,T}$ questo coefficiente dipende dalla temperatura, che sostituisce $\epsilon_{cds}(t, t_s)$

Viene calcolato

$$\beta_{sT} = 1 + \left(\frac{4}{103 - RH} \right) \cdot \left(\frac{T - 20}{40} \right) \quad (4.24)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & 40 \leq RH < RH_T \\ 0.25 & RH \geq RH_T \end{cases} \quad (4.25)$$

$$RH_T = 99 \cdot \beta_{s1} + \beta_{s1,T} \leq 100 \% \quad (4.26)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.1} \leq 1.0 \quad (4.27)$$

$$\beta_{s1,T} = \left(\frac{T-20}{25} \right)^3 \quad (4.28)$$

Le proprietà del calcestruzzo ad alte temperature, sono riportate nel Bollettino 38 “Progettazione antincendio di strutture in calcestruzzo e consultare il Capitolo 3 “materiali e proprietà” nel Eurocodice EN1992-1-2:2004

5) Principi della viscosità lineare

Le strutture omogenee, in regime di visco-elasticità lineare possiedono particolari proprietà che si esprimono attraverso 3 teoremi [6].

Ovviamente la seguente trattazione è estendibile senza errori alle strutture rese omogenee, come nel caso di elementi in cemento armato o strutture miste acciaio-calcestruzzo.

I tre teoremi riassumono le proprietà viscosi del calcestruzzo:

5.1) Primo Principio della Viscosità Lineare

Per il primo teorema *l'applicazione di azioni statiche costanti o variabili nel tempo su strutture in cls produce l'insorgere di deformazioni variabili nel tempo per effetto della viscosità.*

In una struttura in cemento armato a comportamento visco-elastico lineare, il coefficiente di Poisson costante nel tempo e con vincoli fissi, soggetto alle sole azioni statiche, quindi lo stato di sollecitazione coincide con quello valutabile in fase puramente elastica lineare, mentre lo stato di deformazione deve essere valutato sommando a quello elastico, gli effetti della viscosità ad esso conseguenti [15].

Il teorema afferma che un'analisi elasto-viscosa di un elemento sottoposto ad azioni statiche, le caratteristiche di sollecitazione sono quelle valutabili nella sola fase elastica, mentre le deformazioni sono calcolate risolvendo la formulazione integrale della viscosità (5.1.1):

$$\epsilon_c(t) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) d\sigma_c(\tau) \quad (5.1.1)$$

Dunque la deformazione della generica sezione dell'elemento strutturale all'istante (t) diviene:

$$v(t) = E_c J(t, t_0) \cdot v^{el}(t_0) + E_c \int_{t_0}^t J(t, \tau) dv^{el}(\tau) \quad (5.1.2)$$

Le deformazioni sono invece valutate sommando al risultato dell'analisi elastica, gli effetti della viscosità, utilizzando la formulazione del problema di viscosità, si ottiene:

$$v(t) = E_c J(t, t_0) \cdot v_{el}(t_0) \quad (5.1.3)$$

Sempre seguendo il modello offerto dall'Eurocodice [7] preso in esame (3.2.1):

(5.1.3a)

$$\phi(t, \infty) = \phi(t, 10000 \text{gg})$$

(5.1.3b)

$$E_c \cdot J(t, t_0) = E_c \cdot \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c28}} \right)$$

5.2) Secondo Principio della Viscosità Lineare

In una struttura omogenea a comportamento elasto-viscoso lineare, per il secondo teorema della Viscosità lineare *l'applicazione di deformazioni costanti o variabili nel tempo sul cls, produce lo sviluppo di tensioni variabili nel tempo per effetto della viscosità* [6].

Per il coefficiente di Poisson costante nel tempo e con vincoli fissi, con la struttura soggetta a sole azioni geometriche (cedimenti vincolari, deformazioni termiche), lo stato di deformazione coincide con quello valutabile in fase elastica lineare, mentre le sollecitazioni devono essere valutate sommando a quello elastico, gli effetti del rilassamento ad esso conseguenti.

Il teorema afferma che in un'analisi elasto-viscosa di un elemento sottoposto ad azioni geometriche, le deformazioni sono quelle valutabili nella sola fase elastica, mentre le caratteristiche di sollecitazioni sono calcolate risolvendo la formulazione integrale del rilassamento.

Se le azioni impresse sono variabili nel tempo, allora le deformazioni e le tensioni seguono rispettivamente l'espressione matematica dell'equazione integrale di Volterra (5.2.1):

$$\sigma_c(t) = \varepsilon_c(t_0) \cdot R(t, t_0) + \int_{t_0}^t R(t, \tau) d\varepsilon_c(\tau) \quad (5.2.1)$$

Dunque la sollecitazione della generica sezione dell'elemento strutturale all'istante (t) diviene:

$$M(t) = \frac{1}{E_c} R(t, t_0) \cdot M^{el}(t_0) + \frac{1}{E_c} \int_{t_0}^t R(t, \tau) dM^{el}(\tau) \quad (5.2.2)$$

5.3) Terzo Principio della Viscosità Lineare

Il terzo teorema restituisce l'espressione esatta della legge di variazione dello stato di sollecitazione conseguente a una variazione singola o multipla nel tempo dello schema statico [6].

La soluzione è una combinazione lineare data dalla somma delle tensioni elastiche valutate nello schema statico di partenza e dalle differenze fra le tensioni elastiche valutate fra ogni successivo schema statico e il precedente, immaginando di aggiungere i vincoli prima dei carichi. I coefficienti di questa combinazione sono rappresentati dalla funzione di redistribuzione nel tempo $\xi(t, t_0, t_i)$ che esprime la percentuale di recupero dello schema statico modificato, essendo (t_0) il tempo di applicazione dei carichi e (t_i) il tempo di applicazione dell' i -esimo gruppo di vincoli posticipati.

Tale funzione assume valori compresi fra $\xi=0$ in relazione alla condizione di recupero nullo e $\xi=1$ per esprimere invece la condizione di recupero:

$$\xi(t, t^*, t_0) = \int_{t^*}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad (5.3.1)$$

$$M(t) = M^{el} \xi(t, t^*, t_0) \quad (5.3.2)$$

Il teorema afferma che imponendo un vincolo immediatamente dopo l'applicazione di una azione statica costante nel tempo, la relazione corrispondente cresce nel tempo, ripristinando lo stato di sollecitazione che avrebbe avuto se il vincolo fosse stato preesistente.

Il problema si risolve sfruttando i due principi: per il **primo principio**, l'azione statica produce un incremento viscoso delle deformazioni:

$$\Delta\phi(t) = E_c J(t, t_0) \Delta\phi^{el}(t_0) \quad (5.3.3)$$

ripristinando il vincolo a $(t = t^*)$, si ha per il **secondo principio**:

$$\Delta\phi^x(t) = \int_{t^*}^t E_c J(t, \tau) d[X(\tau) \Delta\phi^x] \quad (5.3.4)$$

quindi imponendo la congruenza:

$$\Delta\phi(t) - \Delta\phi(t^*) = \Delta\phi^x(t) \quad (5.3.5)$$

$$E_c \Delta\phi^{el} [J(t, t_0) - J(t^*, t_0)] = \int_{t^*}^t E_c J(t, \tau) d[X(\tau) \Delta\phi^x] \quad (5.3.6)$$

$$\int_{t^*}^t \Delta\phi^{el} R(t, \tau) d[J(t, t_0) - J(t^*, t_0)] = X(t) \Delta\phi^x \quad (5.3.7)$$

$$X(t) = \frac{\Delta\phi^{el}}{\Delta\phi^x} \int_{t^*}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) = X_{el} \xi(t, t^*, t_0) \quad (5.3.8)$$

6) Applicazioni numeriche

I tre teoremi della viscosità lineare, analizzati nelle pagine precedenti, nella loro forma classica, non risolvono i problemi inerenti la valutazione degli effetti della viscosità in strutture non omogenee, restringendo fortemente il loro campo di applicazione ad una limitata casistica di strutture.

Infatti gran parte delle costruzioni moderne sono difficilmente assimilabili a strutture viscosamente omogenee [15],[6].

D'altronde, l'incidenza del fenomeno della viscosità diventa piuttosto significativo per strutture la cui configurazione finale è il risultato di una complessa storia di getti e di assemblaggi, nonché di una articolata storia di applicazioni di azioni e di condizioni di vincoli nel tempo, come anche per strutture caratterizzate da significative eterogeneità.

Il riferimento è in particolare ad opere edilizie realizzate con i moderni metodi costruttivi per strutture in calcestruzzo precompresso, quindi ponti o capannoni prefabbricati.

In particolare, nelle strutture non omogenee, dove l'eterogeneità è dovuta alla presenza di materiali diversi, come acciaio e calcestruzzo, o all'associazione di parti di calcestruzzo che hanno differenti proprietà (differenza per età di getto e di maturazione delle varie parti), le ridistribuzioni delle tensioni dovute alla viscosità possono creare situazioni critiche in relazione ai livelli di tensione raggiunti nell'acciaio e alla fessurazione del calcestruzzo:

- a) Questo fenomeno è dovuto allo spostamento delle sollecitazioni da parti della struttura più giovani e di conseguenza più viscosi a parti più vecchie e meno viscosi o nel caso di strutture miste, dal calcestruzzo all'acciaio.
- b) Generalmente accade che le tipologie strutturali caratterizzate da complesse modalità di costruzione sono allo stesso tempo strutture che presentano spiccate caratteristiche di non omogeneità nel senso appena detto.

La concomitanza di entrambi questi fattori amplifica gli effetti dovuti al comportamento viscoso del calcestruzzo e ne rende quindi necessaria un'attenta valutazione preventiva.

6.1) Applicazione numerica, studio di un'isostatica

Valutazione per il Primo Principio della Viscosità Lineare

Data la trave in cemento armato con calcestruzzo C25/30, quindi che ha una (f_{ck}) resistenza caratteristica cilindrica minima di 25 N/mm^2 e una (R_{ck}) resistenza caratteristica cubica minima di 30 N/mm^2 .

La struttura è costituita da una campata di $L=6,0 \text{ m}$ ed uno sbalzo di $L=3,0 \text{ m}$, il tutto sorretto da due appoggi, la sezione uniforme della trave è $0,3 \times 0,5 \text{ m}$ (Fig.6.1.1), con carico uniforme nella sua lunghezza e costante nel tempo, pari a $q(t) = q(t_0) = 40 \text{ kN/m}$.

L'umidità relativa ambientale di riferimento è del 65%, il carico viene applicato a 28gg.

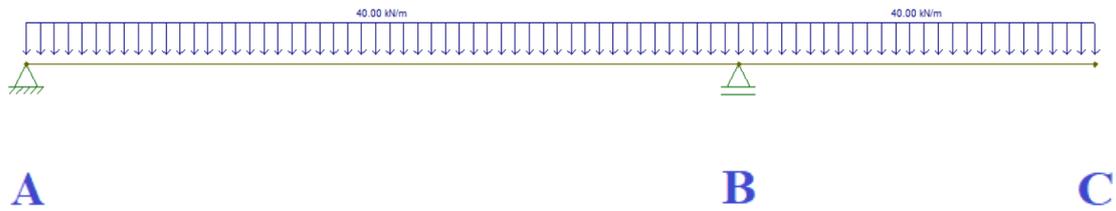


Figura 6.1.1: Struttura Isostatica

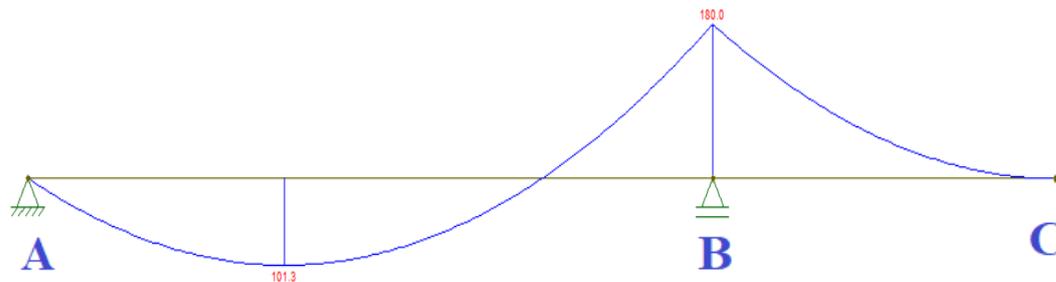


Figura 6.1.2: Diagramma dei Momenti della Struttura Isostatica

Per la sua conformazione geometrica, il problema è riconducibile a quello di una trave appoggio-incastro.

L'equazione elastica ad essa corrispondente è:

$$v_{el}(z) = \frac{qz}{8EJ} \cdot \left(\frac{l^3}{6} - z^2 \frac{l}{2} + \frac{z^3}{3} \right) \quad (6.1.1)$$

Quindi per il primo principio della viscosità lineare, le sollecitazioni sono quelle ottenute dall'analisi elastica, derivate dall'equazione (6.1.1).

Si determina che in corrispondenza dell'appoggio A il momento risulta di 0 kNm, mentre sull'appoggio B il momento risulta di -180kNm, di conseguenza il momento max in campata è di +101,3 kNm (Fig.6.1.2).

Per la parte a sbalzo della struttura, la sua geometria è riconducibile a quello di una trave ad incastro che possiamo quindi studiare, come una mensola soggetta a carico distribuito, della lunghezza di 3m.

L'equazione elastica ad essa corrispondente è:

$$v_{el}(z) = \frac{qz^2}{2EJ} \cdot \left(\frac{l^2}{2} - \frac{lz}{3} + \frac{z^2}{12} \right) \quad (6.1.2)$$

Si determina che in corrispondenza dell'appoggio B il momento risulta di -180kNm , mentre in corrispondenza del punto C il momento risulti di 0 kNm, su tutta la trave a sbalzo il momento analizzato è nel campo negativo con andamento parabolico.

Lo studio della flessione della trave presa in esame è stato affrontato con il software SAP2000, dividendo in modo omogeneo la trave in 18 conci regolari, così da poter avere una fitta rete di conci che hanno permesso uno studio dettagliato della deflessione della trave (Tab.6.1.1) e (Fig.6.1.3).

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	28gg	100gg	1000gg	10000gg
Text	Text	Text	m	m	m	m
1	SLE	Combinazione	0	0	0	0
2	SLE	Combinazione	-2,1E-05	-2,2E-05	-0,000023	-2,3E-05
3	SLE	Combinazione	-8,1E-05	-8,2E-05	-0,000085	-8,7E-05
4	SLE	Combinazione	-0,00015	-0,00016	-0,00016	-0,00017
5	SLE	Combinazione	-0,00021	-0,00021	-0,000219	-0,00023
6	SLE	Combinazione	-0,00024	-0,00025	-0,000256	-0,00026
7	SLE	Combinazione	-0,00026	-0,00026	-0,00027	-0,00028
8	SLE	Combinazione	-0,00025	-0,00025	-0,000261	-0,00027
9	SLE	Combinazione	-0,00022	-0,00022	-0,00023	-0,00024
10	SLE	Combinazione	-0,00017	-0,00018	-0,000182	-0,00019
11	SLE	Combinazione	-0,00012	-0,00012	-0,000125	-0,00013
12	SLE	Combinazione	-2,1E-05	-2,2E-05	-0,000023	-2,3E-05
13	SLE	Combinazione	0	0	0	0
14	SLE	Combinazione	-2,1E-05	-2,2E-05	-0,000023	-2,3E-05
15	SLE	Combinazione	-0,00007	-7,1E-05	-0,000074	-7,6E-05
16	SLE	Combinazione	-0,00014	-0,00014	-0,000143	-0,00015
17	SLE	Combinazione	-0,00021	-0,00022	-0,000223	-0,00023
18	SLE	Combinazione	-0,00029	-0,0003	-0,000306	-0,00032

Tabella 6.1.1: Valori numerici della deformazione della trave nel lungo periodo

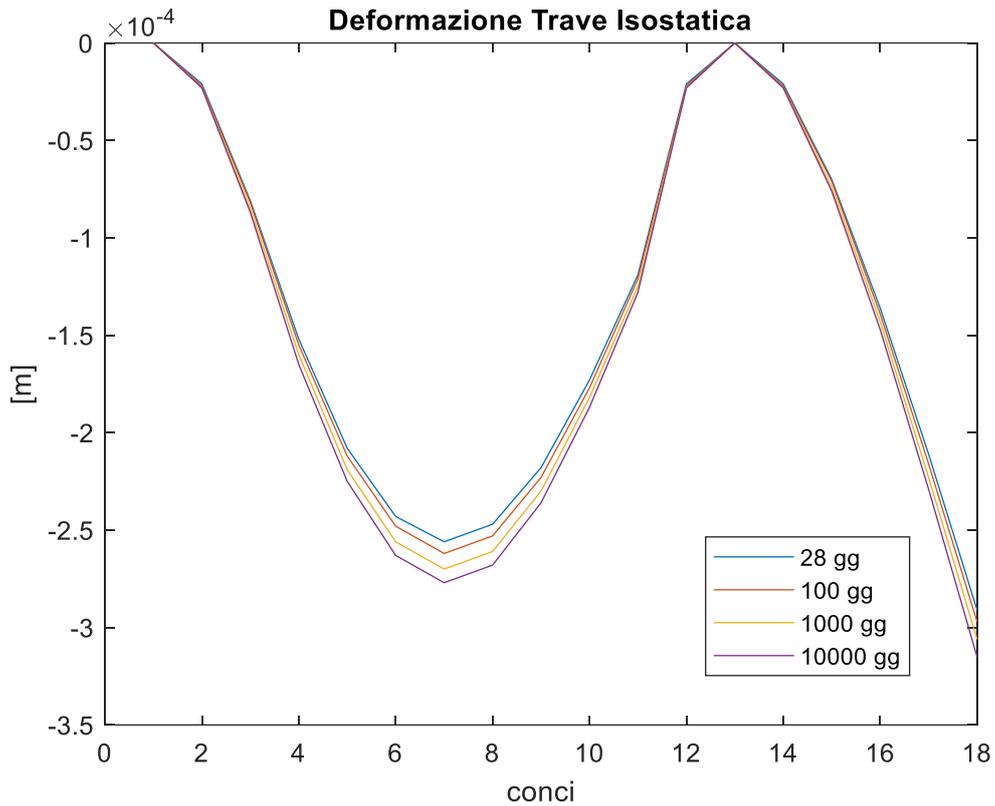


Figura 6.1.3: Deformazione della trave nel lungo periodo

La formulazione della freccia max in campata A-B risulta uguale a:

$$f = \frac{1}{384} \frac{pl^4}{EJ} \tag{6.1.3}$$

Mentre nel tratto B-C risulta uguale a:

$$f = \frac{1}{3} \frac{pl^3}{EJ} + \frac{1}{8} \frac{pl^4}{EJ} \tag{6.1.4}$$

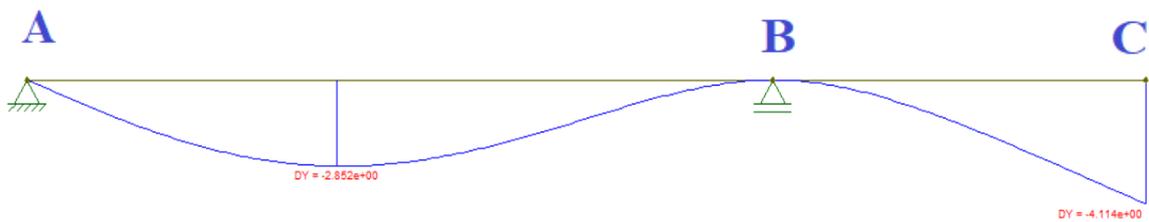


Figura 6.1.4: Grafico della deformazione della trave Isostatica, sovrapposto alla struttura

Le deformazioni (6.1.4) sono valutate sommando al risultato dell'analisi elastica, gli effetti della viscosità, utilizzando la relazione del fenomeno della viscosità:

$$v(t) = E_c J(t, t_0) v_{el}(t_0) \quad (6.1.5)$$

Secondo il problema proposto dall'Eurocodice EN 1992-1-1:2004

6.1a) Verifica apertura delle fessure

Ora andiamo ad analizzare nello specifico la struttura isostatica, valutando l'insorgere della fessurazione nel tempo [4].

Si considera la sezione rettangolare caratterizzata dalle seguenti proprietà:

- base $b = 300 \text{ mm}$
- altezza totale (h) = 500 mm
- copriferro (c) = 30 mm
- altezza utile (d) = 470 mm
- lunghezza (L) = 6 m
- armatura a trazione $4\phi 14$ per un area di acciaio $A_{s1} = 615 \text{ mm}^2$
- armatura in compressione $2\phi 14$ per un area di acciaio $A_{s1} = 308 \text{ mm}^2$

Per quanto riguarda i materiali si utilizza un calcestruzzo di resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, cui corrisponde una resistenza media a trazione del calcestruzzo, f_{ctm} pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,6 \text{ MPa} \quad (6.2a.1)$$

La resistenza media a flessione si calcola come:

$$f_{ctm,fl} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,10 \text{ MPa} \quad (6.2a.2)$$

Il modulo elastico del calcestruzzo risulta:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 22000 \cdot \left(\frac{33}{10}\right)^{0,3} = 31475 \text{ MPa} \quad (6.2a.3)$$

$$\text{Essendo } f_{ctm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 33 \text{ MPa}$$

Si considera un acciaio B450C caratterizzato da una tensione di snervamento $f_y = 450 \text{ MPa}$ cui corrisponde un valore di progetto $f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = 391 \text{ MPa}$, si assume per l'acciaio un modulo elastico $E_s = 200.000 \text{ MPa}$.

I valori caratteristici dei carichi sono di 20 kN/m per il permanente e 20 kN/m per

l'accidentale.

Considerando una condizione quasi permanente il carico di progetto totale è:

$$F_k = G_k + 0,3 \cdot Q_k = 20 + 0,3 \cdot 20 = 26 \text{ kN/m} \quad (6.2a.4)$$

Tenendo come riferimento, ad un schema di trave semplicemente appoggiata da un lato ed incastrata nell'altro, di lunghezza complessiva di $L = 6,0$ m, genera un momento:

$$M = 101,3 \text{ kNm}$$

In primo luogo si valuta il momento di fessurazione in modo semplificato facendo riferimento alla sola sezione di calcestruzzo:

$$M_{cr} = f_{ctm,fl} \frac{b \cdot h^2}{6} = 3,1 \frac{300 \cdot 500^2}{6} = 38,7 \text{ kNm} \quad (6.2a.5)$$

Da cui si ha:

$$\frac{M_{cr}}{M} = \frac{38,7}{101,3} = 0,382 \quad (6.2a.6)$$

La tensione nell'armatura in trazione (σ_{s1}), si può calcolare mediante la formula semplificata:

$$\sigma_{s1} = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot A_{s1}} = \frac{101,3 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 470 \cdot 615} = 389 \text{ MPa} \quad (6.2a.7)$$

Oppure con la formula esatta:

$$\sigma_{s1} = n \frac{M}{I} (d - x) = 15 \frac{101,3 \cdot 10^6}{2032 \cdot 10^6} (470 - 149) = 363 \text{ MPa} \quad (6.2a.8)$$

avendo calcolato l'asse neutro x attraverso l'annullamento del momento statico della sezione parzializzata omogeneizzata e successivamente l'inerzia corrispondente:

$$S_n = \frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c) - n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) = 0 \quad (6.2a.9)$$

$$\frac{300 \cdot x^2}{2} + 15 \cdot 308 \cdot (x - 30) - 15 \cdot 615 \cdot (470 - x) = 0$$

$$x = 132 \text{ mm}$$

$$J_n = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - d)^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 \quad (6.2.9)$$

$$J_n = \frac{300 \cdot 132^3}{3} + 15 \cdot 615 \cdot (132 - 30)^2 + 15 \cdot 615 \cdot (470 - 132)^2$$

$$J_n = 1379 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La cui percentuale di armatura ρ_r risulta:

$$\rho_r = \frac{A_{s1}}{b_{\min} \left[2,5 \cdot c \left(\frac{d-x}{3} \right) \right]} = \frac{615}{300 \cdot 19847} = 0,0274 \quad (6.2a.10)$$

Avendo inoltre fissato:

- $k_1 = 0,8$ barre ad aderenza migliorata
- $k_2 = 0,5$ per sollecitazione di flessione
- $k_3 = 3,4$
- $k_4 = 0,425$
- $k_t = 0,4$
- $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,2$ MPa

Si ha:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 30 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{14}{0,0274} = 189 \text{ mm} \quad (6.2a.11)$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - k \cdot \left[\frac{f_{ct,eff}}{E_s \rho_{p,eff}} + \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}} \right] = \frac{363}{200000} - 0,6 \cdot \left[\frac{2,6}{200000 \cdot 0,0274} + \frac{2,6}{31475} \right] = 0,00175 \quad (6.2a.12)$$

Da cui:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 189 \cdot 0,00163 = 0,333 \text{ mm} \approx w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad (6.2a.13)$$

Quindi, possiamo dire che incrementando l'area delle armature in acciaio a $6\phi 14$ e $4\phi 14$ in trazione e compressione si otterrebbe per la stessa sezione e la stessa condizione di carico un'apertura massima delle fessure pari a $0.171 \text{ mm} < w_1 = 0,2 \text{ mm}$.

6.1b) Verifica di deformabilità a breve termine (t=0)

Si considera la sezione rettangolare caratterizzata dalle seguenti proprietà:

- base $b = 300 \text{ mm}$
- altezza totale $h = 500 \text{ mm}$
- copriferro $c = 30 \text{ mm}$

- altezza utile $d = 470$ mm
- lunghezza $L = 6$ m
- armatura a trazione $4\phi 14$ per un area di acciaio $A_{s1}=615$ mm²
- armatura in compressione $2\phi 14$ per un area di acciaio $A_{s1}=308$ mm²

Per quanto riguarda i materiali si utilizza un calcestruzzo di resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 25$ MPa, cui corrisponde una resistenza media a trazione del calcestruzzo, f_{ctm} pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,6 \text{ MPa} \quad (6.2b.1)$$

La resistenza media a flessione si calcola come:

$$f_{ctm,fl} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,10 \text{ MPa} \quad (6.2b.2)$$

Il modulo elastico del calcestruzzo risulta:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 22000 \cdot \left(\frac{33}{10}\right)^{0,3} = 31475 \text{ MPa} \quad (6.2b.3)$$

$$\text{Essendo } f_{ctm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 33 \text{ MPa}$$

Si considera un acciaio B450C caratterizzato da una tensione di snervamento $f_y = 450$ MPa cui corrisponde un valore di progetto $f_{yd} = \frac{f_y}{1,15} = 391$ MPa, si assume per l'acciaio un modulo elastico $E_s = 200.000$ MPa.

Poiché si vuole effettuare una verifica al tempo ($t=0$), si considera un coefficiente di omogeneizzazione (n), pari all'effettivo rapporto tra i moduli elastici dei materiali.

$$n = \frac{E_{cm}}{E_s} = \frac{31475}{200000} = 7,2 \quad (6.2b.4)$$

I valori caratteristici dei carichi sono di 20 kN/m per il permanente e 20 kN/m per l'accidentale.

Considerando una condizione quasi permanente il carico di progetto totale è:

$$F_k = G_k + Q_k = 20 + 20 = 40 \text{ kN/m} \quad (6.2b.5)$$

Tenendo come riferimento ad un schema di trave semplicemente appoggiata da un lato ed incastrata nell'altro, di lunghezza complessiva di $L=6$ m, genera un momento:

$$M = 101,3 \text{ kN/m}$$

Calcolo delle caratteristiche della sezione non fessurata (Stadio1)

Trascurando la differenza tra calcestruzzo teso si procede a calcolare la posizione del baricentro della sezione omogeneizzata come $x_1 = \left(\frac{S_s}{A}\right)$, essendo S_s il momento statico della sezione omogeneizzata rispetto al lembo superiore della sezione:

$$x_{G,id} = \frac{\frac{Bh^2}{2} + nA_{s1} + nA_{s2} \cdot d}{Bh + nA_{s1} + nA_{s2}} = \frac{\frac{300 \cdot 470^2}{2} + 6,7 \cdot 615 \cdot 470 + 6,7 \cdot 308 \cdot 30}{300 \cdot 500 + 6,7 \cdot 615 + 6,7 \cdot 308} = 224 \text{ mm} \quad (6.2b.6)$$

L'inerzia della sezione non fessurata è quindi pari a:

$$J_1 = \frac{B \cdot h^3}{12} + B \cdot h \cdot (0,5h - x)^2 + n \cdot A_{s2} \cdot (x_1 - d)^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x_1)^2 \quad (6.2b.7)$$

$$J_1 = \frac{300 \cdot 470^3}{12} + 300 \cdot 500 \cdot (300 - 303)^2 + 6,7 \cdot 615 \cdot (470 - 303)^2 + 6,7 \cdot 308 \cdot (303 - 30)^2$$

$$J_1 = 1.198 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Rispetto al valore approssimato dell'inerzia non fessurata $I_1 = \frac{B \cdot h^3}{12} = 3.125 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} J_{G,jd}^{nf}}{1,2 (h - x_{G,id})} = 11,10 \text{ kNm} \quad (6.2b.8)$$

La freccia in stadio 1 al tempo ($t=0$) è quindi pari a:

$$\alpha_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_{cm} \cdot I_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{40 \cdot 10^{-3} \cdot 6000^4}{314750 \cdot 5848 \cdot 10^6} = 1,8 \text{ mm} \quad (6.2b.9)$$

Calcolo delle caratteristiche della sezione fessurata (Stadio2)

L'asse neutro della sezione fessurata si calcola mediante l'annullamento del momento statico rispetto al baricentro della sezione parzializzata assumendo $n=6,7$:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c) - n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) = 0 \quad (6.2b.10)$$

$$\frac{300 \cdot x^2}{2} + 6,7 \cdot 308 \cdot (x - 30) - 6,7 \cdot 615 \cdot (470 - x) = 0$$

$$x = 115 \text{ mm}$$

L'inerzia della sezione parzializzata si calcola:

$$J_2 = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c)^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 \quad (6.2b.11)$$

$$J_2 = \frac{300 \cdot 108^3}{3} + 6,7 \cdot 308 \cdot (108 - 30)^2 + 6,7 \cdot 615 \cdot (570 - 108)^2$$

$$J_2 = 686 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La freccia in stadio 2 al tempo $t = 0$ è quindi pari a:

$$\alpha_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_{cm} \cdot I_2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{40 \cdot 10^{-3} \cdot 6000^4}{314750 \cdot 686 \cdot 10^6} = 31,2 \text{ mm} \quad (6.2b.12)$$

Utilizzando la formula applicativa proposta dall'EC2(2004), la freccia complessiva si calcola come:

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 + \alpha_2 \cdot \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 \right] \quad (6.2b.13)$$

$$\text{essendo: } \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2$$

$$\alpha = 31 \text{ mm}$$

ed avendo assunto $\beta = 1$ per carichi di breve durata.

6.1c) Verifica di deformabilità a lungo termine

Per poter effettuare la verifica a lungo termine è necessario valutare la freccia tenendo conto della viscosità.

Quindi utilizzando il Metodo EM (7.1) la procedura è estremamente semplice:

si utilizzano le espressioni ed i metodi visti per il calcolo al tempo ($t=0$) semplicemente sostituendo al modulo elastico "istantaneo" E_c quello effettivo $:E_{c,eff}$ e dunque al coefficiente di omogeneizzazione istantaneo n quello effettivo $n_{eff} = \left(\frac{E_s}{E_{c,eff}} \right)$.

Per quanto concerne l'influenza della viscosità il fenomeno è introdotto in maniera estremamente semplificata assumendo per il coefficiente β , il valore di 0,5.

Si considera la sezione rettangolare caratterizzata dalle seguenti proprietà:

- base $b = 300$ mm
- altezza totale $h = 500$ mm
- copriferro $c = 30$ mm
- altezza utile $d = 470$ mm
- lunghezza $L = 6,0$ m
- armatura a trazione $4\phi 14$ per un area di acciaio $A_{s1}=615$ mm^2
- armatura in compressione $2\phi 14$ per un area di acciaio $A_{s1}=308$ mm^2

La valutazione della freccia a lungo termine viene effettuata per la condizione di carico quasi permanente. Se i valori caratteristici dei carichi sono 20 kN/m per il permanente e 20 kN/m per l'accidentale ed assumendo un coefficiente riduttivo $\Psi_2 = 0,3$ per civile abitazione, il carico di progetto totale è:

$$F_k = G_k + 0,3 \cdot Q_k = 20 + 0,3 \cdot 20 = 26 \text{ kN/m} \quad (6.2c.1)$$

Per la valutazione degli effetti di viscosità si fa riferimento alle tabelle delle NTC 2018, assumendo una percentuale di umidità del 55% ed un istante di applicazione dei carichi a $t_0 = 30$ giorni.

L'altezza fittizia della sezione in esame è:

$$h_0 = \left(\frac{2 \cdot A_c}{p} \right) = 83 \quad (6.2c.2)$$

procedendo con il calcolo della freccia mediante la stessa metodologia utilizzata per il calcolo a breve termine si avrà che il modulo elastico del calcestruzzo diventa:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{(1+\varphi)} = \frac{31475}{(1+2,6)} = 8734 \text{ MPa} \quad (6.2c.3)$$

Ed il coefficiente di omogeneizzazione è:

$$n_{n,eff} = \frac{210000}{8734} = 24,0 \quad (6.2c.4)$$

Calcolo delle caratteristiche della sezione non fessurata (Stadio2)

Trascurando la differenza tra calcestruzzo teso si procede a calcolare la posizione del baricentro della sezione omogeneizzata come $x_1 = \left(\frac{S_s}{A} \right)$, essendo S_s il momento statico della sezione omogeneizzata rispetto al lembo superiore della sezione:

$$x_{G,id} = \frac{\frac{Bh^2}{2} + nA_{s1} + nA_{s2} \cdot d}{Bh + nA_{s1} + nA_{s2}} = \frac{\frac{300 \cdot 470^2}{2} + 24 \cdot 615 \cdot 470 + 24 \cdot 308 \cdot 30}{300 \cdot 500 + 24 \cdot 615 + 24 \cdot 308} = 234 \text{ mm} \quad (6.2c.5)$$

L'inerzia della sezione non fessurata è quindi pari a:

$$J_1 = \frac{B \cdot h^3}{12} + B \cdot h \cdot (0.5h - x)^2 + n \cdot A_{s2} \cdot (x_1 - d)^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x_1)^2 \quad (6.2c.6)$$

$$J_1 = \frac{300 \cdot 470^3}{12} + 300 \cdot 500 \cdot (300 - 234)^2 + 24 \cdot 615 \cdot (470 - 234)^2 + 24 \cdot 308 \cdot (234 - 30)^2$$

$$J_1 = 1788 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Tale valore è abbastanza maggiore del $J_1 = \frac{B \cdot h^3}{12} = 312 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ in quanto le armature sono omogeneizzate attraverso un coefficiente maggiore $n = 24$.

La freccia nello stadio 1 al tempo $t = 0$ è quindi pari a:

$$\alpha_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{\frac{E_{cm}}{n_{eff}} \cdot I_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{26 \cdot 10^{-3} \cdot 6000^4}{\frac{314750}{2.6} \cdot 1788 \cdot 10^6} = 1,8 \text{ mm} \quad (6.2c.7)$$

Calcolo delle caratteristiche della sezione fessurata (Stadio2)

L'asse neutro della sezione fessurata si calcola mediante l'annullamento del momento statico rispetto al baricentro della sezione parzializzata assumendo $n=24$:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c) - n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) = 0 \quad (6.2c.8)$$

$$\frac{300 \cdot x^2}{2} + 24 \cdot 308 \cdot (x - 30) - 24 \cdot 615 \cdot (470 - x) = 0$$

$$x = 205 \text{ mm}$$

L'inerzia della sezione parzializzata si calcola:

$$J_2 = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{s2} \cdot (x - c)^2 + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 \quad (6.2c.9)$$

$$J_2 = \frac{300 \cdot 174^3}{3} + 22,7 \cdot 308 \cdot (174 - 30)^2 + 22,7 \cdot 615 \cdot (570 - 174)^2$$

$$J_2 = 2124 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

La freccia in stadio 2 al tempo $t = 0$ è quindi pari a:

$$\alpha_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{\frac{E_{cm}}{n_{eff}} \cdot I_2} \alpha_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{26 \cdot 10^{-3} \cdot 6000^4}{\frac{314750}{2,6} \cdot 2124 \cdot 10^6} = 17,1 \text{ mm} \quad (6.2c.10)$$

Il momento massimo agente in campata è:

$$M_{max} = 65,8 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = f_{ctm,fl} \frac{b \cdot h}{6} = 3,07 \frac{300 \cdot 500^2}{6} = 38,4 \text{ kN m} \quad (6.2c.11)$$

$$\text{Per cui } \frac{M_{cr}}{M} = \frac{47,5}{117} = 0,583 \quad \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 = 0,340$$

Utilizzando l'espressione dell' EC2 si ha:

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 + \alpha_2 \cdot \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^2 \right] \quad (6.2c.12)$$

$$\alpha_{\infty} = 1,3 \cdot 0,5 \cdot 0,340 + 17,1 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,340) = 14,4 \text{ mm}$$

avendo assunto per carichi di lunga durata $\beta = 0,5$.

Per quanto concerne l'effetto del ritiro, applicando direttamente l'intera deformazione da ritiro sulla sezione fessurata, si ha:

$$S_c = \frac{x^2 \cdot b}{2} = \frac{205^2 \cdot 300}{2} = 6303 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad (6.2c.13)$$

La deformazione da ritiro si calcola con riferimento alle indicazioni delle NTC 2018.

Assumendo una condizione di umidità relativa del 55%, una resistenza $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, ed essendo $h_0 = 83 \text{ mm}$, dalle tabelle già introdotte nel capitolo delle NTC 2018 [2], [3].

$$\epsilon_{c0} = -0,49 \cdot \epsilon_{kh} = 1,0 \quad (6.2c.14)$$

Da cui si ottiene:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = -0,85 \cdot 0,49 = -0,49 \text{ (aliquota di ritiro igrometrico \%)} \quad (6.2c.15)$$

La seconda aliquota di ritiro, detta di ritiro autogeno, si calcola:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-3} = -2,5 \cdot (25 - 10) \cdot 10^{-3} = -0,037 (\%) \quad (6.2c.16)$$

La deformazione da ritiro compressiva (2.14) è quindi pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{cs} = (-0,000417) + (-0,000025) = -0,000527 \quad (6.2c.17)$$

$$\alpha_{sh} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{sh}}{E_c I} \cdot L^3 = \varepsilon_{sh} \frac{S_c L^2}{8 \cdot I_2} = 0,000527 \cdot \frac{6303 \cdot 10^3 \cdot 6000^2}{8 \cdot 2124 \cdot 10^6} = 7,0 \text{ mm} \quad (6.2c.18)$$

Quindi la freccia totale a tempo infinito risulta:

$$\alpha_{\infty} = 14,4 + 7,0 = 21,4 \text{ mm} \quad (6.2c.19)$$

Si ha pertanto un rapporto Freccia/Luce pari a:

$$\frac{\alpha_{\infty}}{L} = \frac{21,4}{6000} = 0,0035 < 0,004 = \frac{1}{250} \quad (6.2c.20)$$

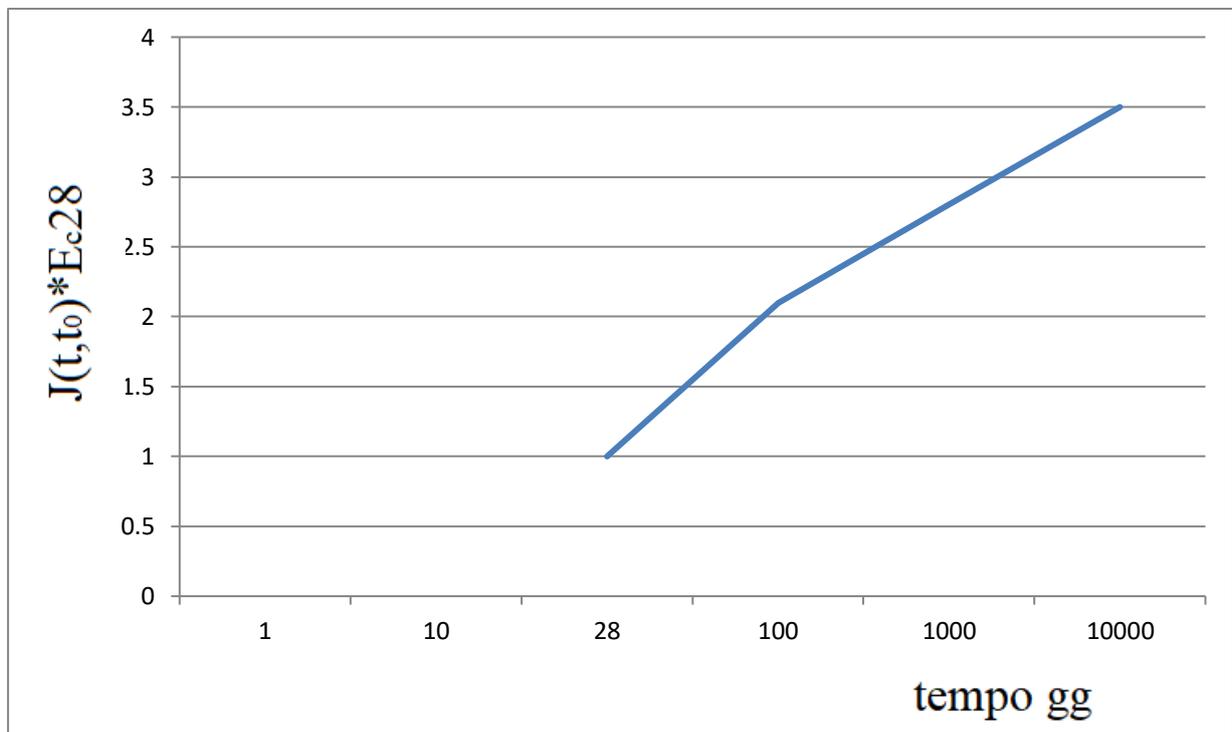


Figura 6.1.5: Variazione deformazioni nel lungo tempo

Seguendo il modello proposto dall'Eurocodice (Fig 3.2.1) e (Fig 3.2.1):

$$\phi(t, \infty) = \phi(t, 10000 \text{ gg}) = 2,5 \quad (6.2c.21)$$

$$E_c \cdot J(t, t_0) = E_c \cdot \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c28}} \right) = 3,5 \quad (6.2c.22)$$

Si nota un aumento delle deformazioni della trave di circa tre volte rispetto al caso

elastico [5].

6.2) Applicazione numerica di una iperstatica

Sia data la trave in cemento armato (calcestruzzo C25/30) ad una campata di $L=8\text{m}$, su due incastri con sezione $0.3 \times 0.5 \text{ m}$, caricata da un carico uniforme nello spazio e costante nel tempo pari a $q(t) = q(t_0) = 40 \text{ kN/m}$ (Fig.6.2.1).

L'umidità relativa ambientale di riferimento è del 65%. Il carico viene applicato a 28gg.

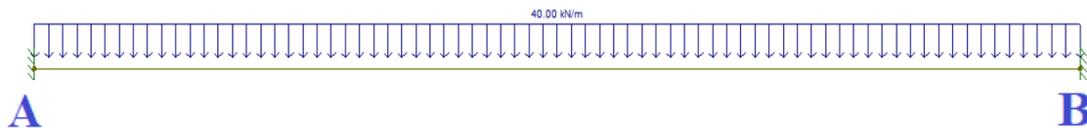


Figura.6.3.1: Struttura Iperstatica

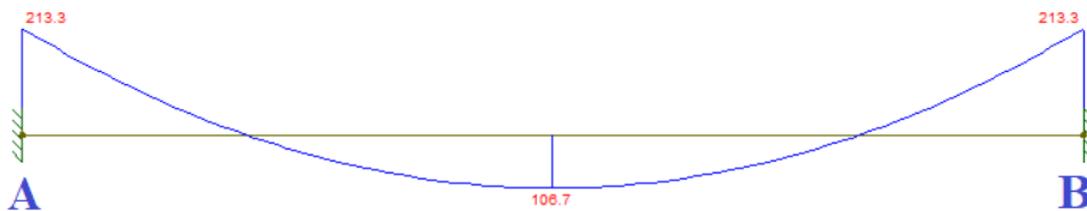


Figura 6.2.2: Diagramma dei Momenti della Struttura Iperstatica

Il problema, grazie alla sua geometria è riconducibile a quello di una trave con due incastri.

L'equazione elastica ad essa corrispondente è:

$$v_{el}(z) = \frac{qz}{12EJ} \left(\frac{z^3}{2} - lz^2 + l^3 \right) \quad (6.2.1)$$

Quindi per il primo principio della viscosità lineare, le sollecitazioni sono quelle dall'analisi elastica e ottenute derivando l'equazione precedente.

Si ottiene dunque che in corrispondenza degli incastri **A** e **B** il momento risulti di $-213,3 \text{ kNm}$, mentre il momento max in campata è di $+106,7 \text{ kNm}$ (Fig.6.3.2).

Lo studio della flessione della trave presa in esame è stato svolto con il software SAP2000, dividendo in modo omogeneo la trave in 17 conci regolari, così da avere una fitta rete di conchi che hanno permesso uno studio dettagliato della deflessione della trave nel tempo (Tab.6.2.1) e (Fig.6.2.3).

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	28gg	100gg	1000gg	10000gg
Text	Text	Text	m	m	m	m
1	SLE	Combinazione	0	0	0	0
2	SLE	Combinazione	-0,00016	-0,00016	-0,000161	-0,00016
3	SLE	Combinazione	-0,0005	-0,00051	-0,000518	-0,00053
4	SLE	Combinazione	-0,00095	-0,00097	-0,000978	-0,001
5	SLE	Combinazione	-0,00142	-0,00145	-0,001462	-0,0015
6	SLE	Combinazione	-0,00185	-0,00189	-0,001905	-0,00195
7	SLE	Combinazione	-0,00219	-0,00224	-0,002258	-0,00231
8	SLE	Combinazione	-0,00241	-0,00246	-0,002484	-0,00254
9	SLE	Combinazione	-0,00249	-0,00254	-0,002562	-0,00262
10	SLE	Combinazione	-0,00241	-0,00246	-0,002484	-0,00254
11	SLE	Combinazione	-0,00219	-0,00224	-0,002258	-0,00231
12	SLE	Combinazione	-0,00185	-0,00189	-0,001905	-0,00195
13	SLE	Combinazione	-0,00142	-0,00145	-0,001462	-0,0015
14	SLE	Combinazione	-0,00095	-0,00097	-0,000978	-0,001
15	SLE	Combinazione	-0,0005	-0,00051	-0,000518	-0,00053
16	SLE	Combinazione	-0,00016	-0,00016	-0,000161	-0,00016
17	SLE	Combinazione	0	0	0	0

Tabella 6.2.1: Valori numerici della deformazione della trave nel lungo periodo

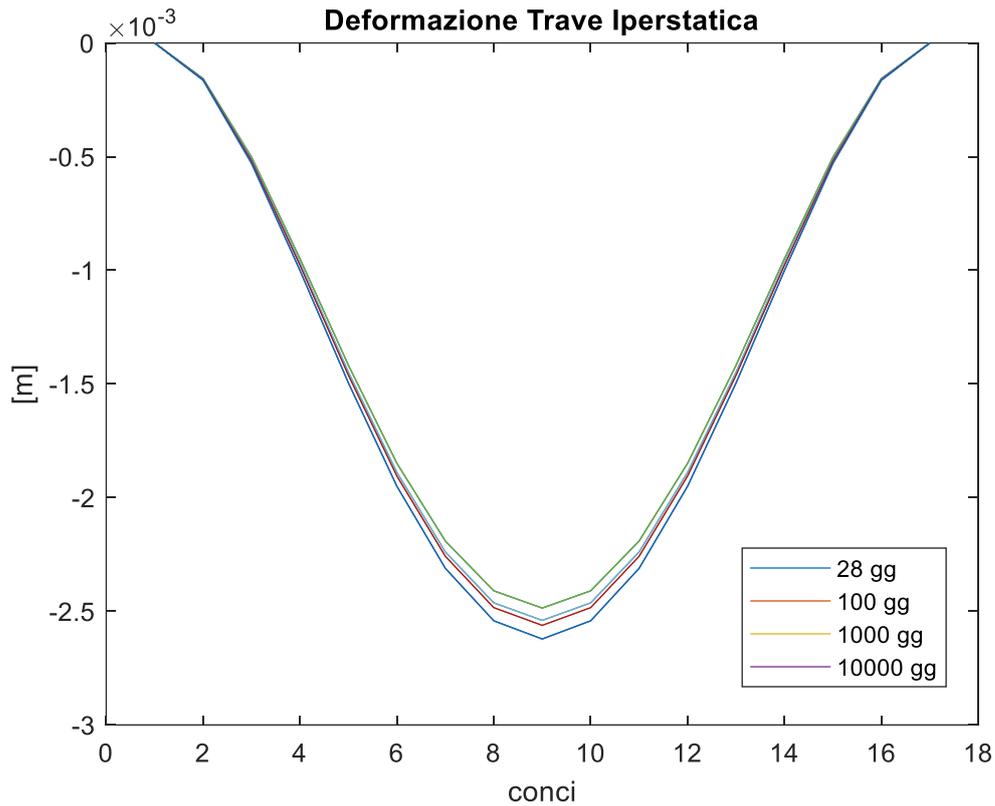


Figura 6.2.3: Deformazione della trave nel lungo periodo

La Freccia max in campata A-B risulta uguale a:

$$f = \frac{1}{384} \frac{p^4}{EJ} \tag{6.2.2}$$

Le deformazioni (6.2.4) sono invece valutate sommando al risultato dell'analisi elastica, gli effetti della viscosità, utilizzando la formulazione del problema della viscosità:

$$v(t) = E_c J(t, t_0) v_{el}(t_0) \tag{6.1.5}$$

Secondo il problema proposto dall'Eurocodice EN 1992-1-1:2004

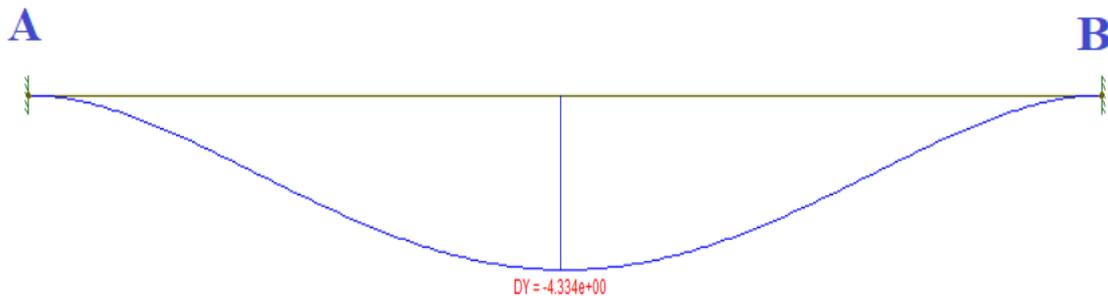


Figura 6.2.4: Grafico della deformazione elastica della trave Iperstatica, sovrapposto alla struttura

7)Metodi Algebrizzati

Il metodo generale esposto nel capitolo precedente risulta essere molto laborioso da applicare e richiede in ogni caso l'uso di programmi di calcolo, quindi per poter avere dei risultati precisi ed in tempi brevi, per i calcoli di routine che si fanno per le verifiche delle travi composte, si ricorre ai metodi algebrizzati, che aiutano nella verifica dei calcoli delle travi, nel caso in esame sono di norma in Acciaio-Calcestruzzo, infatti esiste la possibilità di effettuare calcoli delle funzioni di rilassamento del cls [15], [6], [11].

Per poter processare in maniera celere e concreta i dati, si può affrontare mediante l'impiego di semplici regole di quadratura per valutare gli integrali di sovrapposizione.

7.1) Metodo del Modulo Efficace

Il metodo del Modulo Efficace utilizza la *regola di quadratura rettangolare* applicandola in un solo passo [6],[11].

L'integrale di sovrapposizione viene approssimato considerando la funzione di viscosità:

$$J(t,\tau) = J(t,\mathbf{t}_0) \quad (7.1.1)$$

Analiticamente si ha:

$$\mathcal{E}_{c,tot}(t) = \sigma_c(\mathbf{t}_0) \cdot J(t,\mathbf{t}_0) + \Delta\sigma_c(t) \cdot J(t,\mathbf{t}_0) + \mathcal{E}_{cs}(t) + \mathcal{E}(t) = \sigma_c(t) \cdot J(t,\mathbf{t}_0) + \mathcal{E}_{cs}(t) + \mathcal{E}(t) \quad (7.1.2)$$

Nella quale l'area sia calcolata mediante il calcolo del rettangolo costruito ad hoc. Definendo il modulo efficace come $\mathcal{E}_{c,tot}(t)$ può anche essere scritto come:

$$\mathcal{E}_{c,tot}(t) = \sigma_c(\mathbf{t}_0) \cdot J(t,\mathbf{t}_0) + \Delta\sigma_c(t) \cdot J(t,\mathbf{t}_0) + \mathcal{E}_{cs}(t) + \mathcal{E}(t) = \sigma_c(t) \cdot J(t,\mathbf{t}_0) + \mathcal{E}_{cs}(t) + \mathcal{E}(t) \quad (7.1.2)$$

$$\mathbf{E}_{c,EM}(t,\mathbf{t}_0) = J(t,\mathbf{t}_0)^{-1} \quad (7.1.3)$$

La formula (7.1.2) può essere riscritta:

$$\mathcal{E}_{c,tot}(t) = \frac{\sigma_c(t)}{\mathbf{E}_{c,EM}(t,\mathbf{t}_0)} + \mathcal{E}_{cs}(t) + \mathcal{E}(t) \quad (7.1.5)$$

Per cui gli effetti dell'applicazione di una storia di tensione sono calcolati

considerando la tensione finale $\sigma_c(t)$ direttamente applicata all'istante iniziale t_0 .

Nell'ipotesi semplificativa di $E_c(t) = E_{c28} = E_c$, la formula(7.1.6):

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi_{28}(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (7.1.6)$$

Diventa

$$J(t, t_0) = \frac{[1 + \varphi_{28}(t, t_0)]}{E_c} \quad (7.1.7)$$

e quindi la relazioni si semplifica cosi

$$E_{c,EM}(t, t_0) = \frac{E_c}{1 + \varphi_{28}(t, t_0)} \quad (7.1.8)$$

$$\varepsilon_{c,tot} = \frac{\sigma_c(t)}{E_c} [1 + \varphi_{28}(t, t_0)] + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon(t) \quad (7.1.9)$$

L'applicazione di questo metodo ad un generico istante (t) richiede pertanto una semplice analisi elastica condotta con il modulo elastico espresso dalla $E_{c,EM}$.

Occorre osservare che questo metodo porta, nel caso di problema diretto (problema di viscosità), a sovrastimare le deformazioni risultanti se la tensione nota cresce nel tempo ed a sottostimare le deformazioni nel caso in cui la tensione decresca nel tempo.

Nel caso del problema inverso, invece le approssimazioni sono opposte, nel senso che avendo fissato la storia delle deformazioni $\sigma_c(t)$, e quindi il valore dell'integrale di sovrapposizione, per storie di tensioni crescenti, si ha una sottostima della tensione incognita e per storie di tensioni decrescenti si ha una sovrastima (Fig.7.1.1.)

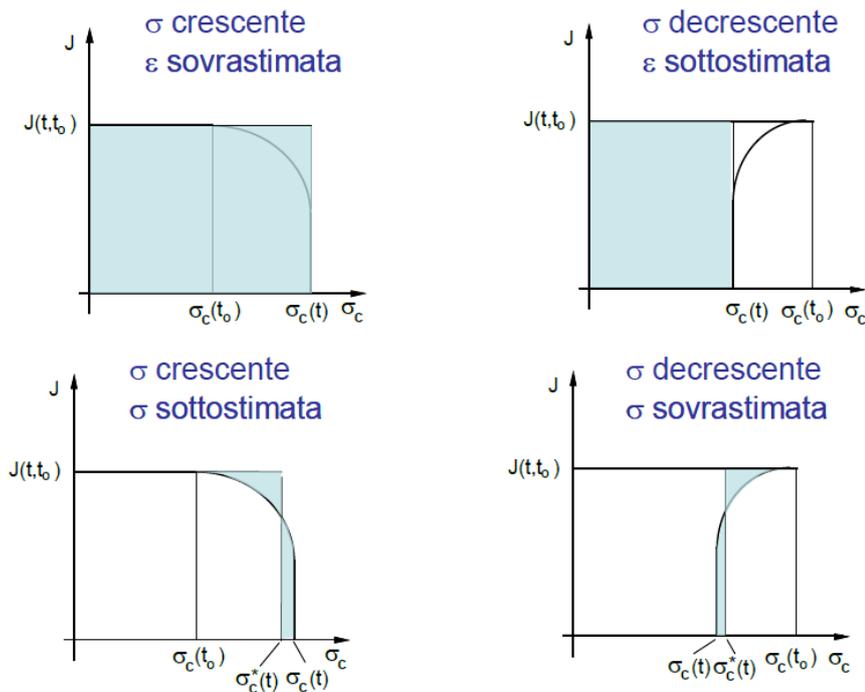


Figura 7.1.1: Rappresentazione grafica del metodo EM

Per la sua immediatezza di applicazione le norme tecniche fanno riferimento a questo metodo per il calcolo degli effetti viscosi per strutture miste acciaio-calcestruzzo; infatti, esse si prestano ad essere applicate, come negli usuali calcoli elastici, considerando un coefficiente di omogeneizzazione per la struttura, dato dal seguente rapporto:

$$n = \frac{E_{c,eff}(t,t_0)}{E_s} \quad (7.1.10)$$

In generale il metodo EM fornisce risultati accettabili se la *storia delle tensioni non subisce grandi variazioni tra il 15-20%*, come ad esempio nel caso delle cadute di precompressione per strutture con bassi rapporti di armatura, cosa usuale nelle travi in CAP.

7.2) Metodo della Tensione Media

Il seguente metodo è basato sull'*approssimazione dell'integrale di sovrapposizione* mediante un solo trapezio. Analiticamente si ha [6],[11]:

$$\varepsilon_{c,tot}(t) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t,t_0) + \Delta\sigma_c(t) \frac{1}{2} [J(t,t_0) + J(t,t)] + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon(t) \quad (7.2.1)$$

che, tenendo conto della

$$J(t, \mathbf{t}_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi_{28}(t, \mathbf{t}_0)}{E_{c28}} \quad (7.2.3)$$

Si può scrivere come

$$\varepsilon_{c,tot}(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma_c(t) + \sigma_c(t_0)}{2} \frac{\varphi_{28}(t, \mathbf{t}_0)}{E_{c28}} + \Delta\sigma_c(t) \frac{1}{2} \left[\frac{1}{E_c(t)} + \frac{1}{E_c(t_0)} \right] + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon(t) \quad (7.2.4)$$

Nella (7.2.4) si distinguono i termini della deformazione elastica iniziale, della deformazione puramente viscosa valutata con la tensione media e della variazione della deformazione elastica tra (t) e (\mathbf{t}_0) valutata considerando la deformabilità elastica media nell'intervallo.

Inoltre la (7.2.4) si può riscrivere anche come:

$$\varepsilon_{c,tot}(t) = \sigma_c(t) \frac{1}{2} [J(t, \mathbf{t}_0) + J(t, t)] + \sigma_c(\mathbf{t}_0) \frac{1}{2} [J(t, \mathbf{t}_0) + J(t, t)] + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon(t) \quad (7.2.5)$$

che porta alla definizione del modulo efficace e della distorsione da viscosità:

$$E_{c,MS}(t, \mathbf{t}_0) = \frac{2}{[J(t, \mathbf{t}_0) + J(t, t)]} \quad (7.2.6)$$

$$\varepsilon_{cr}(t, \mathbf{t}_0) = \sigma_c(\mathbf{t}_0) \frac{1}{2} [J(t, \mathbf{t}_0) + J(t, t)] \quad (7.2.7)$$

Dunque è possibile ottenere la seguente forma pseudo-elastica:

$$\varepsilon_{c,tot}(t) = \frac{\sigma_c(t)}{E_{c,MS}(t, \mathbf{t}_0)} + \varepsilon_{cr}(t, \mathbf{t}_0) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon(t) \quad (7.2.8)$$

Nell'ipotesi semplificativa di modulo elastico costante nel tempo, la (7.2.5) e (7.2.6) diventano:

$$E_{c,MS}(t, \mathbf{t}_0) = \frac{E_c}{[1 + 0.5\varphi_{28}(t, \mathbf{t}_0)]} \quad (7.2.9)$$

$$\varepsilon_{c,tot}(t) = \frac{\sigma_c(t)}{E_c} \cdot [1 + 0.5\varphi_{28}(t, \mathbf{t}_0)] + \varepsilon_{cr}(t, \mathbf{t}_0) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon(t) \quad (7.2.10)$$

Il metodo MS, nel caso di problema diretto, cioè quando sia nota la storia tensionale ed essa conduce ad una sottostima delle deformazioni e porta a considerare una storia

tensionale crescente, ed invece ad una sovrastima nel caso in cui la storia tensionale sia decrescente; nel caso di problema inverso, ovvero quando sia nota la storia della deformazione, si hanno le approssimazioni inverse, cioè la tensione viene sovrastima nel caso in cui la storia incognita di tensione sia crescente e sottostimata in caso contrario.

L'applicazione di questo metodo risulta comunque piu' laboriosa di quella del metodo EM in quanto il calcolo deve essere affrontato in due passi, il *primo per ottenere la soluzione elastica* del problema ed il *secondo per determinare gli effetti differiti* dove entra in gioco, tra le azioni, la distorsione da viscosità.

Nel caso in cui la soluzione del problema elastico è nulla (come nel caso dell'azione del solo ritiro), la distorsione da viscosità è nulla ed il problema può essere risolto in un solo procedimento mediante un'analisi elastica condotta con il modulo $E_{c,MS}$ (Fig.7.2.1).

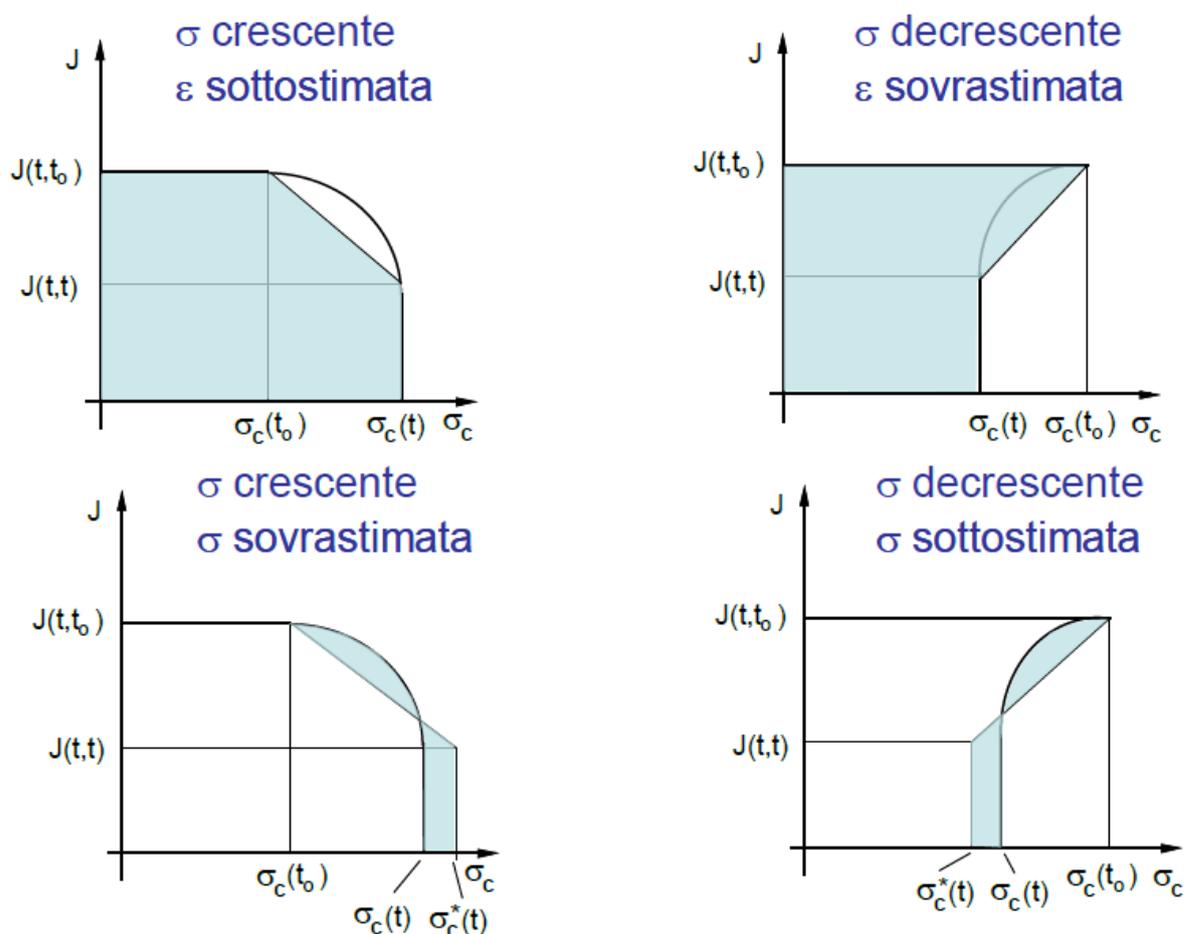


Figura 7.2.1: Rappresentazione grafica del metodo MS

Data la migliore approssimazione dell'integrale di sovrapposizione rispetto al precedente metodo EM, questo si presta ad essere applicato allorquando si presentino casi con *variazioni delle tensioni fino a circa il 30% di quella iniziale*.

7.3) Metodo del Modulo Efficace Adattato all'Età

Dall'analisi matematica è noto che, se $f(x)$ è una funzione continua nell'intervallo $[a, b]$ e, x_1 ed x_2 , sono due punti della stessa funzione, allora esiste un punto ξ tra x_1 e x_2 , per cui è valida la relazione [6]:

$$\int_{x_1}^{x_2} f(x) dx = (x_2 - x_1) \cdot f(\xi) \quad (7.3.1)$$

L'integrale di sovrapposizione è suscettibile della stessa semplice proprietà (teorema della media integrale), per cui:

$$\int_{t_0}^t J(t, \tau) d\sigma_c(\tau) = \Delta\sigma_c(t) J(t, \tau) \quad (7.3.2)$$

tornando alla rappresentazione grafica dell'integrale di sovrapposizione, $J(t, \tau)$ è tale da realizzare l'uguaglianza delle due aree tratteggiate come riportato nella (Fig.7.3.1).

Sfortunatamente la sostituzione come riportata nella formula (7.3.2), non può essere fatta nel problema inverso perché il valore $J(t, \tau)$ è incognito e può essere calcolato solo se la $\sigma_c(\tau)$ (incognita del problema) è nota a priori.

Da questo punto di vista è possibile capire i due metodi algebrizzati precedentemente introdotti, infatti: nel caso del metodo EM è come se si fosse adottata l'ipotesi che le tensioni si mantengano costanti nel tempo con valori pari a quello finale, cioè $\sigma_c(\tau) = \sigma_c(t)$, per cui risulta:

$$J_{EM}(t, \tau) = J(t, t_0) \quad (7.3.3)$$

nel caso del metodo MS, invece è come se si fosse adottata l'ipotesi che la storia delle tensioni $\sigma_c(\tau)$ sia in relazione lineare con $J(t, \tau)$, da cui:

$$J_{MS}(t, \tau) = \frac{1}{2} [J(t, t_0) + J(t, t)] \quad (7.3.4)$$

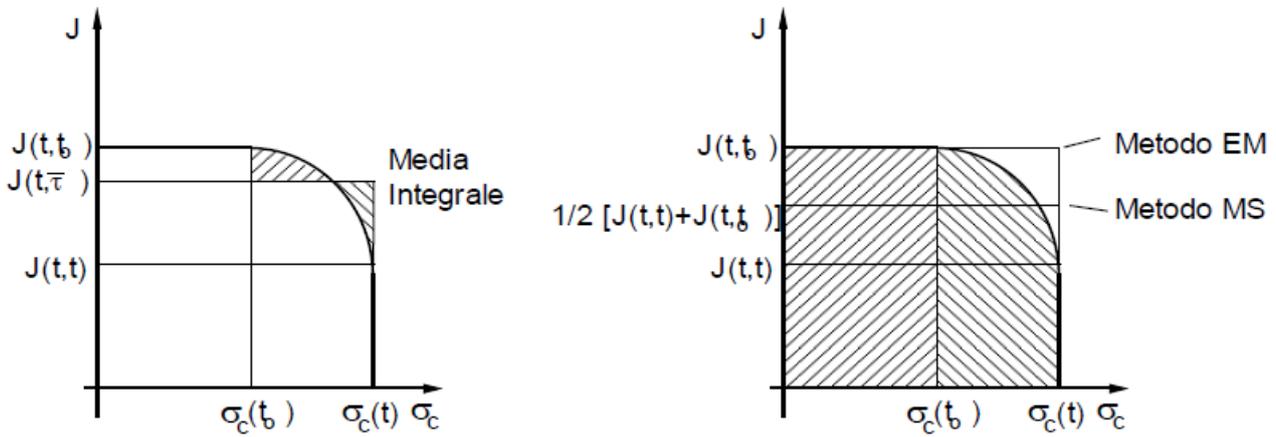


Figura 7.3.1: Interpretazione dei metodi EM ed MS nell'ottica della media integrale

Nelle (Fig.7.3.1) si è visto come l'applicazione dei due metodi allo stesso problema conducono a risultati con l'approssimazione di segno opposto rispetto al valore reale. Questo significa che:

$$J_{EM}(t, \tau) \leq J(t, \tau) \leq J_{MS}(t, \tau) \quad (7.3.5)$$

A questo punto è augurabile l'utilizzo di un coefficiente che sia in grado di tarare in modo opportuno la funzione di viscosità:

$$J(t, \tau) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \chi(t, t) \frac{\varphi_{28}(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (7.3.6)$$

Il coefficiente χ viene definito come coefficiente di invecchiamento e tale parametro nei seguenti casi:

- Metodo EM

$$\chi_{EM}(t, t_0) = 1 \quad (7.3.7)$$

- Metodo MS

$$\chi_{MS} = 0.5 + 0.5 \frac{E_{c28}}{\varphi_{28}(t, t_0)} \cdot \left[\frac{1}{E_c(t)} - \frac{1}{E_c(t_0)} \right] \quad (7.3.8)$$

Nell'ulteriore ipotesi che il modulo d'elasticità costante diventi semplicemente $\chi_{MS} = 0.5$ è ovvio come espressioni diverse del coefficiente χ si possono determinare ipotizzando storie di deformazione diverse da quelle viste, a patto che queste dipendano esclusivamente dai valori iniziali e finali della tensione.

Di seguito si riporta un articolo scientifico, per le sue importanti conclusioni.

Questo studio ha considerato il comportamento di un ponte in cls, nell'arco di tempo di vent'anni, tenendo conto dei suoi comportamenti strutturali a lungo termine [16].

In data 26.12.2017 è stato pubblicato un articolo scientifico a cui hanno contribuito la Prof.ssa Eva Ol Lantsoght (Università San Francisco de Quito-Ecuador) ed i Prof. Corvan der Veen, Ane de Boer, Herbert van der Ham (Università Tecnologica di Delft-Paesi Bassi) [16].

Nel 1997 per ovvie necessità di traffico si rese necessaria la costruzione di un secondo Ponte di Stichtse - Paesi Bassi, per la nuova struttura, si scelse di utilizzare la tecnica costruttiva conosciuta come "ponte a sbalzo", successivamente in fase di progetto fu proposto l'uso del calcestruzzo ad alta resistenza, infatti fino a quel tempo, il comportamento a lungo termine di questo materiale non era riportato in nessun codice di calcolo, pertanto si scelse di utilizzare il calcestruzzo ad alta resistenza.

Vista la novità introdotta dalla scelta del materiale, fu proposto al Ministero delle Infrastrutture dei Paesi Bassi di monitorare il comportamento del materiale e le deflessioni del ponte nel tempo, così da poter valutare lo sviluppo della resistenza a compressione e quella a trazione del calcestruzzo nel tempo, per questo si decise di introdurre all'interno dell'anima del ponte, dei cubi di calcestruzzi, fusi insieme ai segmenti della trave, presenti all'interno di ogni segmento a sbalzo (Fig.7.3.2).

(a)



(b)



I cubi all'interno del ponte studiarono lo sviluppo della viscosità, le contrazioni generate dal ritiro, ed inoltre furono attenzionate anche la temperatura e l'umidità.

Le deflessioni della sovrastruttura del ponte sono state misurate periodicamente, e confrontate con le previsioni dei modelli agli elementi finiti. Sulla base dei dati disponibili, si scoprì che nel calcestruzzo precompresso, la sua resistenza a trazione rimaneva costante, ed anche per le piccole deflessioni, i modelli produssero buone previsioni.

Figura 7.3.2:

(a) Panoramica del cubo immerso nel segmento di trave

(b) Dettaglio che mostra la posizione dei punti di misurazione sul cubo



Figura7.3.3: Numerazione dei segmenti del secondo Ponte di Stichtse

Quando il secondo Ponte di Stichtse fu progettato negli anni 90, era il primo ponte in cemento armato precompresso ad alta resistenza nei Paesi Bassi, dal rendering di (Fig.7.3.3) possiamo vedere bene come erano numerati i segmenti a sbalzo del ponte.



Figura7.3.4: Fotografia del Ponte Vecchio e del nuovo ponte di Stichtse

I risultati del test dopo 10 anni di studio, indicarono che la *resistenza a compressione del calcestruzzo precompresso si poteva essere leggermente ridotta*, rispetto al suo valore dopo 1 anno, inoltre i risultati dopo 20 anni mostrarono che nel calcestruzzo precompresso la resistenza a compressione rimaneva costante, anche la sua resistenza a trazione fu determinata nello stesso modo, e si scoprì che era rimasta costante nel tempo.

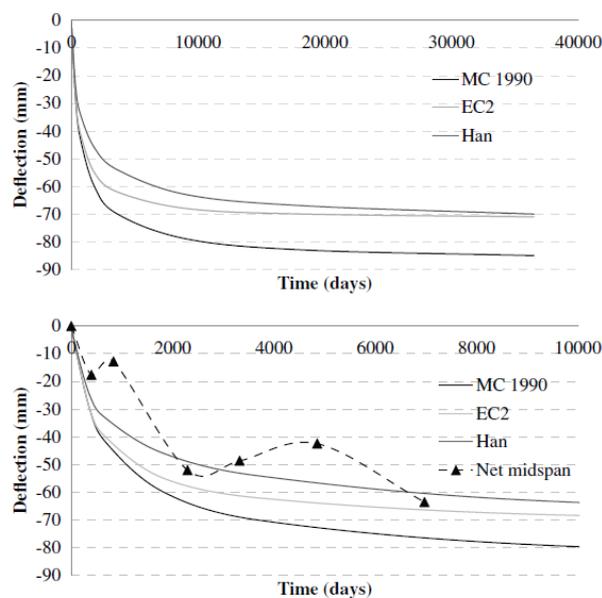


Figura 7.3.5: Analisi della deformazione viscosa

L'analisi fatta prima in laboratorio, e sul ponte reale dopo, ha denotato che nel tempo le deformazioni relative al ritiro ed alla viscosità del cls si sono stabilizzate, ma un risultato non era conforme alle previsioni, infatti **le tensioni generate dal ritiro sul ponte reale erano più grandi, di quelle generate dalla deformazione misurata nel laboratorio**, perchè in laboratorio l'umidità è controllata, cosa che non avviene per l'ambiente esterno.

Nella (Fig.7.3.6) vengono riportati i valori della deformata analizzati nel tempo, dove si rileva che i punti che hanno registrato un valore negativo sono in abbassamento, viceversa i punti con valori positivi sono in innalzamento, questo fenomeno è conosciuto in inglese come "Hogging and sagging".

Queste misurazioni sono state fatte su due profili del Ponte in 13 postazioni differenti.

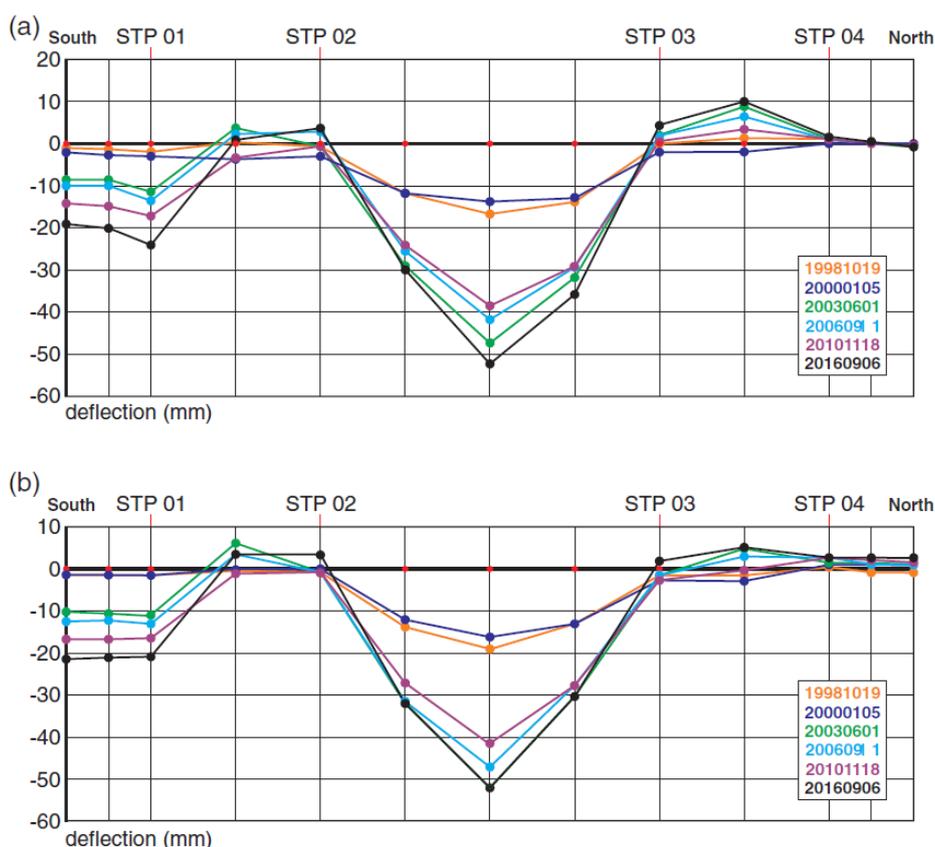


Figura 7.3.6: Profili di deflessione del Ponte di Stichtse, rilevati tra il 1997 e il 2016:

(a) profilo deflessione

(b) profilo deflessione

Le date di misurazione sono in AAAA.MM.GG

Il secondo Ponte di Stichtse è stato esaminato frequentemente come riportato in (Fig.7.3.6), queste misurazioni mostrarono che le deviazioni sono ancora leggermente aumentate nel tempo. Lo spostamento netto nella parte centrale dell'impalcato può essere utile per il confronto con i risultati di un modello agli elementi finite, per prevedere il relativo abbassamento.

Nei modelli agli elementi finiti, basati su materiali diversi sono stati studiati per gli abbassamenti a lungo termine, ed è stato determinato che il modello modificato con calcestruzzo ad alta resistenza è basato sul Model Code 1990 e sull'Eurocodice 2, entrambi confermarono le previsioni dei valori della deviazione misurata effettivamente sul ponte.

Tali risultati hanno validato il modello di calcolo, che può essere utilizzato per la progettazione futura di strutture in calcestruzzo precompresso e ad alta resistenza, da impiegare nei ponti costruiti con il metodo a sbalzo.

8) Conclusioni

Il lavoro svolto ha preso in esame il calcestruzzo armato e le sue caratteristiche tecniche, con particolare riferimento ed in maniera approfondita, al fenomeno della viscosità e del ritiro.

Sono state riportate trattazioni note dei due fenomeni, estrapolate da precedenti studi scientifici ed anche da specifici articoli accademici, che hanno approfondito lo studio del materiale e le sue evoluzioni in base alle differenti condizioni ambientali. Sono stati presi in esame diversi tipi di prove relative alle capacità tecniche del calcestruzzo armato.

Il contributo scientifico ha portato all'attenzione ad estrapolato il rapporto tra la resistenza del calcestruzzo e l'evoluzione del rispettivo contenuto d'acqua, si è verificata che una maggiore sollecitazione di compressione, ha come conseguenza il ritiro indotto da stress e di microcracking, dovuto alla stagionatura non uniforme dei provini in cls.

Inoltre si è determinato che le variazioni di umidità relativa nei provini non caricati e non sigillati, hanno mostrato che non esistono variazioni significative in relazione all'applicazione o meno del carico.

Un'altro studio sperimentale molto importante è stato quello del professor Prof. Sharmilan Suntharalingam e del Prof. Yuya Takahashi, perché hanno analizzato il comportamento del ritiro autogeno in diversi tipi di Cementi Portland e delle Scorie d'Altoforno, per migliorare le prestazioni del calcestruzzo (BFS), i risultati sono stati presi in diversi studi scientifici successivi. In questa trattazione è stato analizzato il problema della stabilità delle strutture in conseguenza alle variazioni dimensionali e di ritiro che generalmente si verifica nei primi tempi di vita del cls armato, con valori maggiori nel cemento con Scorie d'Altoforno e con un basso rapporto acqua-cemento.

Per limitare il ritiro si è fatto riferimento all'uso di minerale tipo scorie cristallizzate, mediante trattamento di riscaldamento dei provini in laboratorio, per valutare la percentuale di ritiro autogeno, infatti le differenze hanno reso possibile conoscere il loro effetto sul ritiro autogeno, tra i differenti Cementi Portland(BTS).

E' stata fatta una illustrazione storica della normativa, da cui oggi scaturiscono le attuali norme tecniche, il D.M. 17.01.2018, Circolare 21.01.2019. Eurocodice 1992-1-1 ed il Model Code 2010, le quali trattano e regolano i fenomeni della viscosità e del ritiro a cui sono soggette le strutture in cls armato.

Di seguito abbiamo analizzato con modelli matematici noti, i comportamenti che il fenomeno del ritiro determina alle strutture omogenee e nello specifico i comportamenti strutturali di una semplice struttura isostatica e una volta iperstatica, riconducendoci ove possibile a strutture più semplici, tenendo conto dei tre Teoremi della Viscosità Lineare, mediante l'impiego del software SAP2000, per determinare i valori di deformazione delle strutture esaminate.

E' stato analizzato il caso pratico inerente i due fenomeni presi in esame in questo studio il ritiro e la viscosità, si è presentato un articolo scientifico, che ha trattato dell'analisi

matematica del Ponte di Stichtse nei Paesi Bassi, studiato dall'Università di Delft, la struttura è stata attrezzata nel tempo e sono stati registrati nel tempo i dati reali dell'impalcato, e i comportamenti strutturali mediante monitoraggi nell'arco di venti anni dalla sua costruzione, risalente al 1997, lo studio è andato avanti fino al 2017, anno della pubblicazione della ricerca accademica.

L'analisi è stata resa possibile, mediante l'inserimento di sensori fin dalla sua costruzione, che hanno permesso nel tempo di monitorare i dati d'inflessione del suo impalcato, e degli altri parametri quali la temperatura esterna, l'umidità relativa dell'aria atmosferica ed altri dati, importanti per lo studio completo, quali i fenomeni del ritiro e della viscosità.

Giunti alla fine di questa Tesi, possiamo trarre delle conclusioni riguardanti i due temi principalmente trattati nei vari capitoli.

Sono stati inoltre approfonditi due fenomeni che colpiscono il calcestruzzo, ovvero i fenomeni di Creep e Ritiro, e sono state trattate tutte le più importanti conoscenze ad ora note di questi fenomeni, per il calcestruzzo-armato, materiale che negli ultimi due secoli ha cambiato radicalmente non solo il modo di costruire, ma anche l'idea stessa di città, di spazi e volumi.

9) Bibliografia

- [1] Materiale del Corso di “Scienze e Tecnologia dei Materiali” Prof. Francesca Tittarelli, A.A.(2017-2018)UNIVPM
- [2] <https://www.lanazione.it/firenze/cronaca/ponti-sicurezza-controlli-1.4094104>
- [3] <http://biblus.acca.it/focus/calcestruzzo-armato-cemento-armato/>
- [4] Materiale del Corso di “Cemento Armato” Prof. Sandro Carbonari, A.A:2018-2019-UNIVPM
- [5] Mario Collepari, Silvia Collepari, Roberto Troli “Il nuovo Calcestruzzo-Sesta Edizione” Ottobre 2014
- [6] Viscosità e Ritiro del calcestruzzo:Dipartimento DICEA- Univpm
- [7] Eurocodice: EN 1992-1-1:2004
- [8] Articolo scientifico pubblicato in data 22.12.2016, a redigerlo l’articolo hanno contribuito:Y.Theiner,M.Drexel,M.Neuner,G.Hofstetter (Università di Innsbruck-Austria)
- [9] Articolo scientifico pubblicato in data 14.09. 2019, a redigere l’articolo hanno contribuito:Prof.Sharmilan Suntharalingam(Università Tecnica di Danimarca-Danimarca) ed il Prof. Yuya Takahashi(Università di Tokyo-Giappone)
- [10] www.fib-international.org/federation/history.html
- [11] Luisa Rappa, Marcello Arici, Mario A. Chiorino, 16° Congresso C.T.E. Parma (9-11)/11/2006“Effetti della viscosità' su Ponti a conci costruiti per segmenti

seccessivi”

[12] Norme Tecniche per le costruzioni (NTC-08), D.M. 14.01.2008

[13] Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-18), D.M. 17.01.2018

[14] Model Code 2010

[15] Fabrizio Paolacci (2009), “Progetto di Travi in Calcestruzzo Armato Precompresso” Academia Universa Press

[16] Articolo scientifico pubblicato in data 26.12.2017, a redigere l’articolo hanno contribuito: Eva O. L. Lantsoght (Universidad San Francisco de Quito-Ecuador), Cor van der Veendi (Università di Delft-Paesi Bassi), Ane de Boer (Comune di Arnhem) e Herbert van der Ham (Ministero delle Infrastrutture e dell’Ambiente-Paesi Bassi)

APPENDICE A

Programma Sap2000 per il progetto di travi in Calcestruzzo

Programma Matlab (R2020a) per l’analisi dei dati di progetto delle travi in Calcestruzzo