



Enrico Russo

**CALCESTRUZZI AD ALTISSIME PRESTAZIONI:
PROPRIETÀ E COMPORTAMENTO MECCANICO**

*Tesi di Dottorato
XXIV ciclo*

*Il Coordinatore
Prof. Ing. Luciano ROSATI*

*Il tutor
Prof. Ing. F. MAROTTI DE SCIARRA*

2011

Sommario

La nascita dei calcestruzzi ad elevatissime prestazioni è molto recente e il loro primo impiego è da datarsi alla fine degli anni '90 del secolo scorso. L'ultima decade ha visto lo sviluppo di tale materiale e la crescita del suo impiego in ambito ingegneristico ed architettonico.

Tale materiale nasce per ovviare alle problematiche connesse all'impiego dei calcestruzzi ordinari soprattutto in termini di scarsa duttilità e di pessima durabilità.

In tale ottica, il calcestruzzi ad elevatissime prestazioni (o Ultra-High Performance Concrete) si caratterizzano come un materiale a base cementizia fibro-rinforzato che presenta non solo un'accresciuta risposta meccanica a compressione (con resistenze sistematicamente superiori ai 150 MPa) ma anche una buona resistenza a trazione (dell'ordine dei 15 MPa) e soprattutto una notevole duttilità, attingendo a deformazioni ultime prossime a 0.4%.

Inoltre il materiale, causa la sua migliorata composizione, presenta una microstruttura alquanto migliorata, priva di imperfezioni e impurità, in grado di consentire una durabilità mai riscontrata prima sui materiali cementizi ordinari, in grado di ridurre drasticamente i costi di manutenzione delle strutture e mitigando gli impatti ambientali propri del normale ciclo vitale di un manufatto in calcestruzzo ordinario (dalla produzione del calcestruzzo, alla manutenzione, alla dismissione).

Il presente studio punta a definire lo stato dell'arte in merito alla tecnologia che sottende la nascita e lo sviluppo del materiale, indagando la sua composizione e le principali caratteristiche dei componenti, definendo anche le proprietà fisico-chimiche ad esse collegate (creep, ritiro, resistenza al fuoco, ecc.).

Vengono indagate anche le proprietà meccaniche ed il comportamento a compressione e a trazione, illustrando le metodologie più recenti per la sua caratterizzazione e pervenendo alla definizione del legame costitutivo. Successivamente si analizzano le implicazioni che tali caratteristiche causano dal punto di vista strutturale, studiando analiticamente e numericamente il comportamento di un elemento monodimensionale sottoposto a flessione.

L'indagine svolta chiarirà le potenzialità che risiedono nell'uso del materiale per realizzare strutture leggere, resistenti e durevoli.

Parole chiave: calcestruzzi, altissime prestazioni, altissima resistenza, durabilità, comportamento meccanico, analisi BEM.

Ringraziamenti

DEDICA

Indice

1 INTRODUZIONE	1
1.1 I materiali cementizi innovativi	1
1.1.1 L'evoluzione del materiale: dal calcestruzzo ordinario ai RPC	1
1.1.2 Classificazione dei materiali cementizi innovativi	4
1.1.3 Tipologie di UHPC presenti in commercio	5
1.1.4 Principali applicazioni degli UHPC	6
1.2 Obiettivi della ricerca	11
1.3 Organizzazione della tesi	12
2 TECNOLOGIA DEI CALCESTRUZZI AD ALTISSIME PRESTAZIONI	13
2.1 Composizione generale	13
2.2 La matrice cementizia	15
2.2.1 Considerazioni sulla microstruttura	15
2.2.2 Gli aggregati	19
2.2.3 I fumi di silice	21
2.2.4 Altre aggiunte minerali	23
2.2.5 Il ruolo dei superfluidificanti	25
2.3 Le fibre	26
2.3.1 I calcestruzzi fibro-rinforzati o FRC	26
2.3.2 Le fibre d'acciaio	28
2.3.3 Fattori d'influenza sul comportamento delle fibre	31
2.3.4 Altre tipologie di fibre	37
2.4 Produzione e messa in opera degli UHPC	40
2.4.1 Considerazioni generali	40
2.4.2 Composizione della miscela	40
2.4.3 Problematiche connesse alla miscelazione	46
2.4.4 Fabbricazione, trasporto e messa in opera	50
2.4.5 Prove sul materiale	52
3 PROPRIETÀ MECCANICHE E CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE	57
3.1 Premesse	57
3.2 Comportamento a compressione	65
3.2.1 Considerazioni generali	65

3.2.2	Modellazione del comportamento a compressione	69
3.2.3	Legame costitutivo di progetto	73
3.3	Comportamento a trazione	76
3.3.1	Considerazioni generali	76
3.3.2	Contributo meccanico delle fibre	82
3.3.3	Procedure di caratterizzazione	85
3.3.4	Legame costitutivo di progetto	101
3.4	Principali parametri meccanici	103
3.4.1	Modulo di elasticità e coefficiente di Poisson	103
3.4.2	Coefficiente di Dilatazione termica	106
4	PROPRIETÀ FISICO-CHIMICHE	107
4.1	Comportamenti differiti nel tempo	107
4.1.1	Cambi di volume e fenomeni di ritiro	107
4.1.2	Stagionatura del calcestruzzo	109
4.2	Durabilità del materiale	111
4.2.1	Aspetti generali	112
4.2.2	Durabilità in ambiente marino	113
4.2.3	Resistenza ai cicli gelo-disgelo	114
4.2.4	Resistenza al fuoco e rapporto tra spalling e fibre di polipropilene	116
4.2.5	Resistenza all'erosione idro-abrasiva	117
4.2.6	Metodi di valutazione della durabilità	119
5	COMPORAMENTO MECCANICO	122
5.1	Modello Meccanico	122
5.2	Comportamento di trave soggetta a flessione	126
5.2.1	Posizione del problema e approccio adottato	126
5.2.2	Sezione in fase elastico-lineare non fessurata	129
5.2.3	Sezione in fase non lineare micro fessurata (comportamento plastico)	130
5.2.4	Sezione in fase non lineare micro fessurata (comportamento incrudente)	136
6	ANALISI NUMERICHE	138
6.1	Introduzione	138
6.2	Caratteristiche principali del BEM	138
6.3	Approccio del BEM simmetrico per sottodomini	143

6.4	Il codice di calcolo Karnak.sGbem	144
6.5	Applicazioni numeriche	145
6.5.1	Trave appoggiata soggetta a flessione	145
6.5.2	Trave incastrata soggetta a carico distribuito	149
7	CONCLUSIONI	151
7.1	Principali conclusioni	151
7.2	Sviluppi futuri	152
7.2.1	Miglioramento delle procedure di caratterizzazione	152
7.2.2	Sviluppo di applicazioni strutturali	152
7.2.3	Applicazioni in campo antisismico	153
7.2.4	Controllo della resistenza al fuoco	153
7.2.5	Stabilità nel tempo	153
7.2.6	Fabbricazione vs Prefabbricazione	154
8	BIBLIOGRAFIA	155
9	APPENDICI	169
9.1	Caratteristiche indicative di alcuni UHPFRC a confronto	169
9.2	Coefficiente di sicurezza “K” applicabile agli UHPC: il caso di Bourg-lès-Valence	170
9.3	Procedure sperimentali previste dalla normativa francese SETRA	176
9.4	Indicatori classici di valutazione della durabilità	187

Lista delle figure

FIGURA 1 RISPOSTA TIPICA DEGLI UHPC (UHPFRC) AGLI SFORZI NORMALI A TRAZIONE E COMPRESSIONE CONFRONTATA CON I CALCESTRUZZI ORDINARI (OC, C30), CON I CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA FIBRORINFORZATI O MENO (HSC, FRC, HSFRC) E CON I COMPOSITI CEMENTIZI MIGLIORATI (ECC) [SPASOJEVIC, 2008]	5
FIGURA 2 PONTE PEDONALE DI SHERBROOKE (CANADA)	7
FIGURA 3 PEACE FOOTBRIDGE (SEOUL, KOREA)	8
FIGURA 4 WAPELLO COUNTY BRIDGE (IOWA, USA)	9
FIGURA 5 ALTRE APPLICAZIONI DEI CALCESTRUZZI AD ALTISSIME PRESTAZIONI	10
FIGURA 6 APPLICAZIONI NON STRUTTURALI (PENSILINE, FACCIATE, PASSERELLE, ECC.)	10
FIGURA 7 EFFETTO DELLA POROSITÀ [MEHTA E MONTEIRO, 2005] E DEL RAPPORTO A/C [SPASOJEVIC, 2008] SULLA RESISTENZA A COMPRESSIONE	16
FIGURA 8 IMMAGINI AL MICROSCOPIO ELETTRONICO (SEM) CHE MOSTRANO IL PACCHETTO ALTAMENTE DENSO DI CRISTALLI DI CH IN UNA MISCELA CON CALCARE COME AGGREGATO (A SINISTRA) E LA ZONA DI TRANSIZIONE TRA AGGREGATO A E PASTA DI CEMENTO B (REDA ET AL., 1999)	18
FIGURA 9 VARIE TIPOLOGIE DI C-S-H (ULM ET AL, 2004; ULM, 2007)	19
FIGURA 10 NELLA TABELLA I SIMBOLI R_m E $R_{p0.2}$ RAPPRESENTANO, RISPETTIVAMENTE, LA RESISTENZA A TRAZIONE (CORRISPONDENTE AL CARICO MASSIMO) E LA RESISTENZA DI SCOSTAMENTO DALLA PROPORZIONALITÀ CON UN'ESTENSIONE NON PROPORZIONALE PARI ALLO 0.2% DELLA LUNGHEZZA DI BASE DELL'ESTENSIMETRO.	29
FIGURA 11 CONFRONTO TRA HPC E UHPC NEL COMPORTAMENTO A FLESSIONE	30
FIGURA 12 DIFFERENTI TIPOLOGIE DI FIBRE D'ACCIAIO: A) DRITTE E LISCE; B) UNCINATE; C) ATTORCIGLIATE	33
FIGURA 13 DIFFERENTI TIPOLOGIE DI FIBRE ATTORCIGLIATE: D) ALTO FATTORE E) BASSO FATTORE DI ATTORCIGLIAMENTO	33
FIGURA 14 CONFRONTO DELLA RISPOSTA A TRAZIONE DI UHPC REALIZZATI CON DIFFERENTI TIPOLOGIE DI FIBRE E CON DIVERSO CONTENUTO VOLUMETRICO A) 1.0%; B) 1.5%; C) 2.0%.	34
FIGURA 15 INFLUENZA DEL CONTENUTO VOLUMETRICO DI FIBRE SUL COMPORTAMENTO A TRAZIONE A) FIBRE DRITTE B) FIBRE ATTORCIGLIATE.	34
FIGURA 16 IMMAGINE AI RAGGI X DI PANNELLI CON IL 2% DI FIBRE, GETTATI DAL CENTRO, DAL PERIMETRO, IN MODO CASUALE.	35
FIGURA 17 CONSEGUENZE DI DIVERSE TIPOLOGIE DI GETTO SUL COMPORTAMENTO A FLESSIONE	36
FIGURA 18 A) FIBRE CON MICROFILAMENTI DI VETRO IN SUPERFICIE B) FIBRE CON POLIPROPILENE IN SUPERFICIE C) FIBRE CON NANOPARTICELLE IN SUPERFICIE INCOMPORATE NELLA MATRICE CEMENTIZIA.	39
FIGURA 19 GRANULOMETRIA DI UN CALCESTRUZZO AD ALTISSIME PRESTAZIONI	42
FIGURA 20 FASI DELLA COMPOSIZIONE DEL MATERIALE	44
FIGURA 21 FLOW TEST	45

FIGURA 22 SINTESI DEI RISULTATI DELLE RESISTENZE A COMPRESSIONE DI DIFFERENTI UHPC, RICAVATI DA DIVERSI AUTORI (WILLE ET AL., 2011B)	46
FIGURA 23 TEMPO DI STABILIZZAZIONE DELLA MISCELA	48
FIGURA 24 UHPC ALLO STATO FRESCO (HEGGER ET AL., 2004)	50
FIGURA 25 CONFRONTO DELLE PRESTAZIONI DI UN UHPC CON UN CALCESTRUZZO ORDINARIO	58
FIGURA 26 DIFFERENZA TRA FRC A COMPORTAMENTO INCRUDENTE E DEGRADANTE (PARK ET AL., 2011)	60
FIGURA 27 CLASSIFICAZIONE DEI FRC (NAAMAN E REINHARDT, 2003, 2006).	61
FIGURA 28 SPETTRO DI RISPOSTE STRUTTURALI A FLESSIONE RISCOSE CON LA STESSO MATERIALE (WALRAVEN, 2008)	62
FIGURA 29 INFLUENZA DEI FATTORI CORRETTIVI SUL LEGAME COSTITUTIVO A TRAZIONE	63
FIGURA 30 COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE E FATTORI DI SICUREZZA (REINECK E GREINER, 2004)	64
FIGURA 31 CONFRONTO DEL COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE TRA NSC, HPC E UHPC (SENZA FIBRE)	65
FIGURA 32 LEGAME COSTITUTIVO A COMPRESSIONE PER UHPC SENZA FIBRE	66
FIGURA 33 LEGAME COSTITUTIVO A COMPRESSIONE PER UN UHPC CON FIBRE	66
FIGURA 34 INFLUENZA DEL TRATTAMENTO TERMICO SUL COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE	67
FIGURA 35 EVOLUZIONE NEL TEMPO DEL COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE DI UN UHPC NON TRATTATO TERMICAMENTE (GRAYBEAL, 2006)	68
FIGURA 36 EVOLUZIONE NEL TEMPO DEL COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE DI UN UHPC TRATTATO TERMICAMENTE (GRAYBEAL, 2006)	68
FIGURA 37 CONFRONTO TRA MODULO SECANTE E MODULO TANGENTE DI UN UHPC NON TRATTATO (GRAYBEAL, 2006)	70
FIGURA 38 DIVERGENZA DAL COMPORTAMENTO ELASTICO-LINEARE (GRAYBEAL, 2006)	71
FIGURA 39 DEVIAZIONE DAL COMPORTAMENTO ELASTICO-LINEARE SU PROVE NORMALIZZATE (GRAYBEAL, 2006)	72
FIGURA 40 LEGAME COSTITUTIVO DI PROGETTO A COMPRESSIONE AGLI SLU (SETRA)	75
FIGURA 41 CONFRONTO TRA COMPORTAMENTO REALE DI UN UHPC E LEGAME COSTITUTIVO DI PROGETTO PROPOSTO DALLE NORME SETRA-AFGC (A SINISTRA); CONFRONTO TRA COMPORTAMENTO REALE DI UN HPC E DI UN NSC E RISPETTIVI LEGAMI COSTITUTIVI DI PROGETTO ADOTTATE DAL CODICE DI CALCOLO CEB-FIP 1990 (SPASOJEVIC, 2008)	75
FIGURA 42 LEGAME COSTITUTIVO Σ -W A TRAZIONE DI UHPC CON FIBRE	76
FIGURA 43 LEGAME TRA RESISTENZA A COMPRESSIONE E MODULO DI ROTTURA (WILLE ET AL., 2011A)	77
FIGURA 44 LEGAME COSTITUTIVO A TRAZIONE DI UN UHPC CON FIBRE (PROVA A FLESSIONE)	77
FIGURA 45 INFLUENZA DELL'ORIENTAMENTO DELLE FIBRE SULLA RISPOSTA STRUTTURALE A FLESSIONE	78
FIGURA 46 COMPORTAMENTO PRE-PICCO DI UN UHPC (JUNGWIRT E MUTTONI, 2004)	78
FIGURA 47 COMPORTAMENTO DEGRADANTE DI UN UHPC A SEGUITO DELL'APERTURA DELLA FESSURA (JUNGWIRT E MUTTONI, 2004)	80
FIGURA 48 FUORIUSCITA DELLE FIBRE (FIBER PULL OUT)	81

FIGURA 49 DIAGRAMMA TENSIONI-DEFORMAZIONI E SCHEMA DELLE FASI DI COMPORTAMENTO (LINEARE, MULTIFESSURATA, CON LOCALIZZAZIONE DELLE FESSURA)	82
FIGURA 50 FESSURAZIONE SINGOLE (COMPORTAMENTO DEGRADANTE) E MULTIPLA (COMPORTAMENTO INCRUDENTE)	83
FIGURA 51 ESEMPIO DI LEGGE COSTITUTIVA A TRAZIONE DI UN UHPC CON COMPORTAMENTO INCRUDENTE (SETRA, 2002)	87
FIGURA 52 DIAGRAMMA $\Sigma(\epsilon)$ SU PROVINI DI UHPC 70*70*280 MM [CHANVILLARD, 2003] E SETUP DELL'ESPERIMENTO.	88
FIGURA 53 FESSURAZIONE MULTIPLA SULLA FACCIA DI UN CAMPIONE SOGGETTO AL TEST A 4 PUNTI	89
FIGURA 54 DISPERSIONE DEI RISULTATI DELLA PROVA A FLESSIONE	89
FIGURA 55 COMPORTAMENTO MEDIO A FLESSIONE	90
FIGURA 56 DIAGRAMMA $\Sigma(w)$ PROVINI DI UHPC 70*70*280 MM [CHANVILLARD, 2003]	91
FIGURA 57 PROVA A FLESSIONE A TRE PUNTI	92
FIGURA 58 DISTRIBUZIONE GENERICA DELLE TENSIONI IN UNA SEZIONE FESSURATA (CHANVILLARD, 1999A)	93
FIGURA 59 NOTAZIONE UTILIZZATA	95
FIGURA 60 FENOMENO CHE ILLUSTRIL PROTAGARSI DELLA FESSURA	97
FIGURA 61 CONFRONTO TRA CURVA SPERIMENTALE A TRAZIONE E CURVA DERIVATA CON METODO INVERSO	99
FIGURA 62 PROVA A TRAZIONE DIRETTA	100
FIGURA 63 LEGAME COSTITUTIVO DI PROGETTO A TRAZIONE (SETRA-AFGC)	103
FIGURA 64 MODULO DI ELASTICITÀ IN FUNZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE (FEHLING ET AL., 2004)	103
FIGURA 65 MODULO DI ELASTICITÀ IN FUNZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESIONE (GRAYBEAL, 2007)	104
FIGURA 66 INFLUENZA DEL TRATTAMENTO TERMICO SUL MODULO DI ELASTICITÀ E SUL COEFFICIENTE DI POISSON	105
FIGURA 67 VARIAZIONE DEL COEFFICIENTE DI POISSON DURANTE LE PROVE DI SCARICO(YAN E FENG, 2008)	105
FIGURA 68 COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA IN FUNZIONE DEL TEMPO DI STAGIONATURA (A) E DELLA TEMPERATURA DI IDRATAZIONE (B)	106
FIGURA 69 LEGAME COSTITUTIVO DI PROGETTO ELASTICO-INCRUDENTE (SLS)	123
FIGURA 70 LEGAME COSTITUTIVO DI PROGETTO ELASTICO-PERFETTAMENTE PLASTICO (SLS)	123
FIGURA 71 LEGAME COSTITUTIVO DI PROGETTO ELASTICO-INCRUDENTE (SLU)	124
FIGURA 72 LEGAME COSTITUTIVO DI PROGETTO ELASTICO-PERFETTAMENTE PLASTICO (SLU)	124
FIGURA 73 LEGAMI COSTITUTIVI UTILIZZATI (COMPORTAMENTO ELASTICO-PERFATTAMENTO PLASTICO; ELASTICO-INCRUDENTE)	126
FIGURA 74 COMPORTAMENTO DI UNA TRAVE SOGGETTA A FLESSIONE CENTRATA: A) ESEMPIO DI DIAGRAMMA NORMALIZZATO $\sigma(P)/\delta$; B) SCHEMATIZZAZIONE DEL DIAGRAMMA CON INDIVIDUAZIONE DELLE FASI COMPORTAMENTALI A FLESSIONE; C) MODELLO GEOMETRICO CON SCHEMATIZZAZIONE DELLA REGIONE FESSURATA (SPASOJEVIC, 2008)	127
FIGURA 75 DISTRIBUZIONE DELLA CURVATURA LUNGO L'ASSE DELLA TRAVE (SPASOJEVIC, 2008)	131

FIGURA 76 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI CON PARTE TESA CON COMPORTAMENTO PLASTICO NELLA SEZIONE E RISULTANTI AGENTI	132
FIGURA 77 DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI CON PARTE TESA CON COMPORTAMENTO INCRUDENTE NELLA SEZIONE E RISULTANTI AGENTI	136
FIGURA 78 SOLUZIONI FONDAMENTALI NEL DOMINIO ILLIMITATO	139
FIGURA 79 MATRICE DELLE SOLUZIONI FONDAMENTALI	139
FIGURA 80 UN SOLIDO BIDIMENSIONALE SOTTOPOSTO AD AZIONI SUPERFICIALI E DI VOLUME	140
FIGURA 81 UN SOLIDO BIDIMENSIONALE SUDDIVISO IN ELEMENTI-BEM	143
FIGURA 82 GEOMETRIA E CONDIZIONI DI VINCOLO DELLA TRAVE	145
FIGURA 83 SETUP DELLA PROVA (SPASOJEVIC, 2008)	146
FIGURA 84 LEGAME COSTITUTIVO UTILIZZATO NELLE APPLICAZIONI	146
FIGURA 85 RISULTATI DELLE PROVE SPERIMENTALI PER LA TRAVE CON $h=50$	147
FIGURA 86 FESSURAZIONE DELLA TRAVE ALLA FORZA MASSIMA E A ROTTURA	147
FIGURA 87 MODELLO GEOMETRICO, CONDIZIONI DI CARICO E CONFIGURAZIONE DEFORMATA AL LIMITE DELLA FASE ELASTICA	147
FIGURA 88 ANALISI ELASTICA DELLA TRAVE	148
FIGURA 89 DISCRETIZZAZIONE IN SOTTODOMINI	148
FIGURA 90 DIAGRAMMA CARICO-SPOSTAMENTO IN MEZZERIA	149
FIGURA 91 GEOMETRIA E CONDIZIONI DI VINCOLO DELLA TRAVE	149
FIGURA 92 DISCRETIZZAZIONE IN SOTTODOMINI, CONFIGURAZIONE DEFORMATA E MAPPATURA DELLE TENSIONI PRINCIPALI DI TRAZIONE	150
FIGURA 93 DIAGRAMMA CARICO-SPOSTAMENTO IN MEZZERIA	150

Principali abbreviazioni utilizzate

DSC	Densified Small particle Concrete
ECC	Engineered Cementitious Composites
FRC	Fibre Reinforced Concrete
HPC	High-Performance Concrete
HPFRC	High-Performance Fibre Reinforced Concrete
HPRC	High-Performance Reinforced Concrete
HSC	High-Strength Concrete
NSC	Normal Strength Concrete
RC	Reinforced Concrete
RPC	Reactive Powder Concrete
UHPC	Ultra-High Performance Concrete
UHPFRC	Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete
CH	Calcium Hydroxide, portlandite, Ca(OH)_2
C-S-H	Calcium Silicate Hydrate, $3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$
CMO	Crack Mouth Opening
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement
COD	Crack Opening Displacement
FEM	Finite Element Method
BEM	Boundary Element Method
SLS	Stati limite di servizio Serviceability Limit State
SLU	Stati limite ultimi

1.1 *I materiali cementizi innovativi*

1.1.1 L'evoluzione del materiale: dal calcestruzzo ordinario ai RPC

Il XX secolo è stato segnato dalla nascita ed ascesa del calcestruzzo armato quale principale materiale da costruzione per la realizzazione di nuove tipologie architettoniche e strutturali. A partire infatti dalle prime applicazioni di Monier e Hennebique fino agli esperimenti più arditi di Nervi e Utzon, il materiale è riuscito nell'intento di conciliare le esigenze funzionali degli edifici moderni con i problemi connessi alla loro progettazione, garantendo parimenti ad ogni singolo progettista la possibilità di plasmare il materiale in una varietà di edifici e strutture mai vista in precedenza nella storia dell'architettura e dell'ingegneria.

Accanto all'acciaio, l'uso del c.a. diviene preponderante al fine di sfruttare al massimo la capacità edificatoria dei terreni: *“in molte grandi aree urbane, dove il terreno edificabile sta diventando scarso e i costi crescono, si costruiscono edifici sempre più alti, e blocchi per uffici e per appartamenti di più di venti piani sono divenuti ormai abituali. Si è verificata una domanda crescente di materiali ed elementi costruttivi di peso più leggero al fine di poter alleggerire le strutture e ridurre così il carico sulle fondazioni”* (Davey, 1965).

Purtroppo però, a più di cent'anni dalla sua invenzione, accanto ai vantaggi che tale materiale comporta (quali facilità di esecuzione, costo ridotto dei componenti, versatilità di utilizzo), riscontriamo diversi svantaggi, sia dal punto di vista prestazionale sia della sostenibilità ambientale, che spesso fanno preferire al suo utilizzo quello dell'acciaio, maggiormente eco-compatibile e dal miglior comportamento strutturale nonché antisismico.

Notevoli inoltre le problematiche legate alla durabilità delle strutture in c.a.: “una serie di indagini condotte nel decennio 1980-1990 su 142 strutture realizzate in Italia, ha evidenziato che circa il 70% di queste strutture presenta condizioni di degrado avanzato che potrebbe essere attribuito alle seguenti cause: impiego di materiali facilmente aggredibili dagli agenti ambientali, confezionamento scadente del calcestruzzo, insufficiente copri ferro, modalità di posa in opera scadente” (Fascia e Iovino, 2008).

Al fine di far fronte a tali problemi, e sotto la spinta di sempre più crescenti questioni di carattere ambientale, negli ultimi decenni del secolo scorso si è assistito alla nascita di un settore di ricerca volto all’implementazione delle caratteristiche proprie del materiale ed, in modo peculiare, alla ottimizzazione delle prestazioni meccaniche, al miglioramento della durabilità delle strutture nonché alla riduzione delle emissioni inquinanti.

A partire, infatti, dagli anni ’70 lo sviluppo di nuovi additivi e di aggiunte, minerali e non, accanto allo studio attento dei processi di stagionatura e del mix-design, hanno iniziato a trasformare il calcestruzzo, il componente più importante del c.a., in un materiale “high-tech” in grado di esprimere prestazioni sempre più avanzate e diversificate.

In tale periodo si assiste dunque alla nascita dei cosiddetti calcestruzzi *DSP* (*Densified with Small Particle*) ovvero calcestruzzi in cui viene sperimentato il binomio fumo di silice-superfluidificante.

I Fumi di Silice (Silica Fume, SF) vengono impiegati all’inizio per aumentare la densità del calcestruzzo, dato che le sferette di silice tendono a disporsi nei vuoti interstiziali tra i granuli di cemento. Tale addensamento, però, meccanicamente più resistente rispetto ai calcestruzzi ordinari e impenetrabile agli agenti corrosivi, si scopre necessitare di un notevole aumento dell’acqua necessaria al confezionamento del conglomerato. Tale inconveniente allora viene aggirato grazie all’utilizzo dei superfluidificanti che favoriscono un basso rapporto a/c in favore di un migliore comportamento micro-strutturale, come vedremo meglio spiegato nei capitoli successivi.

“L’utilizzazione congiunta di fumo di silice e superfluidificante ad alto-dosaggio (2-4% sul cemento) consente di ottenere prestazioni ancora superiori se si sostituisce il comune aggregato calcareo con rocce di migliori prestazioni meccaniche e soprattutto con caratteristiche superficiali tali da migliorare il legame all’interfaccia aggregato-matrice cementizia” (Collepari, 2003).

In altre parole, la pasta cementizia diviene più resistente degli aggregati che diventano il punto debole del materiale, assieme a quella sottilissima area posta a

confine tra aggregato e matrice cementizia detta anche “*zona di transizione*”: per sfruttare al meglio le caratteristiche dovute alla densificazione del materiale diviene necessario allora utilizzare aggregati densi e compatti in grado di stabilire un miglior legame con la pasta cementizia.

Tuttavia anche il calcestruzzo DSP, che si rivela avere ottime prestazioni meccaniche e di resistenza alle aggressioni ambientali si scopre avere alcuni limiti prestazionali nel comportamento deformativo, dovuti per lo più alla natura estremamente fragile del materiale e “*strettamente connessi con la microstruttura densa del materiale DSP e non già con la composizione chimica*” (Collepari, 2003).

In modo particolare a seguito di test su provini cubici di vari materiali (cls ordinario, cls con l’aggiunta di fumi di silicie, cls ad alte prestazioni, etc.) si è potuto notare la presenza di brusche cadute nelle curve sforzo-deformazione dei calcestruzzi ad alta resistenza meccanica.

In aggiunta, queste nuove tipologie di materiali presentano anche una scarsa resistenza al fuoco dato che “l’impermeabilità della matrice cementizia impedisce al vapore acqueo, che si forma nel calcestruzzo ad alta temperatura, di fuoriuscire finché non provoca l’espulsione (spalling) delle parti corticali del calcestruzzo” (Collepari, 2003).

Per ovviare a tali limiti nel comportamento dei materiali DSP, all’inizio degli anni ’90 si è assistito alla nascita e allo sviluppo dei cosiddetti **RPC** (*Reactive Powder Concrete*): al materiale DSP possono venire aggiunte sia fibre d’acciaio, che ne aumentano la duttilità contribuendo all’assorbimento degli sforzi e alla riduzione dei fenomeni di rottura, sia fibre in materiali polimerici che consentono di mitigare sensibilmente il fenomeno dello spalling durante gli incendi.

A seguito infatti di alcuni studi sviluppati in ambiente francese, che si pongono come capisaldi per gli studi futuri in materia (Richard e Cheyrezy, 1995), si sono sviluppati materiali con i quali è possibile anche in tempi molto brevi raggiungere i 200 MPa per la resistenza meccanica a compressione, migliorando radicalmente la resistenza flessionale (50 Mpa) e soprattutto la duttilità del materiale (energia di frattura di 10000-30000 J/m² ovvero cento volte superiore a quella dei calcestruzzi ad alte prestazioni che arrivano attorno ai 100 MPa a compressione). Il frutto dei loro studi sono stati due tipologie di calcestruzzi, l’RPC200 e l’RPC800, che raggiungono rispettivamente valori di circa 190 MPa il primo e superiori ai 600 MPa il secondo.

Le principali modifiche apportate da tali studi, in termini di ingredienti e di composizione, sono stati l’utilizzo di:

- cemento a basso tenore di celite;
- additivi superfluidificanti acrilici più efficaci di quelli tradizionali (a base di naftalina o melammina);
- fumo di silice privo di incombusti;
- presenza di microfibre metalliche;
- assenza di aggregato grosso e presenza solo di polvere reattiva.

1.1.2 Classificazione dei materiali cementizi innovativi

Sulla scorta degli studi effettuati soprattutto in ambito francese, negli anni sono state sviluppate e brevettate varie tipologie di RPC, che si configurano per la loro natura come veri e propri materiali compositi, e che sono stati contraddistinti, sia in letteratura sia in campo industriale, con svariate sigle (HSC, HPC, FRC, UHPC, UHFRC) tutte volte a sottolineare di volta in volta o la migliorata resistenza meccanica rispetto ai calcestruzzi ordinari o la presenza di fibre all'interno della miscela.

A tal proposito, per comprendere la nomenclatura utilizzata e la classificazione utilizzata, è opportuno far riferimento ad alcune linee guide nazionali, emanate in Italia dal Servizio Tecnico Centrale del CSLPP ed in Francia dall'AFGC (Associazione Francese del Genio Civile) e dal SETRA (Servizio di Studi Tecnici delle Strade ed Autostrade).

Sia le “Linee guida sul calcestruzzo strutturale” sia le “Linee guida sui calcestruzzi ad alta resistenza” (emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici) presentano le seguenti definizioni:

- **calcestruzzo ad alte prestazioni (AP):** “conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto a/c minore di 0.45, avente resistenza caratteristica cubica superiore a 55 N/mm^2 , ed inferiore o uguale a 75 N/mm^2 ”;
- **calcestruzzo ad alta resistenza (AR):** “conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto a/c minore di 0.35, avente resistenza caratteristica cubica superiore a 75 N/mm^2 ed inferiore o uguale a 115 N/mm^2 ”.

Maggiormente chiarificatrice, e attinente anche con la maggior parte degli studi presenti in letteratura, risulta essere la definizione data nelle “Recommandations provisoires” del SETRA-AFGC (2002) che sostengono che con il termine “Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete” (**UHPFRC**) ci si riferisce ad un materiale a matrice cementizia che abbia resistenza a compressione maggiore dei 150 MPa, che abbia la possibilità di attingere ai 250 MPa, e che contenga fibre

d'acciaio in grado di garantire un comportamento duttile sotto carichi e, se possibile, fare a meno delle armature di rinforzo passive (ovvero non-precomprese).

Gli UHPFRC, che è anche sinonimo di UHPC, differiscono dalla prima generazione di calcestruzzi ad alte prestazioni detti High Performance Concrete o HPC (Greybeal, 2006) per:

- la resistenza a compressione che è sistematicamente più alta dei 150 MPa;
- l'uso sistematico delle fibre che garantiscono che il materiale non sia fragile e che modificano la normale richiesta di rinforzi attivi e/o passivi;
- l'alta presenza di legante e per la particolare composizione della miscela.

Tale materiale è quindi in grado di attingere a resistenze a trazione relativamente alte attraverso la compartecipazione delle fibre che intervengono nella distribuzione dei carichi in seguito alla rottura della matrice cementizia, eliminando l'uso dei rinforzi convenzionali o al massimo sostituendoli con cavi pre e/o post-tesi che assorbono gli sforzi principali mentre le fibre contribuiscono ad assorbire quelli secondari di trazione.

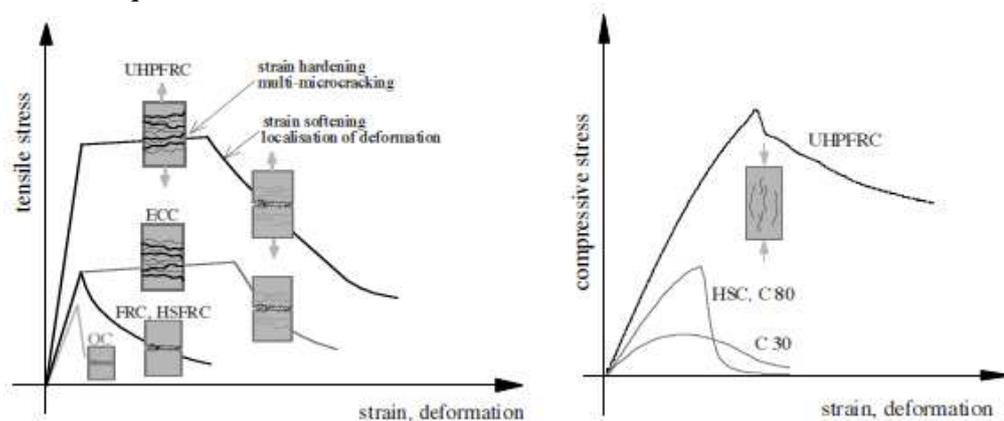


Figura 1 Risposta tipica degli UHPC (UHPFRC) agli sforzi normali a trazione e compressione confrontata con i calcestruzzi ordinari (OC, C30), con i calcestruzzi ad alta resistenza fibrorinforzati o meno (HSC, FRC, HSFRC) e con i compositi cementizi migliorati (ECC) [Spasojevic, 2008]

1.1.3 Tipologie di UHPC presenti in commercio

Sul mercato italiano non sono ancora presenti UHPC, che però sono distribuiti in altri paesi europei (Francia), nel Nord America (USA e Canada), in Asia

(Giappone) ed in Australia. Tale ritardo nella commercializzazione si manifesta anche nel ritardo (e vuoto) normativo esistente in Italia, soprattutto in merito a calcestruzzi con resistenza a compressione superiore ai 75 MPa.

In ogni caso, sul mercato internazionale possiamo trovare diverse tipologie di UHPC, che sono anche quelle soventemente utilizzate nelle prove sperimentali a sostegno delle ricerche presenti in letteratura.

Il marchio più comune è il Ductal® che è brevettato da tre differenti industrie francesi (Lafarge, Bouygues e Rhodia) a seguito di più di 10 anni di ricerche sugli RPC (chiamati in Francia BPR ovvero Béton de Poudres Réactive), condotte assieme ad università e istituti scientifici, e che si pone all'avanguardia nel settore, a causa del bassissimo rapporto a/c e del ridotto coefficiente di creep, e che trova maggiori applicazioni nel campo delle strutture precomprese.

Accanto a tale prodotto troviamo poi il Ceracem®. distribuito dalla BSI (Béton Spécial Industriel) ed il BCV® (Béton Composite Vicat). In modo particolare il primo si distingue per il suo comportamento reologico unico, trattandosi infatti di un fluido viscoso autolivellante che non necessita di vibrazioni ed è stato utilizzato per la realizzazione del ponte di Bourg-les-Valence.

1.1.4 Principali applicazioni degli UHPC

Nella seconda metà degli anni '90 del secolo scorso, accanto agli studi in merito alle caratteristiche meccaniche del materiale, iniziano già a realizzarsi alcune applicazioni pratiche nel settore dell'ingegneria civile, volte a sfruttare a pieno le proprietà di leggerezza, resistenza e durabilità degli UHPC, portando così all'esplorazione di un differente approccio alla progettazione con i materiali cementizi innovativi in generale e con il Ductal in particolare (Batoz e Behloul, 2009).

Il primo utilizzo è stato quello per il ponte pedonale di Sherbrooke (Richard e Aïtcin, 1996; Blais e Couture, 1999) che ha garantito una elevata durabilità in condizioni di esercizio gravose (aali marini, acqua di condensa, cicli gelo-disgelo, elevati sbalzi termici, presenza di sostanze chimiche pericolose e di rifiuti organici) e rendendo possibile una straordinaria libertà architettonica ed estetica per il progettista.

Trattasi di una passerella in cui la struttura portante è realizzata con una trave reticolare, ovvero con una tipologia usata solitamente per le strutture in acciaio al fine di garantire un'elevata inerzia della sezione riducendo al contempo i carichi permanenti.

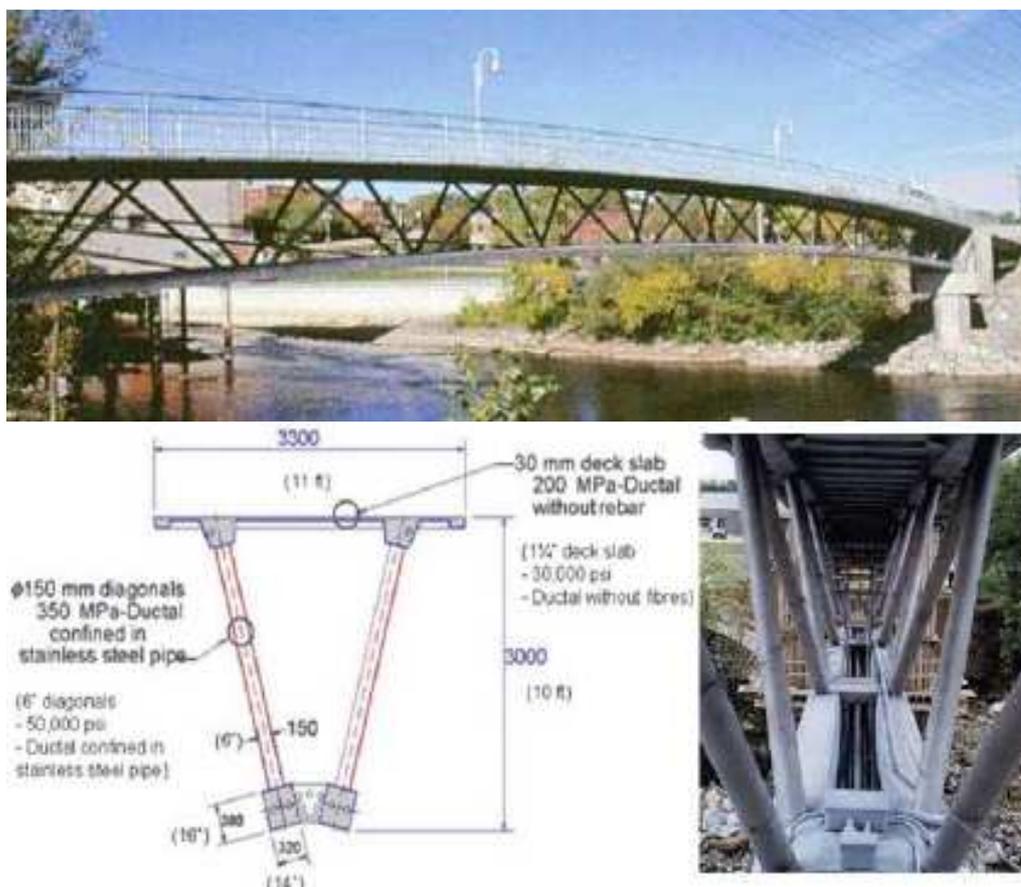


Figura 2 Ponte pedonale di Sherbrooke (Canada)

Il ponte, prefabbricato e precompresso, ha una campata di 60 m sul Magog River nel Quebec e la soletta presenta lo spessore solo di 3 cm per una larghezza di 330 cm.

A seguito di questa prima realizzazione sono iniziati diversi studi, ad opera principalmente delle industrie francesi Bouygues e Lafarge, sulle differenti sezioni possibili da utilizzare nella realizzazione di ponti pedonali e ciclabili in grado di sfruttare al meglio le proprietà del Ductal ed approfondire sia l'influenza dell'orientamento delle fibre al momento del getto sia la facilità delle operazioni di prefabbricazione. Tali risultati hanno condotto alla realizzazione della sezione a Pi, utilizzata per la prima volta nel "Peace Footbridge" costruito a Seoul, Corea del Sud nel 2002 e progettato dall'architetto francese Rudy Ricciotti.

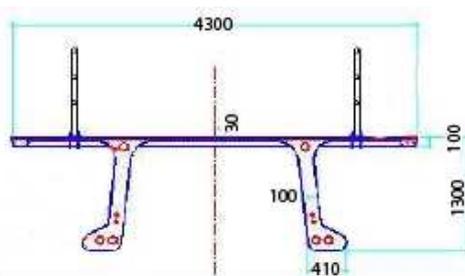


Figura 3 Peace Footbridge (Seoul, Korea)

Il ponte presenta una campata di 120 m, con uno spessore della soletta di 3 cm ed una larghezza di 430 cm, ed è composto da 6 segmenti prefabbricati assemblati e post-tesi in opera.

Tali realizzazioni hanno aperto la strada a nuovi progetti di passerelle e ponti pedonali, realizzati di recente e che utilizzano differenti tipologie strutturali (sistemi scatolari, sezioni a Pi, a T ed a U). Tra questi segnaliamo il Papatoe footbridge in Nuova Zelanda, il Sakata Mirai footbridge in Giappone e più recentemente, nel 2009, l'Angels Footbridge in Francia, progettato sempre da Rudy Ricciotti e con campata di 70 m.

Gli UHPC poi sono stati utilizzati anche per la realizzazione di ponte stradali e ferroviari. La prima esperienza è stata quella in Francia di Bourg-les-Valence ed è servita, come vedremo in seguito, a fornire numerose informazioni sul comportamento del materiale. In modo particolare, il gruppo di industrie che ha portato avanti il progetto in stretta collaborazione con le autorità statali, è riuscito a definire importanti valori in merito all'orientamento delle fibre ed alla loro capacità di sopportare gli sforzi taglianti, sviluppando una trave tipo prefabbricata e con cavi precompressi, eliminando del tutto i rinforzi passivi.

A seguito di tale opera si sono costruiti diversi ponti nel mondo, soprattutto in Francia, Nord America, Australia e Giappone.

Uno dei progetti più importanti, è quello del Wapello County Bridge nell'Iowa (Moore e Bierwagen, 2006; Perry e Seibert, 2008). Si tratta infatti del primo ponte autostradale realizzato nel Nord America, a seguito di una stretta collaborazione tra la FHWA (Federal Highway Administration), il Dipartimento dei Trasporti e l'Università dell'Iowa e Lafarge Nord-America. La sua realizzazione è avvenuta nel 2006, dopo quattro anni di studi, e nonostante la sua semplicità ha fornito un grande apporto nel programma "The Bridge of the Future" promosso dalla FHWA per la ricerca di nuove soluzioni che migliorino la durabilità e riducano le spese per la costruzione di ponti stradali.



Figura 4 Wapello County Bridge (Iowa, USA)

In modo particolare trattasi di un ponte a campata unica di 33.5 m che utilizza 3 travi prefabbricate a doppio T, con cavi precompressi e senza armatura di rinforzo passivo. Le travi sono state testate con prove a larga scala sia in laboratorio, testando a flessione e taglio travi di 23 m, sia in-situ, utilizzando una motrice per simulare il carico mobile da traffico. Tutti i test hanno fornito risultati in termini di curva carichi-inflessione migliori dei valori utilizzati in fase progettuale.

Oltre a questi applicazioni però gli UHPC possono essere utilizzati in diversi modi, dalla realizzazione di giunti strutturali alla ristrutturazione di tunnel, dalla realizzazione di solette prefabbricate e precomprese all'uso del materiale senza alcun tipo di rinforzo o armatura (precompressa o passiva) come nel caso della realizzazione di scale.



Figura 5 Altre applicazioni dei calcestruzzi ad altissime prestazioni

Infine le possibilità di avere un materiale altamente resistente, modellabile e con dimensioni in sezione notevolmente ridotte, ha reso realizzabile per gli architetti e i designer una nuova serie di forme e volumi precedentemente inaspettati, con una grande varietà estetica. Si ricordano tra le altre le pensiline per la stazione ferroviaria LTR a Calgary in Canada, il “Flying carpet” dell’Ungerer Museum a Strasburgo, le coperture di “Maison Navarra” di R. Ricciotti, la facciata del deposito di autobus a Thiais in Francia.



Figura 6 Applicazioni non strutturali (pensiline, facciate, passerelle, ecc.)

1.2 *Obiettivi della ricerca*

I calcestruzzi ad elevatissime prestazioni (UHPC) e, più in generale, i materiali cementizi innovati nascono dalla necessità di implementare i calcestruzzi tradizionale al fine di rispondere alle esigenze che il moderno settore edile riscontra sia in termini di sicurezza strutturale (intesa non solo come capacità di resistere a determinati carichi ultimi o di servizio) sia di durabilità.

Il nostro obiettivo è quello di comprendere al meglio le potenzialità che questo materiale presenta studiando e chiarendo quali sono le caratteristiche tecnologiche e meccaniche che lo contraddistinguono. In modo particolare si definirà lo stato dell'arte in merito alla tecnologia (composizione, materiali, mix-design) e alle principali proprietà fisico-chimiche (ritiro, creep, resistenza al fuoco, ecc.) indagando gli elementi distintivi che qualificano la matrice cementizia come un composto denso, privo di impurità e ingegnerizzato alla scala micro strutturale e chiarendo come l'apporto del rinforzo fibroso sia metallico sia polimerico caratterizzi un punto di svolta nell'impiego dei calcestruzzi innovativi.

Verrà poi analizzato il comportamento meccanico a compressione e a trazione, evidenziando le principali differenze con i calcestruzzi ordinari e i fibrorinforzati tradizionali, illustrando le metodologie più recenti per la sua caratterizzazione, pervenendo alla definizione del legame costitutivo. Successivamente si analizzeranno le implicazioni che tali caratteristiche comportano dal punto di vista strutturale, analizzando per via analitica e numerica il comportamento di un elemento monodimensionale sottoposto a flessione.

Si dimostrerà che tali peculiarità del materiale consentono il conseguimento di elevatissime prestazioni meccaniche e strutturali, prevedendo una notevolissima resistenza a compressione, un comportamento duttile (necessario nelle zone sismiche) e la capacità di resistere a trazione in assenza di rinforzi tradizionali, grazie ad un particolare processo di micro-fessurazione.

Si vedrà inoltre che il materiale presenta ottime caratteristiche di durabilità e resistenza agli agenti aggressivi, comportando la notevole riduzione dei costi di manutenzione delle strutture.

Tale studio dimostra quindi la possibilità di sviluppare elementi strutturali di spessore molto contenuto, in grado di sostenere condizioni di carico elevate, garantendo parimenti duttilità e durabilità delle strutture, e quindi un ottimo comportamento sotto esercizio e garantendo un elevato margine di sicurezza nei confronti delle condizioni di collasso.

1.3 Organizzazione della tesi

La tesi è organizzata in sette capitoli. Dopo l'inquadramento dell'argomento avvenuto nel presente capitolo vengono innanzitutto trattati, nel Capitolo 2, gli aspetti tecnologici innovativi – implementazione della matrice cementizia ed impiego delle fibre – che sottendono alle migliorate prestazioni del materiale, definendo uno stato dell'arte in merito ai materiali di base, alla composizione, produzione e messe in opera degli UHPC.

Nel Capitolo 3 vengono definiti i comportamenti a compressione e a trazione, individuando le principali differenze rispetto ai calcestruzzi ordinari ed alla precedente generazione di calcestruzzi fibrorinforzati e ad alte prestazioni. Si illustrano le principali metodologie di caratterizzazione e si definiscono i legami costitutivi tipo per il materiale.

Nel Capitolo 4 vengono analizzate le altre proprietà fisico-chimiche con riferimento particolare ad i comportamenti differiti nel tempo (creep e ritiro) ed ai principali aspetti legati alla durabilità (tra cui i principali sono la migliorata resistenza ai cicli termici, agli agenti aggressivi chimici, al fuoco e all'erosione).

Nel Capitolo 5 si studiano le implicazioni strutturali delle proprietà meccaniche del materiale in riferimento al suo impiego ad elementi inflessi non rinforzati. Viene definito il modello di flessione in campo non-lineare (plastico e inelastico) micro-fessurato prima della localizzazione della fessura che rappresenta la più usuale condizione di esercizio delle strutture.

Nel Capitolo 6 vengono presentate alcune analisi numeriche su travi in UHPC prive di armature attive o passive, confrontando i dati ottenuti con quelli relativi a prove sperimentali simili riscontrate in letteratura. Nelle applicazioni si è tentato di riprodurre il comportamento a flessione nella fase elastica e plastica di travi sottoposte a flessione, studiato precedentemente per via analitica, utilizzando il codice di calcolo Karnak. sGbem, che adotta una procedura di analisi elasto-plastica sviluppata nell'ambito del metodo simmetrico degli elementi di contorno (SBEM).

Nel Capitolo 7 sono presentate le conclusioni della presente ricerca e le prospettive future, con particolare riferimento alle potenzialità del materiale in ambito strutturale e tecnologico.

2 TECNOLOGIA DEI CALCESTRUZZI AD ALTISSIME PRESTAZIONI

2.1 *Composizione generale*

Dallo studio affrontato e dal confronto con la letteratura scientifica, è possibile definire gli UHPC come un materiale che presenta, rispetto ai calcestruzzi ordinari ed a quelli ad alta resistenza, proprietà decisamente superiori in termini di resistenza, durabilità e stabilità sul lungo periodo, derivati in gran parte dalle caratteristiche dei suoi principali componenti – la matrice cementizia e le fibre – e dalla loro interazione.

Nella tabella successive sono indicati i principali componenti dell'impasto finale che differisce in maniera sensibile da quella di un calcestruzzo convenzionale per la selezione degli aggregati, per l'alto contenuto di cemento e per il bassissimo rapporto a/c, e che nella maggior parte dei casi riscontrati si raggruppano in tre parti:

- un ***premix***, che comprende la miscela granulare composta da cemento, fumo di silice e vari aggregati quali quarzo macinato (o altra pietra tipo basalto o gabbro) e sabbia: la finezza degli inerti rende omogeneo e compatto l'impasto, il fumo di silice riduce la porosità (filler effect) che apporta un miglioramento dell'impermeabilità ed un incremento delle resistenza meccaniche;
- i ***liquidi***, ovvero l'acqua, gli acceleranti e i superfluidificanti (o meglio quelli che vengono chiamati “range water reducing admixture material”) usati poiché gli inerti, a causa della ridotta dimensione, tendono ad aggregarsi durante la lavorazione dell'impasto;

- le **fibre**, o metalliche per aumentare resistenza a trazione e duttilità (ad alto tenore di carbonio, 2% del volume; lunghe 12,7 mm e con diametro di 0,2 mm) o in polivinalcol (PVA, 4% del volume, con minore resistenza meccanica ma maggiore duttilità) o in polipropilene per ottenere una resistenza al fuoco migliorata.

In modo particolare i materiali costituenti vengono proporzionati – attraverso uno specifico mix-design che bilancia tipologia e dimensione degli inerti, acqua, aggiunte minerali e fluidificanti – per ottimizzare la miscela granulare che determina così una matrice cementizia a trama finissima e altamente omogenea. Dal punto di vista dimensionale i grani più grandi sono quelli della sabbia fine (compresi tra i 150 e i 600 µm). A seguire si ha il cemento (diametro medio dei grani prossimo ai 15 µm), il quarzo frantumato (diametro medio di 10 µm) ed infine i fumi di silice (diametro delle sfere tra 0,01 e 1 µm) che grazie al loro ridotto diametro riescono ad riempire i vuoti interstiziali presenti tra il cemento e gli aggregati. Le fibre invece hanno un ordine di grandezza decisamente maggiore, avendo infatti solitamente diametro pari a qualche millesimo di millimetro e lunghezza attorno a 1-2 cm.

Componenti [kg/mc]	Calcestruzzo ordinario	HPC	UHPC
Cemento Portland	<400	410	700-1000
Aggregato grosso	≈1000	920	0-200
Aggregato Fine, Sabbia	≈700	620	1000-2000
Fumi di Silice	-	40	200-300
Superfluidificanti	-	5	10-40
Acqua	>200	100-150	110-200
Fibre	-	-	>150
Rapporto a/c	>0.35	0.28-0.38	<0.24
Rapporto a/legante	-	<0.38	<0.22
Densità	2000-2800	2000-2800	>2500

Tabella 1 Esempio di composizione di un calcestruzzo ordinario, di un HPC e di UHPC [Spasojevic, 2008]

2.2 La matrice cementizia

2.2.1 Considerazioni sulla microstruttura

Il calcestruzzo ordinario è un materiale principalmente eterogeneo, così come è osservabile a diverse scale (Ulm et al., 2004). Tale eterogeneità è la causa principale dei limiti di resistenza, soprattutto a trazione, del materiale stesso ed è dovuta principalmente alla distribuzione di differenti fasi nel materiale (elementi solidi, acqua e soprattutto pori capillari) e alle loro diverse proprietà meccaniche.

Osservando la matrice cementizia a differenti scale è possibile individuare diversi componenti così come evidenziato nella tabella seguente (Spasojevic, 2008 adattata da Ulm et al., 2004).

Scala e livello di rappresentazione	Componenti
$> 10^{-3}$ m, Calcestruzzo	Pasta di cemento, aggregati, zona di transizione
$< 10^{-4}$ m, Pasta di cemento	Matrice C-S-H, cristalli CH, pori capillari
$< 10^{-6}$ m, matrice C-S-H	Fasi C-S-H, gel
$10^{-9} - 10^{-10}$, nanoscala	Particelle C-S-H, prodotti dell'idratazione del cemento

Tabella 2 Struttura multiscala eterogena del calcestruzzo

Ad una scala di rappresentazione grande (dell'ordine dei millimetri), nel calcestruzzo indurito sono distinguibili con chiarezza gli aggregati, la pasta di cemento e la zona di transizione. Le differenti proprietà meccaniche della pasta e degli aggregati, nonché la dimensione di questi ultimi, determinano la creazione nonché la dimensione delle fratture nella zona di transizione, che è l'elemento più debole della matrice. In modo particolare maggiore è la dimensione degli aggregati maggiore sarà l'apertura delle fessure nel calcestruzzo caricato (Richard e Cheyrezy, 1995).

Ad una scala più piccola, sotto i 10^{-4} m, in un calcestruzzo ordinario, tale zona appare essere quella maggiormente eterogenea, dato che presenta la più alta percentuale di pori ed un alto contenuto di cristalli di idrossido di calcio (detto anche calce idratata o portlandite, CH), prodotto durante l'idratazione.

Come è ben noto (Balaguru, 2008), infatti una pasta di cemento idratata ha tre componenti principali: i cristalli di Idrossido di Calcio (CH o portlandite) e quelli di solfo-alluminati di Calcio (CS o ettringite) nonché il gel dei silicati di calcio idrato (C-S-H). Questi ultimi, che sono i componenti che caratterizzano maggiormente le prestazioni meccaniche di un calcestruzzo, occupano solitamente

una percentuale di volume compresa tra il 50-60% dove il CH e il CS occupano rispettivamente il 20-25%. Tuttavia la dimensione dei cristalli di C-S-H è molto piccola (< 2 nm, anche se spesso si riscontrano aggregazioni di cristalli che si estendono fino ai 100 nm) mentre quella dei CH è alquanto grande (larghezza di circa 1000 nm) laddove quelli di CS presentano una struttura ad ago fortemente instabile.

In tale contesto, la dimensione dei pori capillari tra i vari cristalli ed aggregazioni varia notevolmente, in funzione soprattutto del rapporto a/c (tra 10 e 1000 nm), ed a tale scala influenza significativamente le proprietà meccaniche della matrice, dato che le tensioni imposte dai carichi applicati tendono a concentrarsi nell'intorno dei vuoti, dando luogo a micro-fessurazioni.

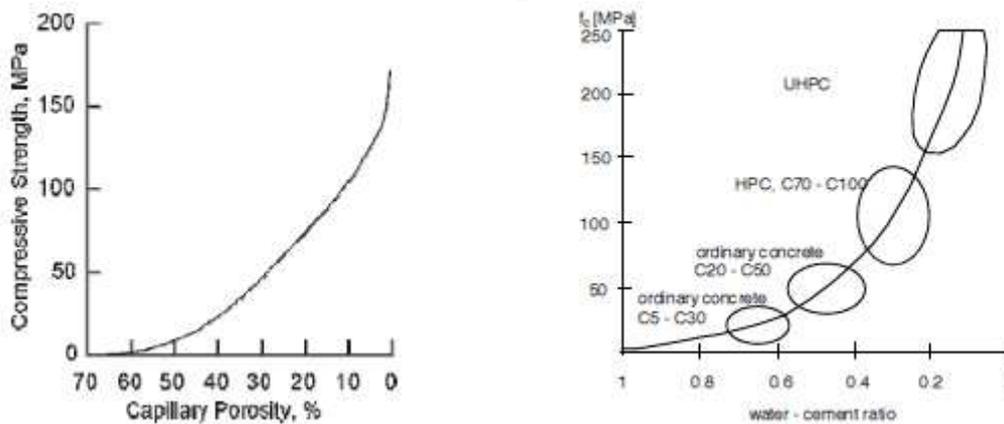


Figura 7 Effetto della porosità [Mehta e Monteiro, 2005] e del rapporto a/c [Spasojevic, 2008] sulla resistenza a compressione

Le proprietà meccaniche risentono quindi dell'eterogeneità del materiale dovuta alla presenza di grandi cristalli di CH ed all'elevata presenza di pori e vuoti interstiziali intorno ad essi, nonché, ad una scala maggiore, della debolezza e consistenza della zona di transizione, a loro volta connesse alle dimensioni degli aggregati, alla densità della compattezza granulare ed al rapporto a/c.

Partendo da tali considerazioni di carattere generale sulla natura dei calcestruzzi ordinari, gli studi condotti per rendere omogenea la matrice cementizia, hanno determinato che il modo migliore per ottenere ciò è dato dall'aumentare la densità dell'impasto grazie all'implementazione di un mix design che portasse alla maggiore compattazione degli aggregati e dei grani di cemento.

Tale processo è stato reso possibile mediante (Spasojevic, 2008):

- l'eliminazione degli aggregati grossi in favore di aggregati fini e finissimi che presentassero inoltre una rigidità prossima a quella della pasta di cemento;
- l'aggiunta di fumi di silice, che svolgono un'azione pozzolanica, reagendo con i cristalli di CH, e di "micro-filler", disponendosi tra i grani di cemento e gli aggregati, riducendo la porosità e diminuendo lo spazio per la crescita di composti di CH;
- l'utilizzo di un basso rapporto a/c, in grado di ridurre al minimo la spaziatura tra i grani di cemento, diminuendo la formazione della zona di transizione, ed aumentando il volume della pasta di cemento rispetto a quello dei vuoti interstiziali;
- l'aggiunta di additivi e superfluidificanti, per garantire una sufficiente lavorabilità della pasta fresca, che decresce al decrescere del rapporto a/c;
- l'applicazione eventuale di un trattamento termico, in grado di implementare globalmente le caratteristiche del materiale.

Se osservata al microscopio elettronico (Reda et al., 1999) la matrice cementizia così ottenuta mostra una microstruttura molto densa e priva di porosità capillare, differentemente da quanto accade per un calcestruzzo ordinario (presenza del 20-25% di pori) o per uno ad alta resistenza (12-20% di pori). La zona di transizione tra aggregati e pasta o è sottilissima o è assente e non sono presenti cristalli grandi di CH (con qualche eccezione nel caso di composti realizzati con calcare e maturati in bagno caldo o per quelli ad esempio realizzati con bauxite calcinata con un rapporto a/l relativamente alto), indicando con ciò un legame ottimale tra i componenti in grado di permettere un efficiente trasferimento dei carichi tra la pasta di cemento e gli aggregati.

È opportuno ritenere dunque che il basso rapporto a/l e la pressione applicata al calcestruzzo allo stato fresco diano luogo ad una porosità molto bassa che riduce lo spazio necessario per lo sviluppo dei cristalli di CH. Se poi il contenuto di fumi di silice è relativamente alto (circa il 30% del cemento), accompagnato ad esempio all'aggiunta di polvere di silice ed alla elevata temperatura di stagionatura, si crea un ambiente altamente pozzolanico che consuma i deboli cristalli di CH prodotti durante l'idratazione, che vengono successivamente convertiti in più resistenti cristalli di C-S-H, garantendo così delle proprietà meccaniche eccellenti.

È fondamentale a questo punto comprendere il rapporto che sussiste tra il gel di C-S-H, elasticità e granulometria del materiale.

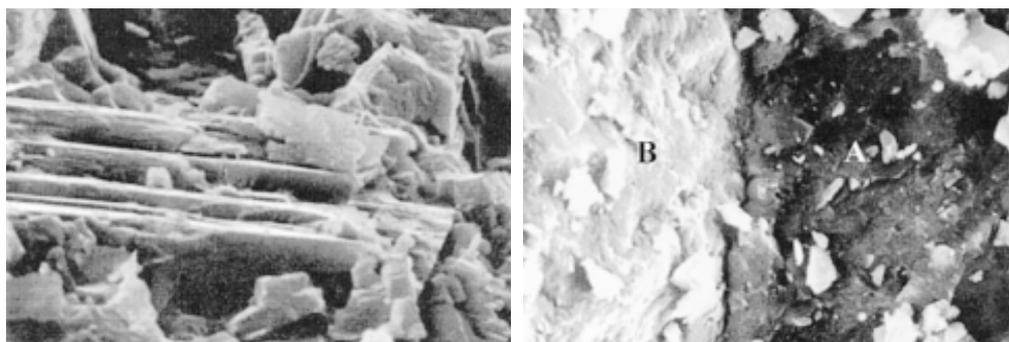


Figura 8 Immagini al microscopio elettronico (SEM) che mostrano il pacchetto altamente denso di cristalli di CH in una miscela con calcare come aggregato (a sinistra) e la zona di transizione tra aggregato A e pasta di cemento B (Reda et al., 1999)

Difatti una delle scoperte recenti più importanti (Ulm, 2007) concerne la comprensione delle diverse tipologie di C-S-H che si formano durante il processo di idratazione del cemento, distinguendone una a bassa densità (LD-C-S-H) ed una ad alta densità (HD-C-S-H). È stato dimostrato che avvicinandosi alla dimensione nanometrica delle particelle costituenti il C-S-H, si raggiunge la più alta densità matematicamente ottenibile aggregando oggetti di forma sferica.

In tal modo la presenza di HD-C-S-H, pari al 74% del calcestruzzo, contro il 64% di un calcestruzzo ad alta resistenza non nanostrutturato e il 30% di uno ordinario, diviene la principale causa della maggiore densità ed omogeneità degli UHPC. Il tutto è dovuto all'aggiunta di fumi di silice o di nano-particelle analoghe che oltre al ben noto "filler effect", riescono ad ottimizzare la struttura del C-S-H, attraverso creazione di "centri di cristallizzazione" dei componenti di idratazione, e partecipano alle reazioni pozzolaniche, eliminando componenti indesiderati e contribuendo alla formazione di strati aggiuntivi di C-S-H, diventando anche la causa principale del miglioramento della struttura delle zone di contatto tra aggregati e legante cementizio.

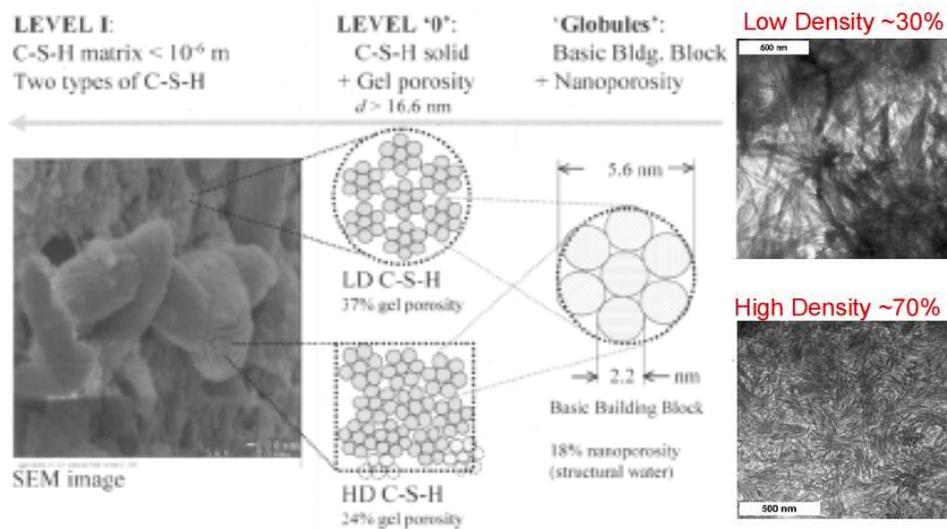


Figura 9 Varie tipologie di C-S-H (Ulm et al, 2004; Ulm, 2007)

Ulteriori analisi ai raggi X hanno poi confermato quanto emerso dall'analisi al microscopio in merito alla formazione di portlandite (CH) riscontrando anche la totale assenza di ettringite secondaria.

Studi recenti (Cwirzen, 2008; Yazıcı, 2009) hanno poi nuovamente confermato la natura densa ed omogenea della matrice cementizia degli UHPC, dimostrando inoltre che i trattamenti termici tendono a densificare ed ottimizzare la microstruttura del materiale eliminando del tutto la zona di transizione.

2.2.2 Gli aggregati

In base alle considerazioni precedenti, un UHPC presenta un meccanismo di frattura completamente differente rispetto ad un calcestruzzo ordinario dato che l'elemento debole della catena non è più la pasta cementizia bensì l'aggregato.

È stato di recente dimostrato (Kýlýč et al., 2008) come varie tipologie di aggregato influenzino diversamente le caratteristiche meccaniche di un UHPC.

In modo particolare, confrontando più varietà di rocce (gabbro, basalto, quarzite, calcare, arenaria), si è visto che la resistenza a compressione del calcestruzzo cresce con il crescere di quella delle rocce e che aggregati con un alto valore di resistenza all'abrasione producono un calcestruzzo con alta resistenza all'abrasione.

In linea generale, si può affermare che la resistenza dell'aggregato limita la resistenza del calcestruzzo a compressione e flessione mentre la zona di transizione influenza e limita la resistenza a compressione.

In modo particolare la migliore resistenza a compressione è ottenuta per calcestruzzi realizzati con basalto, dato che la rottura avviene sia nella matrice cementizia sia nella roccia. I calcestruzzi realizzati con calcare ed arenaria presentano invece una resistenza equivalente a quella delle rocce per cui la rottura avviene nell'aggregato e non viene utilizzato al massimo la resistenza della pasta.

Il calcestruzzo realizzato con il basalto invece è limitato dalla resistenza a compressione della pasta, e non attinge a tutto il potenziale dell'aggregato. Caso a parte per il calcestruzzo realizzato con la quarzite: data la superficie levigata, non vi è perfetta aderenza tra pasta ed aggregato e quindi la resistenza complessiva risulta essere inferiore sia alla resistenza dell'aggregato sia a quella della pasta.

Inoltre il comportamento degli UHPC è funzione anche di altri parametri connessi alla natura degli aggregati presenti nel premiscelato.

Innanzitutto si è visto che la resistenza a compressione migliora quando il rapporto tra aggregati (in modo particolare sabbie) e cemento è pari a 1.1 e che l'utilizzo combinato di aggregati di taglia differente migliora notevolmente le prestazioni di un UHPC rispetto all'uso di un solo componenti (Park et al., 2008). Una delle combinazioni ottimali vede la presenza di 70% di polvere di quarzo dal diametro di 0.3-0.5 mm abbinata a 30% di sabbia dalle dimensioni di 0.17-0.3 mm.

Accanto all'uso di sabbie si è affiancato l'uso di polveri finissime (con dimensioni dei grani dell'ordine dei 13 μm) che fungono al pari dei SF nel ruolo di filler che però non hanno reazioni chimiche con il cemento. Prove sperimentali hanno dedotto un aumento nella resistenza di circa il 30% rispetto a provini realizzati senza l'uso di tali polveri, utilizzando un rapporto polveri/cemento pari a 0.3 in grado di aiutare il processo di densificazione della microstruttura del cemento. L'utilizzo di tali polveri favorisce inoltre la diminuzione ulteriore del rapporto a/l.

Tali accorgimenti non fanno altro che migliorare il grado di compattezza del materiale che a sua volta deriva anche dalla distribuzione granulometrica dei grani e dalla loro forma (Stark e Mueller, 2008). In modo particolare con una distribuzione costante la compattezza aumenta man mano che le particelle diventano più rotonde e smussate. Inoltre si ottiene lo stesso grado di compattezza sia per la sabbia con particelle arrotondate ed una distribuzione granulometrica stretta (sabbie naturali) sia per la sabbia con particelle ruvide e spigolose ed una distribuzione ampia (sabbie artificiali). In definitiva qualsiasi sabbia può essere utilizzata come aggregato del mix per la formazione della matrice cementizia di un calcestruzzo ad elevate prestazioni.

2.2.3 I fumi di silice

Come già visto, molti dei vantaggi ricavati dagli UHPC è dovuta alla presenza nella matrice cementizia dei fumi di silice (Silica Fume, SF).

Conosciuti in letteratura con diversi nomi (microsilice, fumo condensato di silice, silice volatile o polvere di silice) i SF sono particelle molto fini e sferiche, di colore grigio o bianco, con diametro medio inferiore nel 95% dei casi ad 1 μm (più spesso comprese 0,01 e 0,1 μm) e che presentano dal punto di vista chimico un alto contenuto di silice amorfa con piccole quantità di acciaio e magnesio.

Si tratta in modo peculiare di un sottoprodotto dell'industria del silicio e delle leghe ferrose. La riduzione di quarzo altamente puro in silicio a temperature superiori ai 2000°C produce vapori di SiO₂ che si ossidano e condensano nella zona a più bassa temperatura formando particelle piccole composte da silice non cristallina. I sottoprodotti della produzione di silicio metallico e di leghe ferrosilicio che hanno un contenuto di silicio pari al 75% contengono circa l'85%-95% di silice non cristallina, mentre quelle con un contenuto di silicio al di sotto del 50%, presentano un tenore di silice molto più basso e si caratterizzano per le minori qualità pozzolaniche.

Quindi si può affermare che il contenuto di silice è strettamente legato al tipo di lega prodotto.

Proprietà	Valore
Dimensione tipica della particelle	< 1 μm
Massa volumica apparente	
Alla produzione	130-430 kg/mc
Liquefatta	1320-1440 kg/mc
densificata	480-720 kg/mc
Densità specifica	2.22
Superficie specifica	13000-30000 mq/kg

Tabella 3 Proprietà fisiche tipiche dei fumi di silice (Silica Fume Association)

Tali polveri sono state utilizzati solo recentemente nella tecnologia del calcestruzzo: il loro primo uso infatti è riportato in un studio norvegese del 1952 mentre solo negli ultimi decenni del XX secolo è stato impiegato sistematicamente come aggiunta per la realizzazione di materiali cementizi innovativi prima in Scandinavia e poi in Francia e negli USA.

I SF sono un materiale altamente pozzolanico a causa della sua finezza e dall'alto contenuto di silice amorfa. Il ruolo che svolge nella matrice cementizia

può essere sintetizzato secondo tre processi di tipo fisico-chimico (Siddique, 2011):

- riduzione della dimensione dei pori e densificazione della matrice: le micro particelle grazie alla loro struttura amorfa riempiono i vuoti interstiziali tra i granuli di cemento, aumentando la densità e migliorando l'aderenza dei vari componenti (il cosiddetto filler effect),
- reazione con la calce libera, creando gel di C-S-H maggiormente resistente;
- miglioramento della zona di interfaccia tra pasta di cemento e aggregati, riducendone lo spessore e il grado di orientamento dei cristalli di portlandite (CH) in essa presenti.

I vantaggi che ne derivano comportano sia l'incremento delle proprietà meccaniche (resistenza a compressione, a flessione, modulo di elasticità, resistenza del legame malta-aggregati, tenacità e resistenza all'abrasione) sia il miglioramento della durabilità (bassissima permeabilità al cloruro ed all'acqua, alta resistenza agli attacchi chimici, alta resistività elettrica).

In modo particolare è stato visto che:

- l'aggiunta di SF aumenta la resistenza a compressione a 28 gg (Razak e Wong, 2005; Behnood e Ziari, 2008; Koksai et al, 2008; Park et al., 2008);
- l'uso di SF non influisce particolarmente sulla resistenza a rottura da trazione mentre, con alti contenuti percentuali di SF, viene riscontrato un aumento costante della resistenza a trazione da flessione (Koksai et al, 2008; Bhanja and Sengupta, 2005);
- l'uso di SF migliora il legame tra fibre d'acciaio e matrice cementizia: le SF, impiegate con dosaggi ottimali, si depositano sulla superficie delle fibre e ne aumentano la resistenza allo scivolamento e l'attrito, raddoppiando in tal modo l'energia di pull-out delle fibre (Chan e Chu, 2004);
- alte percentuali di SF aumentano significativamente sia il ritiro autogeno del calcestruzzo, dato che la diminuzione e compattezza della dimensione dei pori comporta un aumento della tensione capillare ed una relativa contrazione della pasta del cemento, sia il ritiro plastico mentre diminuiscono sostanzialmente la deformazione dovuta al creep (Mazloom et al., 2004; Zhang et al., 2003).

È stato dimostrato inoltre (Park et al., 2008) che in linea generale il contenuto ottimale di SF si aggira intorno al 20-30%: con percentuali maggiori infatti si

assiste ad una decrescita delle proprietà meccaniche. Ciò è dovuto al fatto che con tale quantità i SF consumano durante le reazioni pozzolaniche tutta la quantità di CH presente all'interno della miscela, mentre con percentuali più elevate tali polveri rimarrebbero inutilizzate, provocando una caduta nelle resistenze a compressione.

2.2.4 Altre aggiunte minerali

Tuttavia, benché i SF siano i principali artefici delle straordinarie proprietà dei materiali cementizi innovati, essi presentano alcuni svantaggi quali la scarsa disponibilità, il costo elevato e la colorazione grigio scura che danno alla matrice cementizia. Inoltre l'alto contenuto di cemento comporta alcuni problemi legati al calore di idratazione e al ritiro autogeno. Per ovviare a tali problematiche, negli ultimi anni si sono studiate diverse alternative, prendendo in considerazione la sostituzione sia delle SF sia del cemento con altre aggiunte minerali quali le ceneri volanti, le scorie di altoforno e il meta-caolino.

Le ceneri volanti (Fly Ash, FA) sono un sottoprodotto industriale della combustione del carbone nelle centrali elettriche ed il loro uso come aggregato all'interno di un mix comporta:

- la riduzione del peso proprio delle strutture (in quanto vengono utilizzati come sostituti del cemento);
- la minore e più economica lavorazione nonché il più agevole trasporto;
- il miglioramento delle prestazioni al fuoco del materiale;
- il miglioramento delle prestazioni ambientali (a causa della possibilità di riciclo del materiale, la conservazione delle rocce aggregate e della sabbia, la salvaguardia delle coste e degli ambienti dove si interviene con le miniere, la riduzione delle emissioni inquinanti).

Una ricerca di Kayali (2008) confronta calcestruzzi realizzati con aggregati naturali e con ceneri volanti realizzate mediante sinterizzazione e successiva frantumazione, definendo un mix composto da cemento, fumi di silice, acqua, riduttore, fluidificante (con a/c pari a 0,5 circa).

In simili composti i legami che si sviluppano tra aggregati e pasta cementizia risultano più forti rispetto a calcestruzzi senza la presenza di ceneri volanti, rendendo la zona di transizione in luogo in cui non avvengono più fenomeni di distacco e di propagazione delle fratture.

I calcestruzzi così ottenuti, quindi, si sono rivelati essere il 22% più leggeri ed il 20% più resistenti di quelli realizzati con aggregati naturali, mentre il ritiro

idraulico si è rivelato essere minore del 33% rispetto a quello riscontrato nei calcestruzzi normali.

Inoltre tali tipologia di calcestruzzi ad alte prestazioni presenta anche una durabilità migliorata a causa della bassa carbonatazione e della bassa penetrazione al cloruro, consentendone l'uso in zone climaticamente avverse.

A riprova di quanto affermato si riscontra la presenza di una serie di studi che confronta ed affianca all'uso delle FA come rimpiazzo del cemento le scorie di altoforno (Ground Granulated Blast Furnace Slag, GGBS).

Tali ricerche dimostrano che è possibile la realizzazione di compositi cementizi innovati, sostituendo buona parte del cemento con FA o GGBS e sottoponendo il materiale a trattamenti termici in autoclave o al vapore. In modo particolare, per composti binari (ovvero o con l'uno o con l'altro componente) il contenuto ottimale è o 40% di FA (340 Kg/mc con 510 Kg/mc di cemento) o con 60% di GGBS (510 Kg/mc con 340 Kg/mc di cemento), mantenendo costante (circa il 30%) il contenuto di SF (Yazıcı, 2007).

Per composti ternari (ovvero con presenza contemporanea di entrambe le aggiunte minerali) si ottengono ottimi risultati sostituendo circa il 40% di cemento con GGBS+FA, dato che oltre tale combinazione la resistenza a compressione sembra ridursi significativamente. L'uso di una combinazione ternaria è preferibile ed è molto efficace dato che fornisce proprietà meccaniche simili o migliori rispetto al solo uso di FA o GGBS (Yazıcı et al., 2008).

Inoltre tali aggiunte possono essere usate come alternativa anche ai SF, e rendono possibile ottenere calcestruzzi con resistenze a compressione prossimi ai 200 MPa, realizzando un legante contenente 25% di Cemento Portland e 75% di scorie, comportando la riduzione della richiesta di acqua e di superfluidificanti (Gerlicher et al., 2008).

L'uso di tali componenti comporta, grazie alla riduzione del contenuto di cemento, la diminuzione del calore di idratazione, del ritiro ed dei costi di produzione.

Accanto alle ceneri volanti ed alle scorie di altoforno è stato studiato poi l'impiego del meta-caolino come parziale o totale sostituto delle polveri pozzolaniche utilizzate per la produzione di UHPC.

Il meta-caolino è un materiale allumino-silicato, termicamente attivato, ottenuto dalla calcinazione del caolino ad una temperatura tra i 650 e gli 800 °C. Contiene circa il 50-55% di silice (SiO₂) ed il 40-45% di alumina (Al₂O₃) ed è molto reattivo.

Una delle importanti differenze che si riscontrano tra il metacoalino e gli altri tipi di pozzolane naturali o artificiali è che si tratta di un prodotto primario, mentre gli altri (fumi di silice, ceneri volanti, scorie di altoforno) sono prodotti secondari o sottoprodotti. Perciò tale aggiunta presenta il vantaggio che può essere prodotta con un processo controllato in grado di ottenere proprietà specifiche.

Il paragone effettuato (Poon et al., 2006) tra un calcestruzzo con meta-caolino ed uno con un eguale quantitativo di fumi di silice, dimostra che il primo presenta una resistenza meccanica migliorata nei primi periodi (senza danneggiare quella a lungo periodo), aumentando di gran lunga la resistenza al trasporto di acqua ed alla diffusione di ioni nocivi e implementando di conseguenza la durabilità e rivelandosi come un'efficace pozzolana (come riportato anche da Siddique e Klaus, 2009). Lo stesso studio ha dimostrato poi che il calcestruzzo preparato con meta-caolino, mantenendo basso il rapporto a/c (0.3) presenta la dimensione dei diametri medi dei pori minore rispetto a quella con fumi di silice, risultando con una porosità totale minore.

2.2.5 *Il ruolo dei superfluidificanti*

È stato detto che per favorire la nascita degli UHPC e più in generale degli RPC hanno giocato un ruolo determinante, dagli anni Settanta in poi, la nascita, lo sviluppo e l'utilizzo dei fluidificanti e superfluidificanti che sono in grado di mantenere basso il rapporto a/c ed alta la lavorabilità del composto, anche senza intaccare la composizione granulometrica della miscela. Il loro impiego è stato infatti necessario a seguito dall'aggiunta di fumi di silice all'interno della matrice cementizia, che aumentano la richiesta d'acqua di lavorabilità a causa delle dimensioni finissime e dell'elevata area superficiale (Möser e Pfeifer, 2008).

Per consentire quindi una buona lavorabilità della miscela, non andando a discapito del contenuto d'acqua, l'uso dei SF richiede l'impiego di una quantità di superfluidificanti direttamente proporzionale al loro contenuto (Mazloom et al., 2004).

I vantaggi dell'uso dei superfluidificanti risiedono sinteticamente:

- nell'aumentare la lavorabilità, prefissata la composizione della miscela, al fine di migliorare la messa in opera del calcestruzzo;
- nel ridurre l'acqua di miscela, dato il quantitativo di cemento e la lavorabilità, al fine di ridurre il rapporto a/c e quindi aumentare la resistenza e la durabilità;

- nel ridurre sia il contenuto di cemento sia quello d'acqua, prefissata la lavorabilità e la resistenza, al fine di preservare il cemento, ridurre il creep, il ritiro e le deformazioni termiche indotte dal calore generato dal processo di idratazione del cemento.

Il meccanismo utilizzato dai superfluidificanti (basati su polimeri sintetici idrosolubili quali poli-naftalen-solfonati, poli-melammin-solfati, poli-acrilati, poli-carbossilati, etc.) consiste nel determinare un cosiddetto effetto deflocculante sui granuli di cemento dispersi nel mezzo acquoso ovvero causare la dispersione degli agglomerati in granuli più piccoli. Infatti una miscela di cemento molto diluita nell'acqua si presenta con grossi agglomerati di granuli di cemento separati dall'acqua. Tale fenomeno, detto flocculazione, è causato dall'attrazione elettrostatica tra i vari granuli che si presentano con le superfici caricate elettrostaticamente per effetto della macinazione e della rottura dei legami ionici presenti nei costituenti del clinker.

La presenza dei superfluidificanti permette, a seconda dalla tipologia del polimero presente, o l'assorbimento di gruppi carichi negativamente (gruppi anionici negativi presenti in quelli a base di poli-naftalen-solfonati e poli-melammin-solfati) che determinano una repulsione elettrostatica tra i granuli o l'assorbimento sulla superficie dei granuli di cemento di molecole caratterizzate dalla presenza di catene laterali (come per quelli a base di poli-acrilati e poli-carbossilati) che impediscono ai granuli di cemento di avvicinarsi l'uno l'altro.

In modo particolare, è dimostrato (Hirschi e Wombacher, 2008) che l'uso di superfluidificanti a base di policarbossilati comporta:

- alta riduzione di acqua (fino al 40%);
- alta fluidità;
- possibilità di progettare la composizione e l'assemblaggio dei polimeri per controllare le caratteristiche principali allo stato fresco (tempi di preparazione e lavorabilità).

È possibile quindi adattare i polimeri alle condizioni del cemento per ottenere una perfetta ottimizzazione della pasta cementizia.

2.3 Le fibre

2.3.1 I calcestruzzi fibro-rinforzati o FRC

L'inconveniente maggiore riscontrato nell'uso dei fumi di silice, ed in generale collegato all'aumento della densità della matrice cementizia, è dato

dall'amplificazione del comportamento fragile degli UHPC. Tale ostacolo è tuttavia superato attraverso l'aggiunta di fibre che, aumentando la capacità di assorbimento dell'energia da parte del materiale, inducono una maggiore duttilità nel calcestruzzo.

I calcestruzzi così composti, e tra questi anche gli UHPC, rientrano nella categoria dei calcestruzzi fibro-rinforzati (Fiber-Reinforced Concrete, FRC).

A tal proposito è sovente rinvenire in letteratura la dicitura UHPFRC come sinonimo di UHPC anche se è stato riscontrato qualche caso in cui, con il secondo termine, ci si riferisce a calcestruzzi dalle elevate prestazioni senza però l'aggiunta di fibre. Ad ogni modo, come già detto in precedenza, utilizzeremo nella presente dissertazione il termine UHPC come sinonimo di UHPFRC.

I calcestruzzi fibro-rinforzati sono quindi calcestruzzi additivati con fibre corte di acciaio, di materiale inorganico quale carbonio o vetro, o di materiali di altra natura (polipropilene, grafite, kevlar, ecc.). L'aggiunta di fibre conferisce al calcestruzzo, dopo la fessurazione, una significativa resistenza residua a trazione (detta anche tenacità), che è funzione di alcune caratteristiche proprie delle fibre (fattore di forma, contenuto in percentuale volumetrica, caratteristiche fisico-meccaniche, aderenza tra fibre e matrice) che sono in grado di incrementare significativamente l'energia assorbita nel processo di frattura.

Una volta posto in opera, un calcestruzzo fibro-rinforzato acquista proprietà che dipendono anche da altri fattori connessi alle modalità di esecuzione e di messa in opera quali il grado di dispersione delle fibre, la forma e le dimensioni della struttura, l'eventuale anisotropia nella distribuzione, la direzione del getto.

Nella maggior parte dei casi, alla matrice vengono aggiunte fibre dello stesso materiale (in tal caso si parla di "mono FRC"), anche se recentemente sono stati sviluppati FRC che vedono la presenza di differenti tipologie di fibre realizzate con lo stesso materiale (Multi Scale Cement Composites) o di due o più tipologie di fibre (acciaio e vetro, acciaio e polipropilene, ecc.) – detti Hybrid FRC – in grado di combinare al meglio le proprietà meccaniche e fisiche di ogni tipo di fibra, ottenendo così ogni possibile vantaggio dal loro uso sinergico (Di Prisco et al., 2009; Park et al., 2011).

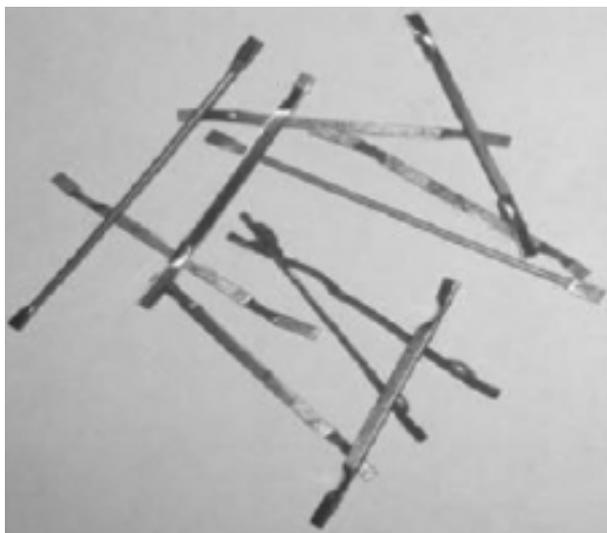
La tabella in basso riporta il confronto tra alcuni principali UHPC sia Mono sia Hybrid riscontrati in letteratura, relazionando tra loro tipologia, contenuto e geometria delle fibre e riportando le principali caratteristiche meccaniche.

Nome	Tipologia	Con-tenuto totale di fibre	Fibre I			Fibre II			Proprietà meccaniche			Riferimenti
			l_f mm	d_f mm	V_f %	l_f m	d_f mm	V_f %	f_{ct} MPa	ε_u %	f_c MPa	
DUCTAL	Mono	2.0	13-15	0.2	2.0 (S)	-	-	-	12.0	0.3	160-240	Chanvillard e Rigaud (2003)
CERACEM	Mono	2.5	20	0.3	2.5 (S)	-	-	-	9.9	0.25	199	Jungwirth e Muttoni (2004)
S-UHPFRC	Mono	2.5	13	0.2	6.0 (S)	-	-	-	14.2	0.24	200	Wille et al. (2011)
T-UHPFRC	Mono	2.0	30	0.3	2.0 (T)	-	-	-	14.9	0.61	200	Wille et al. (2011)
H-UHPFRC	Mono	2.0	30	0.375	2.0 (H)	-	-	-	14.0	0.45	200	Wille et al. (2011)
CARDIFRC	Hybrid	6.0	13	0.16	5.0 (S)	6	0.16	1.0 (S)	13.5	0.6	200	Farhat et al. (2007)
MSCC	Hybrid	7.0	25	0.3	2.0 (H)	5	0.25	5.0 (S)	15.0	-	193.3	Rossi (1997)

Tabella 4 Principali tipologie di UHPC classificati in funzione delle fibre (elaborata da Park et al., 2011)
[S: smooth; T: twisted; H: Hooked]

2.3.2 Le fibre d'acciaio

Le fibre che hanno trovato il maggior impiego nella composizione di FRC in generale e di UHPC in particolare sono quelle d'acciaio.



Tali fibre sono disponibili in lunghezze comprese tra 6 e 80 mm, con una sezione di area pari a 0.1-1.5 mm², con un diametro corrispondente di 0.15-1.2 mm. La resistenza a trazione raggiunge normalmente i 2400 MPa e talvolta supera i 3000 MPa ed hanno una densità specifica pari a 7800 Kg/mc. Presentano sezione circolare o rettangolare e sono prodotte mediante taglio o tritatura da fili d'acciaio, lamiere metalliche e

barre d'acciaio. Le fibre sono di solito schiacciate o deformate all'estremità presentando o un uncino o una piccola testa atta a migliorare il legame tra fibre e matrice cementizia.

L'acciaio utilizzato per la loro realizzazione è di tre tipologie:

- acciaio a basso contenuto di carbonio ($C \leq 0.2$);
- acciaio ad alto contenuto di carbonio ($C > 0.2$);
- acciaio inox.

Le Istruzioni CNR-DT 204/2006 sui calcestruzzi fibro-rinforzati forniscono una classificazione delle fibre in funzione delle caratteristiche meccaniche prevedendo tre categorie (R1, R2, R3), come definite in tabella.

Diametro equivalente [mm]	Resistenza minima a trazione [N/mm ²]												Prova di piegamento alternato
	R1				R2				R3				
	1)		2)		1)		2)		1)		2)		
	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	R_m	$R_{p0.2}$	
$0.15 \leq d_f < 0.50$	400	320	480	400	800	720	1080	900	1700	1360	2040	1700	assenza di rotture
$0.50 \leq d_f < 0.80$	350	280	450	350	800	640	1040	800	1550	1240	2015	1550	
$0.80 \leq d_f \leq 1.20$	300	240	390	300	700	560	910	700	1400	1120	1820	1400	
1) Per fibre rettilinee 2) Per fibre sagomate													

Figura 10 Nella tabella i simboli R_m e $R_{p0.2}$ rappresentano, rispettivamente, la resistenza a trazione (corrispondente al carico massimo) e la resistenza di scostamento dalla proporzionalità con un'estensione non proporzionale pari allo 0.2% della lunghezza di base dell'estensimetro.

La tabella seguente invece definisce a titolo esemplificativo le caratteristiche geometriche e meccaniche di alcune tipologie di fibre, raggruppandole in macro e micro fibre (Park et al., 2011).

Classificazione	Tipologia	l_f [mm]	d_f [mm]	l_f/d_f	Densità [g/cmc]	Resistenza a trazione [MPa]	Modulo di elasticità [GPa]
Macro	Smooth	0.3	30	100	7.9	2580	200
	Hooked A	0.375	30	80	7.9	2311	200
	Hooked B	0.775	62	80	7.9	1891	200
	Twisted	0.3	30	100	7.9	2428	200
Micro	Smooth	0.2	13	65	7.9	2788	200

Generalmente il volume delle fibre d'acciaio contenuto in un'unità di volume di calcestruzzo raggiunge il 2% anche se si tratta di un parametro che presenta in merito alla sua definizione qualche incertezza, e che alcuni autori (Shah e Ribakov, 2011) propongono di sostituire con il peso delle fibre (in Kg) in 1 mc di calcestruzzo (detto anche "fiber weight ratio"), che si configura come un parametro più accurato e chiaro e compreso tra 15 e 45 Kg/mc.

L'uso delle fibre d'acciaio implementa la microstruttura della matrice cementizia, influenzando le proprietà meccaniche del composito grazie alla

migliorata capacità di trasferimento dei carichi (o anche capacità portante, bearing capacity) in fase fessurata.

Infatti, al momento della rottura della matrice, le fibre distribuite al suo interno arrestano il processo di rottura intervenendo con un meccanismo a ponte (bridging mechanism) che limita la propagazione delle fessure, impedendo al contempo il processo di fuoriuscita delle fibre stesse (il cosiddetto “fiber pull out”), grazie sia alla loro superficie ruvida sia alla presenza degli ancoraggi di estremità, in grado di fornire entrambi una migliore aderenza con la pasta cementizia.

Tale processo, più che comportare un aumento diretto della resistenza flessionale, determina l’incremento della tenacità flessionale ovvero della capacità del materiale di assorbire energia, definita come l’area che sottende la curva carico-inflessione, detta anche energia totale di frattura.

Analizzando prove di laboratorio a 3 a 4 punti (un esempio schematico è rappresentato in figura) che mettono a confronto il comportamento di un UHPC con un HPC, si nota l’incremento della duttilità, e quindi dell’area sottesa.

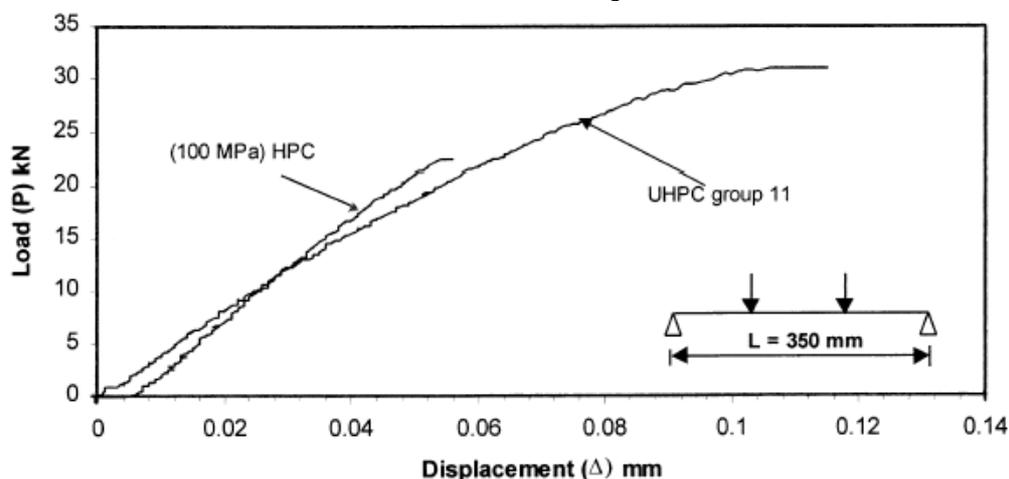


Figura 11 Confronto tra HPC e UHPC nel comportamento a flessione

Tale comportamento duttile e quasi plastico determina notevoli vantaggi in merito alle proprietà meccaniche del materiale che vede l’aumento della tensione di picco (e quindi della resistenza complessiva) nonché della resistenza a fatica ed agli urti.

Inoltre viene influenzata parimenti anche la durabilità del materiale, dato che le fibre risultano essere resistenti alla corrosione ed agli attacchi chimici ed inoltre sono in grado di opporsi alle fessurazioni da ritiro.

2.3.3 Fattori d'influenza sul comportamento delle fibre

Sono dunque notevoli gli effetti che comportano l'aggiunta di fibre nella miscela: si ha un relativo aumento della resistenza a compressione (anche del 25%) ed un notevolissimo incremento di quella a trazione, con valori anche raddoppiati rispetto a calcestruzzi della stessa tipologia ma privi di rinforzo fibroso.

Numerosi sono però i fattori che influenzano la capacità delle fibre di implementare le proprietà del materiale, tra cui ricordiamo l'orientamento e la distribuzione delle fibre, il fattore di forma (ovvero rapporto tra lunghezza e diametro delle fibre, l_f/d_f), il rapporto di fibre in funzione del volume totale (contenuto volumetrico) ed il rapporto con gli altri componenti della miscela.

A tal proposito un interessante studio (Koksal et al., 2008) si è soffermato sull'interazione tra componenti della matrice (in modo particolare SF) e tipologia e contenuto di fibre, analizzando campioni differenti di calcestruzzi ad alte prestazioni composto con diverse percentuali di fumi di silice (0%, 5%, 10% e 15%) e con due tipologie di fibre d'acciaio con un rapporto di forma di 65 e 80 e disperse nel pasta in percentuale del 0.5 e del 1%.

I risultati ottenuti confermano quanto già detto ovvero che:

- la resistenza a compressione del materiale prodotta dall'aggiunta sia di fumi di silice sia di fibre d'acciaio è risultata essere maggiore di quella ottenuta con i soli fumi di silice;
- la resistenza a flessione risulta essere migliorata grazie all'uso combinato delle due aggiunte, che fornisce migliori prestazioni rispetto all'uso singolo di uno dei due componenti;
- la duttilità viene migliorata in seguito all'accresciuta capacità di assorbimento di energia.

Altri studi (Song e Hwang, 2004) ribadiscono che il giusto rapporto di forma è compreso tra 50 e 70. Tale valore infatti sembra essere un giusto compromesso tra lavorabilità della miscela e miglioramento delle prestazioni meccaniche.

A questo punto emerge con chiarezza la necessità di un processo di multi-ottimizzazione del materiale in fase di mix-design, al fine di definire il giusto contenuto nonché tipologia di fibre in funzione dei diversi componenti al fine di realizzare una miscela dalle proprietà desiderate.

In modo particolare è stato riscontrato, mettendo sempre in correlazione l'uso dei SF e delle fibre mediante il test di sfilamento (pull out fiber test) e analizzando la relativa resistenza all'espulsione, che il miglior contenuto di SF atto a

implementare l'interfaccia fibre-matrice oscilla tra il 20 ed il 30% (Chan e Chu, 2004). Con tali quantità si riscontra anche la più alta energia e la maggiore aderenza alla matrice: in modo particolare, l'uso di fibre con un dosaggio di SF pari al 30%, tali parametri aumentano rispettivamente del 100% e del 14%.

Inoltre lo studio della microstruttura delle fibre fuoriuscite dalla matrice con alti valori di SF mostra una grossa quantità di materiale cementizio aderente alla superficie delle fibre. Di conseguenza, la pasta di cemento ha contribuito ad accrescere l'attrito e la resistenza durante il processo di sfilamento delle fibre.

Tuttavia, come già ricordato, non conta solo il contenuto di fibre ed il suo rapporto con gli altri componenti. Le prestazioni del materiale infatti sono in primis influenzate dalla configurazione e tipologia delle fibre e dal loro contenuto volumetrico.

In linea generale le fibre deformate garantiscono migliori prestazioni strutturali in quanto forniscono un migliore contributo in fase micro e macro-fessurata e a flessione mentre quelle dritte, solitamente molto corte, aumentano di contro la resistenza diretta a trazione, arrestando lo sviluppo delle micro fessurazioni sotto carichi estremi, penalizzando talvolta la lavorabilità della miscela (Shah e Ribakov, 2011).

Per valutare tale parametro alcuni studi (Wille et al., 2011) propongono di prendere in considerazione il cosiddetto "fattore di presenza di fibre" χ_f , definito come il prodotto tra la frazione volumetrica di fibre e il fattore di forma ovvero

$$\chi_f = V_f * \frac{\ell_f}{d_f}$$

suggerendo un valore compreso tra 2.0 e 2.5 come valore limite (in modo particolare per fibre dritte e lisce).

In tal'ottica è stato dimostrato che l'uso di fibre lisce, con un contenuto volumetrico di 1.5 e 2.5% comporta valori della resistenza a trazione massima del materiale compresi tra 8 a 14 MPa e della deformazione corrispondente tra 0.17 e 0.24%.

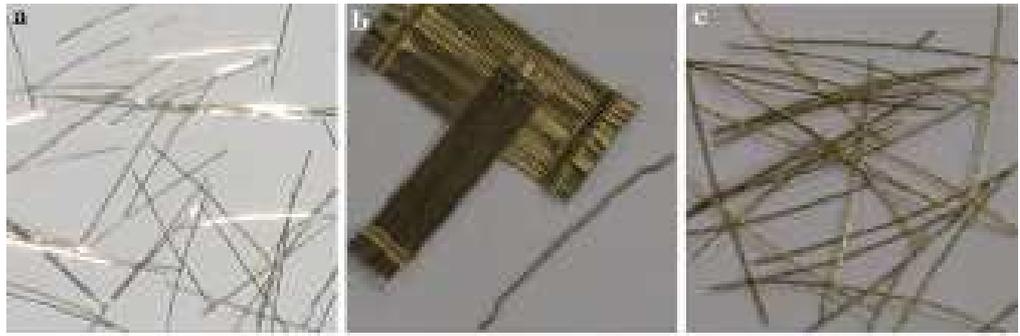


Figura 12 differenti tipologie di fibre d'acciaio: a) dritte e lisce; b) uncinatate; c) attorcigliate

Tali valori della resistenza sono parimenti ottenibili con l'impiego di fibre deformate (o uncinatate o attorcigliate), con contenuto volumetrico minore (1.0 e 2.0%), che comportano un miglior comportamento duttile presentando una deformazione ultima che varia tra 0.46% (fibre uncinatate) e 0.61% (fibre con alto fattore di attorcigliamento).

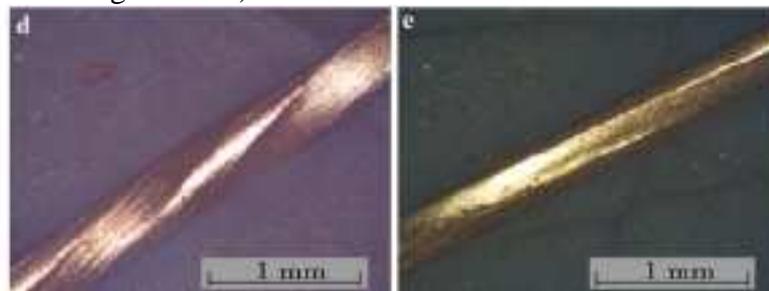


Figura 13 differenti tipologie di fibre attorcigliate: d) alto fattore e) basso fattore di attorcigliamento

Tali affermazioni sono validate da una serie di curve σ - ϵ , in funzione della tipologia e del contenuto di fibre. La prima serie di grafici (Wille et al., 2011) illustrano il comportamento di UHPC con differenti tipologie di fibre (dritte, uncinatate e attorcigliate) con diverso contenuto volumetrico (1.0, 1.5 e 2.0%). Si nota subito che sia la resistenza a trazione massima sia la deformazione corrispondente sono migliori nei composti che utilizzano fibre deformate rispetto a quelli che impiegano le fibre lisce e dritte. In modo peculiare, il percorso del legame costitutivo degli UHPC composti con fibre uncinatate (H) e con fibre attorcigliate (T) sono simili fino al carico di rottura ed il comportamento degradante inizia per il primo ad una deformazione di 0.46% mentre per il secondo a 0.61%.

La seconda serie (Wille et al., 2011b) confronta fibre della stessa tipologia con differenti contenuti volumetrici. Si nota innanzitutto la differenza tra i legami

costitutivi (migliorata duttilità degli UHPC con fibre attorcigliate) e il differente contenuto volumetrico tra fibre dritte e quelle attorcigliate per attingere allo stesso livello di tensione.

Quindi con fibre deformate (altamente attorcigliate) viene aumentata la resistenza a trazione e la deformazione al punto di picco, rispettando un fattore di fibra pari a 2.

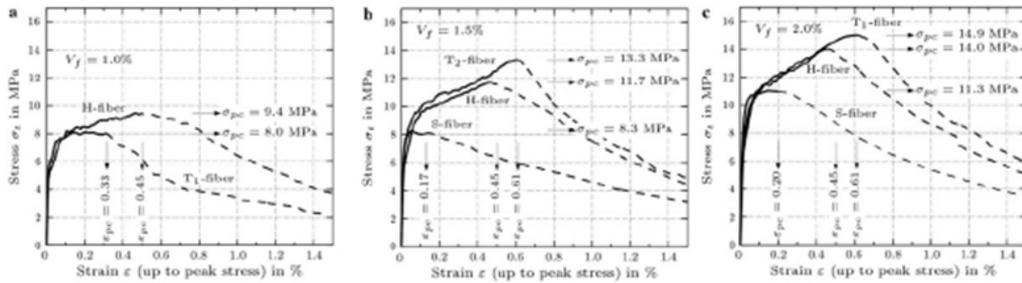


Figura 14 confronto della risposta a trazione di UHPC realizzati con differenti tipologie di fibre e con diverso contenuto volumetrico a) 1.0%; b) 1.5%; c) 2.0%.

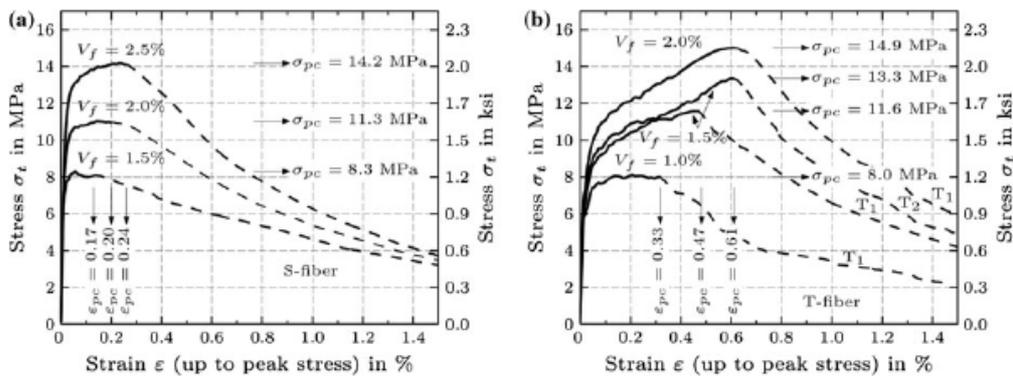


Figura 15 Influenza del contenuto volumetrico di fibre sul comportamento a trazione a) fibre drette b) fibre attorcigliate.

Il comportamento post picco del materiale è governato dalla resistenza a trazione delle fibre lungo il piano di rottura. Di solito, le fibre non raggiungono lo snervamento anche se nella sezione di rottura del materiale fuoriescono a causa della loro ridotta lunghezza di incorporamento. Un comportamento ottimale post-picco è garantito dalla presenza di un gran numero di fibre attraverso il piano di rottura: più fibre attraversano tale piano nella regione di post-picco, maggiore sarà la resistenza alla fuoriuscita, denotando una tenacità migliorata (Holschemacher et al., 2010).

Quindi le proprietà del materiale dipenderanno anche da parametri che rappresentano la spaziatura delle fibre o il numero di fibre per unità di area. Si tratta di parametri di difficile valutazione, dato che in linea di massima la distribuzione delle fibre nella matrice è del tutto casuale. In tal modo avviene che, miscele con lo stesso contenuto volumetrico presentino un numero differente di fibre passanti per il piano di rottura, comportando di conseguenza una differente risposta meccanica.

La valutazione di tale parametro può essere determinata valutando l'orientamento e la distribuzione delle fibre nella matrice.

Un recente studio (Barnett et al., 2010) ha dimostrato che è possibile valutare qualitativamente tali parametri su pannelli di UHPC mediante misurazioni della resistività elettrica. In modo particolare si è visto che le fibre tendono ad allinearsi perpendicolarmente al flusso di getto così come confermato anche dall'osservazione diretta fatta con la tomografia assiale ai raggi X (vedi figura).

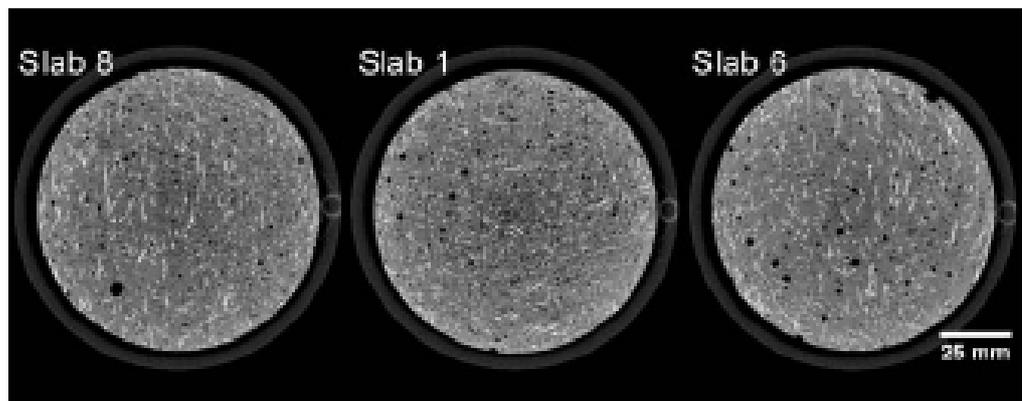


Figura 16 immagine ai raggi X di pannelli con il 2% di fibre, gettati dal centro, dal perimetro, in modo casuale.

L'orientamento delle fibre ha anche un effetto significativo sulla resistenza a flessione: i pannelli gettati dal centro sono quelli che presentano la resistenza maggiore dato che il flusso allinea le fibre perpendicolarmente al raggio del pannello e di contro aumenta il numero totale delle fibre che collegano e saldano le fessure radiali formatesi durante le prove a flessione (vedi figura).

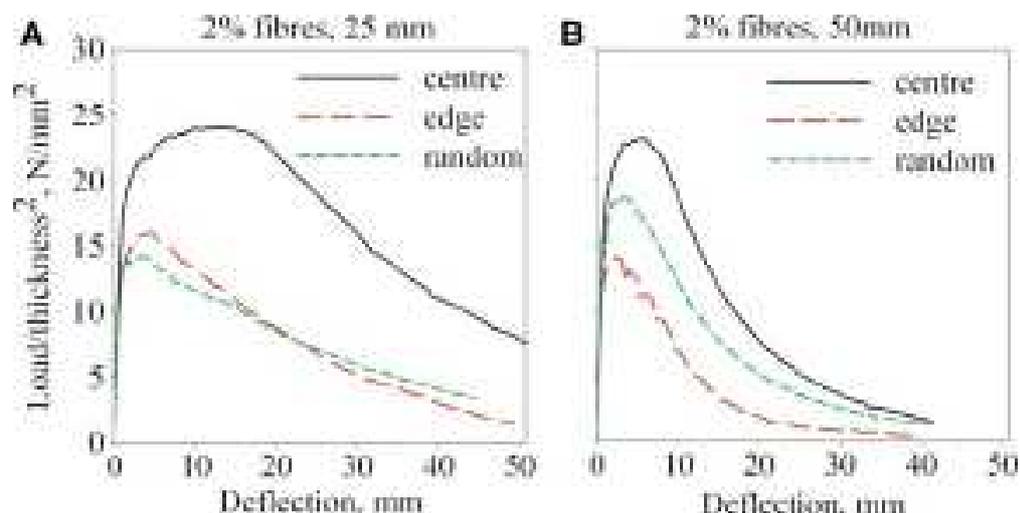


Figura 17 Conseguenze di diverse tipologie di getto sul comportamento a flessione

I pannelli invece gettati dal perimetro tendono ad allinearsi parallelamente al raggio e sono quelli più deboli mentre quelli gettati a caso presentano un comportamento intermedio.

Altri studi (Stiel et al., 2004) hanno poi confermato il fatto che il flusso con il quale è gettato il calcestruzzo influenza l'allineamento delle fibre. Prove su campioni caricati parallelamente o perpendicolarmente alla direzione del flusso hanno messo in evidenza come l'allineamento generale delle fibre non influisce sul comportamento a compressione mentre la resistenza ultima a flessione diminuisce di un fattore maggiore di 3 quando le fibre sono generalmente ortogonali alla direzione principale di tensione a trazione.

L'orientamento e la distribuzione delle fibre dipendono però anche dal dosaggio e dalle dimensioni dei provini, nonché dalla lavorabilità del materiale allo stato fresco e dal metodo di compattazione. Una quantità di fibre troppo elevata aumenta le probabilità di interazione tra le fibre stesse causando la formazione di grumi e influenzando negativamente la lavorabilità della miscela. La dimensione del provino invece influisce sul fatto che le fibre sono costrette ad allinearsi lungo le superfici dello stampo (effetto di parete), mentre la lavorabilità influenza il movimento delle fibre durante la preparazione dei provini.

Infine le modalità di compattazione (ad esempio su tavole vibranti o per costipazione manuale) condizionano tali parametri soprattutto in riferimento a campioni cilindrici o prismatici utilizzati per caratterizzare il materiale (Gettu et al., 2004). Utilizzando un appropriato metodo di costipazione, la distribuzione delle fibre nella parte centrale dei cilindri è praticamente omogenea ed isotropica.

Tuttavia un'eccessiva vibrazione può condurre ad un orientamento tendenzialmente orizzontale delle fibre accompagnato dalla loro segregazione. Inoltre, in merito ai provini prismatici, l'uso di tavole vibranti provoca un allineamento orizzontale delle fibre, laddove il costipamento manuale o per vibrazione interna ne preserva l'isotropia, mentre è evidente un forte effetto di parete che determina una concentrazione maggiore di fibre vicino alle facce del prisma.

2.3.4 Altre tipologie di fibre

Una valida alternativa alle fibre metalliche è data dall'utilizzo di fibre o in vetro o in carbonio o polimeriche (acrilico, arammide, nylon, poliestere, polietilene, polipropilene, polivinilalcol).

Tali fibre possono essere distinte in micro-fibre (lunghezza di pochi millimetri) e macrofibre (lunghezze fino a 80mm), con fattori di forma compresi tra 100 e 500.

La tabella in basso, dedotta dalle istruzioni CNR-DT 204/2006, illustra le principali caratteristiche fisico-meccaniche di varie tipologie di fibre polimeriche e di carbonio.

Tipo di fibra	Diametro equivalente [10-3 mm]	Densità [g/mmc]	Resistenza a trazione [MPa]	Modulo di Young [GPa]	Deformazione ultima [%]	Temperatura di fusione, ossidazione, decomposizione [°C]
Acrilica	12.7-104.14	1.16-1.18	269-1000	13.7-19.3	7.5-50	221-235
Arammide I	11.94	1.44	2930	62	4.4	482
Arammide II	10.16	1.44	2344	117	2.5	482
Carbonio, PAN HM	7.62	1.6-1.7	2482-3034	380	0.6-0.7	400
Carbonio, PAN HT	8.89	1.6-1.7	3447-3999	230	1.0-1.5	400
Carbonio, pitch GP	9.91-12.95	1.6-1.7	483-793	27-34	2.0-2.4	400
Carbonio, pitch HP	8.89-17.78	1.8-2.15	1517-3103	152-483	0.5-1.1	500
Nylon	22.86	1.14	965	5	20	200-221
Poliestere	19.81	1.34-1.39	227-1103	17	12-150	257
Polietilene	25.4-1016	0.92-0.96	76-586	5	3-80	134
Polipropilene	-	0.9-0.91	138-689	3-4	15	165
Polivinilalcol	14-600	1.3	880-1600	25-40	6-10	-

Tabella 5 Proprietà di differenti tipologie di fibre polimeriche e non.

Numerosi autori hanno dimostrato la validità dell'impiego di tali tipologie di fibre per rispondere a particolari esigenze: è noto ad esempio che l'utilizzo di fibre di polipropilene aumentano la capacità di tenuta dei calcestruzzi ad alta resistenza al fuoco contenendo od evitando il fenomeno dello spalling, una volta superate temperature di 200 °C (Noumowe, 2005)

infatti, causa l'elevato grado di compattezza della matrice cementizia (bassa permeabilità, bassa porosità e bassa trasmissione termica), gli UHPC sviluppano un fenomeno di spalling superiore a quello dei calcestruzzi ordinari. Le fibre di polipropilene, sciogliendosi oltre i 165-170°C, si volatilizzano, creando una porosità addizionale nel materiale e comportando una minore pressione del vapore nelle prime fasi di esposizione al calore, riducendo quindi i rischi di spalling.

Purtroppo però tali fibre e più in generale quelle in poliolefine (polipropilene, polietilene, ecc.) pur possedendo un'elevata resistenza a trazione presentano un basso modulo di elasticità e a causa del proprio coefficiente di Poisson e della loro natura idrofobica non assicurano un buon legame con la matrice cementizia.

Sul mercato però sono presenti una vasta gamma di fibre di polimeri sintetici e sono disponibili fibre con elevati valori del modulo di elasticità e della resistenza, come ad esempio quelle in PVA (polivinilalcol) o in Kevlar, anche se presentano lo svantaggio di un costo elevato.

Di contro anche le fibre di vetro presentano qualche inconveniente, causando un impatto negativo sul comportamento reologico del materiale fresco a causa della loro finezza ed alcune di queste hanno come inconveniente una bassa resistenza agli alcali.

Nonostante recentemente si siano sviluppate fibre strutturali basate su poliolefine, chiamate "fibre macro sintetiche" (macro synthetic fibers), si evince che non esiste un'unica tipologia di fibra non metallica, a base di polimeri sintetici, adatta a garantire prestazioni meccaniche, lavorabilità e durabilità. Infatti una fibra, per far ciò deve garantire elevata resistenza a trazione, ottima aderenza alla pasta (che è funzionale alle proprietà della superficie) e ottima dispersione nella miscela (non intaccando dunque le proprietà reologiche del calcestruzzo fresco).

Molti polimeri possiedono separatamente tali requisiti e purtroppo la combinazione di tutti questi fattori in un unico polimero è molto difficile nonché costosa.

Recenti studi però (Kaufmann et al., 2007) si sono soffermati sulla possibilità di realizzare, grazie a moderni processi di produzione, detti di co-estrusione, una nuova tipologia di fibre definite "fibre bi-componenti". Si tratta di fibre che hanno

un nucleo realizzato con un polimero e sono ricoperte da una guaina (in un altro polimero) di un preciso spessore.

Alcuni esempi di tali fibre sono (nucleo/guaina):

- Polipropilene/polipropilene + microvetro;
- polipropilene + microvetro/polipropilene;
- polietilene ad alta densità/polipropilene;
- polietilene ad alta densità/polipropilene + nano particelle;
- polipropilene/polipropilene + nano particelle.

Le fibre quindi sono a base o di polipropilene o di polietilene ad alta densità ed in alcuni casi è prevista l'aggiunta di micro aggiunte minerali per aumentare il modulo di elasticità e la durezza della superficie. Dato che la superficie delle fibre è coperta da un film molto sottile non reattivo, non avvengono reazioni chimiche particolari con la matrice e generalmente questa si presenta molto liscia, eccezion fatta per le fibre ricoperte dai filamenti di vetro.

In alcuni casi, per migliorare il legame con la matrice è necessario strutturare la superficie della fibra con bozzi mentre in altri è necessario aggiungere nano e micro particelle che garantiscono in assoluto le migliori proprietà meccaniche, presentando una resistenza con valori compresi tra 496 e 625 MPa e con un modulo di elasticità tra 8.9 e 10.4 GPa, garantendo un allungamento a rottura molto elevato (superiore al 10%).

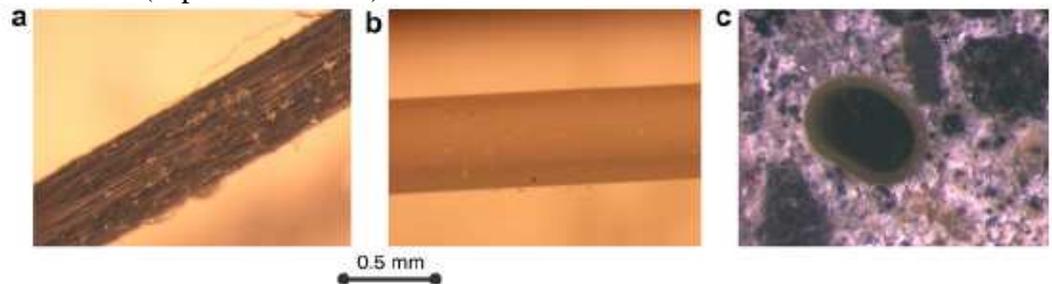


Figura 18 a) fibre con microfilamenti di vetro in superficie b) fibre con polipropilene in superficie c) fibre con nanoparticelle in superficie incorporate nella matrice cementizia.

In tal modo si è in grado di ovviare al basso valore del modulo elastico e del legame con la matrice cementizia proprio delle tradizionali fibre polimeriche. Si determinano così delle fibre, alternative a quelle d'acciaio, non corrosive, non pericolose e resistenti agli alcali, arrivando a produrre UHPC molto duttili.

2.4 Produzione e messa in opera degli UHPC

2.4.1 Considerazioni generali

Dato che le caratteristiche peculiari degli UHPC (impiego di superfluidificanti, plastificanti e riduttori di acqua) comportano un basso rapporto a/c, è necessario innanzitutto prestare particolare attenzione, in fase di produzione, nel controllare la quantità di acqua apportata nella miscela dai vari componenti, affinché si abbia il controllo generale della quantità d'acqua necessaria alla miscela, nonché di quella assorbita dal cemento e dagli eventuali aggregati fini e quella assorbita dalle aggiunte minerali.

La fabbricazione del materiale può avvenire sia a partire da pre-miscelati a secco (nel caso di prodotti brevettati) sia dai singoli componenti separati, come si trattasse di un normale calcestruzzo, prestando in quest'ultimo caso la massima attenzione sia alla quantità sia alla regolarità degli ingredienti apportati, monitorandoli con scrupolosa attenzione.

In linea di massima la produzione di un UHPC segue una procedura in cui dapprima si procede alla composizione di una formula nominale della miscela in funzione del progetto e degli studi preliminari predisposti, successivamente viene confermata tale formulazione a seguito di prove di conformità sul materiale ed infine si procede alla produzione definitiva del materiale, monitorandolo con successivi test di controllo.

2.4.2 Composizione della miscela

Scopo del mix-design è quello di fornire una formula nominale della composizione della miscela di un UHPC al fine di ottenere un metro cubo di calcestruzzo in opera in grado di soddisfare le specifiche funzionali richieste.

La composizione della miscela può essere definita:

- in funzione della quantità di pre-miscelato, additivi, acqua e fibre (prodotto brevettato industrialmente e con prestazioni garantite contrattualmente);
- in funzione della quantità di ingredienti singoli.

In quest'ultimo caso, la formula indica:

- la denominazione ed il peso del cemento (con l'indicazione della quantità di fumi di silice nel caso di cemento già pre-additivato);
- la designazione ed il peso di ogni classe di aggregato fine (sabbia e polveri);

- la denominazione ed il peso di ogni aggiunta minerale e pozzolanica (fumi di silice, riempitivi, ceneri volanti, scorie);
- il volume totale d'acqua: il volume d'acqua di miscelazione più il volume di acqua apportata a causa dei differenti costituenti (aggregati, eventuali addizioni, additivi);
- la denominazione ed il peso di ogni eventuale additivo (superfluidificanti, ecc.).

Nei primi anni del decennio scorso, con la nascita e lo sviluppo dei materiali cementizi innovativi, è emersa l'esigenza di formulare nuove tipologie di approcci al proporzionamento della miscela per calcestruzzi ad alte prestazioni (De Larrard e Sedran, 2002). È apparsa chiara infatti la necessità di sviluppare un approccio globale che, con uno sguardo alle specificazioni da ottenere, fosse in grado di tenere in conto contemporaneamente dei parametri concernenti la compattezza dei grani e delle particelle solide (introducendo i concetti di compattezza teorica e reale delle particelle e del composto), le proprietà reologiche quali la fluidità e viscosità del calcestruzzo allo stato fresco, la stabilità del materiale (in termini di ritiro) e le proprietà finali del calcestruzzo indurito (resistenza a compressione e a trazione, deformabilità).

Alla luce di tali analisi, negli anni si sono succeduti studi che hanno sperimentato diverse formulazioni nominali di UHPC, al fine di garantire le migliori prestazioni sia allo stato fresco sia a quello indurito. A tal uopo è possibile affermare che per una composizione ottimale della miscela occorre (Wille et al., 2011c):

- utilizzare un cemento con finezza moderata e con un contenuto di celite (C3A) minore del 8%, in grado di ridurre la domanda di acqua necessaria;
- utilizzare un rapporto aggregati fini/cemento prossimo a 1.4 (con grani dal diametro massimo di 0.8 mm);
- utilizzare fumi di silice con un basso contenuto di carbonio, meno dello 0.5%, con un contenuto prossimo al 25% del peso del cemento;
- utilizzare particelle di fumi di silice più grandi delle convenzionali (1.2 micron) al fine di ridurre la superficie specifica e di contro la richiesta d'acqua di bagnatura, non influenzando la resistenza a compressione;
- utilizzare, se previste, polveri di silice o altre polveri reattive (diametro medio superiore a quello dei fumi e pari a 7.1 micron) in contenuto prossimo al 25% del peso del cemento;

- utilizzare superfluidificanti e/o riduttori d'acqua a base di polycarbossilati in grado di garantire un'ottima fluidità della pasta ed il rilascio dell'eventuale aria intrappolata durante la procedura di miscelazione (contenuto ottimale compreso tra 1.4 e 2.4% del peso del cemento);
- utilizzare un rapporto a/c compreso tra 0.16 e 0.27 (preferibilmente 0.22).

La tabella in basso sintetizza le composizioni riportate da studi analoghi e che forniscono proporzioni dei componenti simili tra loro.

Cemento (Tipo I)	SF	Sabbia	Polveri sottili	SP	Acqua	Riferimento
1	0.3	1.4	0.3	0.027	0.15	Graybeal (2006)
1	0.25	1.1	0.3	0.016	0.25	Park et al. (2008)
1	0.25	1.4	0.25	0.014-0.024	0.22	Wille et al., 2011c
1	0.25	1.1	0.3	0.067	0.2	Park et al. (2011)

Tabella 6 Differenti proporzioni dei componenti del materiale

La figura in basso invece mostra, su una scala logaritmica, la granulometria dei materiali utilizzati nella composizione base del materiale, fornendo un buon quadro della composizione del materiale in presenza ad esempio di un ulteriore polvere reattiva oltre ai SF e di due tipologie di aggregati finissimi. Si può osservare che l'ottimizzazione delle proporzioni presenti nella pasta fornisce una sostanziale riduzione nel quantitativo di superfluidificante necessario per un'adeguata lavorabilità (attorno a 1% del peso del cemento).

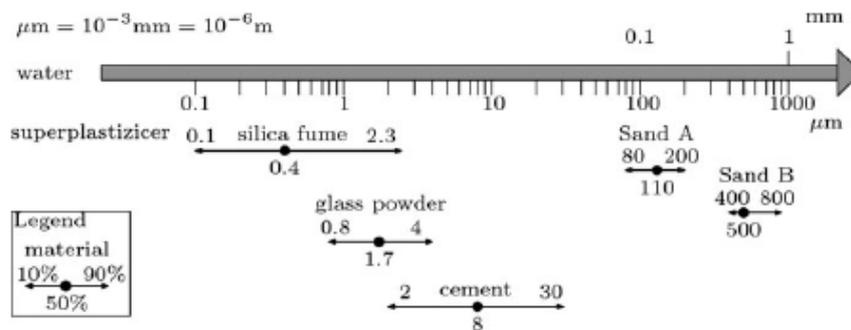


Figura 19 Granulometria di un calcestruzzo ad altissime prestazioni

Tali considerazioni sulla la formulazione nominale del materiale non sono però sufficienti dato che è necessario garantire inoltre un'ottimale finezza complessiva della miscela e l'impiego ideale dei componenti. In modo particolare, è d'obbligo

garantire un'elevata lavorabilità della pasta mantenendo costante l'apporto d'acqua (o parimenti mantenere la stessa lavorabilità riducendo il contenuto d'acqua), aumentando il grado di compattazione del composto e riducendo i vuoti interstiziali.

L'ottimizzazione dei vari componenti passa dunque per la corretta ed uniforme distribuzione delle particelle. Dato che le particelle molto piccole tendono a formare grumi e comporsi in piccoli pezzi, è necessario prima miscelare le particelle a secco e solo in un secondo momento aggiungere i liquidi (acqua e i superfluidificanti) o assieme o separatamente.

A tal proposito una procedura ottimale per la composizione del materiale (Wille et al., 2011b), che utilizza un mixer orizzontale tradizionale con capacità di 60 l, ad una velocità costante di 60 rpm è data dal:

- miscelare dapprima la sabbia e i fumi di silice per 5 minuti a secco;
- aggiungere a secco il cemento ed eventuali altre polveri fini non reattive e miscelare almeno per altri 5 minuti;
- aggiungere l'acqua in 1 minuto;
- aggiungere il superfluidificante e miscelarlo per 5 minuti, dopo i quali il composto inizia a diventare fluida;
- nei 5 minuti successivi vengono aggiunte le fibre.

La necessità di miscelare dapprima gli elementi a secco è stata dimostrata anche da altri studi (Graybeal 2006; Park et al. 2008; Shihada e Arafa, 2010) che propongono procedure e mixer simili, utilizzando anche velocità variabili.

In modo particolare infatti, si è visto che studiando diverse sequenze di composizione del materiale in funzione delle proprietà finali del composto, si ottengono sempre i migliori risultati (in termini di resistenza ultima a compressione) quando vengono miscelati dapprima a secco tutte le polveri (inclusi i fumi di silice) e viene successivamente aggiunta prima l'acqua (eventualmente con parte del superfluidificante) e dopo qualche minuto il superfluidificante. È il metodo infatti più efficace per ottenere che le micro particelle di SF si disperdano in modo appropriato, separandosi le une dalle altre e distribuendosi tra i grani di cemento.

A tal punto, per verificare l'ottimizzazione della composizione è opportuno controllare, mediante una prova di spandimento (flow test), la lavorabilità del composto che è strettamente funzionale sia al rapporto a/c sia al contenuto di aria intrappolata all'interno della miscela. È noto infatti che la riduzione del rapporto a/c comporta un aumento della viscosità della pasta, comportando anche un

maggior contenuto di aria intrappolata, influenzando negativamente le prestazioni meccaniche del materiale.

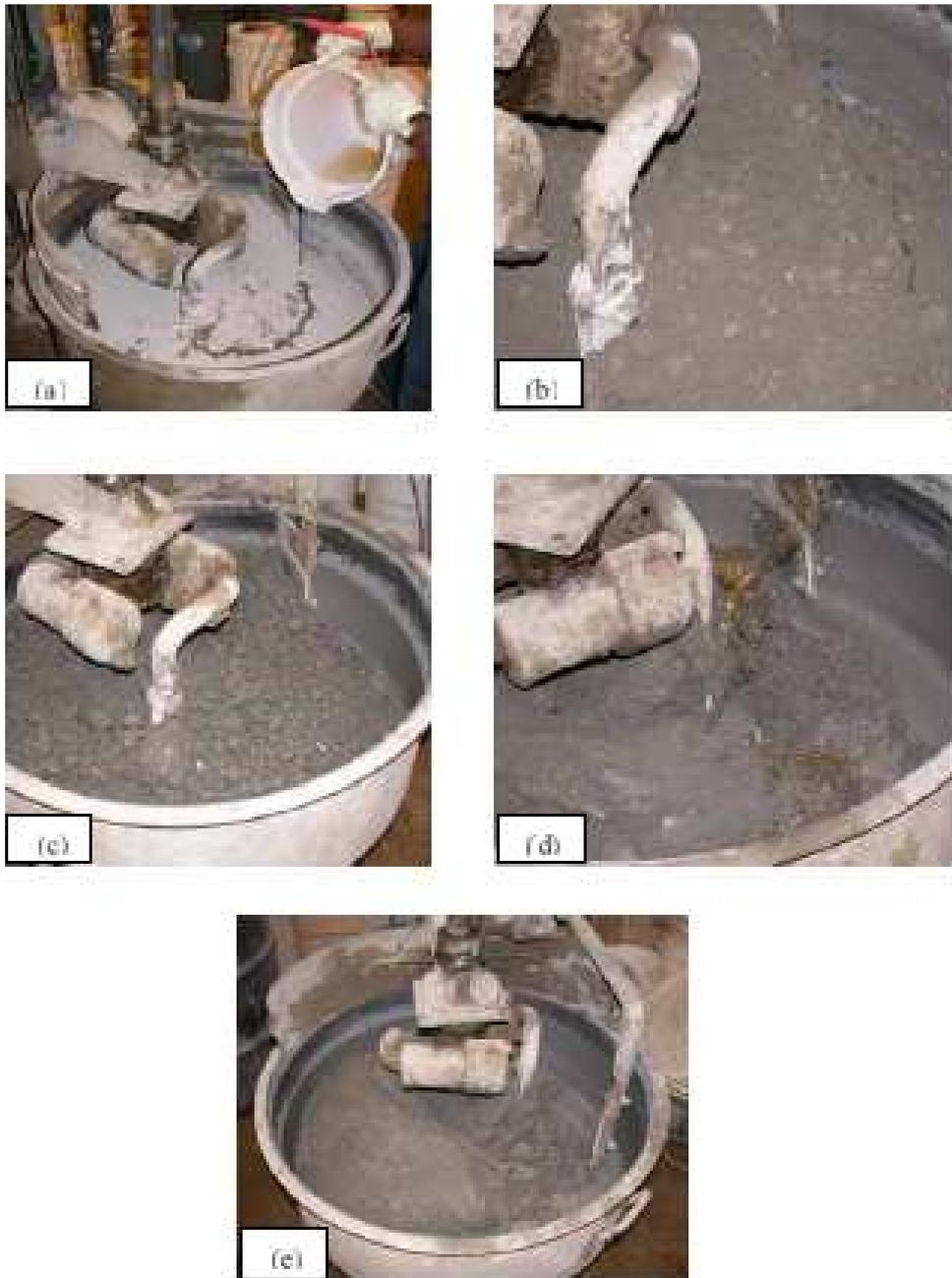


Figura 20 Fasi della composizione del materiale

È stato osservato che il valore di 300 mm ottenuto senza compattazione o movimentazione del materiale, sembra poter considerarsi una soglia ideale per garantire un basso contenuto di aria intrappolata (sotto il 2%), implicando un migliorato grado di compattezza ed un'ottima fluidità e lavorabilità, garantendo le migliori prestazioni possibili a parità di componenti.



Figura 21 Flow test

In definitiva quindi la realizzazione di un'ottima miscela è la caratteristica fondamentale per assicurare le prestazioni ricercate dal progettista ed in alcuni casi è in grado addirittura di ridurre l'uso di particolari regimi di stagionatura o trattamenti a pressione, producendo compositi maggiormente economici e più facili da mettere in opera.

A tale scopo, la figura confronta la resistenza a compressione di UHPC con o senza fibre prendendo in esame i risultati ottenuti mediante diverse formule nominali (così come illustrato in tabella, Wille et al., 2011b) e quelli di due simposi internazionali (Fehling et al., 2004 e 2008).

I risultati mostrano che materiali non trattati termicamente ma con una composizione ottimizzata sono in grado di superare in prestazioni calcestruzzi trattati termicamente e con presenze di aggregati altamente resistenti (basalto).

I risultati ottenuti hanno comportato, nel caso in esame, l'attingimento di valori della resistenza a compressione superiore ai 246 MPa per un UHPC senza fibre e superiore ai 291 MPa per un UHPC con fibre.

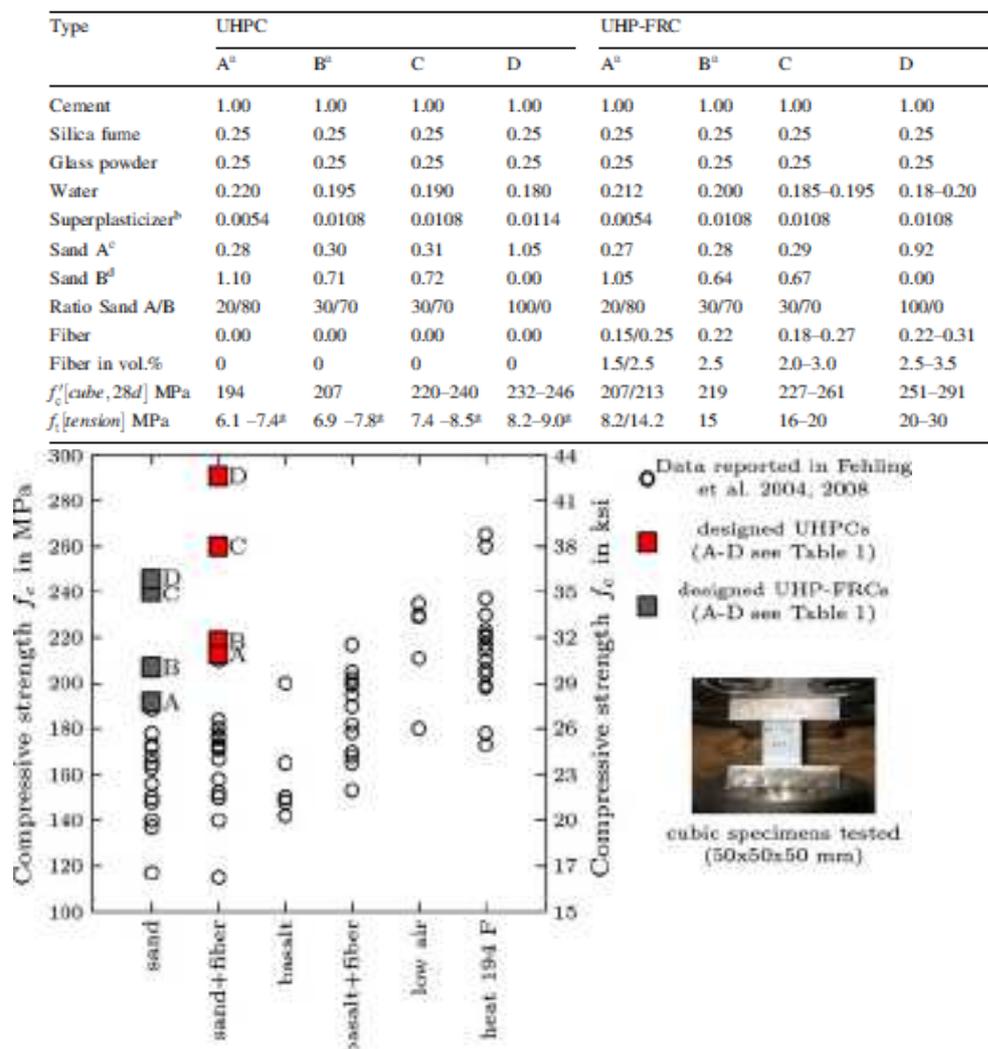


Figura 22 Sintesi dei risultati delle resistenze a compressione di differenti UHPC, ricavati da diversi autori (Wille et al., 2011b)

2.4.3 Problematiche connesse alla miscelazione

È risaputo che una parte delle difficoltà che i materiali cementizi innovativi incontrano nella loro diffusione risiede nella difficoltà che ancora si riscontrano in fase di produzione, dovute in maggior parte a due fattori: gli elevati tempi di miscelazione (superiori ai 10 minuti per gli UHPC) ed la difficoltà nella distribuzione ottimale delle fibre.

In modo particolare i tempi lunghi sono dovuti essenzialmente alla loro speciale composizione ovvero alla basso rapporto a/c (<0.25) alla grande quantità di fluidificanti e di aggiunte minerali fini. Come già visto, l'elevata densità e resistenza è funzione dell'alta compattazione delle particelle, a sua volta condizionata dall'ottimale dispersione delle particelle fini, nel processo di miscelazione, nell'agglomerato cementizio. Si è visto in precedenza che l'effettiva dispersione degli inerti finissimi è garantita dall'utilizzo di superfluidificanti a base di polycarbossilato anche se risulta fondamentale anche la velocità con cui avviene la miscelazione.

Recenti studi (Mazanec et al., 2010a) si sono soffermati sulle modalità di miscelazione degli UHPC ed in modo particolare sugli effetti che la composizione del calcestruzzo e l'intensità di costipazione generano sul tempo complessivo di miscelazione. Si è desunto che il tempo necessario alla miscelazione è funzione sia del rapporto tra la concentrazione attuale di particelle solide nella miscela e la massima concentrazione possibile di tali particelle (ovvero la massima densità di confezionamento o packing density) sia della tipologia di cemento e del superfluidificante impiegato, deducendo infine che il tempo di miscelazione di un UHPC può essere ridotto grazie alle seguenti misure:

- aumentando la concentrazione relativa di particelle solide grazie all'ottimizzazione dell'assortimento granulometrico, rimpiazzando il cemento e le polveri fini con i fumi di silice;
- combinando in maniera opportuna il superfluidificante e il cemento nella miscela;
- aumentando la velocità di miscelazione.

In modo particolare, raddoppiando la velocità di rotazione del miscelatore si riesce a ridurre il tempo necessario a stabilizzare la materia di circa l'11%, mentre velocità quattro volte superiori portano invece ad una riduzione del 16%.

Tali studi hanno reso possibile la definizione della seguente formula per il calcolo del tempo necessario alla stabilizzazione di una miscela di UHPC in funzione di una data composizione, un particolare assortimento granulometrico e la velocità di rotazione del miscelatore.

$$t_m \geq t_s = \frac{13.1 \cdot v^{-0.114}}{1 - 1.0046 \cdot \frac{\phi}{\phi_{max}}}$$

In questa formula con t_m [s] si intende il minimo tempo di miscelazione che è uguale o superiore al tempo di stabilizzazione della miscela t_s [s], ϕ è la concentrazione reale delle particelle solide in funzione del mix design e ϕ_{max} e la

massima concentrazione ottenibile, v [m/s] è la velocità di rotazione del miscelatore.

La figura in basso mostra una buona concordanza tra il tempo di stabilizzazione stimato analiticamente e quello misurato realmente, permettendo quindi un'ottimizzazione del materiale in funzione del tempo di miscelazione ed di contro il calcolo del tempo in funzione di una particolare velocità del miscelatore.

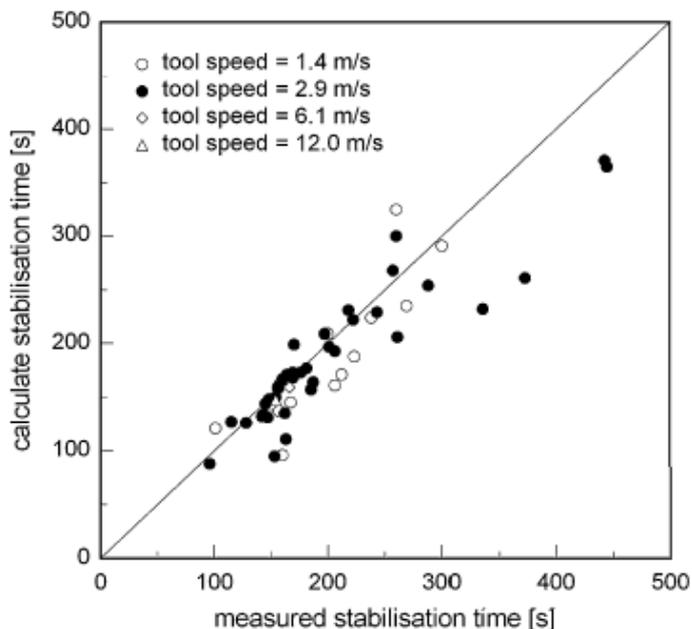


Figura 23 Tempo di stabilizzazione della miscela

Accanto a tali problematiche si hanno quelle strettamente connesse all'impiego delle fibre.

Le fibre infatti compromettono ed influenzano negativamente la lavorabilità del calcestruzzo fresco, comportando difficoltà nelle operazioni di miscelazione, trasporto e messa in opera.

Il comportamento reologico dunque risulta influenzato sia dalla tipologia di fibre utilizzate sia dal fattore di forma. Infatti nonostante l'efficacia del ruolo delle fibre negli UHPC aumenti con l'aumentare del fattore di forma, la produzione di un calcestruzzo fresco con buona lavorabilità diviene molto difficile: infatti maggiore sono il contenuto volumetrico e il fattore di forma, maggiore è la difficoltà nella lavorazione della miscela, incrementandone la viscosità plastica.

In generale, più piccolo è il diametro delle fibre (comportando un elevato fattore di forma), più è difficile disperdere le fibre mentre minore è la lunghezza più facile è la dispersione. Ciò è dovuto alla tendenza delle fibre dal piccolo diametro o quelle lunghe di agganciarsi le une alle altre.

Le micro fibre ad esempio sono quelle che meglio e più facilmente vengono distribuite nella matrice cementizia. Più sono lunghe le fibre, infatti, maggiore è la loro disomogeneità (espressa da grandi coefficienti di variazione). Inoltre l'aggiunta di fibre lunghe oltre la soglia del 1% produce la formazione di grumi all'interno della matrice, ovvero i principali fattori che rendono il materiale molto viscoso e con una bassissima fluidità.

Il fattore di forma invece influisce sulle proprietà reologiche poiché maggiore è il fattore di forma, maggiore sarà l'area superficiale da bagnare e quindi maggiore sarà la richiesta d'acqua. Ma dato che il contenuto d'acqua deve rimanere costante per garantire una maggiore compattezza del composto, il grado di viscosità della matrice aumenta sensibilmente.

È poi opportuno – una volta scelto tipologia, forma e contenuto delle fibre – procedere ad una uniforme distribuzione delle fibre, al fine di garantire ottime proprietà reologiche ed utilizzarne a pieno i vantaggi.

Un effetto notevole sulla distribuzione delle fibre d'acciaio è dato dalle modalità, dal tempo e dalla velocità di miscelazione. Infatti una valida alternativa alla procedura di miscelazione precedentemente descritta vede l'aggiunta e la miscelazione delle fibre a secco con gli altri materiali prima dell'aggiunta dei liquidi (Mazanec et al., 2010b). Ciò sempre aumentare la dispersione delle fibre e ridurre anche i tempi complessivi di miscelazione del composto, dato che non c'è bisogno di un tempo ulteriore per l'aggiunta del rinforzo fibroso. In ogni caso, è stata riscontrata una proporzionalità inversa tra velocità di miscelazione e dispersione delle fibre ovvero tempi lunghi di miscelazione la migliorano.

Il miglioramento della dispersione delle fibre nella miscela può essere altresì ottenuto mediante l'impiego di particolari soluzioni e trattamenti.

Ad esempio, anche alcune tipologie di fibre con le superfici deformate, hanno comportato problemi di lavorabilità legati alla formazione di grumi. È stato visto che un metodo ideale per risolvere tale inconveniente consiste nell'utilizzare assieme alle fibre un composto di acqua e colla solubile grazie al quale le fibre si separano durante la miscelazione una volta entrate in contatto con l'acqua di lavorazione.

Un'ottimale dispersione delle fibre nella miscela è ottenuta anche implementando l'idrofilia delle fibre, o mediante la presenza di additivi nella

miscela o grazie al trattamento delle superfici delle fibre prima del loro incorporamento nel composto (Chung, 2005).

Nel primo caso si impiegano polimeri solubili in acqua (come le soluzioni in metilcellulosa), o dispersori di particelle in latex o acrilici o in silano.

Nel secondo caso si impiegano dei trattamenti che migliorano la bagnabilità delle fibre, come quelli all'ozono, che ampliano la resistività di contatto tra fibre e cemento e particolarmente adatti per fibre d'acciaio o di carbonio. Invece per fibre in polietilene, sono più efficaci trattamenti superficiali con l'acido idrocloridrico e con l'idrossido di sodio.

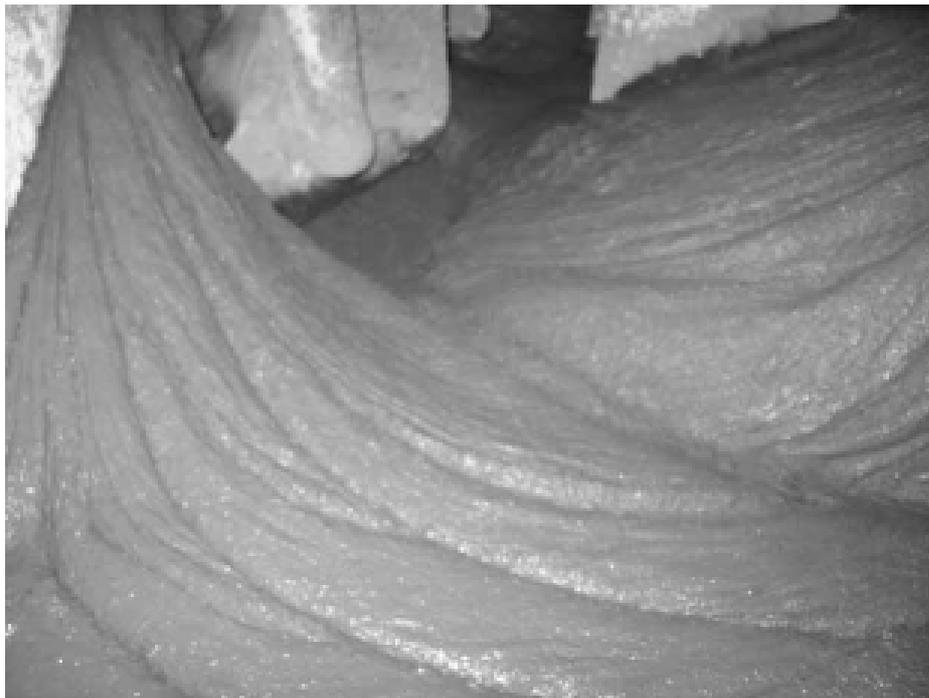


Figura 24 UHPC allo stato fresco (Hegger et al., 2004)

2.4.4 Fabbricazione, trasporto e messa in opera

Il mix-design, come già ricordato, deve garantire oltre alla formulazione nominale anche le opportune tolleranze da rispettare durante il processo di fabbricazione.

In modo particolare, nel caso di composto industriale pre-miscelato, tali tolleranze sono fissate e controllate dal produttore che dovrebbe impegnarsi a garantire la qualità del prodotto e dei singoli componenti.

Nel caso di composizione artigianale, o con materie prime singole, la qualità dei materiali e i metodi di utilizzo devono permettere di soddisfare una tolleranza del $\pm 2\%$ sul peso di ogni componente.

In merito poi agli impianti di fabbricazione, nel caso non vengano impiegati pre-miscelati a secco, è opportuno effettuare misurazioni regolari del contenuto d'acqua negli aggregati fini per permettere la correzione dell'eventuale quantitativo d'acqua in eccesso. La saturazione di tali componenti può facilitare il miglior controllo del contenuto d'acqua.

La portata dei bilancieri deve essere appropriata alla capacità nominale C del miscelatore espressa in mc. La portata (in tonnellate) deve essere minore:

- per gli aggregati, il cemento, l'acqua o premiscelato, del valore che permette di ottenere una precisione del $\pm 2\%$;
- per i fumi di silice pesati separatamente: $0.1 C$;
- altre addizioni pesate separatamente: $0.15 C$;
- per il cemento ed una addizione pesati contemporaneamente (in tal caso, il cemento è introdotto per primo sul bilanciere): $0.6 C$.

Il tempo che trascorre tra la fabbricazione del UHPC e la sua messa in opera deve essere compatibile con i mezzi di produzione e messa in opera, da un lato, e con le condizioni di vibrazione, dall'altro.

Non devono essere aggiunti né acqua né additivi dopo la fase di fabbricazione del calcestruzzo.

La messa in opera deve essere effettuata con le dovute precauzioni, data la fluidità del composto e la sua elevata capacità auto-compattante, e non sono raccomandate altezze di caduta superiori a 0.5 m. Per tale materiale è sempre raccomandato un getto continuo. Nel caso di un processo discontinuo con interruzione del pompaggio di calcestruzzo, o di un ritardo importante tra getti successivi, è possibile che si formi una crosta sulla superficie dell'ultimo strato di calcestruzzo gettato. Deve essere evitata l'essiccazione della superficie e gli strati di calcestruzzo dovranno essere uniti (mediante cucitura o altro) al fine di assicurare la continuità delle fibre.

Quando la temperatura esterna scende sotto i $5\text{ }^{\circ}\text{C}$, il pompaggio del calcestruzzo è sconsigliato salvo vengano predisposte particolari precauzioni (riscaldamento degli aggregati e/o dell'acqua, utilizzazione di casseforme in legno spesse o isolate, utilizzazione di un additivo accelerante di presa e di indurimento).

Quando la temperatura esterna è compresa tra i 5 °C e i 10 °C al momento del pompaggio, è opportuno confezionare dei campioni informativi, da conservare nelle condizioni climatiche identiche a quelle dell'opera.

Un campione viene testato a compressione poco prima che le casseforme vengano tolte, operazione che è consentita solo se la resistenza lo permette e l'operazione deve essere ripetuta se necessario.

Tutti i prodotti devono essere conservati secondo le prescrizioni dei fornitori.

Quando la temperatura esterna è superiore ai 35 °C, devono essere prese delle precauzioni particolari per evitare che si attingano a temperature troppo elevate all'interno dello spessore dei pezzi. Tali precauzioni sono analoghe alle disposizioni che si possono adottare per i calcestruzzi tradizionali (raffreddamento dell'acqua di miscelazione, etc.).

La stagionatura deve essere sistematica e svolta con particolare attenzione, per ottenere una sudorazione (bleeding) molto bassa o del tutto inesistente.

Le disposizioni adottate devono essere convalidate da prove di conformità.

La stagionatura delle riprese di getto deve essere sistematica: si deve innanzitutto evitare l'essiccazione del calcestruzzo prima della presa e la sua micro-fessurazione dopo la presa. Deve essere svolta con attenzione e validata mediante un test specifico di conformità.

2.4.5 Prove sul materiale

Con riferimento alle “*Recommandations provisoires*” del SETRA-AFGC (2002) sugli UHPC, possiamo affermare che sono previste tre tipologie di prove sul materiale:

- prove preliminari;
- prove di conformità;
- prove di controllo.

Prove preliminari

Le prove preliminari sono quelle che si effettuano in fase di studio e di progetto e servono a definire la composizione ottimale in grado di soddisfare le caratteristiche prestazionali richieste al materiale.

Per i materiali brevettati si dispone solitamente di una scheda tecnica fornita dal produttore, con ad esempio le formule dei premiscelati a secco. In tal caso le prove preliminari possono ridursi alla fornitura al progettista dell'insieme dei risultati di test recenti che permettano di giustificare le caratteristiche descritte all'interno della scheda tecnica del prodotto, provvedendo a realizzare

eventualmente solo prove necessarie a giustificare caratteristiche non presenti all'interno della scheda.

Le prove preliminari, in ogni caso, dovrebbero definire:

- la curva di comportamento a compressione (resistenza caratteristica, modulo di elasticità, allungamento a rottura);
- la curva di comportamento a trazione (valori della resistenza a trazione e legge di comportamento post-fessurazione);
- altri parametri fisico-meccanici quali la densità, il coefficiente di dilatazione termica, i valori del ritiro e del creep;
- parametri funzionali ad eventuali esigenze specifiche (resistenza ai cicli gelo/disgelo; resistenza al fuoco; ecc.).

Le prove di studio possono anche verificare che tutti i requisiti siano soddisfatti, anche se le proporzioni dei componenti raggiungono i valori limiti tollerati, tenuto conto dei mezzi previsti per la messa in opera.

Compito delle prove preliminari è quello di definire eventuali tolleranze dei componenti nella formulazione nominale della miscela e sono considerate probanti se è verificato che tutti i risultati sono nell'intervallo richiesto.

In modo particolare, per le prove di resistenza a compressione deve essere verificato che la media aritmetica (f_{cE}) delle 3 prove (nove misurazioni) delle resistenza a compressione a 28 giorni soddisfino le condizioni seguenti:

$$f_{cE} \geq f_{ck} + C_E - (C_{media} - 3S)$$

$$f_{cE} \geq 1.1 f_{ck}$$

In tali disequazioni, con i valori espressi in MPa si ha:

- f_{ck} , resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni richiesta;
- C_E , la resistenza a compressione a 28 giorni del cemento utilizzato per la prova di studio;
- C_{media} , il valore medio della resistenza a compressione a 28 giorni del cemento, osservato dal fornitore nel corso dei sei mesi precedenti la prova di studio;
- S è lo scarto quadratico medio (o deviazione standard) dei valori utilizzati per determinare C_{media} .

In merito al comportamento a trazione invece, la curva caratteristica deve essere superiore o uguale alla legge di comportamento presa in considerazione per i calcoli strutturali.

Prove di idoneità

Le prove di idoneità sono effettuate per verificare che il calcestruzzo prodotto secondo la formula nominale, con i materiali e le attrezzature di cantiere, sia all'interno delle tolleranze previste dalle prove di studio.

Tre prelievi di calcestruzzo realizzato secondo la formulazione nominale danno luogo a provini identici a quelli impiegati nelle prove preliminari. I risultati di tali test sono giudicati soddisfacenti se risultano essere vere le due seguenti disequazioni:

$$f_{cE} \geq f_{ck} + C_E - (C_{media} - 2S)$$
$$f_{cE} \geq 1.1 f_{ck}$$

La prova include inoltre la realizzazione di un modello rappresentativo della struttura reale che permetta di confermare i seguenti requisiti:

- la metodologia di messa in opera e la dispersione attesa dell'orientamento delle fibre (fattore K);
- i metodi proposti per la stagionatura del calcestruzzo;
- i metodi proposti per preparare i punti di ripresa del getto;
- la messa in opera corretta del materiale nelle zone eventuali di forte densità di armatura o di geometria complessa;
- eventualmente la conformità del rivestimento nei confronti della qualità richiesta;
- eventualmente l'assenza di problemi nelle zone con una distribuzione di forze concentrate di pretensione;
- la conformità delle tolleranze dimensionali e del copri ferro.

Per determinare il coefficiente K relativo alla dispersione in riferimento all'orientamento delle fibre, vengono realizzati dei prelievi dal modello lungo le direzioni principali di tensione.

Le prove di caratterizzazione della resistenza a trazione realizzate su tali prelievi, una volta corrette dagli effetti di bordo e dagli effetti di scala dovuti alle dimensioni dei provini, vengono confrontati con i risultati ottenuti su dei provini gettati in opera contemporaneamente al modello.

L'analisi della dispersione ottenuta sui valori estremi e sui valori medi lungo una direzione principale di tensione, fornisce i valori locali e globali del coefficiente K da prendere in considerazione nel calcolo della struttura.

Prove di controllo

Le prove di controllo costituiscono il controllo di conformità del calcestruzzo alle specificazioni del progetto. Sono realizzate su prelievi di calcestruzzo fresco

effettuati al momento del getto, ad un punto il più vicino al luogo dove avviene la messa in opera della struttura, per esempio allo scarico dalla betoniera. Deve essere effettuato almeno un prelievo ogni 10 mc di calcestruzzo.

A partire da tale prelievo vengono realizzate:

- una **misurazione della consistenza**, nella quale il calcestruzzo è ritenuto conforme se i risultati della prova di consistenza si trovano nell'intervallo richiesto. Se i risultati sono esterni, il prelievo corrispondente viene eliminato e si procede ad un nuovo prelievo per un altro test. Se i risultati sono nuovamente esterni, il pompaggio del calcestruzzo viene fermato fino a che non vengono determinate le cause della non conformità e vengono apportati gli opportuni accorgimenti.
- una prova per determinare la **resistenza a compressione a 28 giorni**; il risultato utilizzato è uguale alla media aritmetica delle misurazioni effettuate su tre campioni e va articolata nel modo seguente:
Per una determinata struttura, ad ogni test relativo ad un calcestruzzo di composizione nota, devono verificarsi tre condizioni simultaneamente:

$$\begin{aligned} S &\leq 10 \% f_{ck} \\ f_c &\geq f_{ck} + 1.3 S \\ f_d &\geq f_{ck} - 7.5 \end{aligned}$$

in tali disequazioni (espresse in MPa):

f_c è la media aritmetica di dieci risultati di prove di resistenza alla compressione a 28 giorni riferito al calcestruzzo dell'opera considerata: si tratta del risultato del test in questione e dei nove test precedenti;

f_{ck} è la resistenza caratteristica richiesta;

f_d è il valore dato della resistenza di compressione per il test in esame;
 S è la deviazione standard dei dieci risultati precedenti.

Per il monitoraggio del funzionamento degli impianti di betonaggio, si applicano le disequazioni precedenti, considerando i risultati corrispondenti a dieci prelievi consecutivi di un calcestruzzo di composizione nota, a prescindere dall'opera a cui tale calcestruzzo è destinato. Se una delle tre condizioni non è verificata, il funzionamento dell'impianto è presunto difettoso e si deve ricercare la causa per provi rimedio.

- In entrambi i casi, all'inizio dei lavori, quando il numero dei risultati è inferiore a dieci, la seconda disequazione si applica sostituendo S a

1.3 S. Nel caso di elementi trattati termicamente, le prove sono realizzate su dei cilindri sottoposti allo stesso trattamento, ad un termine minore possibilmente dei 28 giorni. Devono quindi effettuarsi le stesse verifiche.

- una prova per determinare la **resistenza a trazione**, realizzata almeno su sei campioni e determini che la curva caratteristica ottenuta a partire dai risultati pervenuti deve essere superiore in tutti i punti alla legge di comportamento presa in considerazione per i calcoli strutturali.
- le prove relative ad altre caratteristiche richieste.

3 PROPRIETÀ MECCANICHE E CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE

3.1 *Premesse*

Nel capitolo precedente abbiamo messo in luce gli aspetti tecnologici che sono alla base della nascita e sviluppo dei calcestruzzi ad altissime prestazioni conosciuti nel panorama scientifico internazionale come UHPC o UHPFRC.

Si è visto che le loro principali qualità risiedono nell'approccio duplice che punta da un lato al miglioramento ed ottimizzazione della microstruttura della matrice cementizia e dall'altro all'impiego di fibre d'acciaio o di altro tipo per ridurre la natura fragile propria del composito.

Le proprietà meccaniche che ne derivano sono quindi riassumibili in due punti, funzione uno delle proprietà della matrice e l'altro dell'aggiunta fibrosa (quantità, tipologia e geometria delle fibre) ovvero:

- la possibilità del materiale di attingere a resistenze a compressione sistematicamente superiori ai 150 MPa, con un comportamento segnato da un'elevata rigidità;
- l'incremento della resistenza a trazione e della duttilità del composito ovvero la presenza di non trascurabili deformazioni a trazione.

Come vedremo poi, in realtà, le proprietà meccaniche sono frutto di una combinazione sinergica tra i due fattori in quanto è stato dimostrato sia che le fibre contribuiscono ad una duttilità a compressione del materiale sia che l'aumento della capacità portante a trazione della matrice influenza la resistenza a trazione complessiva.

Un confronto tra le prestazioni di un UHPC presente in commercio con un calcestruzzo ordinario è rappresentato in figura, in cui emerge con chiarezza sia la differenza qualitativa che quantitativa tra i materiali.

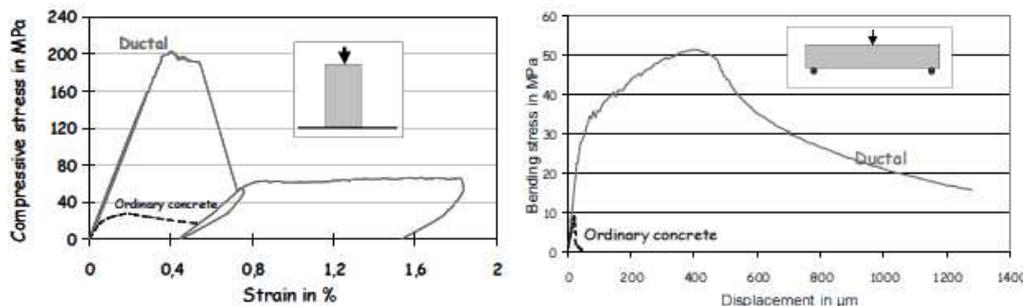


Figura 25 Confronto delle prestazioni di un UHPC con un calcestruzzo ordinario

Le proprietà meccaniche a cui si faceva prima riferimento vengono investigate dalle procedure di caratterizzazione che mirano a determinare i parametri necessari a definire il comportamento meccanico (ovvero il legame costitutivo in termini di tensioni e deformazioni) grazie al quale siamo in grado di progettare ed analizzare gli elementi strutturali. Per quanto riguarda i calcestruzzi ad altissime prestazioni, tali parametri sono:

- modulo di elasticità E ;
- resistenza a compressione f_c ;
- deformazione a compressione al limite elastico $\varepsilon_{c,el}$;
- deformazione ultima a compressione $\varepsilon_{c,u}$;
- resistenza a trazione al limite elastico (o di prima fessurazione della matrice) $f_{ct,m}$;
- resistenza residua (o di picco) a trazione f_{ct} ;
- deformazione al limite elastico a trazione ε_{el} ;
- deformazione ultima a trazione ε_u .

Netta è la differenza con la caratterizzazione di un calcestruzzo ordinario, basata esclusivamente sul suo comportamento a compressione nonché quella con altre tipologie di materiale (pensiamo ai metalli) che presentano, a differenza degli UHPC, un'isotropia nei confronti della trazione e della compressione.

Più difficile invece appare la differenza con un tradizionale FRC, che non può risiedere esclusivamente nella differenza tra le classi di resistenza: non è detto infatti che un calcestruzzo fibro-rinforzato che abbia una resistenza elevata presenti un buon comportamento a trazione.

A tal punto gioca un ruolo fondamentale lo studio del comportamento a trazione post-prima fessurazione ovvero come si comporta il materiale una volta attinte a tutte le risorse elastiche (figura in basso).

In una prova a trazione diretta su un FRC tradizionale, ad esempio, il limite del comportamento elastico coincide con il picco di tensione del materiale. A ciò corrisponde l'immediata localizzazione di un'unica macro-fessura nel campione a cui fa seguito un comportamento degradante. Tale ramo è governato dal parametro di maggiore interesse per i FRC e che viene utilizzato per quantificarne la duttilità: si tratta del valore dell'apertura della fessura w definito anche "Crack Mouth Opening Displacement" o CMOD, sulla cui valutazione si fondano le trattazioni sia scientifiche sia tecniche in materia (fra tutte si ricordino le linee guida RILEM TC 162-TDF del 2002, "*Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete*") e la cui modellazione analitica è basata sulle teorie connesse alla meccanica della frattura (modelli di materiali coesivi, materiali quasi fragili, modelli di fessura fittizia).

Tale peculiarità del materiale (ed in parte tale limite a trazione uni-assile) è dovuta al fatto che i FRC nascono e mostrano le loro potenzialità maggiori nei casi in cui avviene all'interno della sezione dell'elemento strutturale una redistribuzione delle forze e delle tensioni, come accade ad esempio per la flessione semplice.

Un UHPC invece presenta dopo il superamento del limite elastico un comportamento nettamente differente: le tensioni infatti continuano a crescere anche se meno rapidamente delle deformazioni, che iniziano a non essere più trascurabili. Ciò è dovuto al contenuto ottimale di fibre, che innescano un meccanismo di rinforzo che rende "plastico" il materiale. Non si localizza un'unica grande fessura come per un FRC ma si instaura un processo di multi-micro-fessurazione che rende possibile l'incrudimento del materiale fino alla tensione di picco, superato il cui valore si localizza la deformazione e si innesca un meccanismo degradante simile a quello di un FRC tradizionale.

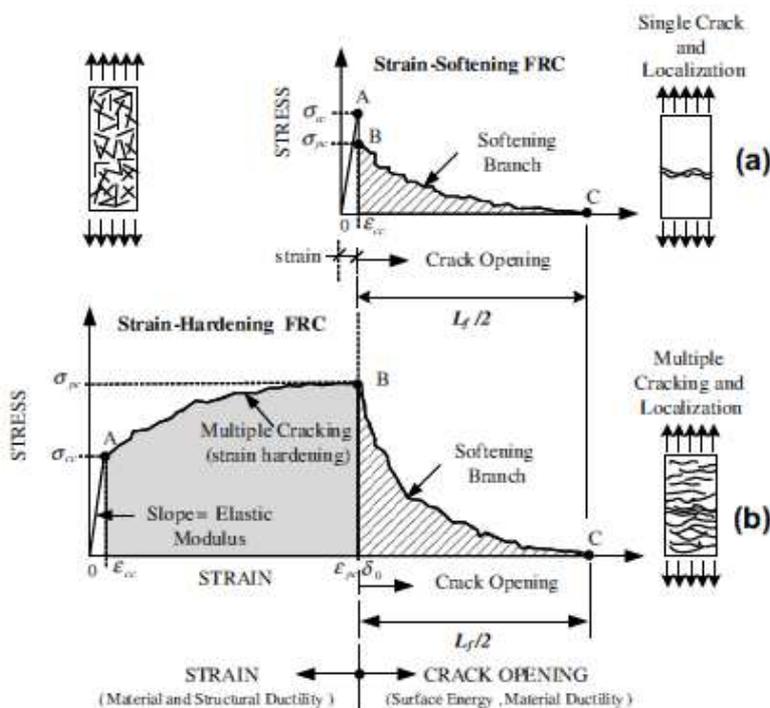


Figura 26 Differenza tra FRC a comportamento incrudente e degradante (Park et al., 2011)

È facilmente dimostrabile che un comportamento migliorato post-prima fessurazione tipico del materiale incrudente a trazione comporta in linea di massima una resistenza residua “plastica” a trazione maggiore di circa 1/3 rispetto alla resistenza a flessione della matrice (Walraven 2004).

Quindi un UHPC può considerarsi tale se presenta a trazione un comportante incrudente (o quanto meno plastico) ossia se vale

$$f_{ct} \geq f_{ct,m}$$

che diviene, assieme alla resistenza a compressione e alla deformazione ultima a trazione il parametro principale per caratterizzarne le proprietà meccaniche e determinare le qualità e l’efficacia del rinforzo fibroso.

Tale miglioramento delle prestazioni a trazione consentono un impiego nuovo rispetto ai calcestruzzi tradizionali, permettendo la progettazione di strutture duttili e leggere, in grado di offrire una maggiore funzionalità ed un miglior comportamento in fase di esercizio.

Inoltre la possibilità della sostituzione dei rinforzi tradizionali con le fibre, comporta una maggiore facilità di esecuzione se confrontata con l’impiego dei tradizionali rinforzi attivi e passivi di cui necessitano le strutture in c.a.,

soprattutto quelle molto complesse ed articolate, rappresentando una della principali promesse e sfide del settore delle costruzioni.

Vedremo successivamente però che la determinazione univoca del comportamento a trazione del materiale, soprattutto in fase plastica e post-picco, è alquanto difficile mediante la prova a trazione diretta e sovente si ricorre alla caratterizzazione mediante prove a flessione. In tal caso bisogna prestare attenzione ai risultati della prova, dato che un comportamento incrudente a flessione può non essere confermato a trazione diretta, poiché la variazione lineare delle deformazioni a flessione lungo la sezione non fessurata garantisce un meccanismo più stabile di propagazione delle fessure, suggerendo ulteriori e articolate classificazioni del materiale, così come riportato in figura (Di Prisco et al., 2009; Naaman e Reinhardt, 2006).

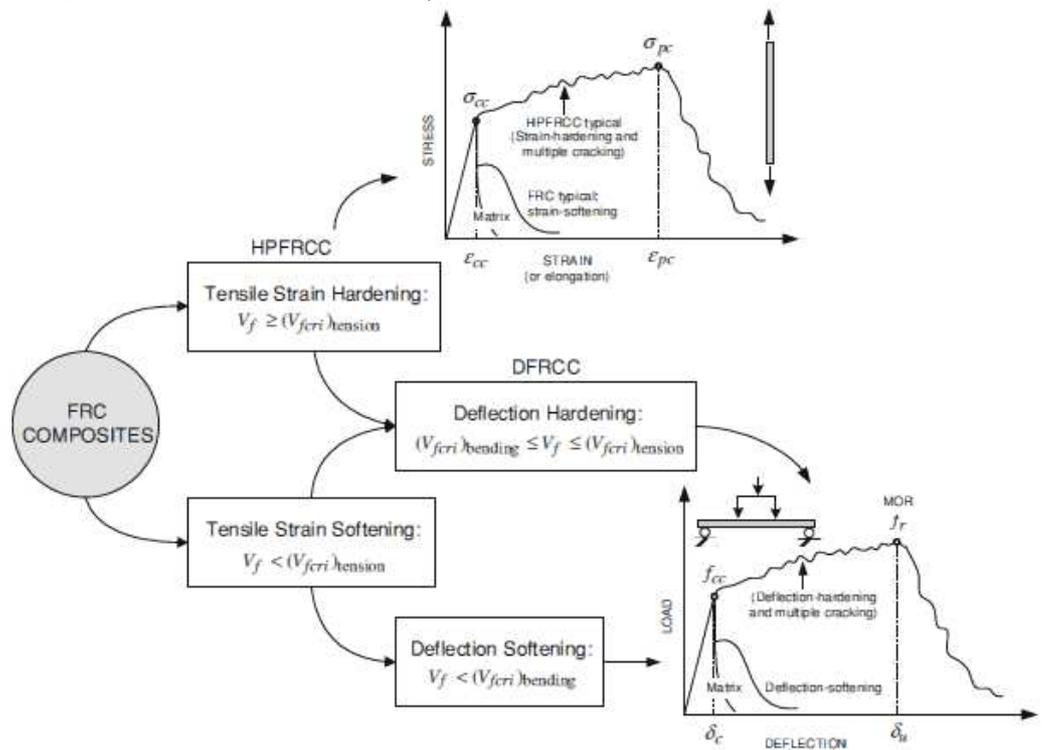


Figura 27 Classificazione dei FRC (Naaman e Reinhardt, 2003, 2006).

Quanto finora delineato è un quadro complesso e contraddistinto da alcune incertezze presenti nel materiale – una fra tutte l’orientamento e la distribuzione assunta dalle fibre durante il getto – e le differenti risposte strutturali a trazione e a flessione di cui accennavamo prima, rendono la derivazione di un legame

costitutivo a trazione, fondamentale per l'analisi ed il progetto delle strutture inflesse, alquanto difficile. A tal proposito diviene di particolare importanza la standardizzazione della procedura di caratterizzazione.

È stato dimostrato infatti che a parità di composizione i risultati in termini di prestazioni possono essere notevolmente diversi – anche tra campione e struttura reale – e quindi ricavare una legge comportamentale di progetto univoca, in funzione di una serie di test, può condurre anche ad una sottostima delle capacità meccaniche del materiale. In modo peculiare una curva sperimentale carico-spostamento risente anche delle modalità di esecuzione del provino: diverse modalità con cui viene riempito lo stampo, l'orientamento del flusso e l'impiego di differenti tipologie di compattazione provocano distribuzioni e concentrazioni di fibre variabili.

Solitamente il compito di dettare le procedure e di definire delle leggi costitutive tipo è dato dalle normative. Tuttavia, in questo momento, le uniche normative o linee guida disponibili ed emanate in funzione degli UHPC sono le Interim Recommendations del SETRA-AFGC edite in Francia nel 2002 e le Recommendation for Design and Costruction of HPFRCC edite dal JSCE (Japan Society of Civil Engineers) in Giappone nel 2004. Sono poi presenti linee guida più generiche per i fibrorinforzati come le norme ACI 544 e ACI 318, le raccomandazioni RILEM TC162-TDF, le linee guida tedesche DAfStb del 2007, le linee guida italiane CNR-DT 204/2006 mentre non è ancora pronta, al momento in cui si scrive, la versione definitiva del codice Fip-Ceb che prevede al suo interno una sezione sia sui FRC sia sui UHPC.

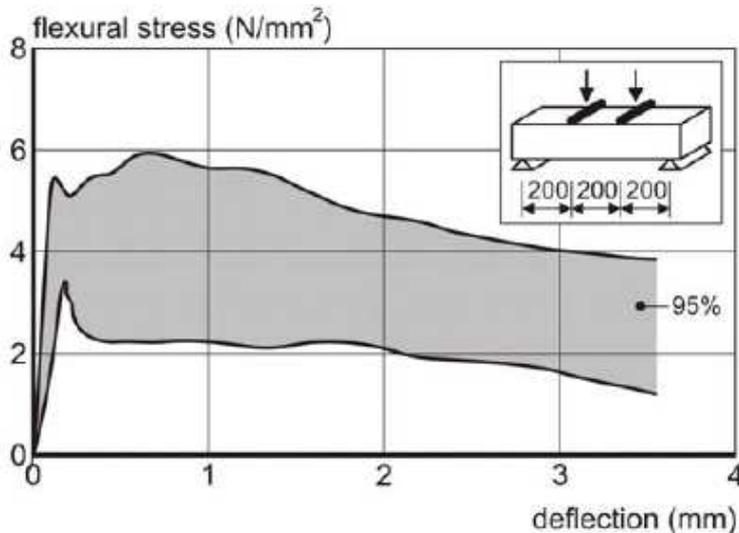


Figura 28 Spettro di risposte strutturali a flessione riscontrate con lo stesso materiale (Walraven, 2008)

All'interno di questa parte, ed in quella sul comportamento meccanico di un elemento inflesso, avremo come riferimento le norme SETRA, nate dalle esigenze e sulle esperienze di particolari esperienze industriali e che si pongono come riferimento, in Europa soprattutto, per lo sviluppo di una normativa di settore.

Tali norme si rifanno, in merito alla caratterizzazione, alle norme RILEM sui FRC. Queste infatti sono le prime che definiscono un test standard su trave intagliata e prescrivono esattamente la modalità con cui riempire lo stampo e come e per quanto tempo si deve effettuare la compattazione meccanica. Infine definiscono come misurare la relazione carico-inflessione e quella carico-apertura della fessura e come poi derivare il legame costitutivo in termini di tensioni e deformazioni utilizzando una analisi inversa a partire dai risultati sperimentali.

L'impiego di una procedura standardizzata comporta dunque la riduzione della differenza di comportamento tra provini realizzati con materiale della stessa composizione.

Tuttavia è molto discusso quale sia la tipologia di prova migliore e quale il modo più adatto per collegare i test alla reale situazione dell'elemento strutturale.

In merito alla tipologia delle prove è assodata la migliore risposta data dalla prova uni assiale a trazione, anche se però le norme SETRA riconoscono la difficoltà nel controllare i risultati sperimentali e suggeriscono l'impiego di due tipi di prove a flessione (a 3 o 4 punti di carico e su campioni intagliati e non) per determinare da un lato il comportamento elastico e dall'altro quello post-prima fessurazione, prevedendo campioni differenti per elementi spessi ed elementi sottili.

Se da un lato le norme consigliano, per risolvere il problema principale poi dell'influenza dell'orientamento delle fibre di svolgere prove su campioni della stesse dimensione della struttura reale, dall'altro introducono un fattore correttivo K che tenga in conto degli effetti di scala e che "smorza" il legame costitutivo riscontrato. Tale fattore assume valori pari a 1.25 per casi generali di carico e pari a 1.75 per effetti locali e la figura in basso mostra schematicamente l'influenza di tali valori sulla resistenza e sul comportamento a trazione.

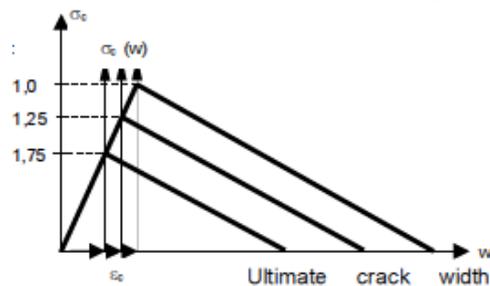


Figura 29 Influenza dei fattori correttivi sul legame costitutivo a trazione

Sono state mosse alcune critiche a tali tipologie di prove (Walraven, 2008) sostenendo l'arbitrarietà di alcuni procedimenti (soprattutto in merito alla derivazione della curva tensione-apertura di fessura), sostenendo la necessità di sviluppare e sperimentare altre tipologie di test (ad esempio su solette circolari)

L'impiego dei fattori di sicurezza poi è alquanto controverso e disputato in letteratura anche per il comportamento a compressione che non presenta particolari difficoltà esecutive. Difatti si sostiene (Reineck e Greiner, 2004; Spasojevic, 2008) che il materiale, essendo tendenzialmente prefabbricato o comunque alquanto supervisionato durante il processo di produzione a differenza di quanto accade per un NSC e per un HPC/HSC, non debba necessitare di particolari coefficienti di sicurezza. L'immagine in basso mostra a tal proposito il confronto tra il reale limite del materiale e l'eccessivo grado di sicurezza imposto dai coefficienti attualmente e che varia ad esempio, tra 0.85 (test su provini cilindrici), 0.95 (test su provini prismatici) e 0.9 (carichi di lunga durata).

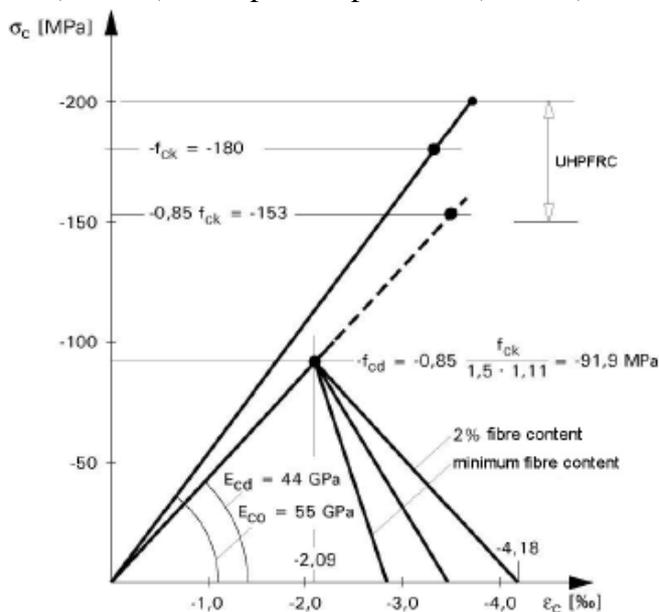


Figura 30 Comportamento a compressione e fattori di sicurezza (Reineck e Greiner, 2004)

In ogni caso gli esempi che riporteremo in questo capitolo, soprattutto per la prove a trazione, sono basati sulle raccomandazioni SETRA, che a nostro avviso, continuano a rappresentare un buon compromesso tra accuratezza del risultato e facilità di esecuzione ed un ottimo riferimento di base in grado di garantire un'adeguata sicurezza nei confronti della sicurezza (collasso), funzionalità e durabilità delle strutture in UHPC.

3.2 Comportamento a compressione

3.2.1 Considerazioni generali

Le prestazioni meccaniche a compressione di un UHPC discendono dal miglioramento della microstruttura della matrice cementizia ed è quindi opportuno a tal proposito analizzare dapprima il comportamento meccanico di un UHPC senza fibre che presenta già delle differenze notevoli rispetto ai calcestruzzi ordinari (NSC) e a quelli ad alta resistenza (HSC).

Infatti un UHPC senza fibre è in grado di garantire una resistenza a compressione a 28 giorni pari o superiore ai 150 MPa (attingendo spesso a valori prossimi ai 200 MPa), anche senza particolari trattamenti termici, presentando un'elevata rigidità che è funzione di valori del modulo elastico prossimi talvolta ai 75 GPa contro i 30 di una pasta cementizia ordinaria (Richard e Cheyrezy, 1995).

La figura in basso (Tue et al. 2004) illustra una tipica risposta a compressione di un UHPC senza fibre confrontato con un NSC (36 MPa) e con un HSC (96 MPa), sia in termini di deformazioni longitudinali sia assiali.

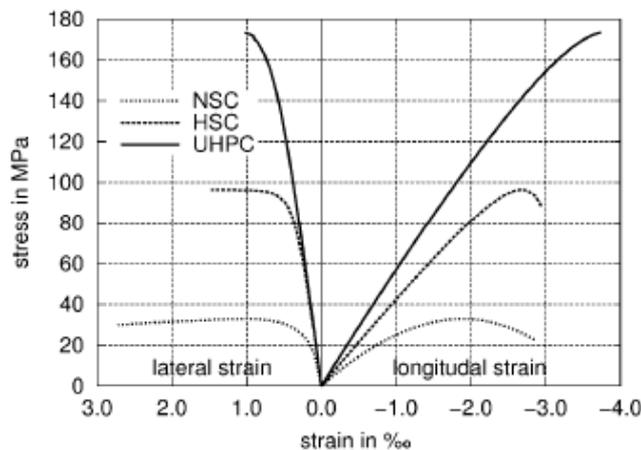


Figura 31 Confronto del comportamento a compressione tra NSC, HPC e UHPC (senza fibre)

Emerge innanzitutto il comportamento prevalentemente elastico lineare del materiale, che avviene, in accordo con i risultati sperimentali disponibili, a prescindere dalla dimensione e dalla natura degli aggregati. Superata però la soglia del 70-80% della capacità resistente a compressione, si nota una perdita di linearità, in funzione di elevati valori della deformazione assiale, prossimi al 0.4% per compositi con aggregati fini, e più bassi per compositi con aggregati molto resistenti, quali il basalto o la bauxite.

Inoltre il materiale manifesta una rottura estremamente fragile, di natura esplosiva, e non presenta ramo discendente, così come osservato anche per gli HSC con resistenza a compressione superiore ai 90 MPa.

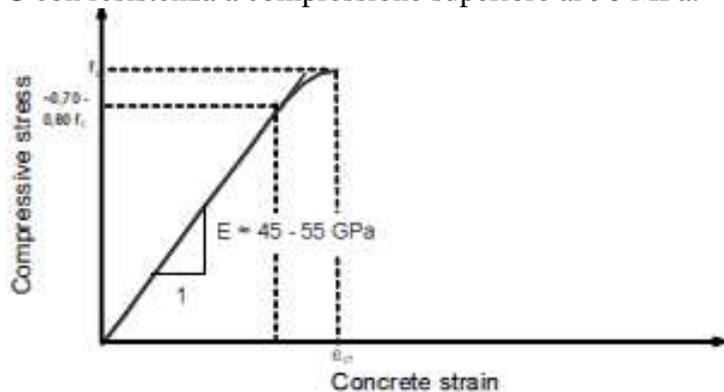


Figura 32 legame costitutivo a compressione per UHPC senza fibre

L'aggiunta di fibre non modifica sostanzialmente il ramo ascendente ma, aumentando la duttilità del materiale e riducendo quindi il comportamento fragile, determina la comparsa di un ramo discendente post-picco, la cui inclinazione dipende da numerosi fattori (Fehling et al., 2004), tra i quali:

- il contenuto di fibre;
- il fattore di forma (e quindi la geometria delle fibre);
- la lunghezza delle fibre in relazione alla dimensione massima dell'aggregato;
- l'orientamento delle fibre.

In linea generale, l'influenza delle fibre sul valore della resistenza a compressione è bassa: infatti, con contenuti di fibre pari al 2.5% è stata osservato un incremento di tale valore di circa il 15%. Inoltre, i fattori legati alla geometria dei provini sembrano avere poca influenza sul comportamento a compressione, anche se si riscontrano, a tal proposito, risultati contraddittori.

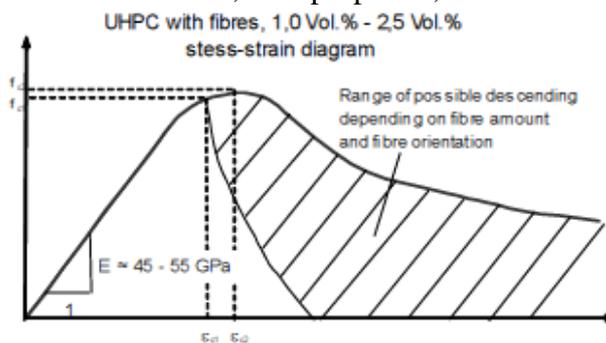


Figura 33 legame costitutivo a compressione per un UHPC con fibre

In un UHPC con fibre è evidente inoltre l'aumento della deformazione ultima che può raggiungere valori prossimi a 0.5% a causa dello svilupparsi di un meccanismo di micro fessurazione e dell'elevata compattezza ed omogeneità del materiale (la fessurazione avviene per livelli di tensioni maggiori rispetto a quelli di un calcestruzzo ordinario).

Notevoli sono poi i vantaggi comportati dall'applicazione di un eventuale trattamento termico. Innanzitutto può velocizzare lo sviluppo della resistenza accelerando lo sviluppo delle reazioni chimiche. In aggiunta è in grado di migliorare la microstruttura, comportando un significativo aumento della resistenza massima.

Trattamenti usuali, migliori rispetto alla tradizionale stagionatura nell'acqua, sono quelli che prevedono il riscaldamento a 90°C per 48 ore. Ottimi anche i trattamenti a 250°C che sono in grado, partendo da un materiale già molto resistente (200 MPa), di garantire resistenze paragonabili a quelle dell'acciaio (360 MPa), con un piccolo incremento nel modulo di elasticità ed un significativo aumento della deformazione ultima a rottura (Hegger et al., 2004), come si evince dall'immagine in basso, in cui si confronta un UHPC trattato con uno non trattato e con un HSC.

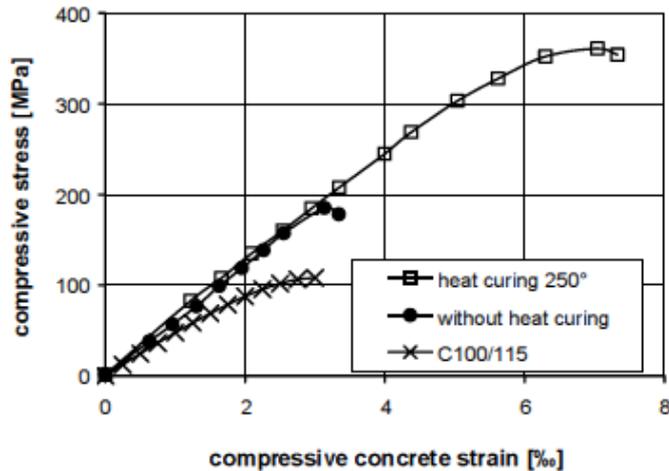


Figura 34 Influenza del trattamento termico sul comportamento a compressione

Un confronto tra una grande serie di prove su campioni di materiale trattato termicamente (48 ore di trattamento termico al vapore a 90°C con il 95% di umidità) e quello non trattato ha dimostrato le migliori proprietà del primo nei confronti del secondo: la resistenza media è dell'ordine dei 190 MPa (rispetto ai 125 MPa di un UHPC non trattato), il modulo di elasticità è dell'ordine dei 50

GPa (circa 40 GPa di un non trattato), la deformazione alla tensione di picco è pari a 0.0041 mentre in uno non trattato è pari a 0.0035.

Si nota inoltre che il materiale trattato termicamente si stabilizza il proprio comportamento alla fine delle 48 ore di regime termico mentre un il materiale non trattato tende ad aumentare la resistenza a compressione per circa 8 settimane dopo la messa in opera anche se è stato dimostrato che è possibile intervenire con un trattamento termico anche in ritardo, ovvero fino a 8 settimane dopo il getto, aumentando la resistenza a compressione del 25% rispetto al materiale non trattato (Graybeal, 2006).

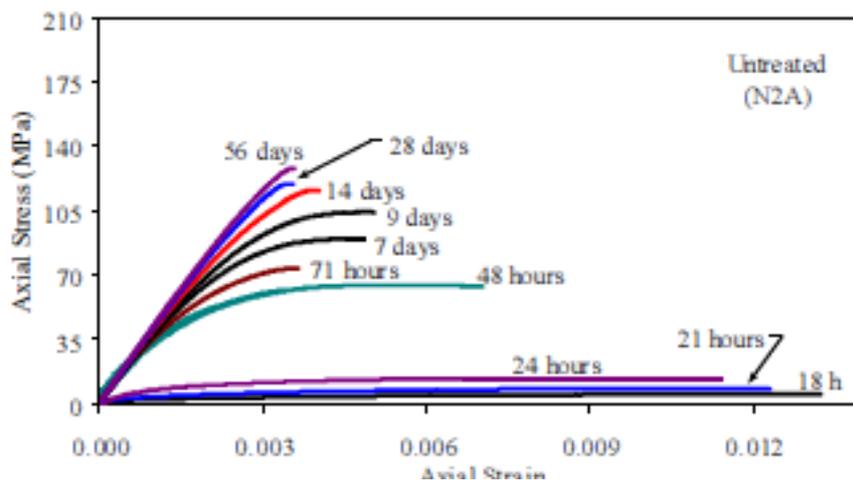


Figura 35 Evoluzione nel tempo del comportamento a compressione di un UHPC non trattato termicamente (Graybeal, 2006)

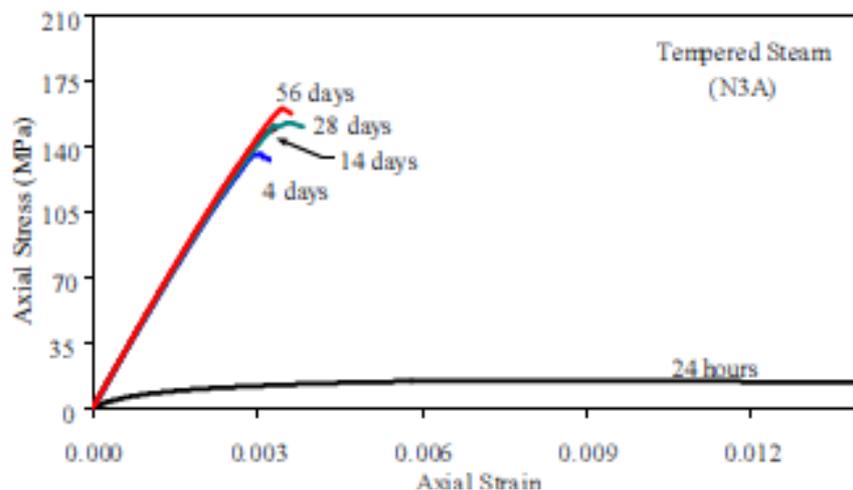


Figura 36 Evoluzione nel tempo del comportamento a compressione di un UHPC trattato termicamente (Graybeal, 2006)

A seguito di test realizzati in funzione del tempo di stagionatura, si è visto che il materiale non mostra una resistenza apprezzabile se non dopo molte ore dopo il getto. Ciò è dovuto anche alla presenza o meno di un acceleratore di presa: in assenza infatti, la presa inizia anche dopo 36 ore dopo la miscelazione.

Una volta avviata la presa, il calcestruzzo rapidamente raggiunge i 70 MPa in circa 2 giorni per poi stabilizzarsi intorno ai 28 giorni dopo il getto.

Siamo dunque in grado di affermare, in definitiva, che il comportamento a compressione di un UHPC con fibre presenta può schematizzato secondo tre diversi regimi:

- Una parte elastica lineare con modulo di elasticità prossimo ai 50 GPa (con punte di 75 GPa) che contraddistingue gran parte del risposta strutturale;
- Una parte non lineare prima del carico di rottura, a circa il 70-80% del valore della resistenza massima;
- Un comportamento degradante in fase post-picco che è funzione del contenuto, orientamento e tipologia delle fibre.

3.2.2 Modellazione del comportamento a compressione

La definizione univoca del legame costitutivo di un UHPC a compressione è purtroppo alquanto difficile e molti ricercatori hanno presentato approssimazioni numeriche basate su prove sperimentali sia per il ramo ascendente sia per quello discendente, partendo da relazioni utilizzate per descrivere il comportamento strutturale a compressione uni-assiale di calcestruzzi ordinari o ad alta resistenza, anche se nessuna ha riscontrato un consenso unanime.

Ciò discende dal fatto che dal punto di vista sperimentale si riscontrano spesso numerose difficoltà nella raccolta di dati coerenti e precisi, soprattutto a causa del comportamento non lineare che il calcestruzzo tende a mostrare quando la tensione massima è raggiunta e superata, evidenziato dalla presenza di microfessure e dalla riduzione della rigidità.

È opportuno quindi soffermarsi esclusivamente sul ramo ascendente. In tal caso allora gli unici parametri che governano il legame a compressione uni-assiale del materiale e che ne consentono la caratterizzazione sono la resistenza massima a compressione f_c e il modulo di elasticità E (Graybeal 2006, 2007).

Come è stato ricordato in precedenza, un UHPC presenta un ramo ascendente che segue una legge elastico lineare, con modulo di elasticità E , fino ad un valore prossimo $0.8f_c$, per poi distaccarsi da tale comportamento fino al raggiungimento del valore massimo della resistenza. La modellazione di tale comportamento parte

dalla necessità di valutare la divergenza dalla legge di linearità della risposta strutturale del materiale a compressione.

Uno dei metodi per far ciò è quello di determinare e confrontare tra loro il modulo secante E_0 (ovvero il rapporto tra resistenza massima a compressione f_c e deformazione corrispondente ϵ_c) il modulo di elasticità E definito come modulo tangente.

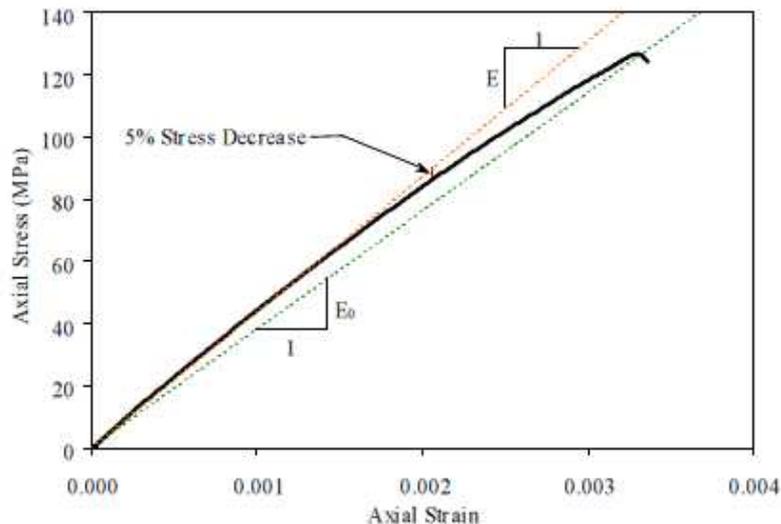


Figura 37 Confronto tra modulo secante e modulo tangente di un UHPC non trattato (Graybeal, 2006)

Per riferimento, il rapporto tra tali valori è approssimativamente pari a 3.5 per calcestruzzi normali con resistenza di 7 MPa e a 1.25 per resistenze di 70 MPa.

Per un UHPC il rapporto tra i moduli dimostra che il comportamento a compressione varia a seconda della procedura di stagionatura e del tempo. Ad 1 giorno ($f_c \approx 7 \text{ MPa}$) dopo il getto, il rapporto per un UHPC non trattato varia tra 5 e 7. Dopo 3 giorni ($f_c \approx 70 \text{ MPa}$) è sotto il valore 2. Al valore massimo della resistenza, dopo 28 giorni, tende a stabilizzarsi tra 1.2 (per un non trattato) e 1.1 (per uno trattato). Ciò conferma, dal punto di vista fisico, il comportamento lineare del materiale, che viene accentuato dal trattamento termico.

Tale analisi però non fornisce nessuna indicazione in merito al livello di tensione in corrispondenza del quale si manifesta la perdita di linearità.

Occorre definire una serie coppie di punti (σ , ϵ) derivati dall'analisi sperimentali in cui viene verificata la deviazione dal comportamento lineare elastico rispettivamente di 1, 3 e 5%.

I risultati ottenuti mostrano che un UHPC trattato mostra una discreta perdita di linearità ad elevati livelli di tensione: in modo particolare a circa 80-90% della

resistenza massima a compressione si ha una divergenza del 5% dal comportamento elastico. Per UHPC non trattati la soglia è più bassa (70%).

Prima però di definire la legge costitutiva è opportuno fare qualche considerazione sulle difficoltà di rilevamento e monitoraggio dei dati sperimentali che è possibile riscontrare e che determinano le principali difficoltà nella definizione di una relazione numerica tra tensioni e deformazioni a compressione.

Numerosi modelli analitici infatti descrivono tale comportamento in funzione della deformazione ultima e del modulo secante che però derivano da una misurazione indiretta. Più accurata invece è la determinazione diretta di coppie di valori (σ, ϵ) , che assieme ai valori della resistenza a compressione e del modulo di elasticità garantiscono una migliore interpretazione della risposta strutturale del materiale.

A tal proposito, come illustrato in figura, è possibile allora definire un legame costitutivo partendo dalle coppie reali di valori, confrontandoli con la previsione del comportamento elastico (Graybeal 2006, 2007).

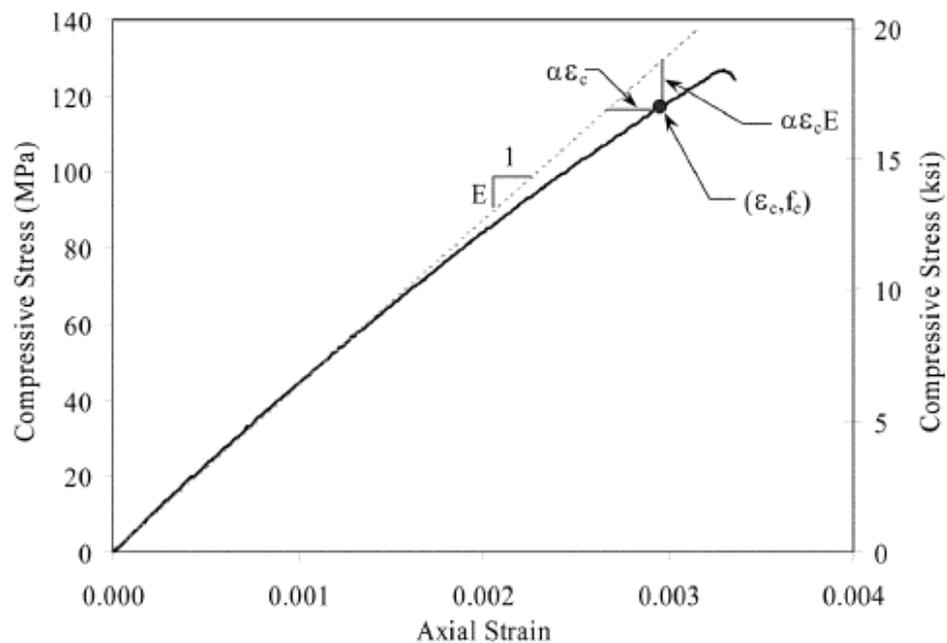


Figura 38 Divergenza dal comportamento elastico-lineare (Graybeal, 2006)

La legge costitutiva che deriviamo implica che la resistenza reale f_c e la deformazione corrispondente ϵ_c sono relazionate al comportamento lineare elastico mediante un coefficiente α che definisce in termini percentuali lo scostamento dal comportamento lineare.

In altri termini la relazione che ricaviamo dimostra che le tensioni e le deformazioni sono collegate tra loro mediante il modulo di elasticità e un fattore di riduzione α che definisce la riduzione della tensione reale rispetto a quella elastica lineare.

$$\sigma = E\varepsilon(1 - \alpha)$$

Per calibrare tale parametro sono stati utilizzati dei punti di riferimento che corrispondono ad uno scostamento percentuale pari a 1, 3, 5%. In tal modo il ramo ascendente viene definito grazie alla resistenza a compressione, al modulo di elasticità e a quattro-cinque coppie di punti, i cui valori sono normalizzati. In modo particolare la normalizzazione delle tensioni è fatta sulla base dei dati sperimentali mentre quella delle deformazioni è in funzione della deformazione teorica elastico-lineare ultima, riducendo in tal modo alcune inesattezze proprie di questa tipologia di analisi.

La figura in basso a sinistra mostra i punti di riferimento lungo la linea che definisce il comportamento elastico lineare medio, normalizzata. Si capisce chiaramente quale deve essere l'andamento del ramo ascendente anche se non è del tutto chiara la differenziazione tra potenziali curve di adattamento. Una rappresentazione più accurata è fornita dall'altra immagine che rappresenta la deviazione del comportamento reale del materiale rispetto ad una teorica risposta elastico-lineare. Tale figura, che mostra gli stessi punti di riferimento in funzione del distacco dal comportamento elastico lineare (si tratta sempre di dati normalizzati), mette in luce il comportamento che viene catturato dal modello analitico.

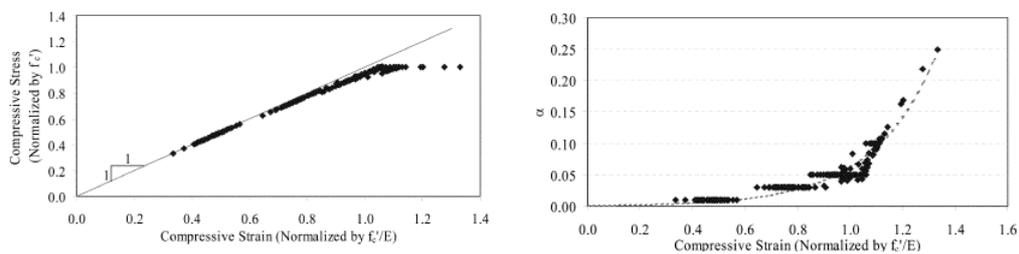


Figura 39 Deviazione dal comportamento elastico-lineare su prove normalizzate (Graybeal, 2006)

La funzione che meglio adatta i dati sperimentali è quella esponenziale, normalizzata in funzione della deformazione ultima elastica, espressa in funzione di due costanti a e b che servono ad adattare al meglio tale equazione.

$$\alpha = ae^{\frac{E\varepsilon}{bf_c}} - a$$

Nel caso specifico i due parametri sono per un UHPC trattato

$$a = 0.001 ; b = 0.24$$

mentre per un UHPC non trattato

$$a = 0.011 ; b = 0.44$$

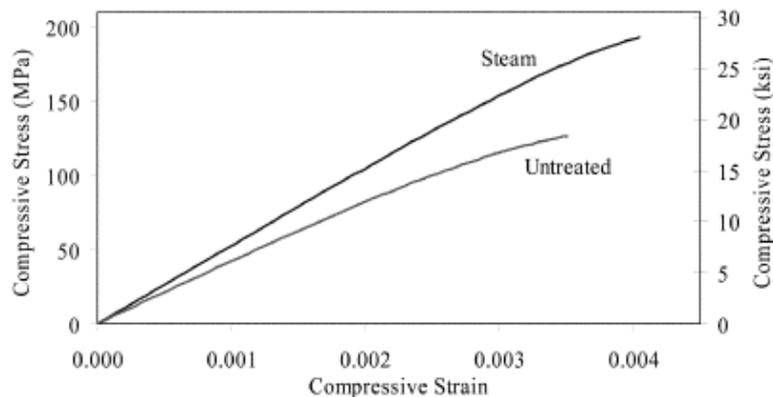
Sostituendo tali valori nell'equazione generale è possibile esplicitare il legame costitutivo σ - ε per il ramo ascendente del comportamento a compressione uni assiale sia di un UHPC trattato sia di uno non trattato.

$$\sigma = E\varepsilon \left[1 - \left(0.001 e^{\frac{E\varepsilon}{0.24f_c}} - 0.001 \right) \right]$$

$$\sigma = E\varepsilon \left[1 - \left(0.011 e^{\frac{E\varepsilon}{0.44f_c}} - 0.011 \right) \right]$$

dove f_c rappresenta la resistenza a compressione a 28 giorni del UHPC.

La figura mostra il comportamento rappresentato dalle equazioni precedenti ed ottenuto in funzione della resistenza a compressione a 28 giorni e del modulo di elasticità.



Tali equazioni predicono in modo particolare una deformazione ultima pari a 0.041 per un calcestruzzo trattato e 0.0037 per uno non trattato.

La legge costitutiva così formulata tende alla legge elastico-lineare quando il termine esponenziale è uguale a 1. Ciò accade se il rapporto $\frac{E\varepsilon}{bf_c}$ è nullo, cosa che accade se il valore della resistenza a compressione f_c tende all'infinito, ovvero se il materiale tende, dal punto di vista fisico, ad essere infinitamente duttile.

3.2.3 Legame costitutivo di progetto

In letteratura non si riscontrano teorie semplici per modellare il comportamento a compressione del calcestruzzo ordinario o di un FRC, a causa del complesso

meccanismo che si instaura nella microstruttura del materiale. Lo stesso vale per gli UHPC, nel qual caso entra in gioco anche l'interazione tra matrice e fibre.

In modo particolare la realizzazione di un modello analitico che studi il comportamento post-picco a compressione, dovrebbe fondarsi sulla tenacità a frattura del materiale, collegandola alla presenza di fibre nella matrice espressa dal "fattore di presenza di fibre" χ_f che abbiamo visto assumere la valenza di un indice in grado di indicare la presenza ed efficacia del rinforzo fibroso.

La curva caratteristica ricavata dalle prove a compressione uni-assiale ci fornisce i seguenti parametri caratteristici:

- modulo di elasticità E ;
- resistenza a compressione f_c ;
- deformazione a compressione al limite elastico $\varepsilon_{c,el}$;
- deformazione ultima a compressione $\varepsilon_{c,u}$;

La normativa francese, a cui facciamo riferimenti, utilizza per la definizione del legame costitutivo di progetto (sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio) esclusivamente i due primi parametri (f_c , E), ricavando il valore di progetto della resistenza in funzione:

- di un coefficiente di sicurezza globale $\gamma_c = 1.3$ e di un coefficiente addizionale a compressione pari a 0.85 (agli SLU);
- di un coefficiente di riduzione pari a 0.6 (agli SLS).

Definisce così una legge bi-lineare (figura): un primo tratto elastico lineare fino al valore della resistenza di progetto, seguito da un tratto plastico (considerato agli stati limite ultimi) che termina con un valore predeterminato della deformazione ultima a compressione pari a $\varepsilon_{c,u} = 0.0035$ (mentre ad esempio nelle edizioni provvisoria delle normative tedesche viene stabilito di prendere in considerazione l'effettivo valore di $\varepsilon_{c,u}$ come limite del comportamento plastico).

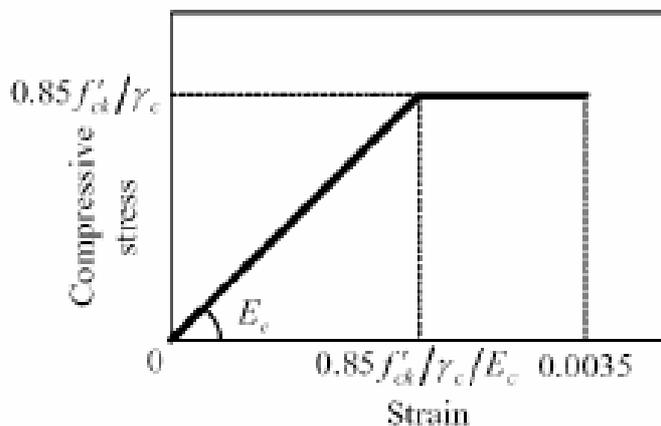


Figura 40 Legame costitutivo di progetto a compressione agli SLU (SETRA)

Il vantaggio di un curva del genere risiede nella facilità di applicazione in fase progettuale, dato che richiede solo due parametri. Alcuni autori (Spasojevic, 2008) in ogni caso hanno notato come tale approccio sembra essere alquanto limitativo rispetto alle potenzialità del materiale, soprattutto rispetto alla duttilità. Ciò è però dovuto alla difficoltà nella determinazione del comportamento plastico del materiale e della sua validazione mediante test.

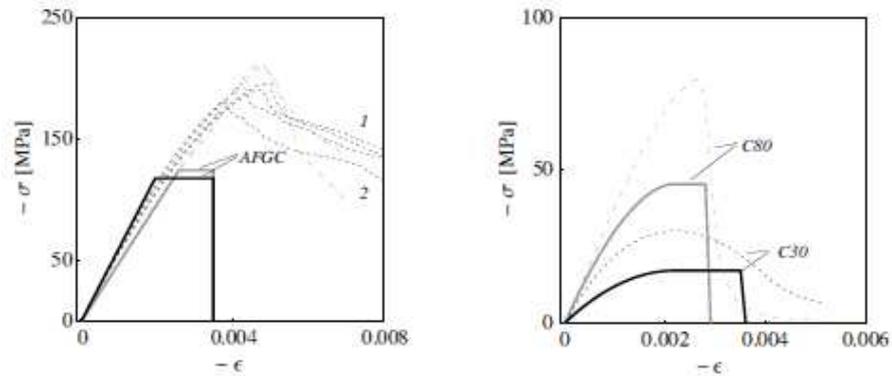


Figura 41 Confronto tra comportamento reale di un UHPC e legame costitutivo di progetto proposto dalle norme SETRA-AFGC (a sinistra); confronto tra comportamento reale di un HPC e di un NSC e rispettivi legami costitutivi di progetto adottate dal codice di calcolo CEB-FIP 1990 (Spasojevic, 2008)

La figura mostra a tal proposito il confronto tra legame costitutivo di progetto e comportamento reale a compressione di un UHPC facendo un parallelo con le curve di progetto agli SLU per un calcestruzzo ordinario e per uno ad alta resistenza (in base al codice di calcolo CEB-FIP 1990) in confronto con le loro curve comportamentali.

3.3 Comportamento a trazione

3.3.1 Considerazioni generali

È stato dimostrato da numerose evidenze sperimentali che la resistenza a trazione uni-assiale per UHPC senza fibre presenta valori compresi tra 7 e 10 MPa. Il comportamento a trazione non è influenzato dalle dimensioni degli aggregati e la rottura è piuttosto fragile, non presentando un significativo ramo discendente (Fehling et al., 2004).

L'aggiunta delle fibre – relazionata alla loro quantità, tipologia ed orientamento – aumenta sensibilmente i valori della resistenza a trazione (fino a 15 MPa) ed instaura un comportamento prevalentemente duttile, con un ramo degradante caratterizzato in funzione dell'apertura della fessura w , e la cui inclinazione, come mostrato in figura, può assumere svariati valori a seconda dei parametri legati alla fibre. In modo particolare, migliore è l'orientamento delle fibre, migliore è la capacità portante e la deformazione (o apertura della fessura) ultima e maggiore e più evidente è il ramo degradante.

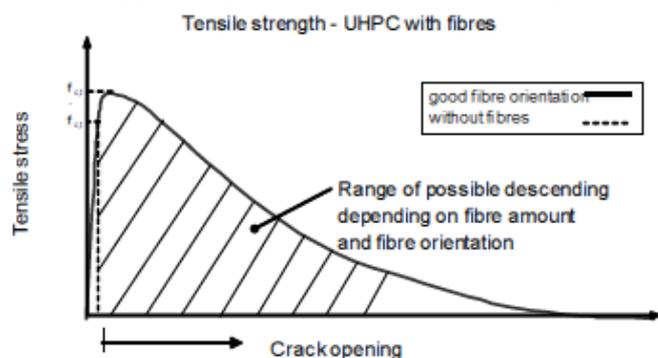


Figura 42 legame costitutivo σ - w a trazione di UHPC con fibre

La resistenza a trazione è connessa anche a quella a compressione e alle caratteristiche atte ad ottimizzarla. La presenza infatti di una matrice cementizia migliorata, in concerto con l'impiego di fibre ad elevata resistenza (superiore ai 2100 MPa) e con il miglioramento del legame adesivo fibre-matrice (ottenuto cambiando la geometria delle fibre) comportano migliori valori della resistenza a trazione. Infatti è stato dimostrato (Wille et al., 2011b) che aumentare la resistenza a compressione della matrice di un UHPC implica un aumento della resistenza a trazione e della deformazione ultima, così come si evince dall'immagine seguente.

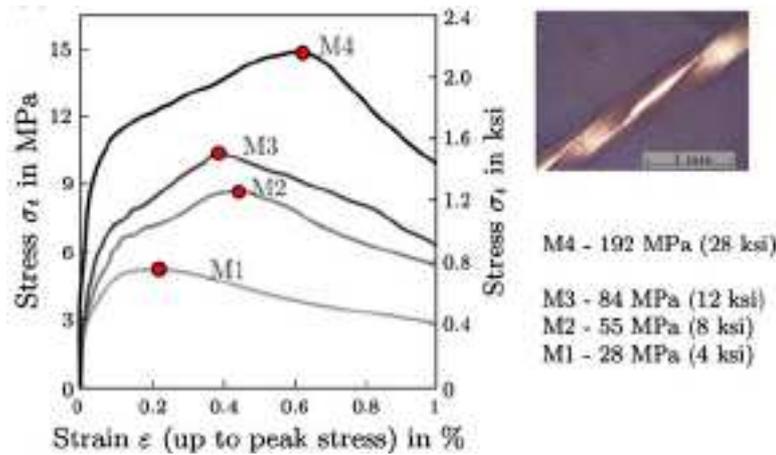


Figura 43 Legame tra resistenza a compressione e modulo di rottura (Wille et al., 2011a)

Sono presenti in letteratura formulazioni che mettono in relazione la tensione a trazione diretta con quella a compressione, ma appare sempre opportuno derivare la resistenza a trazione diretta dalla resistenza a trazione da flessione, prendendo in conto gli effetti di scala.

Ad ogni modo la via migliore per definire la resistenza a trazione è di relazionarla, come vedremo in seguito, all'apertura della fessura dato che solitamente la deformazione da flessione avviene dove si localizza la fessura e quindi risulta essere proporzionale a questa. Successivamente è opportuno trasformare tale legge in una relazione tradizionale σ - ϵ .

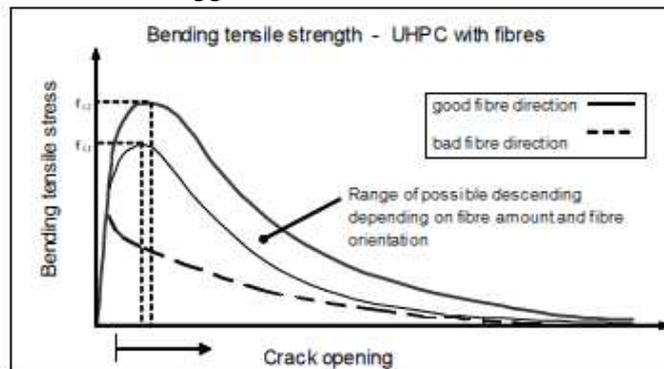


Figura 44 legame costitutivo a trazione di un UHPC con fibre (prova a flessione)

Così come per il comportamento a trazione uni-assiale, anche quello a flessione è fortemente influenzato dall'orientamento e dalla quantità di fibre contenute nella matrice. A titolo d'esempio, la figura in basso mostra l'influenza dell'orientamento delle fibre sul comportamento a flessione di un UHPC: più le

fibre sono ortogonali alla direzione di propagazione della fessura, maggiore è la duttilità e la capacità portante ultima del materiale.

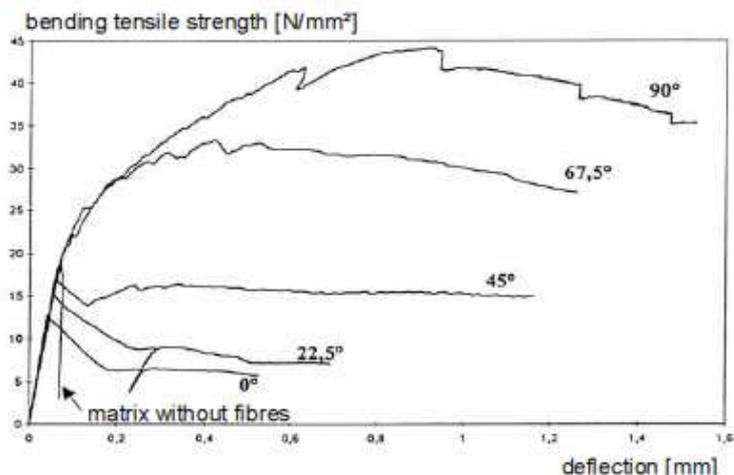


Figura 45 Influenza dell'orientamento delle fibre sulla risposta strutturale a flessione

Alcuni studi (Jungwirth e Muttoni, 2004) hanno provato a delineare un modello fisico in grado di descrivere il comportamento del materiale soggetto a trazione uni-assiale, partendo da prove sperimentali a trazione diretta.

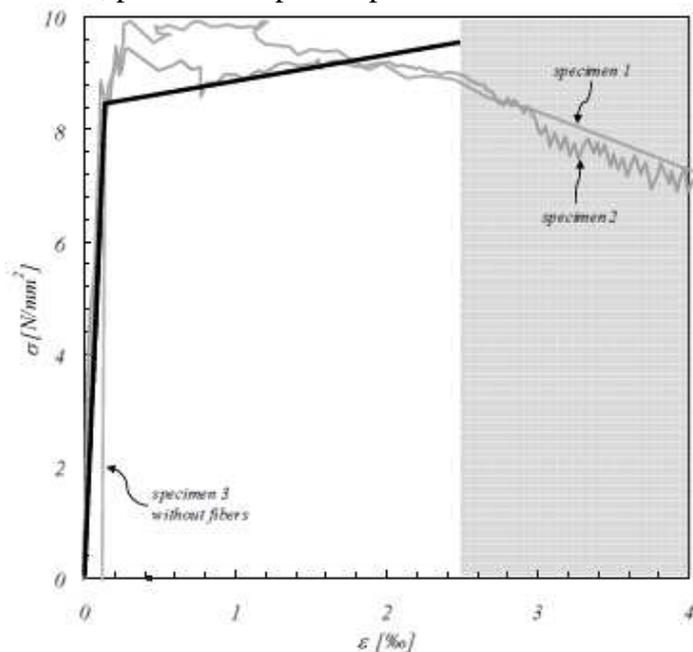


Figura 46 Comportamento pre-picco di un UHPC (Jungwirth e Muttoni, 2004)

È stato osservato che tale comportamento è simile a quello di un NSC anche se è contraddistinto da un aumento della capacità post-fessurativa. Una volta superato il limite elastico, iniziano infatti a formarsi una serie di fessure multiple, distribuite con regolarità sull'intera superficie del campione.

Le micro-fessure sono in grado di attivare il processo di trasferimento dei carichi sulle fibre e con un valore di deformazione prossimo al 0.25% tutte le fessure si sono formate. Una volta attinto il picco di massima resistenza del composito o meglio quando in una particolare fessura viene superata la resistenza adesiva tra fibre e matrice avviene la localizzazione della deformazione con la relativa frattura del materiale e la progressiva fuoriuscita delle fibre.

Come mostrato in figura, è possibile approssimare il comportamento pre-picco di un UHPC con comportamento incrudente post-prima fessurazione secondo una relazione bi-lineare in cui:

- Il primo tratto segue una legge elastico-lineare (che è scarsamente influenzata dalla presenza delle fibre e che è funzione delle proprietà della matrice) descritto dal modulo di elasticità E (identico al modulo di elasticità riscontrato a compressione) e dalla massima resistenza a trazione della matrice cementizia $f_{ct,m}$ che segna anche il limite di elasticità (detto anche tensione al limite elastico o tensione di prima fessurazione): in questa fase si attinge a gran parte della resistenza del materiale con una deformazione corrispondente molto piccola rispetto a quella ultima ($\varepsilon_{ct,m} = \varepsilon_{el} \ll \varepsilon_u$) e non hanno luogo modificazioni permanenti della microstruttura del materiale;
- Il secondo tratto è un'approssimazione lineare del comportamento multi-micro-fessurato fino al valore ultimo della resistenza garantito dalle fibre f_{ct} ; con il raggiungimento del limite elastico iniziano a comparire le prime micro-fessure e la tensione di trazione cresce con una pendenza minore rispetto a quella riscontrata nella fase elastica o addirittura rimane costante. Tale incremento della duttilità è dovuto al numero notevole di micro-fessure che entrano in gioco e che rimangono per lo più collegate dalle fibre, facendo in modo che il materiale assuma un comportamento quasi plastico. Poiché in realtà ciò non accade, alcuni autori (Spasojevic, 2008) definiscono tale fase o "pseudo incrudente" ($f_{ct} > f_{ct,m}$) o "pseudo-plastica" ($f_{ct} = f_{ct,m}$). Tale regime è caratterizzato dalla massima deformazione ultima ε_u , prima del danneggiamento del materiale e del comportamento degradante, prossima a valori del 0.2-0.3%.

Il comportamento del calcestruzzo dopo il raggiungimento della tensione ultima f_{ct} in funzione dell'apertura della fessura viene solitamente osservato e descritto in relazione ad un test su un provino intagliato.

La fine infatti della fase incrudente corrisponde ad un decadimento della risposta strutturale in cui non viene più assicurata la capacità portante della sezione, il che comporta quindi la localizzazione della fessura.

Il comportamento degradante oltre ad essere governato dalla presenza delle fibre e dal loro orientamento è influenzato dalla dimensione del campione, ed è per questo che il legame costitutivo non può essere più espresso in funzione di una deformazione generale ma di una locale, ovvero diviene funzione del valore dell'apertura della fessura w .

Per definire tale parametro è necessario detrarre il contributo della parte non fessurata, assumendo per questa un comportamento elastico lineare, dato che la tensione in tale parte non supera la resistenza massima a trazione della matrice.

Il diagramma che si ottiene relaziona dunque la tensione all'apertura della fessura da cui deriviamo un valore ultimo della deformazione molto alto e prossimo alla metà della lunghezza della fibra più lunga.

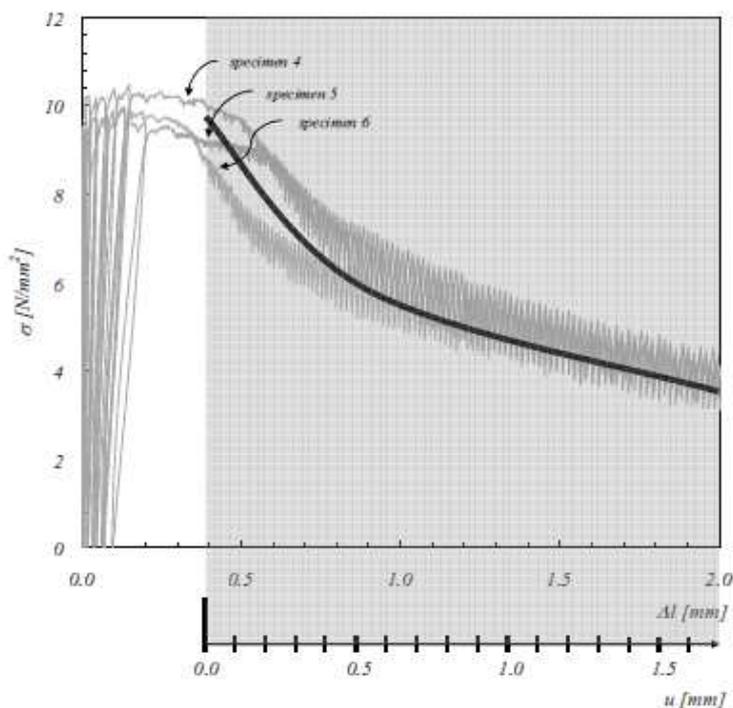


Figura 47 Comportamento degradante di un UHPC a seguito dell'apertura della fessura (Jungwirt e Muttoni, 2004)

Il comportamento degradante determina la diminuzione, prima maggiore e poi sempre più piccola, della tensione media assiale, così come l'inclinazione della curva in figura dimostra.

La superficie di frattura mostra che tutte le fibre sono fuoriuscite e che nessuna di esse si è rotta, ovvero nessuna fibra ha attinto alla propria resistenza ultima e che quindi il processo è governato esclusivamente dalla rottura del legame adesivo tra fibre e matrice.



Figura 48 Fuoriuscita delle fibre (Fiber pull out)

In definitiva, il comportamento a tensione di un elemento di lunghezza arbitraria soggetto a trazione uni-assiale può derivarsi dal comportamento globale pre-picco ($\sigma-\varepsilon$) e da quello locale post-picco ($\sigma-w$).

Nella figura si riporta un diagramma costitutivo esemplificativo in cui la fase elastica (1) e la fase di multi-micro-fessurazione (fase 2) sono indipendenti dalla lunghezza del campione e le fessure sono ben distribuite su tutta la superficie del campione. Quando la resistenza di contatto ultima tra fibre e matrice viene attinta si localizza la fessura e avviene la fuoriuscita delle fibre.

Per diverse tipologie di UHPC la forma del grafico è di base la stessa. L'inclinazione e la lunghezza delle differenti fasi varia sensibilmente in funzione della composizione del materiale. La prima fase è governata direttamente dalle caratteristiche della matrice (E e $f_{ct,m}$) mentre la seconda e la terza sono governate dalla geometria delle fibre (lunghezza, diametro e rapporto di forma), dal contenuto e dal legame tra fibre e matrice.

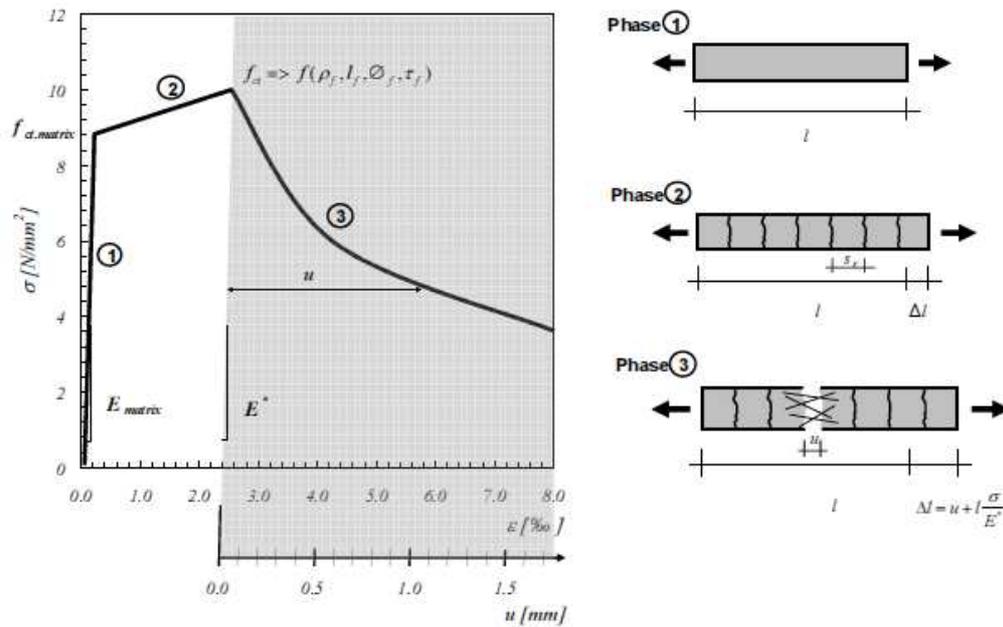


Figura 49 Diagramma tensioni-deformazioni e schema delle fasi di comportamento (lineare, multi-fessurata, con localizzazione della fessura)

3.3.2 Contributo meccanico delle fibre

Il contributo meccanico fornito dalle fibre è chiaramente visibile dunque nella fase 2 e 3 del diagramma precedente. L'interazione meccanica tra fibre e matrice cementizia limita l'apertura della fessure, ne favorisce lo sviluppo, instaurando un meccanismo a ponte che trasferisce la tensione da un lato all'altro della fessura.

Tale fenomeno determina, a seconda della sua capacità di dissipare energia e dell'efficacia del comportamento delle fibre, differenti tipologie di rottura che determinano o meno la nascita di un processo di incrudimento del materiale.

Se le fibre si rompono o fuoriescono all'inizio del processo fessurativo, o non sono in grado di sostenere aumenti di carico una volta formatasi la prima micro fessura, la resistenza di prima fessurazione è anche la resistenza ultima e siamo in presenza di un processo degradante, governato dall'apertura di una singola fessura.

Se di contro le fibre sono in grado di sostenere un grande carico dopo la formazione delle prima fessura, inizia a svilupparsi la multi-micro-fessurazione, che comporta un incremento della deformazione complessiva e un incrudimento (o pseudo-incrudimento) del materiale.

Tale incrudimento è assicurato dalla dissipazione dell'energia durante la fuoriuscita delle fibre, in funzione della resistenza d'attrito tra fibre e matrice. In ogni modo tale resistenza non deve essere tanto alta da comportare la rottura delle fibre, dato che il meccanismo preferenziale prevede esclusivamente il processo di fuoriuscita.

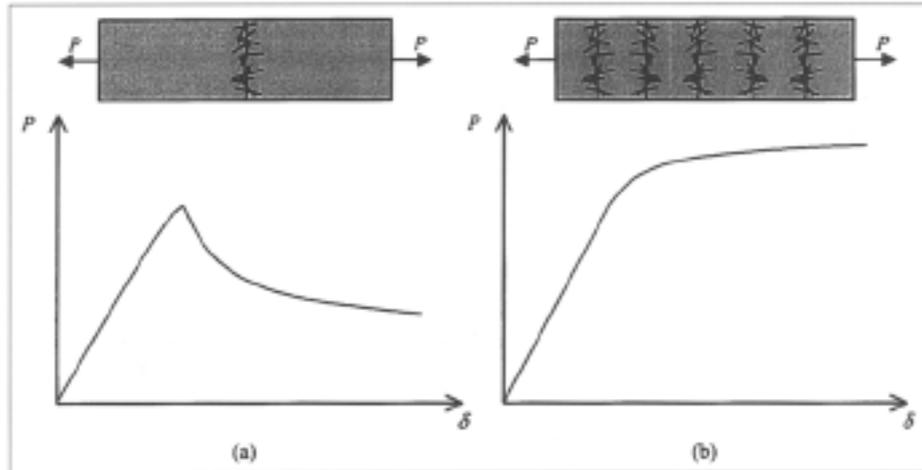


Figura 50 Fessurazione singola (comportamento degradante) e multipla (comportamento incrudente)

È stato dimostrato (Spasojevic, 2008) che, vista la sua forte implicazione nelle applicazioni strutturali, il processo di multi-micro-fessurazione deve essere un processo stabile e può essere descritto in via semplificata nel seguente modo.

Quando avviene la prima fessurazione della matrice per $f_{ct,m}$, il carico sopportato da un'unità di area per la matrice viene trasferito alle fibre e quindi deve valere la seguente disequazione:

$$(\sigma_f \cdot V_f) \geq (f_{ct,m} \cdot V_m) + (\sigma'_f \cdot V_f)$$

dove

σ_f è la resistenza ultima delle fibre;

V_m è il volume della matrice ovvero $V_m = 1 - V_f$;

σ'_f è la resistenza delle fibre prima della rottura della matrice ovvero $\sigma'_f = E_f \varepsilon_{cm}$.

Tale processo è quindi strettamente connesso alla duttilità del materiale che è funzione però anche del contenuto volumetrico.

Per garantire ciò, le raccomandazioni del SETRA prevedono di analizzare la risposta a trazione del materiale dopo l'inizio della fessura. In modo particolare deve essere verificato la validità del criterio seguente ovvero che la tensione media che può essere trasferita mediante un meccanismo a ponte attraverso una

fessura con apertura pari a 0.3 mm sia uguale o maggiore della resistenza a trazione della matrice (o resistenza di prima fessurazione):

$$\int_0^{3 \cdot 10^{-4}} \sigma(w) dw \geq \frac{f_{ct,m}}{2.5}$$

In tale criterio l'apertura della fessura è espressa in metri e il coefficiente 2.5 consente di garantire per una sezione rettangolare che il momento di fessurazione della matrice cementizia sia ben inferiore del momento resistente integrato dal contributo delle fibre. Nel caso della trazione pura, tale coefficiente può essere preso uguale a 1.

Per garantire il migliore comportamento meccanico delle fibre, accanto a queste formulazioni è stata proposta (Behloul, 1996) una relazione in grado di determinare la migliore geometria delle fibre in funzione della forza di estrazione e di quella di rottura delle fibre:

$$l_{bf} \cdot \pi \cdot d_f \cdot \tau \leq \frac{d_f^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sigma_f$$

dove

l_{bf} è la massima lunghezza sviluppabile dalle fibre;

τ è la tensione di taglio media tra fibre e matrice.

Si noti che il membro a sinistra rappresenta la forza che può essere trasferita dalla matrice sulla massima lunghezza sviluppabile della fibra mentre il membro a destra rappresenta la massima forza che può essere trasferita in funzione della deformazione assiale della fibre. Per un valore $l_{bf} = \frac{l_f}{2}$, la geometria della fibra deve soddisfare la seguente relazione:

$$\frac{l_f}{d_f} \leq \frac{\sigma_f}{2\tau}$$

Infine è possibile valutare l'efficienza del contributo delle fibre introducendo un particolare fattore di utilizzazione χ_u (Wille et al., 2011a):

$$\chi_u = \frac{f_{ct}}{f_{cu}}$$

definito come il rapporto tra la massima tensione di trazione f_{ct} e la tensione ultima teorica di rottura del composito f_{cu} ovvero la tensione teorica ottenuta se si ipotizza che le fibre attingano simultaneamente alla loro resistenza ultima pari a

$$f_{cu} = \alpha \times V_f \times \sigma_f$$

dove

α è un fattore di orientamento delle fibre che varia tra 1, $2/\pi$ e 0.5 rispettivamente per un orientamento monodimensionale, bidimensionale o tridimensionale;

V_f è il contenuto volumetrico delle fibre;

σ_f è la tensione di rottura delle fibre.

La massima tensione di trazione f_{ct} può essere stimata anche in funzione del contenuto delle fibre ed in modo particolare del “fattore di presenza di fibre”

$\chi_f = V_f * \frac{\ell_f}{a_f}$. In tal modo si ha

$$f_{ct} = \lambda \times \tau \times \chi_f \leq f_{cu}$$

Dove

τ è la resistenza equivalente d’aderenza tra fibre e matrice misurate mediante test di pull out;

λ è un parametro che tiene conto della lunghezza di incorporamento delle fibre, del fattore di orientamento, del raggruppamento delle fibre e di altri parametri e che è prossimo a 0.95 per fibre dritte e lisce e a 0.24 per fibre deformate.

Il contributo meccanico delle fibre è migliore quando il fattore di utilizzazione tende ad 1 ovvero il valore di f_{ct} tende a quello ideale f_{cu} .

3.3.3 Procedure di caratterizzazione

Prima di procedere al progetto di un elemento in UHPC è necessario conoscere la legge che governa il comportamento a trazione del materiale, mediante la realizzazione di test specifici. Quello più efficace è sicuramente il test a trazione diretta, che però in pratica è anche quello più difficile da realizzare: il materiale infatti rilascia una gran quantità di energia durante il processo di fessurazione, e sono poche le macchine in grado di controllare e monitorare tale tipo di esperimento. Inoltre è necessaria un’ottima qualità del legame tra il campione e le tenaglie, nonché un perfetto allineamento per prevenire eventuali interferenze dovute ad una involontaria flessione.

Si preferisce dunque utilizzare test a flessione per valutare il potenziale a trazione del materiale, utilizzando dei metodi analitici che tengano in conto degli effetti di scala.

In linea con le Raccomandazioni francesi del SETRA e riportando i risultati ottenuti da uno studio realizzato in ambiente francese (Chanvillard e Rigaud, 2003) la caratterizzazione a trazione si focalizza sull’analisi dei seguenti regimi:

- Una fase elastica (fino alla formazione della prima fessura), in cui si utilizza un test a 4 punti su campioni non intagliati, che fornisce un

momento costante nell'area centrale senza l'interferenza di una sollecitazione di taglio; in tal modo, la prima fessura si forma nel punto più debole di tale area, caratterizzando la dispersione della resistenza del materiale alla prima fessurazione;

- Una fase post-fessurata (pseudo-plastica o pseudo-incrudente), in cui si utilizza un test a 3 punti su campioni con un intaglio nella sezione di mezzeria pari al 10% dell'altezza del provino. In tal caso, l'obiettivo non è quello di valutare la tensione di prima fessurazione, bensì di definire il contributo delle fibre come rinforzo strutturale della sezione fessurata. L'intaglio assicura che la frattura avviene nella sezione di mezzeria, riproducendo un meccanismo di frattura. Inoltre, poiché il comportamento a flessione di un UHPC implica un forte incrudimento, tale tipologia di test su provino intaglio riduce il rischio di fessure multiple su entrambi i lati della sezione centrale.

Una volta effettuati i test si applicano dei coefficienti di passaggio che consentono di determinare una legge di comportamento "intrinseca", che non dipende dalla dimensione del provino o dal tipo di prova, che deve essere successivamente integrata al fine di prendere in conto i metodi di messa in opera, che è risaputo influenzano la resistenza ultima reale del materiale.

Infatti le condizioni di messa in opera se da un lato non interferiscono con la resistenza a trazione della matrice cementizia $f_{ct,m}$, dall'altro possono compromettere la resistenza a trazione residua f_{ct} fornita dalle fibre.

Ricordiamo infatti che qualsiasi flusso durante la messa in opera del calcestruzzo tende ad allineare le fibre nella direzione del flusso e che talvolta si riscontra un orientamento privilegiato delle fibre nel senso della gravità, dovuto al comportamento naturale delle fibre nella fase liquido-viscosa propria del calcestruzzo prima della presa. Inoltre le fibre poste vicino alle pareti delle casseforme sono naturalmente allineate parallelamente a queste: tale fenomeno si verifica solo ad una distanza uguale o inferiore alla lunghezza della fibra e più lo spessore della struttura è prossimo alla lunghezza delle fibre, maggiore è l'effetto sulla resistenza a trazione.

L'approccio qui fornito consente di superare tali incertezze e difficoltà introducendo un coefficiente correttivo $1/K$ che si qualifica come il coefficiente di passaggio tra la legge costitutiva e quello che si ottiene su un provino prelevato da una struttura reale.

Per determinare tale coefficiente K , la normativa francese prevede due possibili alternative:

- o i metodi di messa in opera sono già stati validati su una struttura simile costruita in maniera analoga alla struttura progettata; in tal caso il progettista utilizza il coefficiente di passaggio dell'opera conosciuta;
- o è possibile giustificare i metodi di messa in opera sulla base di prove di idoneità realizzate su un modello rappresentativo della struttura reale; in tal caso il progettista può utilizzare, in primo approccio, i valori di K ottenuti su opere similari e conosciute (si veda in appendice la metodologia con la quale è stato ottenuto il coefficiente K nel caso di un'opera sperimentale).

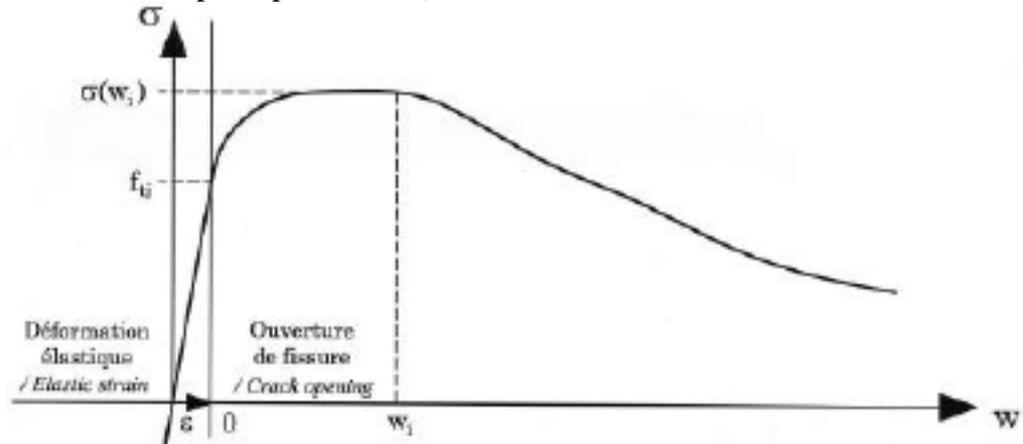


Figura 51 Esempio di legge costitutiva a trazione di un UHPC con comportamento incrudente (SETRA, 2002)

Determinazione della resistenza di prima fessurazione $f_{ct,m}$ (fase elastica)

Vengono svolti test a 4 punti di carico, su prismi dalla dimensione di 70*70*280 mm su cui sono applicati sensori LVDT che ne misurano l'inflessione al fine di determinare il limite elastico a flessione o equivalentemente la tensione di prima fessurazione.

La figura in basso mostra una serie di test condotti su 3 serie di 6 provini ciascuna, grazie ai quali si è stato in grado di stimare il limite elastico ed il modulo di rottura (ovvero la tensione massima a flessione) in funzione del carico massimo. La figura illustra anche una bassa dispersione dei valori nell'intervallo elastico, dimostrando anche come il materiale sia molto duttile, attingendo alla tensione di limite elastico ad un'inflessione di circa 80 micron, mentre la tensione massima corrisponde ad un'inflessione di 0.9 mm, ottenuta grazie ad un fine fessurazione multipla nell'area soggetta a momento maggiore.

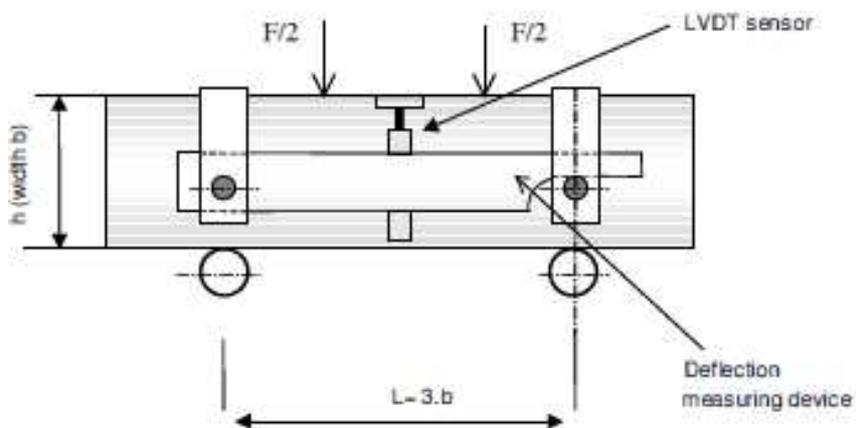
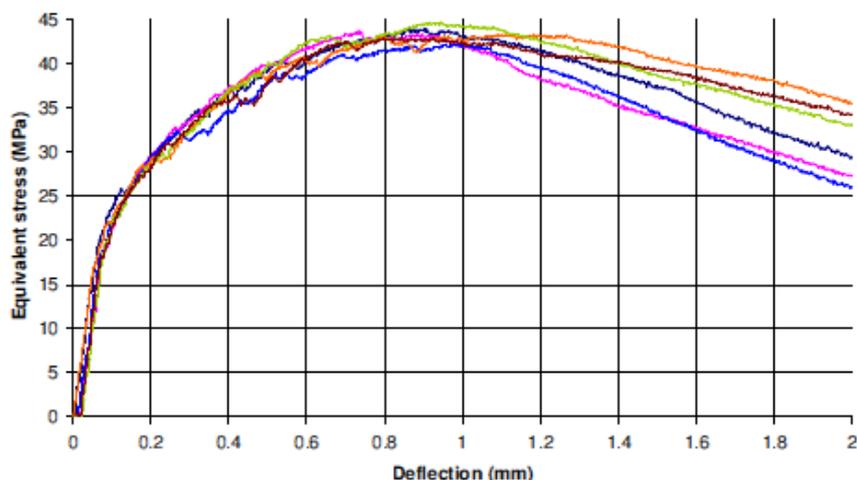


Figura 52 Diagramma $\sigma(\epsilon)$ su provini di UHPC 70*70*280 mm [Chanvillard, 2003] e setup dell'esperimento.

Dopo il picco di tensione, la fessura principale si localizza e il meccanismo di apertura dipende direttamente da come sono ancorate, in quel punto, le fibre nella matrice, avallando il fatto che il comportamento degradante varia da un campione all'altro.

Se il diagramma che si ricava è già espresso in termini di tensione/inflessione è possibile determinare direttamente il punto in cui avviene la perdita di linearità del comportamento e stabilire la relativa tensione al limite elastico.

Nel caso in cui venga invece plottata una curva forza/inflessione è sufficiente estrarre i valori della forza al limite elastico o di prima fessurazione F_{el} e ricavare la resistenza a flessione corrispondente mediante la seguente formula:

$$f_{fl} = 3 \cdot F_{el} / l^2$$

dove l rappresenta la lunghezza del lato della base del campione espresso in mm.



Figura 53 Fessurazione multipla sulla faccia di un campione soggetto al test a 4 punti

I risultati ottenuti non subiscono notevoli variazioni per quanto concerne il limite elastico, che è, per le prove utilizzate come riferimento, mediamente è pari a 19 MPa con una deviazione standard minore dell'unità. Diverso invece il risultato ottenuto per il modulo di rottura, che presenta una dispersione notevole, avallando la scelta di non utilizzare tale tipologia sperimentale per caratterizzare il comportamento post-fessurazione.

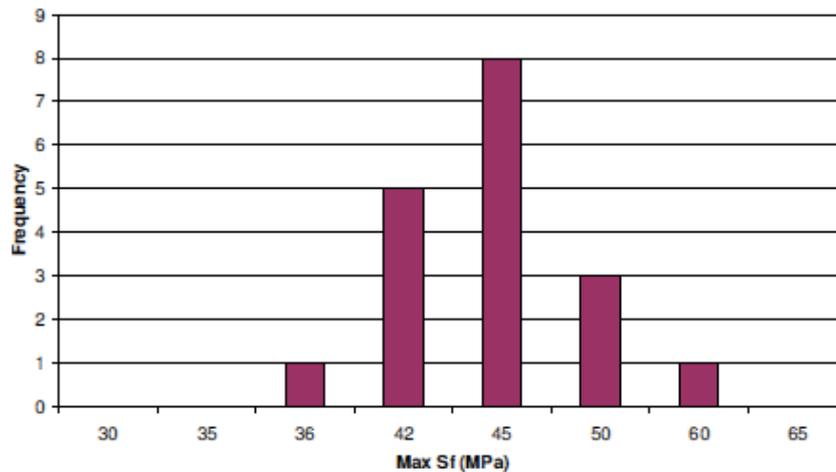


Figura 54 Dispersione dei risultati della prova a flessione

Come si evince dall'istogramma, i risultati si dispongono secondo una gaussiana e quindi è evidente che si deve utilizzare una analisi statistica per determinare le proprietà meccaniche del materiale.

In modo particolare, calcolando un intervallo di confidenza del 95% il limite elastico può dirsi (con un 95% di grado di sicurezza) compreso tra 18.5 e 19.1 MPa, mentre la massima tensione equivalente è compresa, con il pari grado di sicurezza, tra 43.7 e 49.2 MPa. La figura in basso illustra la curva media ottenuta dalle prove, con indicate i limiti di cui prima.

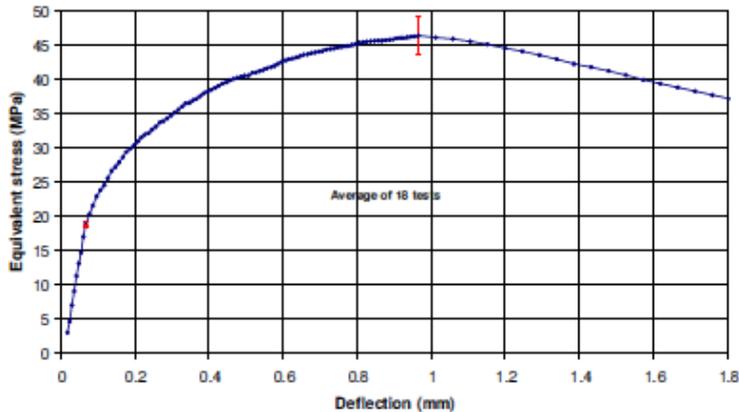


Figura 55 Comportamento medio a flessione

Determinazione della resistenza ultima f_{ct} (fase post-fessurata)

Viene utilizza un test a 3 punti di carico su provini dalle dimensioni di 70*70*280 mm, con un intaglio alto 10 mm e l'apertura della fessura è controllata da un estensimetro attaccato al campione.

Tale test riesce a mettere in relazione il momento flettente M con l'apertura della fessura w all'intaglio che è in grado di determinare la localizzazione della fessura stessa. La figura in basso illustra la curva ottenuta da 5 prove assieme alla curva media (in marrone).

Si nota il comportamento pseudo duttile del materiale che mostra, essenzialmente, un comportamento elastoplastico fino a $w = 0.5 \text{ mm}$.

Non deve stupire la dispersione delle curve, con una tensione equivalente massima media di 32.8 MPa (deviazione standard di 3.7), dato che la presenza stessa della tacca dovrebbe limitare l'ampiezza della curva base. Una volta esaminati i campioni, si nota che in alcuni si sviluppano fino a 3 fessure nell'intaglio, rispetto alla singola che si attenderebbe in via teorica: ciò è dovuto con molta probabilità alla profondità del nocciolo, che causa l'incrudimento del

materiale a flessione, non rendendo possibile la localizzazione delle tensioni in una unica sezione.

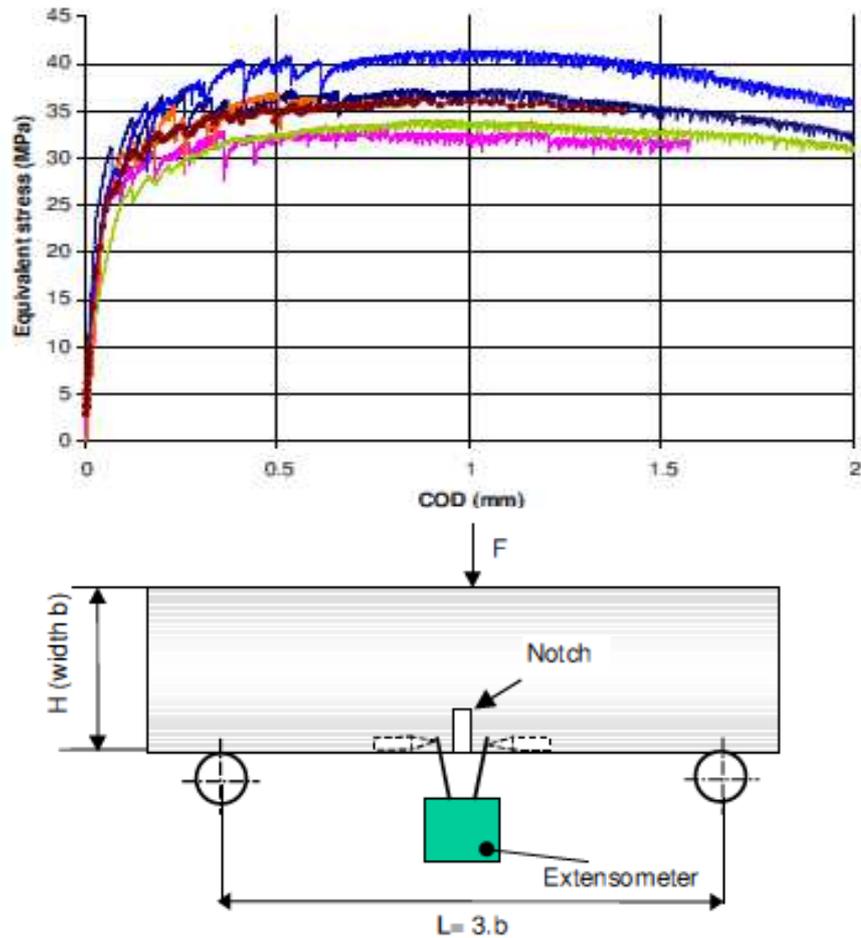


Figura 56 Diagramma $\sigma(w)$ provini di UHPC 70*70*280 mm [Chanvillard, 2003]

Prove a trazione diretta su provini intagliati

Sullo stesso materiale vengono effettuati dei test su provini con due intagli realizzati sulle facce opposte del campione, in modo da localizzare l'area di fessurazione e quindi identificare il legame costitutivo corrispondente che metta in relazione tensione e apertura della fessura. La figura in basso illustra i risultati ottenuti dove i salti continui evidenziano le ben note difficoltà nel controllare il test durante il rilascio di energia che avviene a seguito dell'ampliarsi della fessura.

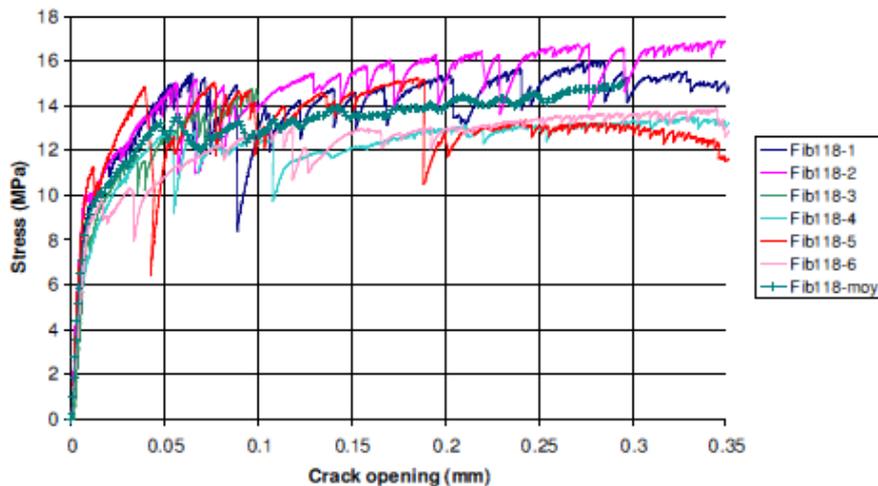


Figura 57 Prova a flessione a tre punti

Come per il test precedente non si è in grado di stimare il limite elastico del materiale, anche se è possibile notare il comportamento elastoplastico per aperture della fessura pari a 0.35 mm. Si sviluppano numerose fessure nell'intaglio e ciò implica le notevoli variazioni nelle tensioni massime raggiunte nella prova (tra 13.8 e 17 MPa, con una media di 15.1 MPa). Tali valori sono molto alti e sono dovuti all'ottimo comportamento delle fibre ed al loro contenuto volumetrico (2%).

È interessante confrontare tale valore mediante un approccio molto semplificato al comportamento del materiale. Infatti per calcolare la resistenza potenziale a trazione di un UHPC si può utilizzare la formula utilizzata nel paragrafo precedente a cui si può aggiungere un ulteriore fattore g :

$$f_{cu} = \alpha \times V_f \times \sigma_f \times g$$

dove

f_{cu} è la resistenza potenziale a trazione diretta;

σ_f è la resistenza a trazione diretta dell'acciaio di cui sono fatte le fibre (nel caso in esame 2500 MPa)

V_f è il contenuto volumetrico di fibre (2%)

α è un coefficiente che prende in conto l'orientamento delle fibre nel materiale. Si può assumere un valore di 0.6, che rappresenta una distribuzione di fibre intermedia tra un caso bidimensionale ed uno tridimensionale (tale coefficiente vale 0.5, $2/\pi$ o 1 per una distribuzione tridimensionale, bidimensionale o monodimensionale);

g è un coefficiente che prende in conto l'efficacia del legame matrice/fibre. Per una combinazione ottimale, ovvero nel caso in cui la fibre è maggiormente sollecitata quando perfettamente centrata rispetto alla fessura, si può assumere un valore pari a 0.5 (per tenere in conto la perdita di efficacia dovuta alle fibre dritte la cui lunghezza di ancoraggio varia tra 0 e $L/2$).

Tale formula conduce ad una resistenza potenziale, nel caso in esame, di 15 MPa che è in linea con il valore determinato nelle prove di resistenza diretta, sottolineando come il legame matrice/fibre funzioni bene in un UHPC.

Estrazione della legge di trazione mediante il metodo inverso

Questi risultati possono essere confrontati con quelli ottenuti grazie ad una analisi inversa dei risultati del test a flessione. Tale metodo può essere applicato alla curva a flessione a 3 punti su provini intagliati al fine di determinare il legame costitutivo a trazione del materiale.

Il parametro di partenza è la relazione tra momento flettente e apertura della fessura $M(w)$, con il momento di prima fessurazione M_0 che indica un apertura nulla della fessura.

Tale modello è basato su un assunto cinematico di compatibilità tra la sezione fessurata dove sono attive le fibre e la parte non fessurata dove il calcestruzzo presenta ancora un comportamento elastico lineare.

Tale metodo è stato validato in numerose occasioni con gli FRC e viene incluso anche nelle raccomandazioni francesi per gli UHPC, sia come metodo progettuale sia per caratterizzare le prestazioni del materiale.

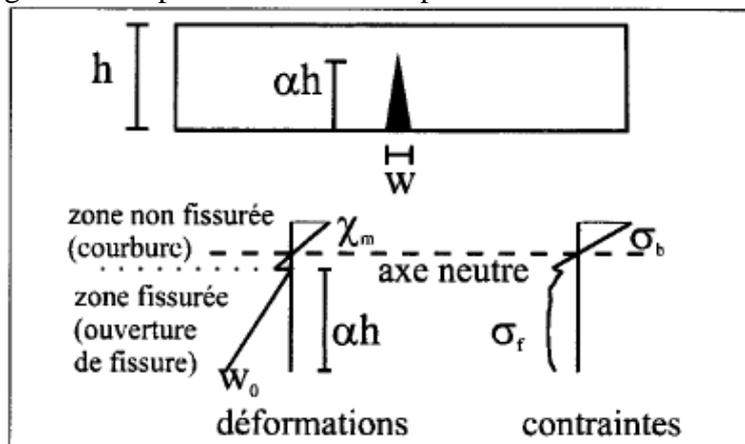


Figura 58 Distribuzione generica delle tensioni in una sezione fessurata (Chanvillard, 1999a)

L'uso del metodo inverso permette di ottenere una relazione $\sigma(w)$ a partire dai risultati sperimentali che descrivono il comportamento $M(w)$ di una trave intagliata sottoposta a flessione su 3.

Il primo passo è definire le equazioni che governano l'equilibrio meccanico di una sezione fessurata. La figura illustra una sezione generica di una trave, ipotizzata rettangolare, con b e h pari alla larghezza e all'altezza della sezione e α altezza relativa della fessura (quindi αh è altezza della fessura)

Si distinguono due parti:

- quella non fessurata (in cui utilizziamo il pedice b) dove la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni corrispondono ad un comportamento elastico lineare e seguono una legge $\sigma_b(\varepsilon_b)$;
- quella fessurata (in cui utilizziamo il pedice f) dove la distribuzione delle tensioni dipende direttamente dall'efficacia delle fibre, caratterizzata dall'apertura della fessura w e da una legge $\sigma_f(w)$ che rappresenta la distribuzione di cui siamo interessati e che determiniamo mediante l'applicazione dell'analisi con il metodo inverso.

L'equilibrio meccanico della sezione soggetta a flessione semplice impone l'annullamento dello sforzo normale e l'uguaglianza tra momento sollecitante e momento resistente:

$$\begin{cases} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz = \int_0^{\alpha h} \sigma_f(w) \cdot b \cdot dz + \int_{\alpha h}^h \sigma_b(\varepsilon_b) \cdot b \cdot dz = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot z \cdot dz = \int_0^{\alpha h} \sigma_f(w) \cdot b \cdot z \cdot dz + \int_{\alpha h}^h \sigma_b(\varepsilon_b) \cdot b \cdot z \cdot dz \end{cases} \quad (3.1)$$

Per definire totalmente lo stato di deformazione e di fessurazione della sezione è necessario identificare:

- la curvatura della zona non fessurata χ_m ;
- l'altezza relativa dell'asse neutro α_n che definisce anche l'altezza relativa della fessura α attraverso la curvatura e la resistenza a trazione della matrice;
- l'apertura massima della fessura w_0 , che è, in buona approssimazione, funzione lineare dell'altezza della fessura.

Otteniamo così un sistema in tre incognite e due equazioni.

C'è la necessità di introdurre un'ipotesi cinematica supplementare che è necessaria ad esprimere la compatibilità tra zona fessurata e zona non fessurata. È

opportuno allora introdurre il contesto della sezione fessurata all'interno di un modello di trave sottoposto a flessione a 3 o a 4 punti.

Nel caso in cui avvenga l'apertura della fessura in mezzeria possiamo indicare con χ_m la curvatura della parte non fessurata e con $\chi_e = \frac{M}{EI}$ la curvatura elastica equivalente di una trave identica non fessurata soggetta al momento sollecitante M e vale la seguente relazione tra curvatures e apertura della fessura:

$$w_0 = [\chi_m + 2\chi_e] \frac{2(ah)^2}{3} \quad (3.2)$$

Il problema viene esplicitato e, conoscendo le leggi di comportamento del calcestruzzo e delle fibre è possibile descrivere il comportamento di una sezione in funzione del momento resistente e dell'apertura della fessura ovvero secondo una legge $M(w)$.

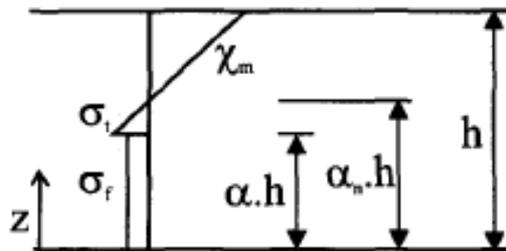


Figura 59 Notazione utilizzata

Proviamo ad esplicitare l'eq. (3.1) in funzione dell'altezza relativa della fessura α ; della posizione dell'asse neutro α_n e della curvatura della parte non fessurata χ_m .

Innanzitutto alcune considerazioni di carattere geometrico. La distanza tra lembo superiore della sezione ed asse neutro è pari a

$$(h - \alpha_n h) = h(1 - \alpha_n)$$

Mentre la distanza tra asse neutro e margine superiore della fessura è pari a

$$(\alpha h - \alpha_n h) = h(\alpha - \alpha_n)$$

La prima delle (1) può scriversi come

$$\int_0^{\alpha h} \sigma_f(w) \cdot b \cdot dz + \int_{\alpha h}^h \sigma_b(\varepsilon_b) \cdot b \cdot dz = 0$$

$$\left[\frac{\alpha \cdot h \cdot b}{w_0} \int_0^{w_0} \sigma_f dw \right] + \left[\frac{\sigma_b \cdot b \cdot h(1 - \alpha_n)}{2} \right] - \left[\frac{\sigma_t \cdot b \cdot h(\alpha - \alpha_n)}{2} \right] = 0$$

Dove il primo termine indica la risultante delle tensioni normali agenti nella parte fessurata, il secondo ed il terzo rispettivamente la risultante delle tensioni normali di compressione e di trazione sulla parte non fessurata.

Se esprimiamo le tensioni normali di compressione e di trazione della parte non fessurata in funzione della curvatura otteniamo

$$\begin{aligned}\sigma_b &= E \cdot \chi_m \cdot h(1 - \alpha_n) \\ \sigma_t &= E \cdot \chi_m \cdot h(\alpha - \alpha_n)\end{aligned}$$

Che sostituite nella precedente determinano

$$\begin{aligned}\left[\frac{\alpha \cdot h \cdot b}{w_0} \int_0^{w_0} \sigma_f dw \right] + \left[\frac{E \cdot \chi_m \cdot b \cdot h^2 (1 - \alpha_n)^2}{2} \right] - \left[\frac{E \cdot \chi_m \cdot b \cdot h^2 (\alpha - \alpha_n)^2}{2} \right] &= 0 \\ \left[\frac{\alpha \cdot h \cdot b}{w_0} \int_0^{w_0} \sigma_f dw \right] + \left[\frac{E \cdot \chi_m \cdot b \cdot h^2}{2} [(1 - \alpha_n)^2 - (\alpha - \alpha_n)^2] \right] &= 0\end{aligned}$$

Il primo termine lo indichiamo con N_f ed il secondo, che rappresenta la risultante delle tensioni normali agenti su tutta la parte non fessurata lo indichiamo con N_b .

Le seconda delle (3.1) può scriversi come

$$\begin{aligned}M &= \int_0^{\alpha h} \sigma_f(w) \cdot b \cdot z \cdot dz + \int_{\alpha h}^h \sigma_b(\varepsilon_b) \cdot b \cdot z \cdot dz \\ M &= \left[\alpha \cdot h \cdot N_f - \frac{(\alpha \cdot h)^2 \cdot b}{w_0} \int_0^{w_0} \sigma_f w dw \right] \\ &\quad + \left[\frac{E \cdot \chi_m \cdot b \cdot h^3}{3} [(1 - \alpha_n)^3 - (\alpha - \alpha_n)^3] + h \cdot \alpha_n \cdot N_b \right]\end{aligned}$$

Se introduciamo la condizione cinematica espressa dalla (3.2) siamo in gradi di scrivere un sistema di due equazione in due incognite: dall'equilibrio allo sforzo normale ricaviamo la posizione dell'asse neutro in funzione dell'apertura della fessura mentre dalla seconda ricaviamo il legame $M(\chi_m)$ e di contro quello $M(w)$.

Partendo da tali equazioni è possibile poi valutare l'altezza relativa della fessura e la tensione di trazione fornita dalle fibre in funzione dell'apertura della fessura.

Si viene a determinare così un processo iterativo che determina la costruzione della legge $\sigma(w)$ man mano che aumenta l'altezza relativa della fessura.

Le due incognite diventano allora l'incremento $d\alpha$ dell'altezza relativa della fessura e la tensione $\sigma(w_0 + dw_0)$ sapendo che già si è a conoscenza della legge a trazione in funzione dell'apertura w_0 .

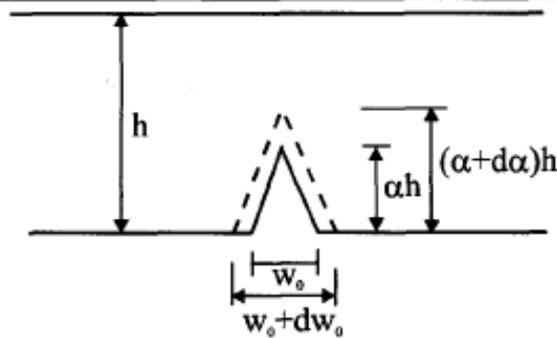


Figura 60 Fenomeno che illustra il propagarsi della fessura

Si parte dunque da una coppia di punti $(\sigma_f; w_0)$ che servono ad iniziare il processo di discretizzazione della legge $\sigma(w)$.

Una prima coppia può essere fornita dalla tensione corrispondente al momento di prima fessurazione (o momento al limite elastico) a cui corrisponde un valore dell'apertura della fessura nullo:

$$M_b = M_{el} = -\frac{bh^2\sigma_f}{6}$$

che implica

$$\sigma_f = -\frac{6M_{el}}{bh^2}$$

Poiché discretizzazione dell'ascissa che corrisponde all'apertura della fessura è sufficientemente buona, si può esprimere l'integrale delle tensioni mediante un'approssimazione trapezoidale, come nell'esempio seguente:

$$\int_0^{w_{i+1}} \sigma_f dw = \int_0^{w_i} \sigma_f dw + \left(\frac{\sigma_{f_i} + \sigma_{f_{i+1}}}{2} \right) (w_{i+1} - w_i)$$

dove valgono rispettivamente (con riferimento alla figura precedente)

$$w_i = w_0;$$

$$w_{i+1} = w_0 + dw_0;$$

$$\sigma_{f_i} = \sigma_f(w_0);$$

$$\sigma_{f_{i+1}} = \sigma_f(w_0 + dw_0).$$

Successivamente, le espressioni precedenti dello sforzo normale e del momento della parte fessurata possono essere espresse in modo incrementale:

$$N_{f_{i+1}} = N_{f_i} \cdot \frac{\alpha_{i+1}}{\alpha_i} \cdot \frac{w_i}{w_{i+1}} + \alpha_{i+1} \cdot b \cdot h \left(\frac{\sigma_{f_i} + \sigma_{f_{i+1}}}{2} \right) \left(1 - \frac{w_i}{w_{i+1}} \right)$$

$$M_{f_{i+1}} = M_{f_i} \cdot \left(\frac{\alpha_{i+1}}{\alpha_i} \cdot \frac{w_i}{w_{i+1}} \right)^2 + \alpha_{i+1} \cdot h \cdot N_{f_{i+1}} \left(1 - \frac{w_i}{w_{i+1}} \right) - \frac{(\alpha_{i+1} \cdot h)^2 \cdot b}{2} \left(1 - \frac{w_i}{w_{i+1}} \right)^2 \sigma_{f_{i+1}}$$

In tal modo, considerando che la relazione $\sigma(w)$ è conosciuta per iterazione i , si ottengono le due incognite – tensione e altezza relativa della fessura all'iterazione $i + 1$ – utilizzando l'equazione del modello precedente, al fine di soddisfare l'annullarsi dello sforzo normale e l'uguaglianza del momento resistente a quello sollecitante.

Inoltre, dato che la descrizione dei risultati sperimentali è discreta e l'uso del metodo inverso implica la derivazione della curva dei momenti, si riscontra frequentemente una oscillazione della relazione. Al fine di stabilizzare tale fenomeno, è necessario correggere l'iterazione i dopo aver calcolato l'iterazione $i + 1$.

In pratica, è sufficiente riposizionare la tensione di iterazione i determinando una media mobile del tipo seguente:

$$\sigma_i = (2 * \sigma_i + \sigma_{i+1})/3$$

Se la tensione non varia bruscamente, che è poi il caso pratico, tale correzione non influisce sulla risposta del metodo e conduce a risultati molto più realistici. Si noti che tale operazione di stabilizzazione deve essere effettuata alla fine di ogni iterazione per tenerne conto nei calcoli delle iterazioni successive.

La figura seguente mostra la curva media derivata dalle prove di tensione diretta su provini intagliati e il comportamento a trazione derivato dall'analisi inversa della curva media calcolata dai risultati illustrati in precedenza. I risultati sperimentali ben si adattano con quelli teorici e l'oscillazione del modello è dovuta in gran parte ai metodi di convergenza numerica utilizzati e non è rappresentativa del modello. Gli effetti dell'intaglio nel test di flessione a 3 punti scompaiono rapidamente, così come l'analisi inversa coincide con la curva sperimentale in termini di ampiezza. In ogni modo, l'apertura della fessura ottenuta con il modello è leggermente sovrastimata, e talvolta si verificano più fessure nell'intaglio. In alcuni casi, l'estensimetro misura l'apertura totale, benché il modello si basi sul meccanismo di sviluppo di una singola fessura. In pratica, la multi fessurazione non incide sull'ordine di grandezza delle tensioni stimato con il

metodo inverso in quanto il materiale esibisce sostanzialmente un comportamento perfettamente plastico.

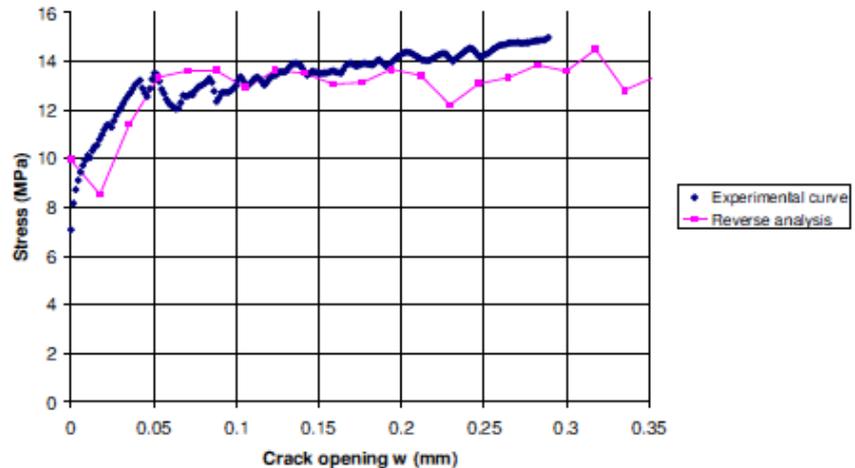


Figura 61 Confronto tra curva sperimentale a trazione e curva derivata con metodo inverso

Prove a trazione diretta su provini non intagliati

La figura seguente mostra un tipico comportamento a trazione diretta di un provino non intagliato. Il test è molto complicato da eseguire, in quanto richiede una macchina sperimentale estremamente forte e un sistema avanzato di controllo idraulico.

In modo particolare si riscontrano problemi di rottura del legame tra provino e presa della macchina. Eventuali difetti in grado di generare concentrazioni di sforzi nell'interfaccia UHPC-adesivo risultano essere critici in quanto l'adesivo impartisce all'apparato calcestruzzo-alluminio una tensione diretta di circa 15 MPa.

È interessante notare che il limite elastico del materiale si aggira intorno agli 11.5 MPa e la curva contiene numerosi salti di diverse dimensioni, che possono essere attribuiti ai meccanismi di controllo della prova. La macchina per il test ha alcune difficoltà a mantenere costante la velocità di rilevamento una volta formatasi la fessura, causa la grande quantità di energia che istantaneamente viene rilasciata quando inizia una fessura: a tal punto il materiale diviene temporaneamente instabile ed è richiesto un piccolo tempo affinché le fibre possano sostenere il carico. Ogni salto nella curva rappresenta una nuova fessura: il materiale è caratterizzato quindi da un comportamento multi-fessurativo e incoerente.

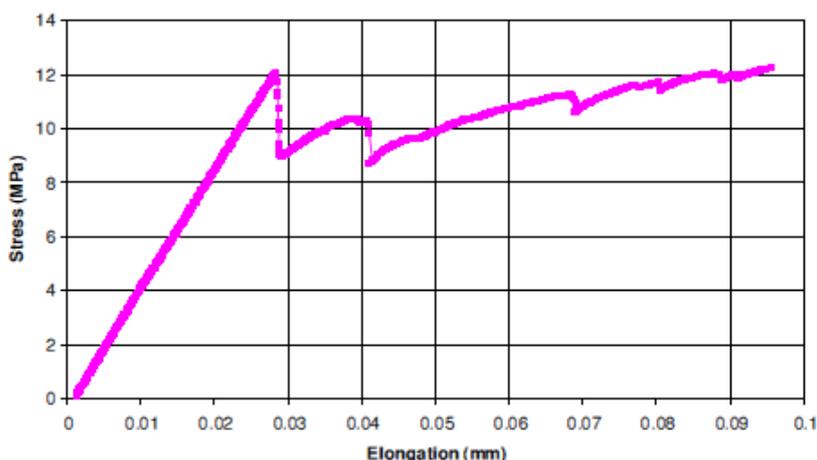


Figura 62 Prova a trazione diretta

Da tale test emerge anche il valore del modulo elastico, rappresentato dall'inclinazione del segmento lineare che su una media di numerosi test fornisce un valore prossimo ai 58 GPa.

Il grado con il quale le fibre influenzano il limite elastico può essere stabilito utilizzando una legge in grado di calcolare il modulo elastico della matrice in funzione del volume e del modulo di Young delle fibre (2% e $E_f = 210 \text{ GPa}$). Questo approccio semplificato è possibile assumendo che il materiale sia omogeneo e le fibre siano sufficientemente vicine.

In modo particolare si parte dalla considerazione che nel caso in esame le fibre contribuiscono al modulo di elasticità della miscela per un valore prossimo a 4.2 GPa (legge di miscela).

È possibile calcolare successivamente il modulo elastico attribuito alla sola matrice cementizia pari a $58 - 4.2 = 53.8 \text{ GPa}$.

Successivamente si determina il valore della deformazione di prima fessurazione pari a $\varepsilon = 11.5/58000 = 1.9 \cdot 10^{-4}$ da cui ricaviamo la tensione di trazione raggiunta dalla matrice

$$f_{ct,m} = 1.9 \cdot 10^{-4} * 53800 = 10.6 \text{ MPa}$$

In tal modo viene evidenziato come le fibre contribuiscano approssimativamente per 1 MPa, ovvero meno del 9%, al limite elastico.

Fattore di scala

È possibile dunque affermare che il limite elastico a flessione è 18.8 MPa mentre quello a trazione diretta è pari a 11.5 MPa. Il valore che viene utilizzato nella progettazione strutturale è quest'ultimo.

La differenza tra tali valori è conosciuto come fattore di scala: tale effetto non si riscontra nei materiali perfettamente fragili e dipende in gran parte dalla geometria del campione e dal meccanismo di danneggiamento del materiale. Ciò implica che durante un test a flessione, il campione è soggetto ad un gradiente di tensione e il materiale è danneggiato da micro fessurazioni che riducono la concentrazione delle tensioni. Tale area fratturata implica un aumento della capacità portante e determina l'effetto di scala.

I modelli basati sul concetto di fessura coesiva cercano di modellare tale trasferimento di carico nell'area danneggiata, e riproducono con accuratezza quello che viene osservato sperimentalmente. Alcuni modelli introducono una quantità meccanica essenziale – l'energia di frattura – che incorpora la capacità del materiale di dissipare l'energia al crescere delle fessura. Per prendere in conto tale effetto di scala si può utilizzare, anche per gli UHPC, la formula semplificata proposta dal codice di progettazione CEB-FIP, nella quale il coefficiente che dipende dalla formulazione del calcestruzzo e che varia tra 1 e 2 a seconda della fragilità del materiale viene preso, per un UHPC pari a 2, data la natura estremamente fragile del materiale

In tal modo si ha

$$f_{ct,m} = f_{fl} * \frac{2.0 * \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0.7}}{1 + 2.0 * \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0.7}} \text{ con } h_0 = 100 \text{ mm}$$

Con

h altezza del campione in mm

$h_0 = 100$ mm

f_{fl} resistenza a flessione

$f_{ct,m}$ resistenza a trazione

Utilizzando tale formula per i provini in questione si determina come valore della resistenza a trazione proprio 11.5 MPa, che è identico al valore determinato per via sperimentale.

Le fibre contribuiscono alla riduzione della fragilità del materiale, fornendo una maggiore energia da dissipare soprattutto nella fase micro fessurata.

3.3.4 Legame costitutivo di progetto

Gli UHPC quindi presentano a trazione un comportamento elasto-plastico fino ad un determinato valore dell'apertura delle micro fessure (a cui è collegato il

valore della tensione di picco a trazione) collegato alla lunghezza delle fibre subito dopo il quale si localizza la deformazione.

Tale valore è riportato nella normativa francese essere pari a 0.3 mm.

Grazie dunque ai test a flessione (a 3 e a4 punti) siamo in grado di ottenere una curva intrinseca del comportamento a trazione di un UHCP attraverso l'impiego di opportune procedure e di coefficienti correttivi, definendo una relazione articolata in due domini ($\sigma - \varepsilon$ e $\sigma - w$). Ci sono per alcune difficoltà nell'usare il secondo ramo nel progetto delle strutture ed occorre convertire l'apertura della fessura in una deformazione plastica equivalente.

Per far ciò, la normativa di riferimento propone di utilizzare una curva continua a più tratti lineari, ricavata in funzione dell'introduzione di un determinato parametro denominato "lunghezza caratteristica", l_c che consente di passare dalla curva $\sigma - w$ ad una $\sigma - \varepsilon$.

Tale parametro è strettamente connesso ai meccanismi di rottura del materiale, è funzione della forma della sezione (nel caso di sezione a T o rettangolare vale $l_c = \frac{2}{3}h$) e definisce la duttilità del materiale (alti valori implicano comportamento duttile, mentre bassi un comportamento fragile).

La trasformazione è ottenuta in funzione delle seguenti relazioni, la prima valida agli SLS e la seconda agli SLU:

$$\varepsilon = \frac{w}{l_c} + \frac{f_{ct,m}}{E}$$
$$\varepsilon = \frac{w}{l_c} + \frac{f_{ct,m}}{\gamma_c \cdot E}$$

In modo particolare la normativa prevede la definizione del ramo post-prima fessurazione in funzione delle deformazioni $\varepsilon_{0,3}$, $\varepsilon_{1\%}$ e ε_{lim} ovvero con valori dell'apertura di fessura pari a 0.3 mm, 1% dell'altezza della sezione e $\frac{l_f}{4}$. In modo particolare il valore $\varepsilon_{0,3}$ (deformazione corrispondente ad un apertura pari a 0.3 mm) è considerato il limite per valutare la resistenza a trazione post-fessurazione e quindi il comportamento in fase di esercizio delle strutture (SLS).

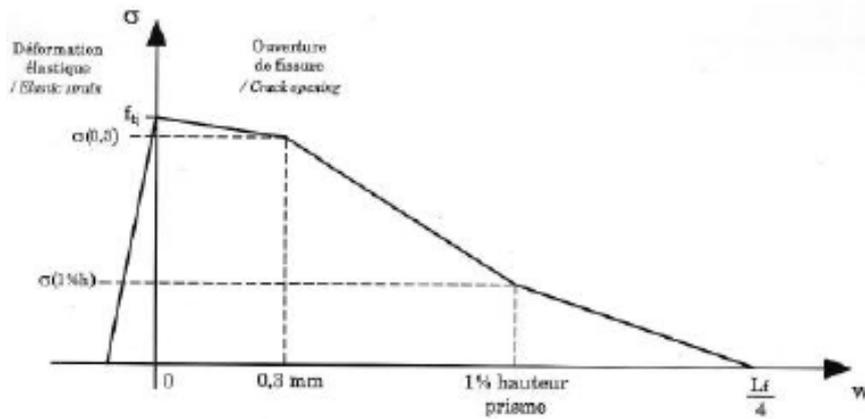


Figura 63 Legame costitutivo di progetto a trazione (SETRA-AFGC)

3.4 Principali parametri meccanici

3.4.1 Modulo di elasticità e coefficiente di Poisson

A causa della sua struttura densa, il modulo di elasticità di un UHPC è molto più alto di quello di un calcestruzzo ordinario, a parità di tipologia di aggregati.

La sua grandezza infatti è funzione delle caratteristiche meccaniche degli aggregati e della loro percentuale presente nella pasta cementizia. Ad esempio un UHPC con aggregati fini (ad esempio sabbia di quarzo) ha un modulo di elasticità pari circa a 48 GPa. Se l'aggregato è più resistente, tale parametro cresce: un UHPC con basalto frantumato presenta un modulo prossimo ai 58 GPa mentre uno con bauxite può raggiungere anche i 70 GPa.

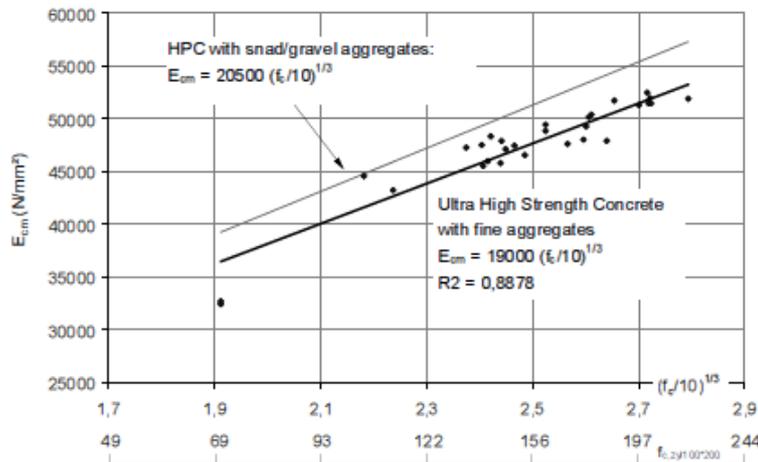


Figura 64 Modulo di elasticità in funzione della resistenza a compressione (Fehilng et al., 2004)

Alcuni autori (Fehling et al., 2004) confrontano il modulo di elasticità e la resistenza a compressione mediante la seguente relazione

$$E = 19000 \sqrt[3]{\frac{f_c}{10}}$$

Confrontando i risultati ottenuti con quella fornita dal CEB-FIP Model Code 1990, non tenendo conto però della tipologia di aggregati. Quest'ultima però sovrastima il valore del modulo di elasticità di circa il 12% rispetto ai risultati ottenuti sugli UHPC.

Altri (Graybeal, 2006, 2007) sviluppano una funzione che predice con accuratezza il valore del modulo di elasticità, su un ampio intervallo di resistenze a compressione, prendendo come base la funzione dell'ACI Commitee 318/2005, per calcestruzzi ordinari. La forma di tale funzione adatta bene l'andamento del modulo di elasticità e necessita esclusivamente di una modifica del fattore di scala, pervenendo alla seguente relazione.

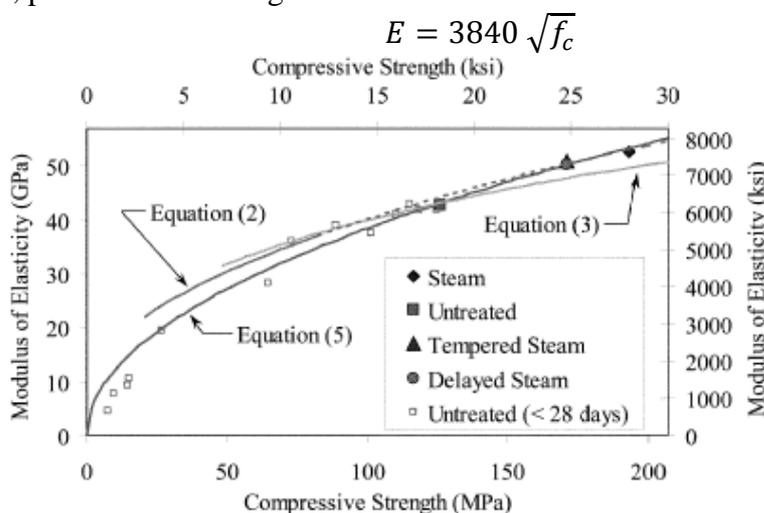


Figura 65 Modulo di elasticità in funzione della resistenza a compressione (Graybeal, 2007)

La figura in alto mostra il confronto tra quest'ultima equazione, riportata come (5) e quella precedente (3) evidenziando la coerenza con le prove sperimentali.

Ricordiamo poi che le norme SETRA invece prevedendo la seguente

$$E = 9500 \sqrt[3]{f_c}$$

che si rivela stimare il valore in eccesso del 10% rispetto alle due precedenti.

Mentre il modulo di elasticità quindi è funzione della resistenza a compressione (e cresce all'aumentare di questo valore), il modulo di Poisson

rimane costante per tutto il periodo, fluttuando tra valori compresi tra 0.19 e 0.25 con una media di 0.22.

Tale valore non risulta variare neanche in funzione dei regimi di stagionatura, che invece, come già ricordato, influenzano la resistenza a compressione e quindi il modulo di elasticità: un trattamento termico al vapore può comportare un incremento di tali valori rispettivamente del 26% e del 4% (Ahlborn et al., 2008), come evidenziato in figura.

Il coefficiente di Poisson invece risulta essere indipendente sia dalle modalità sia dal tempo di stagionatura, presentano la stessa media statistica prossima a 0.21, leggermente più alto del valore usuale per i NSC (0.2) ed identico a quello presente nelle raccomandazioni SETRA.

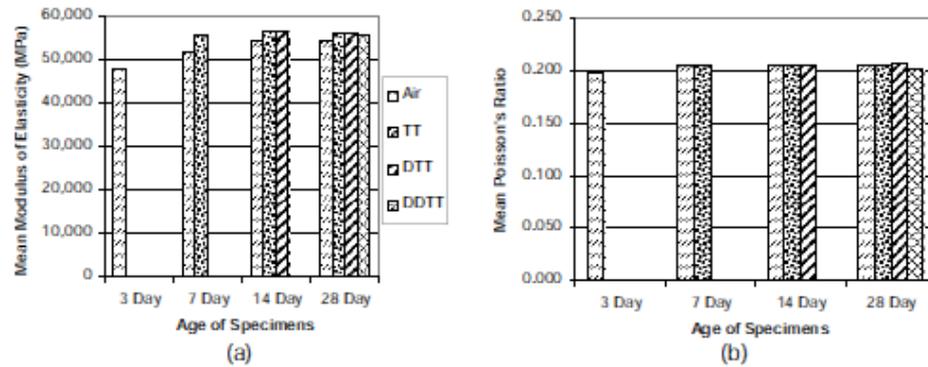


Figura 66 Influenza del trattamento termico sul modulo di elasticità e sul coefficiente di Poisson

Il coefficiente di Poisson rimane costante anche durante una prova di carico a compressione prima che il materiale raggiunga la massima deformazione, così come illustrato dalla figura.

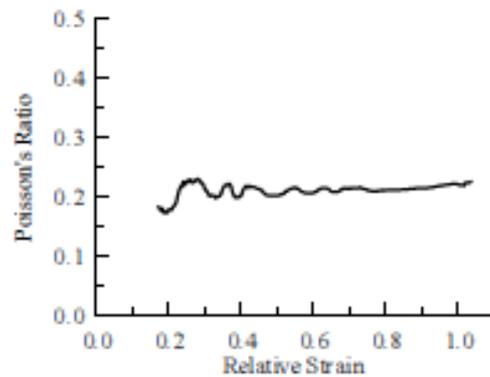


Figura 67 Variazione del coefficiente di Poisson durante le prove di scarico(Yan e Feng, 2008)

3.4.2 Coefficiente di Dilatazione termica

Il coefficiente di dilatazione termica è un parametro non facilmente valutabile, soprattutto nelle prime ore di stagionatura. In questo periodo infatti presenta valori alti rispetto a quelli riscontrati nel calcestruzzo indurito, relazionati al contenuto di acqua e alle caratteristiche della miscela allo stato fresco. È stato osservato, e dimostrato da numerose ricerche che tale parametro decresce poi rapidamente con l'avanzare del tempo (è quindi correlato come i calcestruzzi ordinari al tempo di stagionatura) e che inizia a stabilizzarsi una volta approssimativamente al momento del massimo calore di idratazione all'interno del calcestruzzo (Kada et al., 2002), così come illustrato dalle figura in basso.

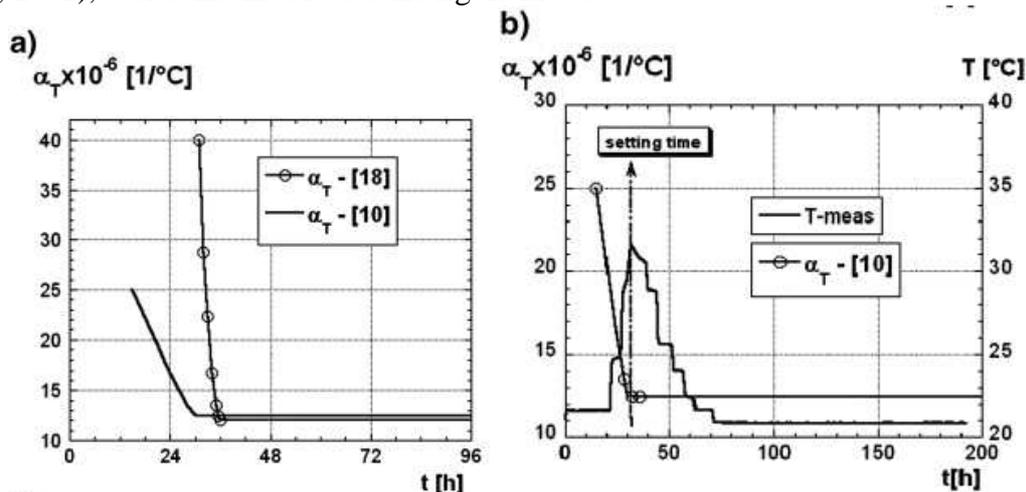


Figura 68 Coefficiente di dilatazione termica in funzione del tempo di stagionatura (a) e della temperatura di idratazione (b)

È stato dimostrato (Kamen et al., 2008) che tale parametro, in condizioni perfettamente asciutte e sature, si aggira intorno agli $11 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, oscillando in una gamma che varia tra $11.8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ e $10.4 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

In ogni caso, le raccomandazioni SETRA prevedono di utilizzare un valore costante, pari a $11 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, non tenendo conto della sua variazione nel tempo. Ad ogni modo la determinazione per via sperimentale è il miglior modo per determinare tale coefficiente.

4.1 Comportamenti differiti nel tempo

4.1.1 Cambi di volume e fenomeni di ritiro

Come tutti i materiali, il calcestruzzo varia il suo volume al variare della temperatura e come altri materiali è soggetto al fenomeno del creep. Ma questa non è l'unica variazione volumetrica che il materiale presenta. A seconda delle condizioni di maturazione, il calcestruzzo di solito si restringe e talvolta si dilata, a causa soprattutto di attacchi di origine chimica, come quelle dovute ai solfati o alla thaumasite.

Se esaminiamo poi i ritiri plastici, quelli autogeni o termici e quelli a secco, si nota che l'origine delle variazioni volumetriche è sempre la stessa: la comparsa di tensione di trazione che si generano nel calcestruzzo fresco a seguito dell'essiccazione (ritiro plastico) o nel calcestruzzo indurito a causa di auto-essiccazione (ritiro autogeno) e grazie alla essiccazione (ritiro a secco).

Il ritiro autogeno è una conseguenza della contrazione chimica che avviene nella pasta di cemento quando l'acqua idrata le particelle di cemento. Infatti, il volume assoluto degli idrati formati è minore della somma dei volumi assoluti delle particelle di cemento e dell'acqua che hanno reagito. L'idratazione crea circa l'8% di vuoti. Questa porosità molto fine drena l'acqua dai capillari più grandi dove l'acqua non è così strettamente collegata. Conseguentemente, come l'idratazione progredisce si osserva che i capillari ruvidi iniziano a svuotarsi (nel caso del ritiro a secco) senza però nessuna perdita di massa. Tale fenomeno prende il nome di auto-essiccamento (self-dessiccation) ed è dovuto al movimento

che l'acqua stessa compie da i preesistenti capillari ruvidi verso un sistema poroso più fine creato in seguito all'idratazione del cemento.

Il ritiro a secco avviene quando il calcestruzzo si asciuga in aria secca, cosicché perde parte della sua acqua interna e conseguentemente massa.

In un calcestruzzo ordinario con rapporto a/c maggiore di 0.50 c'è molta più acqua di quanto richiesta per idratare completamente le particelle di cemento ed una grande quantità di quest'acqua è contenuta in grandi capillari ben connessi dove si generano le tensioni di trazione molto basse.

Nel caso degli HPC/UHPC con un rapporto a/c al di sotto dello 0.35, vengono utilizzati più cemento e meno acqua, cosicché la rete iniziale di pori è composta da capillari molto fini. Quando inizia l'auto-essiccamento, e parimenti il processo di idratazione, si sviluppano rapidamente dei menischi all'interno dei capillari più piccoli se non viene aggiunta acqua esterna. Al momento in cui iniziano ad idratarsi contemporaneamente i grani di cemento presenti nei calcestruzzi ad alte prestazioni, l'essiccazione dei capillari fini può generare alte tensioni di trazione che fanno ritirare la pasta di cemento idratata. Questo ritiro iniziale è definito ritiro autogeno, che è tanto grande quanto il ritiro a secco osservato nel calcestruzzo ordinario quando questi due tipi di essiccamenti si sviluppano in capillari dello stesso diametro.

Ma, quando si presenta un apporto esterno di acqua, i capillari non si asciugano fintanto che sono collegati a queste fonte esterna d'acqua. Si ottiene che, all'interno di un elemento sottile in HPC con rapporto a/c di 0.35, costantemente soggetto a stagionatura nell'acqua, non si formano menischi né tensioni di trazione né ritiro autogeno. Ma quando il rapporto a/c scende sotto lo 0.35 (UHPC) oppure se consideriamo la parte centrale di un grande elemento in HPC con rapporto a/c pari a 0.35, la microstruttura del calcestruzzo può essere così densa che la penetrazione dell'acqua viene fermata e si sviluppa l'auto-essiccamento in alcune parti del calcestruzzo. Infatti, quando le particelle di cemento vengono idratate con l'acqua proveniente da un sorgente esterna vi è un incremento nel volume assoluto del cemento che riempie alcuni pori e capillari. In questo caso è più opportuno parlare di ritiro isotermico più che di autogeno, dato che un ritiro autogeno si riferisce ad un ritiro che avviene in un sistema chiuso.

Quindi, la differenza essenziale che sussiste tra un calcestruzzo ordinario ed un HPC/UHPC è che il primo, in ogni caso, non mostra ritiro autogeno mentre il secondo mostra ritiro autogeno se non c'è stagionatura all'acqua durante il processo di idratazione. Il ritiro autogeno non si sviluppa nel HPC fintanto che i pori ed i capillari sono interconnessi e vi è l'apporto di acqua esterna, ma quando

la continuità dei pori e dei capillari viene interrotta, allora e soltanto in quel caso si sviluppa il fenomeno del ritiro autogeno all'interno della pasta di cemento di un composito ad alte prestazioni.

Il ritiro a secco (idraulico) della pasta di cemento idratata inizia sulla superficie del calcestruzzo e prosegue più o meno rapidamente all'interno del calcestruzzo, a seconda dell'umidità relativa dell'ambiente e della grandezza dei capillari. Il ritiro a secco di un calcestruzzo ordinario è quindi rapido perché la rete di capillari è ben connessa e contiene capillari aperti sulla superficie del calcestruzzo. In un HPC/UHPC è un fenomeno lento a causa della ristrettezza dei capillari e della loro scarsa connessione.

Un'altra grande differenza tra il ritiro a secco e quello autogeno risiede nel fatto che il primo si sviluppa dalla superficie verso l'interno, mentre il secondo è omogeneo ed isotropico, nella misura in cui le particelle di cemento e di acqua sono ben disperse all'interno del materiale.

Ci sono perciò differenze notevoli tra un calcestruzzo ordinario ed un HPC/UHPC rispetto al ritiro. La pasta di cemento ordinario mostra un rapido ritiro a secco anisotropico mentre la pasta di un HPC sviluppa un ritiro autogeno isotropico se non stagionato ad acqua. Tali differenze hanno importanti ricadute sia per quanto riguarda la maturazione del calcestruzzo sia per la sua durabilità.

4.1.2 *Stagionatura del calcestruzzo*

La stagionatura di un HPC/UHPC è alquanto differente rispetto a quella di un calcestruzzo ordinario a causa, come visto, del differente comportamento di ritiro. Se l'HPC/UHPC non viene da subito stagionato nell'acqua, è incline a sviluppare un discreto ritiro plastico dato che non è protetto dall'acqua di bleeding e successivamente può sviluppare un notevole ritiro autogeno dovuto per lo più alla rapidità con cui avviene l'idratazione. Mentre le membrane utilizzate per la stagionatura provvedono a fornire una adeguata protezione per il calcestruzzo ordinario (che è insensibile al ritiro autogeno), nell'HPC/UHPC possono soltanto prevenire il fenomeno del ritiro plastico ma non riescono ad inibire quello autogeno.

Il periodo critico della maturazione di qualsiasi HPC inizia dalla posa in opera fino a 2-3 giorni dopo e il quello più critico è tra le 12 e le 36 ore. Infatti, il breve periodo durante il quale deve essere applicata l'acqua di maturazione viene considerato come un significativo vantaggio rispetto ad un calcestruzzo ordinario.

In modo particolare si deve essere consapevoli che possono esserci conseguenze anche drammatiche alla mancata somministrazione di acqua durante

l'iniziale processo di maturazione. Iniziare la stagionatura ad acqua dopo 24 ore risulta essere deleterio e tardivo, dato che sono già iniziati sia il ritiro plastico sia quello autogeno e la rete di capillari e pori risulta essere disconnessa in molti punti e la microstruttura è già compatta al punto tale che l'acqua esterna non ha alcuna possibilità di penetrare in profondità nel materiale.

La migliore stagionatura del HPC avviene mediante inondamento e nebulizzazione: uno di questi due metodi dovrebbe essere utilizzato il prima possibile, immediatamente dopo la posa in opera o la finitura. Un ritardante di evaporazione ("evaporation retarder") può essere applicato contemporaneamente per prevenire il ritiro plastico. Se, per qualsiasi ragione, non è possibile attuare né l'inondamento né la nebulizzazione per un periodo di 7 giorni, allora la superficie del calcestruzzo deve essere coperta con una tela umida o preferibilmente con un tessuto organico precedentemente bagnato ("prewettered geotextile"). La tela deve essere costantemente mantenuta umida con un tubo in soaker e protetto dall'essiccamento da un foglio in polietilene al fine di garantire che in nessun momento durante la stagionatura il calcestruzzo abbia la possibilità di seccarsi o di subire un ritiro autogeno.

Inoltre, è stato osservato che quando un qualsiasi calcestruzzo viene sottoposto a stagionatura all'acqua durante la presa, non si ritira ma piuttosto si gonfia.

La stagionatura ad acqua può essere interrotta dopo 7 giorni poiché la gran parte del cemento presente sulla superficie del calcestruzzo è stato idratato e quindi non possono essere ricavati ulteriori vantaggi da tale operazione. Dopo 7 giorni di stagionatura all'acqua, l'HPC dimostra un lento ritiro idraulico (a secco) dovuto alla compattezza della sua microstruttura e che quello autogeno ha già seccato i pori più grandi. Allora, teoricamente la miglior cosa da fare è di dipingere l'HPC o di usare un sigillante cosicché l'acqua che resta nel calcestruzzo può essere trattenuta per contribuire all'idratazione. Non ci sono veri vantaggi nel dipingere o sigillare un calcestruzzo molto poroso dato che è impossibile ottenere un rivestimento assolutamente impermeabile, in ogni caso si può rivelare come una cosa facile ed in parte efficace.

È stata provata la sostituzione parziale degli aggregati grossi con un equivalente volume di aggregati leggeri saturi per controbilanciare dall'interno il ritiro autogeno. Siffatti aggregati agiscono come piccoli serbatoi d'acqua e possono riempire i pori fini creatisi nel processo di idratazione. Pertanto, l'acqua di tali aggregati è asciugata assieme a quella contenuta nei capillari fini.

4.2 Durabilità del materiale

Quanto fin qui detto ci ha mostrato come i materiali cementizi innovativi si presentano con proprietà migliorate rispetto ai tradizionali calcestruzzi, e non solo dal punto di vista meccanico ma soprattutto per quanto riguarda la loro durabilità (Aitcin, 2003).

Il nuovo materiale si contraddistingue per l'essere maggiormente ecologico dato che i componenti (miscuglio, aggregati ed acqua) sono utilizzati al loro massimo al fine di produrre un materiale che presenti un ciclo vitale più lungo. Ad ogni modo, sappiamo che il calcestruzzo non è un materiale eterno se confrontato con il tempo geologico. Ogni calcestruzzo infatti concluderà il proprio ciclo vitale diventando calcare, argilla o sabbia di silice, ovvero le più stabili forme del calcio, silice, acciaio ed alluminio.

Si deve notare come lo sviluppo della tecnologia degli HPC e degli UHPC ha dimostrato ancora una volta quello che Féret espresse con la sua originale formula per calcolare la resistenza a compressione di una miscela di calcestruzzo: la resistenza a compressione è strettamente collegata alla compattezza della matrice indurita.

Se si osserva la microstruttura di due paste di cemento con rapporto a/c di 0.65 e di 0.25 possiamo notare delle differenze sostanziali: nella pasta con rapporto di 0.25, ci sono più grani di cemento e di conseguenza minore acqua per unità di volume cosicché i grani di cemento sono più vicini gli uni agli altri rispetto a quanto accade in una pasta con rapporto 0.65. Questa differenza si manifesta nella differente tipologia delle paste idratate. Una pasta con rapporto 0.65 è molto porosa e ricca di prodotti dell'idratazione cristallizzati, mentre una con 0.25 è molto compatta ed è essenzialmente composta da prodotti di idratazione simili ad un gel. La differenza maggiore dal punto di vista micro strutturale tra una pasta ad alto rapporto a/c ed una a basso risiede nella grande differenza del comportamento meccanico e di durabilità sia della pasta sia della zona di transizione.

Si è già visto che in un calcestruzzo ad alte prestazioni, gli aggregati grossi possono essere il collegamento più debole nel calcestruzzo, dal momento che la pasta di cemento ha drasticamente aumentato la sua resistenza diminuendo il rapporto a/c. In alcuni casi, la rottura del calcestruzzo inizia a svilupparsi all'interno dell'aggregato grosso. In alcune casi, diminuire il rapporto a/c sotto un certo livello non si rivela essere molto efficace dato che il materiale non riesce in ogni caso a superare significativamente la resistenza a compressione dell'aggregato. Quando la resistenza a compressione è limitata dall'aggregato,

l'unica strada per aumentare la resistenza è quella di utilizzare un aggregato maggiormente resistente. Ma anche se la resistenza a compressione non aumentasse con il decrescere del rapporto a/c, la compattezza della matrice, nonché la durabilità, ne risulterebbero migliorate.

4.2.1 Aspetti generali

La durabilità di un materiale in un determinato ambiente può essere determinata nel corso del tempo, così risulta difficile predire con esattezza la longevità di un HPC dovuta alla mancanza di dati in merito ad HPC esposti ad ambienti molto duri per più di 5-10 anni, eccezion fatta forse per alcune piattaforme petrolifere del mare del Nord, che sono in funzione da più di 25 anni.

Dobbiamo ricordare che i primi utilizzi degli HPC, negli anni sessanta e settanta, sono state applicazioni interne come colonne in edifici elevati che non erano soggette a condizioni ambientali severe. Le applicazioni esterne degli HPC risalgono ai tardi anni ottanta ed ai primi anni novanta, il che significa che non è passato tempo sufficiente per stimare la reale vita di esercizio delle strutture in HPC sotto condizioni esterne. Ma, sulla base delle esperienze con gli i calcestruzzi ordinari, possiamo con sicurezza affermare che l'HPC è più duraturo. Infatti, l'esperienza fatta con gli i calcestruzzi ordinari ci informa che la durabilità del calcestruzzo è governata, in larga parte, della permeabilità e dalla severità dell'ambiente.

È facile valutare le condizioni estreme di un ambiente in funzione del HPC dato che la pasta di cemento è un materiale essenzialmente poroso e basico e che contiene acqua che può congelarsi. Tali considerazioni inducono semplicemente ad esaminare come l'ambiente condizioni ognuna di queste caratteristiche. D'altro canto, non è sempre semplice valutare come gli agenti aggressivi possano penetrare facilmente il calcestruzzo. Per esempio, il flusso dell'acqua attraverso un calcestruzzo con rapporto a/c di 0.7 è facile da misurare, ma tale flusso si fermerebbe in uno con a/c 0.4, indipendentemente dallo spessore del campione e dalla quantità di pressione applicata. La permeabilità ai gas risulta anch'essa difficile da misurarsi e la preparazione del campione, particolarmente secco, influenza in modo significativo la misurazione della permeabilità del gas. Pertanto, la questione critica rimane come stabilire appropriatamente la permeabilità di un HPC (quindi con basso rapporto a/c e una microstruttura molto compatta).

A dispetto di tutte le critiche, quello che si suole chiamare "Rapid chloride-ion permeability test" (AASHTO T-277) dà un'idea chiara della interconnessione tra i

pori che sono talmente fini da consentire il passaggio d'acqua. La permeabilità agli ioni cloruro è espressa in Coulombs, che corrispondono al quantitativo totale di carica elettrica che passa durante 6 ore di test attraverso un campione di calcestruzzo soggetto ad una differenza di potenziale di 50 V.

Quando viene effettuato tale test su un campione di calcestruzzo con basso rapporto a/c, il numero di Coulomb che passano attraverso il campione decresce significativamente. È facile raggiungere una permeabilità minore di 1000 C per un HPC contenente circa il 10% di FS e che presenta un rapporto a/c di 0.4-0.45. L'unico altro modo per raggiungere tale valore è con il calcestruzzo modificato con il lattice, che però è molto più costoso. Un valore più basso di permeabilità ai cloruri può essere raggiunto riducendo il rapporto a/c e portandolo sotto lo 0.25, arrivando così a valori sotto i 150 C, molto più bassi quindi dei 5000-6000 C degli OPC.

Il test inoltre rivela che la connessione tra i pori decresce drasticamente con la riduzione del rapporto a/c, rendendo più difficile rispetto agli OPC la migrazione degli ioni aggressivi o dei gas.

Aictin (2003) sostiene ad esempio che la vita utile di un HPC possa essere maggiore rispetto a quella di un calcestruzzo ordinario, a parità di condizioni ambientali. È difficile determinare il numero di anni preciso dato che i modelli estimativi usati e sviluppati per i calcestruzzi ordinari non riescono ad includere gli HPC. In ogni caso, possiamo dire che alcune strutture in HPC supereranno la durata di vita media di un essere umano.

4.2.2 *Durabilità in ambiente marino*

L'acqua di mare non è di per sé un ambiente particolarmente ostile per i calcestruzzi ordinari, ma un ambiente marino può essere molto dannoso per un calcestruzzo armato a causa della molteplicità di aggressioni. In un ambiente marino, una struttura in calcestruzzo è essenzialmente soggetta a quattro tipi di fattori aggressivi:

- fattori chimici collegati alla presenza di vari ioni dissolti nell'acqua o trasportati nell'aria umida;
- fattori geometrici collegati ai flussi marini;
- fattori fisici come cicli di gelo-disgelo, bagnato-secco, etc.;
- fattori meccanici quali le azioni cinetiche delle onde, l'erosione causata dalla sabbia in sospensione nell'acqua, i detriti galleggianti ed i ghiacci galleggianti nei mari del nord.

Una delle poche limitazioni chimiche usualmente raccomandata per un calcestruzzo da usare in ambiente marino è quella di avere un contenuto di C_3A non maggiore dell'8%. In una struttura esposta all'acqua marina per diversi anni troviamo differenti zone alterate: carbonatazione, formazione di brucite e monocloroalluminati e attacchi di solfati con la formazione di gesso, ettringite ed infine di taumasite.

In elementi in c.a., una volta che gli ioni cloruro hanno raggiunto le barre di armatura, avviene una loro rapida fuoriuscita e di conseguenza gli ioni continuano a penetrare nella struttura arrivando così agli strati successivi di armatura. L'unico modo di inibire o di ritardare la corrosione dell'acciaio è di:

- specificare un calcestruzzo denso e di metterlo in opera e stagionarlo correttamente;
- aumentare il copri ferro.

Lo sviluppo di tutti questi meccanismi di aggressione è strettamente collegata alla facilità con la quale gli ioni aggressivi possono penetrare il calcestruzzo; pertanto è ovvio che una matrice densa, come quelle di un HPC, costituisce la migliore protezione all'ambiente marino.

L'HPC è stato usato con successo per più di 20 anni per costruire piattaforme nel mare del Nord e più recentemente per costruire due grandi ponti per i quali era richiesta una vita utile di almeno 100 anni (Confederation Bridge in Canada e il Tago Bridge a Lisbona). È interessante notare che questi ponti sono stati affidati ad un consorzio di imprese costruttrici che li hanno costruiti e li gestiscono per l'intero ciclo vitale. In modo particolare, quindi, tali imprese sono interessate alla corretta realizzazione delle opere e in tali ponti il copri ferro è stato esteso a 75 mm per raggiungere il ciclo vitale di 100 anni.

È inoltre importante ricordare che non è sufficiente specificare un calcestruzzo di Tipo V per ottenere un calcestruzzo resistente all'ambiente marino. Il fattore decisivo risiede nella stagionatura così come la selezione di un appropriato sistema cementizio.

4.2.3 Resistenza ai cicli gelo-disgelo

Vi è una controversia in merito al fatto che vi sia la necessità di aerare l'HPC per renderlo resistente ai ciclo gelo-disgelo. In Canada, gli HPC esposti alle intemperie devono essere aerati, come nel caso del Confederation Bridge mentre in Norvegia l'HPC può contenere una piccola quantità di aria, ma più per facilitarne la posa in opera e la finitura che per migliorarne la resistenza ai cicli gelo-disgelo.

Tale argomento è sempre stato e continua a rimanere alquanto controverso. Prima di tutto, non esiste nessun test che può essere utilizzato per accertarsi se un particolare calcestruzzo sia resistente al congelamento ed al disgelo. Alcuni test standard come l'ASTM C 666, propone più di una procedura per determinare tale resistenza e individuare la procedure corretta non è sempre così lineare. In secondo luogo, la percentuale di gelo e disgelo può variare lungo un grande range una volta eseguiti tali test, e tale variazione influenza sicuramente i risultati. Terzo: un valore arbitrario per il fattore di durabilità è solitamente specificato per distinguere un calcestruzzo resistente ai cicli gelo-disgelo da uno che non lo è. Infine, c'è da capire quanti siano i cicli che un calcestruzzo deve sopportare per essere definito come resistente al gelo-disgelo.

In Nord America, la resistenza al gelo-disgelo di un calcestruzzo è stabilita usando la procedura A (gelo-disgelo in acqua) del ASTM C 666. Se il fattore di durabilità è al di sopra del 60% dopo 300 cicli, il calcestruzzo può definirsi resistente al gelo-disgelo. Poiché questo test prende troppo tempo per essere realizzato (solitamente più di 10 settimane), altri criteri possono fornire un più rapido giudizio sulla resistenza al gelo-disgelo così come definita dal test ASTM C 666. Questo è il caso, ad esempio, dell'uso del fattore di spaziatura (spacing factor) quale criterio per definire tale resistenza. Misurare tale fattore non è così facile, tuttavia può essere realizzato più o meno in una settimana. Lo standard canadese CSA A23.1 specifica che il calcestruzzo ordinario può essere classificato come resistente al gelo-disgelo se il suo fattore medio di spaziatura è minore di 230 micron, senza nessun valore singolo maggiore di 260 micron. Quando il comitato CSA ha adottato questo criterio, è stato notato che tali valori inoltre proteggono un calcestruzzo ordinario dall'azione sfogliante indotta dai sali dovuti allo sbrinamento.

L'esperienza ha dimostrato che tale criterio risulta essere molto severo per gli HPC. È stato scoperto che HPC con un fattore di spaziatura pari o superiore a 350 micron (in un caso anche 425 micron) hanno resistito a 500 cicli gelo-disgelo. Pertanto, il fattore di spaziatura è stato aumentato e la formulazione della norma CSA A23.1 del 2000 ora stabilisce che quando un HPC presenta un rapporto a/c minore di 0.36 il suo fattore di spaziatura deve essere più basso di 250 micron con nessun valore singolo maggiore di 300 micron, per considerarlo resistente al gelo-disgelo.

4.2.4 Resistenza al fuoco e rapporto tra spalling e fibre di polipropilene

Uno dei problemi connessi alla durabilità riguarda sicuramente anche la resistenza al fuoco che le strutture in HPC/UHPC presentano e come si comportano rispetto ad un calcestruzzo ordinario. Report recenti (Liu et al., 2008) si soffermano sullo studio sperimentale dell'influenza delle alte temperature sulla microstruttura e la permeabilità degli HPC/UHPC con aggiunta di fibre di polipropilene e la loro relazione con il fenomeno dello spalling.

Come dimostrato da numerosi studi lo spalling dipende in linea di massima dal gradiente di temperatura e dall'aumento delle pressione idrostatica. Il gradiente di temperatura determina il gradiente di espansione termica: in tal modo la conducibilità termica e la dilatazione termica sono due fattori che vengono influenzati e che sono determinati dalla composizione del calcestruzzo.

In merito all'aumento della pressione idrostatica negli elementi in calcestruzzo esposti al fuoco, sono state formulate diverse spiegazioni. In generale, tale pressione è collegata alla temperatura, al contenuto di umidità e la permeabilità ai gas.

Allo stato attuale, l'aggiunta di fibre di polipropilene nel calcestruzzo è considerata un metodo efficace nel prevenire il rischio di spalling.

A tal proposito sono stati condotti negli anni diversi studi sperimentali per determinare la proprietà meccaniche e termiche dei calcestruzzi che incorporano tale tipologia di fibre. Kalifa (2000), ad esempio, ha provato che la presenza di fibre produce una grande diminuzione nel campo delle pressioni che si determinano nella rete di cavità durante il riscaldamento.

In merito al comportamento delle fibre alle elevate temperature, molte ricerche hanno dimostrato che le fibre disciolte possono creare pori addizionali e piccoli canali, attraverso i quali l'umidità ed il vapore vengono rilasciati con più facilità e, di contro, la pressione interna diminuisce se confrontata con calcestruzzi senza fibre.

A confronto con i test al fuoco su elementi strutturali alla larga scala, la ricerca al livello del materiale sembra essere maggiormente funzionale per l'indagine sul fenomeno dello spalling quando il calcestruzzo è esposto alle alte temperature. Da un lato, sembra che l'aggiunta di fibre sia in grado di modificare le proprietà microstrutturali. Dall'altro lato, la macro-proprietà sono determinate dalle micro-caratteristiche dei materiali cementizi. Per esempio, la permeabilità del calcestruzzo dipende in gran parte dalla struttura dei pori e le proprietà meccaniche possono essere predeterminate in funzione di tale struttura.

Come già detto, la pressione interna, strettamente collegata alla struttura dei pori, è uno dei fattori che influenzano lo spalling del calcestruzzo. I parametri che sono relazionati alla struttura dei pori, così come utilizzati negli esistenti modelli di spalling, sono o la porosità totale o il diametro della soglia (threshold diameter). Ad ogni modo, l'influenza delle alte temperature sulla struttura stessa dei pori non è ancora del tutto chiara così come non sono chiari i cambiamenti chimici o fisici.

Lo studio ha messo in luce i seguenti risultati:

- a temperature elevate (oltre i 400 °C), si osserva la decomposizione degli prodotti idratati che comporta un cambiamento a livello micro strutturale. In modo particolare, la portlandite inizia a decomporsi attorno ai 450 °C, facendo sì che la struttura dei pori inizi a slegarsi, provocando un aumento del volume totale dei pori. Tra i 130 ed i 400 °C il cambiamento maggiore all'interno del materiale è dovuto, invece, al rilascio di acqua, dato che l'acqua assorbita, quella che ha partecipato ai processi di idratazione e quella in forma di gel iniziano a vaporizzarsi. Contemporaneamente la decomposizione del C-S-H e del carboalluminato idrato compare in misura bassa a tali temperature. Perciò la struttura dei pori è caratterizzata di un diametro di soglia simile ma da un differente volume dei pori. Con il raggiungimento dei 500°C, viene osservato un alto valore del volume dei pori dovuti, come già accennato, alla decomposizione della portlandite, comportando però un incremento anche del diametro della soglia;
- le fibre sciolte riescono ad essere assorbite dai pori circostanti, non influenzando in gran modo però la porosità totale; di contro viene influenzata altamente la connettività dei pori, che aumenta in seguito allo scioglimento delle fibre di PP, riducendo quindi i danni causati dalle alte temperature, così come dimostrato dai test di permeabilità ai gas e dalle immagini al microscopio elettronico;
- sia la connettività dei pori sia le microfratture rappresentano i fattori determinanti per favorire la permeabilità ai gas alle alte temperature: la prima per temperature al di sotto dei 300°C, i secondi per quelle superiori.

4.2.5 Resistenza all'erosione idro-abrasiva

Un recente studio (Horszczaruk, 2009) ha analizzato il rapporto tra fibre e resistenza all'erosione idro-abrasiva ovvero l'erosione che investe le strutture

idrauliche. Tali strutture infatti sono soggette all'erosione dovuta all'acqua che porta con sé detriti. La ricerca della possibilità di aumentare la resistenza della matrice cementizia a tali azioni aggressive ambientali è spesso connesso all'introduzione di varie fibre nella matrice. Sappiamo bene che le fibre di acciaio ad esempio migliorano le proprietà meccaniche e la duttilità del composto, fermando la propagazione delle fessure e migliorando di conseguenza la resistenza flessionale, quella a fatica e l'elasticità. Tuttavia non sempre tali fibre migliorano la resistenza all'abrasione, soprattutto nelle strutture idrauliche, anche se migliorano la resistenza alla cavitazione. Nel caso per esempio dell'azione di detriti sciolti nell'acqua ad una velocità minore dei 10 m/s, quando non è presente il fenomeno della cavitazione, si può osservare un incremento del deterioramento del SFRC.

Le indagini sull'erosione del calcestruzzo alla bassa velocità del miscuglio abrasivo hanno dimostrato che l'aggiunta di fibre con un basso fattore di forma (minore o uguale a 50) non influenza la resistenza all'abrasione degli HPC, e spesso addirittura causa il peggioramento della loro resistenza se confrontata con quella degli OPC.

Accanto alle fibre di acciaio, si sono andate sviluppando fibre sintetiche, soprattutto sugli strati superficiali. Utilizzando tali fibre si migliorano sia la resistenza alla flessione, sia quella agli impatti, quella a fatica, quella alla corrosione e quella agli shock termici. In modo particolare poi le fibre in PP e quelle in carbonio aumentano la resistenza all'erosione e quella alla cavitazione.

In sintesi, lo studio ha dimostrato che:

l'aggiunta di fibre metalliche non migliora la resistenza all'erosione degli HPC sotto azione abrasiva alla bassa velocità;

il grado di usura della superficie di un SFRC dipende dal posizionamento delle fibre sulla superficie superiore degli elementi e dall'angolo di incidenza tra miscela abrasiva e fibre. Quando ci si trova nella condizione che le fibre non sono disposte parallelamente alla superficie del campione viene a crearsi una cosiddetta "zona d'ombra" che causa la diminuzione dell'usura dietro la fibra.

La maggiore resistenza all'abrasione è stata osservata per i calcestruzzi contenenti fibre con un fattore di forma superiore a 50 e come la rigidità più bassa.

Le fibre di polipropilene hanno mostrato un notevole aumento della resistenza all'abrasione degli HPC, offrendo una protezione migliore contro la corrosione.

4.2.6 Metodi di valutazione della durabilità

Si è parlato prima delle difficoltà nello stimare la durabilità di un calcestruzzo ad alte prestazioni. Parichatprecha e Nimityongskul (2009) studiano, a tal proposito, la possibilità di predeterminare la durabilità dell'HPC/UHPC usando una cosiddetta rete di neuroni artificiali (artificial neural network, ANN), ovvero un modello computazionale che simula i sistemi di neuroni del cervello umano.

A causa dell'incremento di componenti che formano gli HPC, il mix design è iniziato a diventare alquanto complesso e le giuste proporzioni degli elementi si basano spesso sui risultati empirici di precedenti ricerche o sull'esperienza che i tecnici hanno accumulato in precedenza. Così facendo, i risultati che si ottengono sono di poco valore dato che non vengono studiati i vari componenti, che allo stato attuale raggiungono la decina.

Alla luce di quanto detto i metodi empirici risultano essere non più sufficienti per progettare un buon HPC che si basa su tre componenti fondamentali:

- resistenza a compressione;
- lavorabilità;
- durabilità.

Per quanto concerne i calcestruzzi ordinari, sono stati sviluppati diversi metodi matematici per descrivere le relazioni tra componenti e comportamenti del materiale. L'approccio tradizionale per modellare le proprietà dell'HPC inizia dal prendere in esame una forma di equazione analitica a cui segue una analisi a ritroso che utilizza i dati sperimentali per determinare i coefficienti ignoti.

Purtroppo, equazioni ragionevoli e facili da usare non sono state ancora sviluppate per predire con accuratezza il comportamento degli HPC. Inoltre, con tale metodo tradizionale, la valutazione degli effetti che ogni parametro comporta risulta praticamente impossibile.

Una delle proprietà fondamentali del calcestruzzo – la durabilità – è legata alla sua impermeabilità e può essere spiegata attraverso la conduttività elettrica, in accordo con ASTM C1202-97 e ASSHTO T277. Se in 6 ore la carica elettrica che passa attraverso il calcestruzzo è minore a 1000 C, si può affermare che il materiale in esame è altamente impermeabile e duraturo.

La permeabilità del calcestruzzo dipende dalla struttura dei pori, mentre la conduttività elettrica è determinata sia dalla porosità sia dalla composizione chimica della soluzione dei pori. Molte ricerche hanno dimostrato che la microstruttura del calcestruzzo può essere migliorata e la quantità di carica elettrica che passa può essere diminuita aggiungendo ulteriori materiali cementizi

quali le ceneri volanti (FA), i fumi di silice (SF) e le scorie da altoforno. A causa però della sua complessità, non esistono linee guida o specifiche particolari in merito alla durabilità degli HPC.

Negli ultimi anni c'è stato un notevole interesse in una categoria di dispositivi informatici conosciuti come reti di neuroni artificiali (ANN) che operano in maniera analoga a quella del sistema nervoso. L'approccio mediante rete neurale è molto più semplice e più diretto rispetto ai metodi statistici tradizionali, in modo particolare quando dobbiamo modellare relazioni non lineari a molteplici variabili.

Recentemente, molti ricercatori hanno applicato le reti neurali per predire diverse proprietà del calcestruzzo: molte ricerche si soffermano sulla resistenza a compressione o sulla lavorabilità del HPC ed allo stato attuale questa di P e N si presenta come la prima ricerca sulla modellazione della durabilità del HPC attraverso le reti neurali.

L'obiettivo della ricerca è quello di costruire una ANN in grado di studiare l'influenza dei parametri dei vari parametri sulla resistenza alla penetrazione degli ioni cloruro. I parametri di progetto sono il rapporto a/c, il contenuto di cemento, il contenuto di ceneri volanti e quello di FS. I dati utilizzati nel modello di ANN sono disposti nel formato di otto parametri di input:

- il contenuto di cemento Portland (OPC);
- il contenuto di ceneri volanti (F);
- il contenuto di fumi di silice (SF);
- il contenuto di acqua (W);
- il contenuto di superfluidificante (SP);
- il contenuto di aggregati grossi (CA);
- il contenuto di aggregati fini (FA);
- il rapporto a/c.

Al fine di verificare il modello sono state utilizzate delle equazioni lineari e non lineari e sono state confrontati i risultati con quelli del modello proposto.

I risultati ottenuti hanno mostrato che:

- l'uso del modello ANN è realistico, accurato e può essere usato con efficacia per prevedere la permeabilità agli ioni cloruro di un HPC formato da numerosi componenti;
- il contenuto ottimale di cemento per un HPC che non faccia passare molta carica elettrica, definito sulla base del modello ANN, varia tra i 450 e i 500 kg/mc;

- la resistenza alla penetrazione degli ioni cloruro di un calcestruzzo avente un qualsiasi rapporto a/c può essere significativamente migliorato rimpiazzando il contenuto di cemento con almeno il 20% di ceneri volanti;
- con qualsiasi rapporto a/c, rimpiazzando il cemento con almeno il 5% di fumi di silice, la permeabilità agli ioni cloruro può essere considerata trascurabile o molto bassa;
- l'aumento dei fumi di silice riduce la penetrabilità agli ioni cloruro molto di più che delle ceneri volanti polverizzate; ciò è dovuto al fatto che i fumi di silice sono una particella molto fine e presenta una reattività chimica maggiore rispetto a quello del cemento e delle ceneri volanti;
- anche se la capacità della rete proposta è limitata ai dati che si trovano all'interno della gamma disponibile dei dati di prova presenti nel database, la gamma disponibile del sistema potrebbe essere facilmente ampliata con la riqualificazione delle reti neurali con ulteriori dati provenienti ulteriori prove.

5 COMPORTAMENTO MECCANICO

5.1 *Modello Meccanico*

La definizione del modello meccanico che assumiamo in questo capitolo deriva dalle considerazioni espresse nelle raccomandazioni SETRA-AFGC del 2002.

Tale normativa, fondata sull'Eurocodice 2 e sui codici francesi per i calcestruzzi armati e precompressi (BAEL e BPEL), adotta un approccio semiprobabilistico per la verifica degli stati limiti, differenziando tra stati limite di servizio (SLS) e stati limite ultimi (SLU).

Come ricordato nel capitolo sulla caratterizzazione, elemento fondamentale risiede nella derivazione del legame costitutivo di progetto nel dominio post-fessurazione a trazione da una legge intrinseca, mediante l'utilizzo di una trasformazione affine con rapporto $1/K$, parallela all'asse delle tensioni, con K coefficiente di orientamento delle fibre che prende in considerazione gli effetti dovuti alla diversità di orientamento delle fibre tra campione e struttura reale e che è pari a 1.25 (per effetti e condizioni di carico generali), a 1.75 (per effetti locali, se si cerca ad esempio la resistenza a trazione in zone di dimensioni ridotte come la flangia stretta di una trave) o a 1 in caso di elementi assimilabili a piastre sottili ($h < 3l_f$ e $L/h \geq 50$).

Entrambi gli stati limite prevedono l'impiego a trazione o di una curva incrudente o di una curva degradante. In questo ultimo caso la tensione massima a trazione viene posta anche come limite del comportamento elastico definendo così una curva perfettamente plastica a trazione.

In modo particolare, per le verifiche ed il progetto agli stati limite di servizio, vengono fatte le seguenti considerazioni:

- il modulo di elasticità E è derivato dalle prove a compressione ed è considerato identico a trazione ed a compressione;
- il materiale compresso si trova in regime elastico-lineare e la tensione massima è limitata a $\sigma_{bc} = 0.6f_c$;
- la massima resistenza a trazione (quindi il limite del comportamento plastico o incrudente in fase micro-fessurata) è quella corrispondente all'apertura di una fessura di 0.3 mm, limite oltre il quale si considera localizzata la deformazione ed iniziato il comportamento degradante che in fase di esercizio non viene considerato.

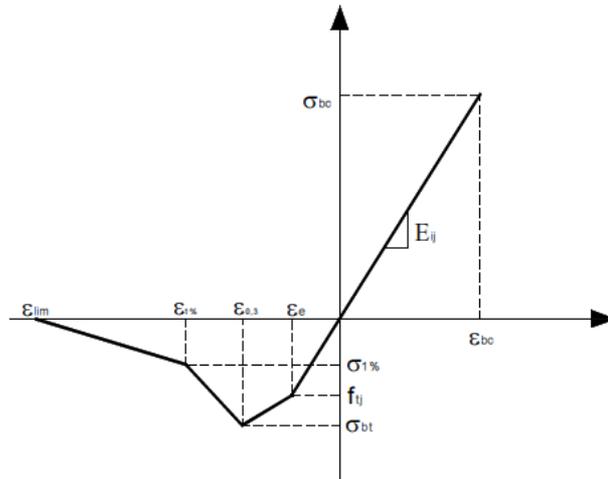


Figura 69 Legame costitutivo di progetto elastico-incrudente (SLS)

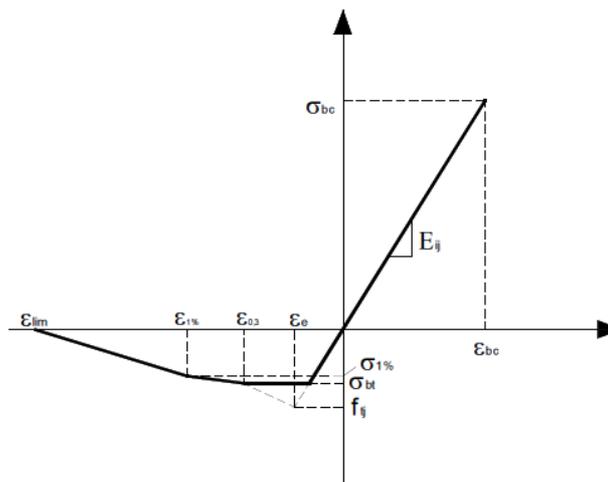


Figura 70 Legame costitutivo di progetto elastico-perfettamente plastico (SLS)

Per le verifiche ed il progetto agli stati limite ultimo (che ricordiamo mirano a determinare la massima sollecitazione resistente o ultima della sezione e confrontarla con quella agente sulla struttura), si utilizza un legame costitutivo derivato da quello agli SLS, adottando però le seguenti modifiche:

- Le tensioni, sia a compressione sia a trazione, vengono ridotte mediante un coefficiente di sicurezza $\gamma_b = 1.3$;
- Il materiale compresso segue una legge bi-lineare, con un comportamento perfettamente plastico una volta superato la deformazione al limite elastico e che termina in corrispondenza di una deformazione ultima pari a $\varepsilon_u = 3 \text{ ‰}$;
- La tensione massima a compressione è pari a $\sigma_{bcu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_c$.

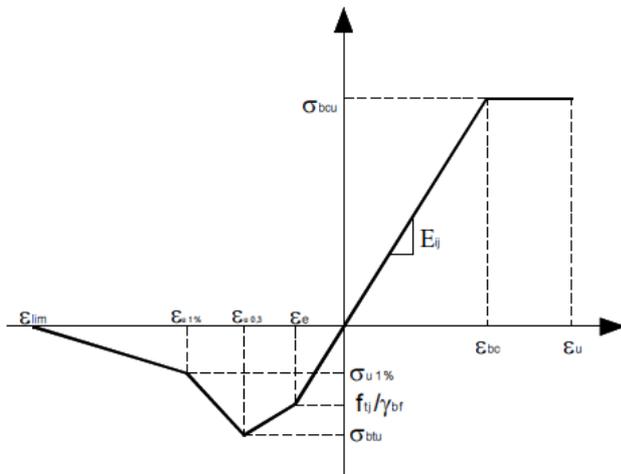


Figura 71 Legame costitutivo di progetto elastico-incrudente (SLU)

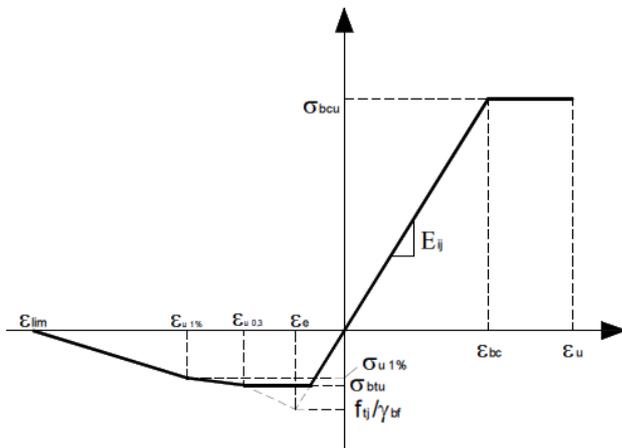


Figura 72 Legame costitutivo di progetto elastico-perfettamente plastico (SLU)

Per sviluppare i modelli analitici e numerici presenti in questo studio, che attengono al comportamento del materiale in fase micro-fessurata, utilizziamo delle relazioni che partono dai legami costitutivi agli stati limite di servizio appena descritti, introducendo alcune semplificazioni (non viene ad esempio considerato nessun fattore per la resistenza a compressione).

Viene utilizzata più precisamente una relazione lineare-elastica a compressione ed una bi-lineare (elastica-perfettamente plastica o elastica-incrudente) a trazione limitata dalla deformazione a trazione ultima (vedi figura).

Tali relazioni rispettano il comportamento di esercizio usuale delle strutture in UHPC soggette a flessione semplice e senza la presenza di armature ordinarie o precomprese (parte compressa in campo elastico, parte tesa in campo plastico). Tale è la condizione, come è stato più volte ricordato, in cui il materiale inizia a presentare il processo di multi micro-fessurazione. Inoltre non è obiettivo di questo studio analizzare le condizioni di crisi delle struttura e quindi è trascuriamo il comportamento plastico a compressione e il comportamento degradante post-picco a trazione.

Ricordiamo che può essere assunto un comportamento plastico se la tensione al limite elastico risulta anche essere il massimo valore attinto a trazione dal materiale mentre può ipotizzarsi un comportamento incrudente quando una volta superato il limite elastico, le tensioni continuano a crescere, però con un modulo di elasticità diverso. In entrambi casi il comportamento è governato dal raggiungimento della deformazione ultima di trazione, prima dell'apertura della fessura.

I parametri caratteristici sono forniti utilizzando la notazione introdotta nei capitolo precedenti, che riportiamo nuovamente per comodità:

- modulo di elasticità E ;
- resistenza a compressione f_c ;
- deformazione a compressione al limite elastico $\varepsilon_{c,el}$;
- resistenza a trazione al limite elastico (o di prima fessurazione della matrice) $f_{ct,m}$;
- resistenza residua (o di picco) a trazione f_{ct} ;
- deformazione al limite elastico a trazione ε_{el} ;
- deformazione ultima a trazione ε_u ;
- modulo di incrudimento E_H .

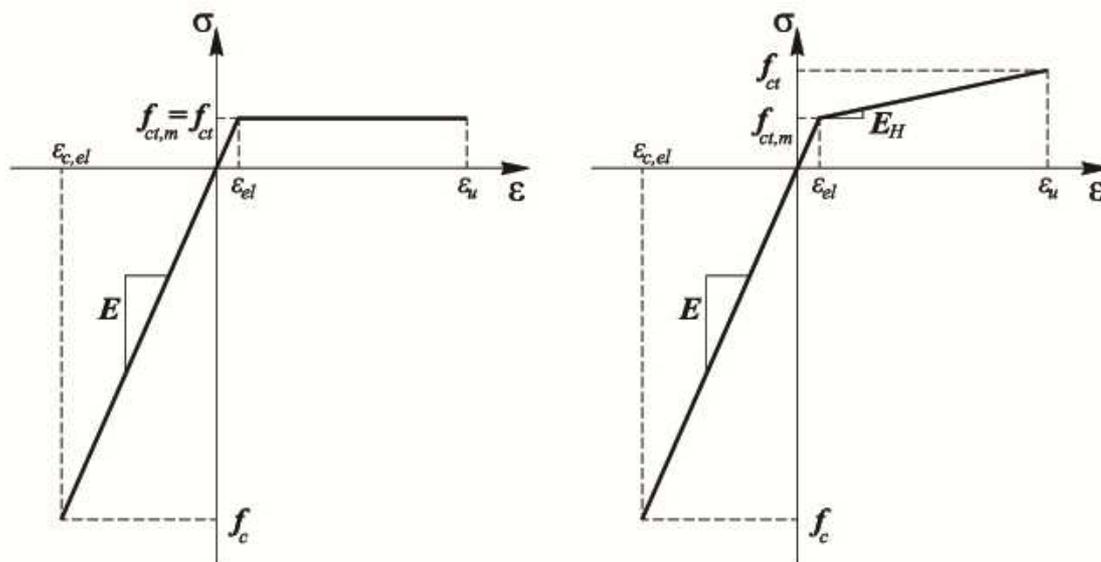


Figura 73 Legami costitutivi utilizzati (comportamento elastico-perfettamente plastico; elastico-incrudente)

5.2 Comportamento di trave soggetta a flessione

5.2.1 Posizione del problema e approccio adottato

L'obiettivo di questo paragrafo è indagare il comportamento meccanico a flessione semplice di una trave in UHPC, senza rinforzi passivi o attivi, comprendendo quali siano le possibilità di applicazione del materiale e sviluppare così una procedura di analisi e progetto delle strutture, sfruttando a pieno le potenzialità connesse alla sua duttilità.

Come già riportato in precedenza, la presenza delle fibre rendono possibile il manifestarsi di una pronunciata fase plastica a trazione e soprattutto a flessione, contraddistinta da un processo di multi-microfessurazione che caratterizza la vita di esercizio usuale delle strutture. Infatti la propagazione della fessura corrisponde al massimo comportamento plastico a cui segue inevitabilmente il collasso della struttura. In altri termini, l'apertura definitiva della fessura segna lo stato ultimo della sezione dell'elemento strutturale.

Lo studio dei meccanismi che entrano in gioco nel dominio post-picco però comportano l'applicazione delle teorie sulla frattura (modelli di frattura fittizia, cerniere non lineari, comportamento di materiali quasi-fragili) che esulano dagli obiettivi di questo lavoro.

Ci soffermeremo dunque sul comportamento a flessione in fase microfessurata, che segna la principale discontinuità con il comportamento di un FRC tradizionale e la principale innovazione del materiale in termini di duttilità e resistenza.

Si applica la teoria classica delle travi, quindi viene studiato un solido monodimensionale a sezione rettangolare (lunghezza L , base b , altezza h), ad asse rettilineo e comportamento piano. Ciò permette di avere un riscontro pratico con le principali applicazioni ingegneristiche di analisi e progetto delle struttura, rendendo possibile lo studio della distribuzione delle deformazione e delle tensioni attraverso la sezione più sollecitata, detta anche sezione critica.

La trave è appoggiata-appoggiata e presenta una forza P nella sezione di mezzeria, che coincide quindi con la sezione critica e che subisce un inflessione δ .

In funzione dei diagrammi normalizzati $\sigma(P)/\delta$ ricavati da prove sperimentali è possibile determinare lo stato di deformazione della sezione critica e individuare le seguenti fasi di comportamento di una trave soggetta a flessione in relazione alla figura (Spasojevic, 2008):

- comportamento elastico-lineare (A);
- comportamento non lineare multi-microfessurato (B);
- comportamento non lineare con apertura della fessura (C);
- comportamento post-picco (D) in cui l'elemento strutturale non possiede più capacità portante.

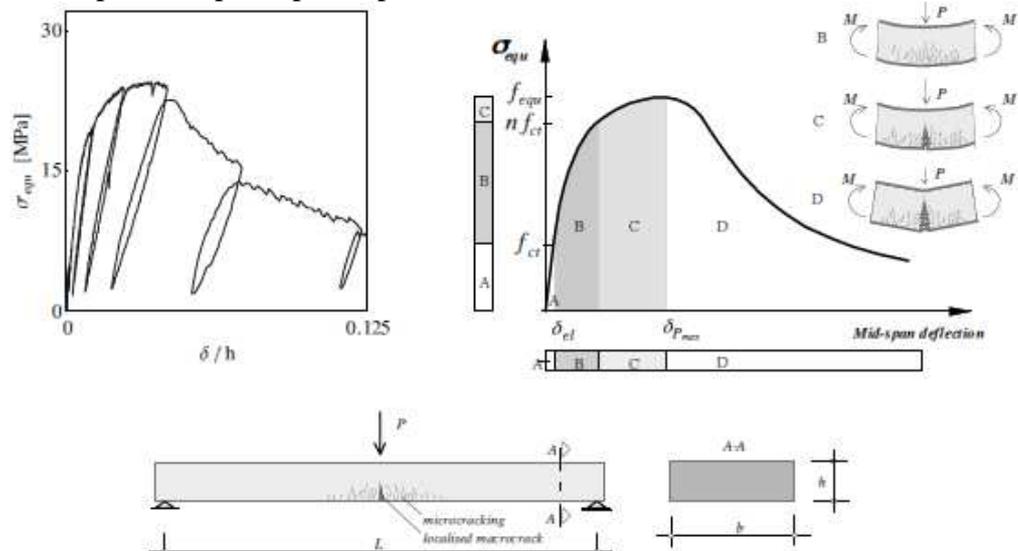


Figura 74 Comportamento di una trave soggetta a flessione centrata: a) esempio di diagramma normalizzato $\sigma(P)/\delta$; b) schematizzazione del diagramma con individuazione delle fasi comportamentali a flessione; c) modello geometrico con schematizzazione della regione fessurata (Spasojevic, 2008)

La normalizzazione del diagramma forza-spostamenti significa che il comportamento è funzione di una tensione equivalente a flessione (σ_{equ}) ovvero di una tensione calcolata in funzione delle caratteristiche geometriche della sezione non fessurata elastica.

Tale tensione può essere definita come

$$\sigma_{equ} = \frac{M}{I_{el}} y_{el} \quad (5.1)$$

dove con I_{el} indichiamo il momento di inerzia lungo l'asse y della sezione non fessurata elastica e con y_{el} la distanza tra il baricentro ed il lembo teso nella sezione non fessurata elastica.

Quando la sezione critica raggiunge $M = M_{max}$ ovvero il massimo momento flettente che è in grado di sostenere, la tensione equivalente attinge al massimo valore che rappresenta la resistenza equivalente a flessione (f_{equ}) della sezione pari a

$$f_{equ} = \frac{M_{max}}{I_{el}} y_{el} \quad (5.2)$$

Per la geometria della trave e le condizioni di carico la (5.1) e la (5.2) diventano rispettivamente

$$\sigma_{equ} = \frac{3PL}{2bh^2}$$

$$f_{equ} = \frac{3P_{max}L}{2bh^2}$$

dove con P_{max} si intende la massima forza che è in grado di sostenere la sezione.

Lo studio della fase multi micro fessurata si fonda su un approccio macro-meccanico che considera la risposta integrale del materiale come un continuo. In altri termini la micro fessurazione è vista come una proprietà del materiale, rappresentata o dalla plasticizzazione o dall'incrudimento. Ciò consente di ottenere una soluzione in forma chiusa del problema strutturale, imponendo il soddisfacimento delle condizioni di equilibrio e congruenza in funzione del legame costitutivo definito in precedenza.

Varranno dunque le seguenti ipotesi:

- La sezione della trave è esclusivamente soggetta a momento flettente ($M \neq 0$) e gli sforzi normali sono nulli ($N = 0$);
- È valida la teoria dei piccoli spostamenti e delle piccole deformazioni: le configurazioni che la struttura assume nel corso di un processo

deformativo rimangono sufficientemente vicine alla configurazione iniziale di riferimento e spostamenti e deformazioni vengono assimilate agli atti di moto a partire dalla configurazione iniziale: in tal modo è lecito confondere la configurazione deformata con quella indeformata sulla quale avviene l'applicazione dell'equazioni di equilibrio;

- Indipendentemente dal legame costitutivo, le sezioni piane rimangono tali e le deformazioni sono funzioni lineari dell'altezza della trave anche al di fuori del campo elastico, pertanto vale
- $\varepsilon = -y \frac{d\varphi}{dz} = y\chi$
- I legami costitutivi sono quelli definiti nel paragrafo precedente.

5.2.2 Sezione in fase elastico-lineare non fessurata

Il comportamento elastico-lineare è governato dalla deformazione al limite elastico a trazione ε_{el} . Infatti, data l'anisotropia del materiale, la deformazione ε_{el} è più piccola della deformazione al limite elastico a compressione $\varepsilon_{el,c}$ il che implica che il superamento di tale regime avviene dapprima nella zona tesa.

Per le ipotesi fornite e la simmetria della sezione, la massima deformazione si riscontra in corrispondenza delle fibre estreme e vale

$$\varepsilon_{max} = \frac{h}{2}\chi$$

il che comporta che la deformazione ε_{el} si attinge al lembo inferiore.

Se appunto facciamo crescere la curvatura χ da zero, fintanto che $\varepsilon_{max,t} \leq \varepsilon_{el}$ ovvero fintanto che la massima deformazione a trazione non supera il limite elastico, la sezione si trova ancora in campo elastico-lineare.

Per la proporzionalità del legame elastico, tale disequaglianza può esprimersi anche in termini di tensioni: la sezione è in campo elastico se la massima tensione di trazione è inferiore alla tensione al limite elastico (detta anche tensione di prima fessurazione) ovvero

$$\sigma_{max,t} \leq \sigma_{el}$$

Poiché la sezione non è soggetta a sforzi normali, ricordando la formula di Navier, possiamo determinare il valore del momento al limite elastico che vale

$$M_{el} = \sigma_{el} \frac{bh^2}{6} \quad (5.3)$$

Il valore della curvatura elastica può essere ricavato partendo dal legame costitutivo, ricordando la correlazione tra curvatura e deformazioni

$$\sigma_{el} = E\varepsilon_{el} = Ey\chi_{el}$$

ed il legame elastico tra momento e curvatura

$$M_{el} = EI_{el}\chi_{el}$$

che ci consentono di scrivere

$$\chi_{el} = \frac{M_{el}}{EI_{el}} = \sigma_{el} \frac{2}{Eh} \quad (5.4)$$

Poiché, a prescindere dal comportamento a trazione (plastico o incrudente) vale in ogni caso

$$\sigma_{el} = f_{ct,m}$$

La (5.3) e la (5.4) possono scriversi in funzione della resistenza a trazione di prima fessurazione della matrice ovvero

$$M_{el} = f_{ct,m} \frac{bh^2}{6} \quad (5.5)$$

$$\chi_{el} = \frac{M_{el}}{EI_{el}} = f_{ct,m} \frac{2}{Eh} \quad (5.6)$$

La sezione quindi, con riferimento alla resistenza $f_{ct,m}$, è in campo elastico se una delle due seguenti è verificata ovvero

$$M \leq M_{el} = f_{ct,m} \frac{bh^2}{6}$$

$$\chi \leq \chi_{el} = f_{ct,m} \frac{2}{Eh}$$

Con riferimento alle condizioni di carico del caso specifico, il limite elastico viene rispettato se

$$P \leq P_{el} = \frac{2M_{el}}{L} = f_{ct,m} \frac{bh^2}{3L}$$

Dal punto di vista delle deformazioni la condizione al limite elastico prevede

$$\varepsilon_{max,t} = \varepsilon_{el}$$

$$\varepsilon_{max,c} \ll \varepsilon_{el,c}$$

La parte compressa dunque è in grado di attingere ad una risorsa elastica superiore rispetto alla parte a trazione.

5.2.3 Sezione in fase non lineare micro fessurata (comportamento plastico)

Se la curvatura supera il limite elastico ovvero se $\chi > \chi_{el}$, il lembo teso inferiore inizia a subire deformazioni plastiche permanenti, comportando una distribuzione asimmetrica delle tensioni con uno spostamento dell'asse neutro verso l'alto in direzione della zona compressa, ancora in campo elastico.

Il modello cinematico alla base di tale processo prevede sempre valida l'ipotesi di linearità delle deformazioni che ora però risulta essere garantito dalla seguente condizione cinematica

$$\varepsilon = \frac{du}{dz} - y \frac{d\varphi}{dz} = \eta + y\chi$$

dove η rappresenta la deformazione della fibra baricentrica non nulla, causa la traslazione dell'asse neutro una volta iniziata la plasticizzazione.

La definizione di un sistema di equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e alla rotazione

$$\begin{cases} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot z \cdot dz \end{cases}$$

identifica la posizione dell'asse neutro e il momento resistente della sezione.

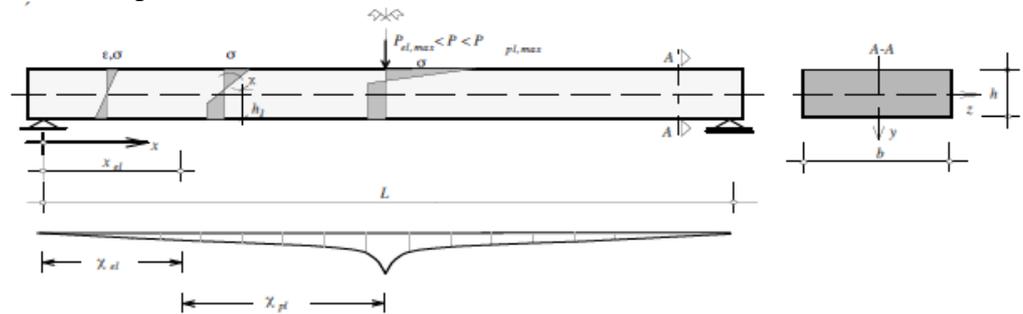


Figura 75 Distribuzione della curvatura lungo l'asse della trave (Spasojevic, 2008)

Tale fase termina quando la massima deformazione di trazione nella sezione critica raggiunge il valore della deformazione ultima ε_u e definiamo la forza ed il momento nella sezione critica corrispondenti a tale stato deformativo come P_{pl} e M_{pl} ovvero come forza al limite plastico e momento al limite plastico.

Come si evince in figura, se si esamina l'elemento monodimensionale, ci sono parti che risultano ancora in fase elastico-lineare (per $z \leq z_{el}$) e parti che possono presentare differenti livelli di plasticizzazione ($z_{el} \leq z \leq L/2$). Il valore dell'ascissa z_{el} in cui viene raggiunto il limite elastico a trazione è funzione del carico P .

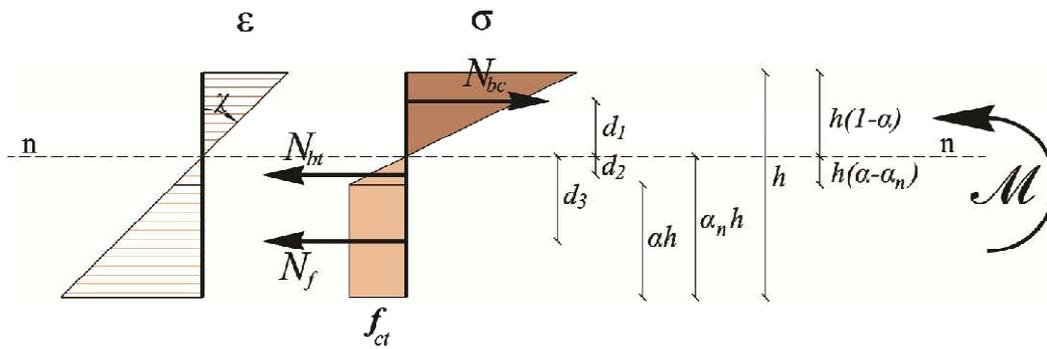


Figura 76 Distribuzione delle tensioni con parte tesa con comportamento plastico nella sezione e risultanti agenti

Riprendendo una notazione utilizzata nel capitolo sulla caratterizzazione e riportata in figura, esplicitiamo l'altezza dell'asse neutro e quella della zona elasticizzata in funzione dell'altezza totale dell'elemento indicandole rispettivamente come $a_n h$ e αh . Di conseguenza indichiamo come la distanza tra lembo superiore compresso e asse neutro la quantità

$$(h - a_n h) = h(1 - a_n)$$

mentre la distanza tra asse neutro e margine superiore della zona microfessurata plastica come

$$(\alpha h - a_n h) = h(\alpha - a_n)$$

Le risultanti delle distribuzioni di tensioni a compressione e a trazione rappresentate in figura sono

$$N_{bc} = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot h(1 - a_n)}{2}$$

$$N_{bt} = \frac{f_{ct} \cdot b \cdot h(\alpha - a_n)}{2}$$

$$N_f = f_{ct} \cdot \alpha \cdot h \cdot b$$

rispettivamente la risultante delle tensioni normali a compressione N_{bc} e trazione N_{bt} agenti nella parte non microfessurata (elastica), la risultante delle tensioni normali di trazione N_f sulla parte microfessurata (plastica).

Le distanze dall'asse neutro di tali risultanti sono

$$d_1 = \frac{2}{3} h(1 - a_n)$$

$$d_2 = \frac{2}{3} h(\alpha - a_n)$$

$$d_3 = h\left(\frac{3}{2}\alpha - a_n\right)$$

Se esprimiamo le tensioni normali di compressione σ_c della parte non fessurata in funzione della curvatura in fase plastica otteniamo

$$\sigma_c = E \cdot \chi \cdot h(1 - a_n)$$

In tal modo possiamo esprimere la risultante N_{bc} in funzione della curvatura

$$N_{bc} = \frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^2(1 - a_n)^2}{2}$$

Siamo in grado di imporre l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione in funzione della curvatura plastica

$$\left\{ \begin{array}{l} -\frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^2(1 - a_n)^2}{2} + \frac{f_{ct} \cdot b \cdot h(\alpha - a_n)}{2} + (f_{ct} \cdot \alpha \cdot h \cdot b) = 0 \\ \left(\frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^2(1 - a_n)^2}{2} \right) \left(\frac{2}{3} h(1 - a_n) \right) + \left(\frac{f_{ct} \cdot b \cdot h(\alpha - a_n)}{2} \right) \left(\frac{2}{3} h(\alpha - a_n) \right) + (f_{ct} \cdot \alpha \cdot h \cdot b) \left(h \left(\frac{3}{2} \alpha - a_n \right) \right) = M \end{array} \right. \quad (5.7)$$

Per la risoluzione di tale sistema, è necessario introdurre la condizione geometrica che lega altezza della parte micro-fessurata e posizione dell'asse neutro. Per il legame elastico tra curvatura e tensioni vale

$$h(\alpha - a_n) = \frac{f_{ct}}{E\chi}$$

che ci consente di scrivere

$$\alpha h = a_n h - \frac{f_{ct}}{E\chi}$$

In tal modo esprimiamo le distanze tra le risultanti e l'asse neutro come

$$d_2 = \frac{2}{3} h(\alpha - a_n) = \frac{2f_{ct}}{3E\chi} \quad (5.8)$$

$$d_3 = h \left(\frac{3}{2} \alpha - a_n \right) = \frac{a_n h}{2} + \frac{f_{ct}}{2E\chi} \quad (5.9)$$

che sostituite nel sistema (5.7) forniscono il seguente

$$\left\{ \begin{array}{l} -\frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^2(1 - a_n)^2}{2} + \left(\frac{f_{ct} \cdot b}{2} \cdot \frac{f_{ct}}{E\chi} \right) + (f_{ct} \cdot b) \left(a_n h - \frac{f_{ct}}{E\chi} \right) = 0 \\ \left(\frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^2(1 - a_n)^2}{2} \right) \left(\frac{2}{3} h(1 - a_n) \right) + \left(\frac{f_{ct} \cdot b}{2} \cdot \frac{f_{ct}}{E\chi} \right) \left(\frac{2f_{ct}}{3E\chi} \right) + (f_{ct} \cdot b) \left(a_n h - \frac{f_{ct}}{E\chi} \right) \left(\frac{a_n h}{2} + \frac{f_{ct}}{2E\chi} \right) = M \end{array} \right.$$

che, a seguito delle dovute semplificazioni diviene

$$\begin{cases} -\frac{E \cdot \chi \cdot h^2(1 - a_n)^2}{2} + \left(\frac{f_{ct}^2}{2E\chi}\right) + (f_{ct})\left(a_n h - \frac{f_{ct}}{E\chi}\right) = 0 \\ \left(\frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^3(1 - a_n)^3}{3}\right) + \left(\frac{f_{ct}^3 \cdot b}{3E^2\chi^2}\right) + (f_{ct} \cdot b)\left(a_n h - \frac{f_{ct}}{E\chi}\right)\left(\frac{a_n h}{2} + \frac{f_{ct}}{2E\chi}\right) = M \end{cases}$$

e la cui risoluzione è

$$\begin{cases} a_n(\chi) = 1 + \frac{f_{ct}}{E\chi h} - \frac{\sqrt{2}\sqrt{f_{ct}E\chi h}}{E\chi h} \\ M = \frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^3}{3}(-a_n^3 + 3a_n^2 - 3a_n + 1) - \frac{f_{ct}^3 \cdot b}{6E^2\chi^2} + \frac{f_{ct} \cdot b \cdot h^2 \cdot a_n^2}{2} \end{cases}$$

Si noti che la prima equazione ammetteva come risultati due radici di cui solo una presenta un significato fisico accettabile.

Inserendo il valore dell'asse neutro nell'equazione dell'equilibrio alla rotazione otteniamo la relazione momento/curvatura in fase plastica micro-fessurata

$$M(\chi) = \frac{f_{ct}bh}{6E\chi}(-2\sqrt{2E\chi hf_{ct}} + 3E\chi h)$$

da cui ricaviamo viceversa l'espressione della curvatura in funzione del momento

$$\chi(M) = \frac{8f_{ct}^3 b^3 h^3}{36M^2 E + 9f_{ct}^2 b^2 h^4 E - 36M f_{ct} b h^2 E}$$

Per verificare la correttezza dell'espressioni trovate basta verificare la condizione al limite inferiore ovvero quando la curvatura tende al caso della curvatura elastica: in tal modo l'asse neutro è baricentrico (ovvero si trova posizionato a $\frac{h}{2}$) e il momento corrispondente è pari al momento elastico M_{el} .

Infatti con $\chi \rightarrow \chi_{el} = f_{ct} \frac{2}{Eh}$ otteniamo

$$\begin{aligned} \lim_{\chi \rightarrow \chi_{el}} a_n(\chi)h &= \lim_{\chi \rightarrow f_{ct} \frac{2}{Eh}} \left(1 + \frac{f_{ct}}{E\chi h} - \frac{\sqrt{2}\sqrt{f_{ct}E\chi h}}{E\chi h}\right) = \frac{h}{2} \\ \lim_{\chi \rightarrow \chi_{el}} M(\chi) &= \lim_{\chi \rightarrow f_{ct} \frac{2}{Eh}} \left(\frac{f_{ct}bh}{6E\chi}(-2\sqrt{2E\chi hf_{ct}} + 3E\chi h)\right) = \frac{f_{ct}bh^2}{6} = M_{el} \end{aligned}$$

Per verificare invece la correttezza dell'espressione della curvatura occorre considerare il caso limite in cui il momento in fase fessurata coincide il momento elastico ovvero $M \rightarrow M_{el} = \frac{f_{ct}bh^2}{6}$. Si verifica che

$$\lim_{M \rightarrow M_{el}} \chi(M) = \lim_{M \rightarrow \frac{f_{ct} b h^2}{6}} \left(\frac{8f_{ct}^3 b^3 h^3}{36M^2 E + 9f_{ct}^2 b^2 h^4 E - 36M f_{ct} b h^2 E} \right) = \frac{f_{ct} 2}{Eh}$$

La massima capacità portante a flessione in fase plastica, prima della localizzazione delle fessura ovvero prima del comportamento degradante, si raggiunge quando la deformazione a trazione attinge al suo massimo ε_u . Se chiamiamo curvatura plastica χ_{pl} la massima curvatura della sezione prima dell'apertura delle fessura, ossia la curvatura corrispondente alla massima deformazione a trazione $\chi_{pl} = \chi(\varepsilon_u)$, possiamo calcolare il massimo momento in fase plastica, che definiamo momento al limite plastico ovvero il momento corrispondente alla deformazione ultima a trazione

$$M_{pl} = M(\chi_{pl}) = M(\chi(\varepsilon_u))$$

Per far ciò esprimiamo la curvatura in funzione della deformazione a trazione della fibra più lontana dall'asse neutro

$$\chi \left(1 + \frac{f_{ct}}{E\chi h} - \frac{\sqrt{2}\sqrt{f_{ct} E\chi h}}{E\chi h} \right) h = \varepsilon \Rightarrow \chi(\varepsilon) = \frac{E\varepsilon + \sqrt{-f_{ct}(f_{ct} - 2E\varepsilon)}}{Eh}$$

Verifichiamo dapprima la correttezza di questa espressione, nel caso limite in cui $\varepsilon \rightarrow \varepsilon_{el} = \frac{f_{ct}}{E}$

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow \varepsilon_{el}} \chi(\varepsilon) = \lim_{\varepsilon \rightarrow \frac{f_{ct}}{E}} \left(\frac{E\varepsilon + \sqrt{-f_{ct}(f_{ct} - 2E\varepsilon)}}{Eh} \right) = \frac{2f_{ct}}{Eh}$$

Definiamo successivamente la curvatura al limite plastico in funzione della deformazione ultima

$$\chi_{pl} = \chi(\varepsilon_u) = \frac{E\varepsilon_u + \sqrt{-f_{ct}(f_{ct} - 2E\varepsilon_u)}}{Eh} \quad (5.10)$$

esprimendo il legame momento/curvatura in fase plastica come

$$\begin{aligned} M(\chi) &= \frac{f_{ct} b h^2}{6} \left(-\frac{2\sqrt{2E\chi h f_{ct}}}{E\chi h} + 3 \right) \\ &= M_{el} \left(-\frac{2\sqrt{2E\chi h f_{ct}}}{E\chi h} + 3 \right) \end{aligned} \quad (5.11)$$

e sostituendo la (5.10) nella (5.11) otteniamo

$$M_{pl} = M_{el} \left(-\frac{2\sqrt{2f_{ct}}}{\sqrt{f_{ct}(E\varepsilon_u + \sqrt{-f_{ct}(f_{ct} - 2E\varepsilon_u)})}} + 3 \right)$$

che rappresenta il momento limite in fase plastica micro-fessurata. Si noti che il termine tra parentesi indica l'incremento della capacità portante a flessione

rispetto al momento elastico. Tale valore non dipende dalle caratteristiche geometriche della sezione ma esclusivamente dalle proprietà del materiale, quindi di conseguenza anche la resistenza al limite plastico a flessione è un parametro relazionato alle proprietà del materiale, mentre la massima curvatura rimane inversamente proporzionale all'altezza della sezione, così come accade in campo elastico-lineare. Tale motivo è alla base dell'elevata curvatura che presentano in regime plastico gli elementi molto sottili.

L'incremento della resistenza plastica è funzione principalmente del comportamento deformativo della sezione ovvero dipende dall'attingimento della deformazione massima al lembo teso. Se infatti tale deformazione si assumesse infinita (materiale infinitamente plastico) il rapporto tra M_{el} e M_{pl} raggiungere il massimo limite teorico di 1 a 3. Nei casi reali, ciò non accade mai a causa della rottura che avviene una volta raggiunto il limite di deformazione a compressione.

5.2.4 Sezione in fase non lineare micro fessurata (comportamento incrudente)

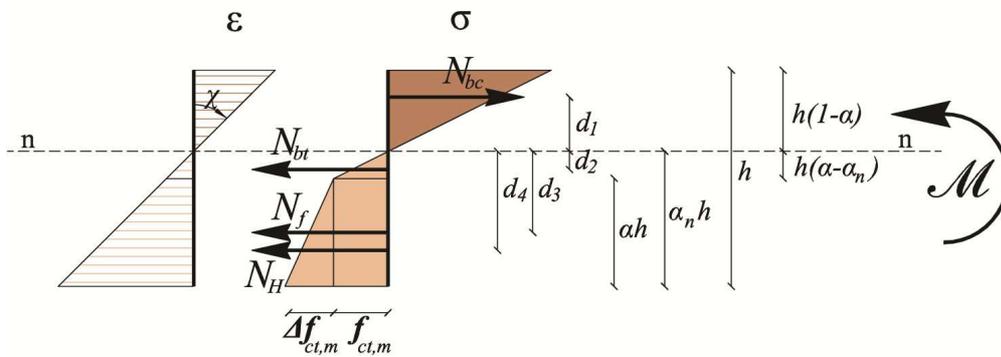


Figura 77 Distribuzione delle tensioni con parte tesa con comportamento incrudente nella sezione e risultanti agenti

Il caso di comportamento linearmente incrudente può essere trattato in maniera analoga. La posizione dell'asse neutro e il momento resistente si ottengono aggiungendo alle equazioni di equilibrio precedentemente risolte in campo perfettamente plastico, il contributo dovuto alla presenza dell'incrudimento che è pari a

$$N_H = \frac{(f_{ct} - f_{ct,m}) \left(a_n h - \frac{f_{ct,m}}{E\chi} \right) b}{2}$$

posta ad una distanza dall'asse neutro pari a $d_4 = \frac{2}{3} a_n h + \frac{f_{ct,m}}{E\chi}$.

Ricordando che in fase plastica vale $f_{ct} = f_{cf,m}$

ovvero che la resistenza ultima coincide con quella di prima fessurazione della matrice (o al limite elastico). Per un materiale incrudente tali valori sono differenti ed in modo particolare risulta

$$f_{ct} > f_{cf,m}$$

Le equazioni di equilibrio diventano

$$\left\{ \begin{array}{l} -\frac{E \cdot \chi \cdot h^2(1 - a_n)^2}{2} + \left(\frac{f_{ct,m}^2}{2E\chi}\right) + (f_{ct,m}) \left(a_n h - \frac{f_{ct,m}}{E\chi}\right) + \\ \quad + \frac{(f_{ct} - f_{ct,m}) \left(a_n h - \frac{f_{ct,m}}{E\chi}\right)}{2} = 0 \\ \left(\frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^3(1 - a_n)^3}{3}\right) + \left(\frac{f_{ct,m}^3 \cdot b}{3E^2\chi^2}\right) + (f_{ct,m} \cdot b) \left(a_n h - \frac{f_{ct,m}}{E\chi}\right) \left(\frac{a_n h}{2} + \frac{f_{ct,m}}{2E\chi}\right) + \\ \quad + \frac{(f_{ct} - f_{ct,m}) \left(a_n h - \frac{f_{ct,m}}{E\chi}\right) b}{2} \left(\frac{2}{3} a_n h + \frac{f_{ct,m}}{E\chi}\right) = M \end{array} \right.$$

La cui risoluzione è

$$\left\{ \begin{array}{l} a_n(\chi) = 1 + \frac{(f_{ct,m} + f_{ct})}{2E\chi h} - \frac{\sqrt{-2f_{ct,m}f_{ct} + f_{ct}^2 + f_{ct,m}^2 + 4E\chi h(f_{ct,m} + f_{ct})}}{2E\chi h} \\ M = \frac{E \cdot \chi \cdot b \cdot h^3}{3} (-a_n^3 + 3a_n^2 - 3a_n + 1) - \frac{f_{ct,m}^3 \cdot b}{6E^2\chi^2} + \frac{f_{ct} \cdot b \cdot h^2 \cdot a_n^2}{2} + \\ \quad + \left[\frac{b}{6E^2\chi} (f_{ct} - f_{ct,m})(3f_{ct,m} + 2Eha_n)(f_{ct,m} - E\chi ha_n) \right] \end{array} \right.$$

Introducendo il valore dell'asse neutro nella seconda si ottiene la relazione momento/curvatura per una sezione micro-fessurata con comportamento incrudente.

6.1 *Introduzione*

In questo capitolo vengono presentate alcune analisi numeriche su travi in UHPC. Poiché questo materiale è stato poco impiegato, in letteratura si trovano analisi numeriche e pochi modelli analitici, si riferiscono per lo più agli FRC.

Gli unici dati a disposizione sono quelli relativi a prove sperimentali.

Nelle applicazioni si è tentato di riprodurre il comportamento a flessione nella fase elastica e pseudo-plastica di travi sottoposte a flessione.

Le applicazioni che vengono presentate sono state sviluppate con il codice di calcolo Karnak. sGbem, utilizzando una procedura di analisi elasto-plastica sviluppata nell'ambito del metodo simmetrico degli elementi di contorno. (SBEM)

6.2 *Caratteristiche principali del BEM*

Il metodo degli elementi di contorno (Boundary Element Method) è un metodo di analisi strutturale largamente impiegato in vari settori della Meccanica applicata. Esso è basato su una formulazione integrale che contiene, come grandezze incognite, variabili definite sul contorno di un solido. L'uso di una griglia computazionale descrive la geometria del contorno e consente di definire in modo discreto le grandezze del problema di analisi.

Il BEM viene largamente impiegato nella sua formulazione per collocazione. Le sue peculiarità sono:

- utilizzo delle soluzioni fondamentali e sostituzione delle equazioni di campo (differenziali) con equazioni integrali sul contorno;
- discretizzazione effettuata sul contorno del solido lasciando integro il suo dominio;
- risposta valuta su punti caratteristici del contorno.

Le soluzioni fondamentali sono funzioni di influenza che descrivono la risposta in un punto \mathbf{x} del dominio illimitato Ω_∞ , quando in un punto \mathbf{x}' sono applicate delle singolarità meccaniche o cinematiche.

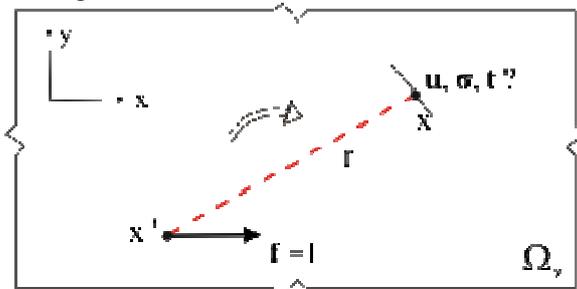


Figura 78 Soluzioni fondamentali nel dominio illimitato

Come si evince dal seguente schema, tutte le soluzioni fondamentali per problemi bidimensionali si ottengono per derivazione dalla soluzione di Kelvin $\mathbf{G}_{uu}(\mathbf{x}', \mathbf{x})$, la quale fornisce la funzione spostamento in un punto, quando la causa è una forza concentrata.

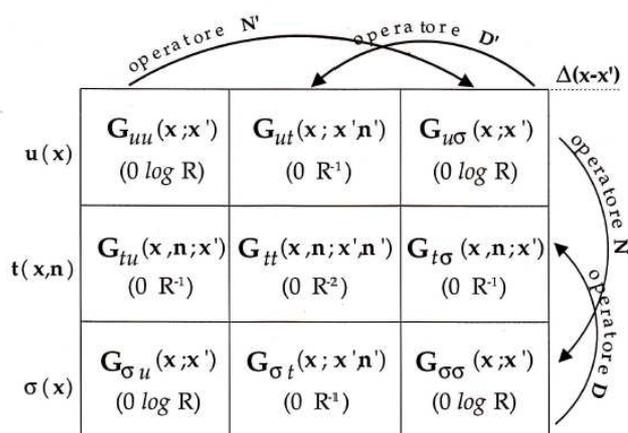


Figura 79 Matrice delle soluzioni fondamentali

La formulazione del BEM deriva dall'applicazione del teorema di Betti generalizzato al dominio illimitato.

Infatti, impiegando il teorema di Betti, si perviene alla scrittura delle Identità di Somigliana, cioè a delle relazioni integrali che in ogni punto del dominio illimitato forniscono gli spostamenti, le trazioni e le tensioni, quando la causa è una distribuzione, modellata da funzioni di forma, di cause meccaniche o cinematiche.

Si riportano le Identità di Somigliana degli spostamenti e degli trazioni

$$\begin{aligned} \mathbf{u}(\mathbf{x}) &= \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{uu} \mathbf{f}_1 + \int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{uu} (-\mathbf{u}_2) + \int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{uu} \bar{\mathbf{f}}_2 + \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{uu} (-\bar{\mathbf{u}}_1) + \int_{\Omega} \mathbf{G}_{uu} \bar{\mathbf{b}} + \int_{\Omega} \mathbf{G}_{u\sigma} \bar{\boldsymbol{\theta}} \\ \mathbf{t}(\mathbf{x}) &= \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{tu} \mathbf{f}_1 + \int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{tu} (-\mathbf{u}_2) + \int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{tu} \bar{\mathbf{f}}_2 + \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{tu} (-\bar{\mathbf{u}}_1) + \int_{\Omega} \mathbf{G}_{tu} \bar{\mathbf{b}} + \int_{\Omega} \mathbf{G}_{t\sigma} \bar{\boldsymbol{\theta}} \end{aligned} \quad (6.1)$$

La genesi del BEM per collocazione può essere descritta sinteticamente facendo riferimento ad il problema elastostatico per il solido bidimensionale rappresentato in figura e sottoposto a forze di dominio $\bar{\mathbf{b}}_j$, distorsioni volumetriche $\bar{\boldsymbol{\theta}}_j$, cedimenti $\bar{\mathbf{u}}_j$ assegnati sul contorno vincolato Γ_{1j} , forze superficiali $\bar{\mathbf{f}}_j$ agenti sul contorno libero Γ_{2j} .

Figura 80 Un solido bidimensionale sottoposto ad azioni superficiali e di volume

Le Identità di Somigliana vengono valutate sul contorno del solido, ottenendo così delle equazioni integrali al contorno

Successivamente, si discretizza il contorno del solido, mediante l'introduzione di opportune funzioni di forma .

$$\mathbf{f}_1 = \mathbf{Y}_f \mathbf{F}_1, \quad \mathbf{u}_2 = \mathbf{Y}_u \mathbf{U}_2$$

Sviluppando si perviene ad un sistema risolvete che ha la seguente forma

$$\mathbf{B} \mathbf{X} + \mathbf{L} = \mathbf{0} \quad (6.2)$$

con cui \mathbf{B} è un operatore misto, \mathbf{X} il vettore contenente le reazioni e gli spostamenti incogniti e infine il vettore \mathbf{L} raccoglie le azioni note.

Il metodo è caratterizzato da una notevole riduzione delle variabili, inoltre l'uso delle soluzioni fondamentali assicurano la compatibilità e l'equilibrio in ogni punto del dominio. Di contro, il BEM presenta un bagaglio matematico di base piuttosto complesso ed ha il notevole svantaggio di possedere operatori matriciali pieni e non simmetrici. Una formulazione alternativa al BEM per collocazione è quella simmetrica (Symmetric Galerkin Boundary Element Method). Tale formulazione è basata sulla derivazione in termini energetici delle equazioni integrali sul contorno con la introduzione di variabili di contorno di tipo generalizzato, costituite da spostamenti e trazioni. Il sistema risolvibile è definito da un operatore simmetrico, i cui coefficienti si ottengono da una doppia integrazione.

Con riferimento al solido di figura precedente, si introduca il Funzionale di Hu-Washizu Π

$$\begin{aligned} \Pi = & \frac{1}{2} \int_{\Omega} (\boldsymbol{\varepsilon} - \bar{\boldsymbol{\vartheta}})^T \mathbf{E} (\boldsymbol{\varepsilon} - \bar{\boldsymbol{\vartheta}}) d\Omega - \int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma}^T (\mathbf{D}\mathbf{u} - \boldsymbol{\varepsilon}) d\Omega + \\ & - \int_{\Omega} \mathbf{u}^T \bar{\mathbf{b}} d\Omega - \int_{\Gamma_1} \mathbf{f}_1^T (\mathbf{u}_1 - \bar{\mathbf{u}}_1) d\Gamma_1 - \int_{\Gamma_2} \mathbf{u}_2^T \bar{\mathbf{f}}_2 d\Gamma_2 \end{aligned} \quad (6.3)$$

in cui \mathbf{E} è la matrice dei coefficienti elastici e \mathbf{D} il seguente operatore differenziale

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (6.4)$$

Si discretizza il contorno del solido, mediante l'introduzione di funzioni di forma $\mathbf{f}_1 = \mathbf{Y}_f \mathbf{F}_1$, $\mathbf{u}_2 = \mathbf{Y}_u \mathbf{U}_2$.

Il funzionale assume la seguente forma

$$\begin{aligned} \Pi(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\sigma}, \mathbf{u}, \mathbf{F}_1, \mathbf{W}_1, \mathbf{U}_2) = & \frac{1}{2} \int_{\Omega} (\boldsymbol{\varepsilon} - \bar{\boldsymbol{\vartheta}})^T \mathbf{E} (\boldsymbol{\varepsilon} - \bar{\boldsymbol{\vartheta}}) d\Omega + \int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma}^T (\mathbf{D}\mathbf{u} - \boldsymbol{\varepsilon}) d\Omega + \\ & - \int_{\Omega} \mathbf{u}^T \bar{\mathbf{b}} d\Omega - \mathbf{F}_1^T (\mathbf{W}_1 - \bar{\mathbf{W}}_1) - \mathbf{U}_2^T \bar{\mathbf{P}}_2 \end{aligned} \quad (6.5)$$

Si dimostra che dalla condizione $\partial\Pi = 0$ si ottengono le classiche equazioni di campo del problema elastico

$$\mathbf{D}^T \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) + \bar{\mathbf{b}}(\mathbf{x}) = \mathbf{0}$$

$$\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = \mathbf{E}(\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) - \bar{\boldsymbol{\vartheta}}(\mathbf{x})) \quad (6.6)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) = \mathbf{D}\mathbf{u}(\mathbf{x})$$

e le condizioni al contorno di Dirichlet e Neumann, scritte in forma pesata

$$\begin{cases} \mathbf{W}_1 = \bar{\mathbf{W}}_1 \\ \mathbf{P}_2 = \bar{\mathbf{P}}_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \int_{\Gamma_1} \mathbf{Y}_f^T \mathbf{u}_1 d\Gamma_1 = \int_{\Gamma_1} \mathbf{Y}_f^T \bar{\mathbf{u}}_1 d\Gamma_1 \\ \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \mathbf{t}_2 d\Gamma_2 = \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \bar{\mathbf{f}}_2 d\Gamma_2 \end{cases} \quad (6.7)$$

Il sistema risolvete si ottiene sostituendo nella (6.7) le seguenti Identità di Somigliana.

Sviluppando si perviene a questo sistema

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{F}_1 \\ (-\mathbf{U}_2) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{L}_1 \\ \mathbf{L}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (6.8)$$

in cui sono valide le seguenti posizioni:

$$\mathbf{K}_{11} = \int_{\Gamma_1} \mathbf{Y}_f^T \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{uu} \mathbf{Y}_t' d\Gamma_1' d\Gamma_1; \quad \mathbf{K}_{12} = \int_{\Gamma_1} \mathbf{Y}_f^T \int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{ut} \mathbf{Y}_u' d\Gamma_2' d\Gamma_1 \quad (6.9a-d)$$

$$\mathbf{K}_{21} = \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{tu} \mathbf{Y}_t' d\Gamma_1' d\Gamma_2; \quad \mathbf{K}_{22} = \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{uu} \mathbf{Y}_u' d\Gamma_2' d\Gamma_2$$

$$\mathbf{K}_{11} = \int_{\Gamma_1} \mathbf{Y}_f^T \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{uu} \mathbf{Y}_t' d\Gamma_1' d\Gamma_1; \quad \mathbf{K}_{12} = \int_{\Gamma_1} \mathbf{Y}_f^T \int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{ut} \mathbf{Y}_u' d\Gamma_2' d\Gamma_1 \quad (6.9e)$$

$$\mathbf{K}_{21} = \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{tu} \mathbf{Y}_t' d\Gamma_1' d\Gamma_2; \quad \mathbf{K}_{22} = \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{uu} \mathbf{Y}_u' d\Gamma_2' d\Gamma_2$$

$$\mathbf{L}_2 = \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \left[\int_{\Gamma_2} \mathbf{G}_{uu} \bar{\mathbf{f}}_2 d\Gamma_2' d\Gamma_2 - \frac{1}{2} \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \bar{\mathbf{f}}_2 d\Gamma_2 + \right. \quad (6.9f)$$

$$\left. + \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \int_{\Gamma_1} \mathbf{G}_{ut} (-\bar{\mathbf{u}}_1) d\Gamma_1' d\Gamma_2 + \int_{\Gamma_2} \mathbf{Y}_u^T \left(\int_{\Omega} \mathbf{G}_{uu} \bar{\mathbf{b}} d\Omega + \int_{\Omega} \mathbf{G}_{u\sigma} \bar{\boldsymbol{\theta}} d\Omega \right) d\Gamma_2 \right]$$

Si osserva che \mathbf{K} è un operatore misto contenenti grandezze pesate, in cui \mathbf{K}_{11} rappresenta la matrice di cedibilità, \mathbf{K}_{22} la matrice di rigidità, $\mathbf{K}_{12} = \mathbf{K}_{21}^T$ le matrici di compatibilità ed equilibrio.

6.3 Approccio del BEM simmetrico per sottodomini

Per problemi complessi è vantaggioso suddividere il sistema in sottodomini (definiti elemento-bem), aventi proprie caratteristiche fisiche (modulo di Young E , coefficiente di Poisson ν), e geometriche

Come mostrato in figura tale problema viene affrontato suddividendo il solido in elementi-bem, posti a contatto tra di loro lungo linee di interfaccia Γ_0 .

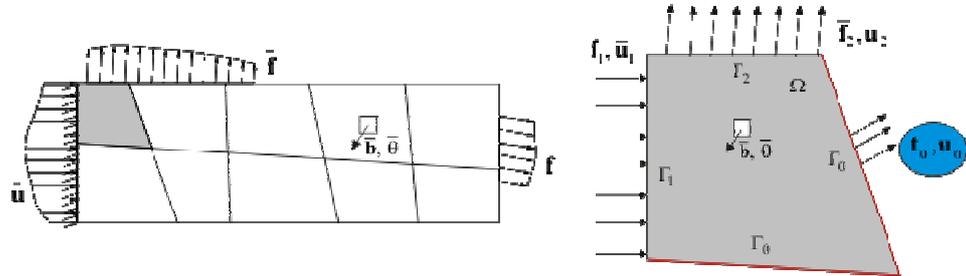


Figura 81 Un solido bidimensionale suddiviso in elementi-bem

Per ogni sottodominio è possibile introdurre una relazione di elasticità che lega spostamenti pesati e trazioni pesate di interfaccia a forze e spostamenti nodali dello stesso contorno ed al vettore delle azioni esterne.

$$\mathbf{P}_0 = \mathbf{D}_{00} \mathbf{U}_0 + \hat{\mathbf{P}}_0 \tag{6.10}$$

dove \mathbf{P}_0 e $\hat{\mathbf{P}}_0$ rappresentano i vettori delle trazioni generalizzate (o pesate) sugli elementi di contorno di interfaccia incogniti e noti, \mathbf{D}_{00} è la matrice di rigidità dell'elemento-bem, \mathbf{U}_0 è il vettore degli spostamenti nodali d'interfaccia.

Assemblando le relazioni (6.10) scritte per ogni elemento-bem, si ottiene una relazione generale che correla le trazioni generalizzate di tutti i sottodomini agli spostamenti dei nodi d'interfaccia tra gli elementi-bem:

$$\mathbf{P} = \mathbf{D} \mathbf{U} + \hat{\mathbf{P}} \tag{6.11}$$

dove sono valide le seguenti posizioni

$$\mathbf{P} = [\mathbf{P}_{1i}^T \quad \mathbf{P}_{2i}^T \quad \dots \quad \mathbf{P}_{ni}^T]^T, \quad \hat{\mathbf{P}} = [\hat{\mathbf{P}}_{1i}^T \quad \hat{\mathbf{P}}_{2i}^T \quad \dots \quad \hat{\mathbf{P}}_{ni}^T]^T, \tag{6.12a-d}$$

$$\mathbf{U} = [\mathbf{U}_{1i}^T \quad \mathbf{U}_{2i}^T \quad \dots \quad \mathbf{U}_{ni}^T]^T, \quad \mathbf{D} = \text{diag}[\mathbf{D}_{1i} \quad \mathbf{D}_{2i} \quad \dots \quad \mathbf{D}_{ni}]$$

Per ottenere la risposta elastica del solido assemblato occorre introdurre l'equazione di compatibilità

$$\mathbf{U} = \mathbf{Z} \mathbf{u} \tag{6.13}$$

dove \mathbf{u} rappresenta gli spostamenti dei nodi del sistema assemblato, \mathbf{Z} è la matrice topologica che opera una condensazione delle variabili nodali.

Le condizioni di regolarità delle trazioni generalizzate lungo i lati di interfaccia degli elementi contigui possono essere scritte nel modo seguente:

$$\mathbf{Z}^T \mathbf{P} = \mathbf{0} \quad (6.14)$$

Utilizzando le (6.11), (6.13), (6.14) si ottiene il sistema risolvibile

$$\mathbf{K} \mathbf{u} + \hat{\mathbf{f}} = \mathbf{0} \quad (6.15)$$

dove si sono fatte le seguenti posizioni

L'operatore simmetrico e non singolare \mathbf{K} è la matrice di rigidità del sistema assemblato, mentre $\hat{\mathbf{f}}$ rappresenta il termine di carico.

Operando in questo modo, il sistema risolvibile è ottenuto in termini degli spostamenti dei nodi d'interfaccia. In una fase di post-analisi possono essere determinate le reazioni del contorno vincolato, gli spostamenti dei nodi liberi e le forze sui nodi d'interfaccia, così come le tensioni nel dominio.

Si osserva che la compatibilità e l'equilibrio sono garantiti in forma puntuale in ogni punto del dominio, in virtù dell'impiego delle soluzioni fondamentali, e nei nodi di interfaccia, attraverso le condizioni di regolarità imposte. Il metodo ha il vantaggio di consentire l'accoppiamento tra elementi di grande e piccola dimensione con elevate prestazioni computazionali

6.4 Il codice di calcolo Karnak.sGbem

Le applicazioni presentate nel presente capitolo sono state sviluppate con il codice di calcolo Karnak. sGbem. Tale programma consente di effettuare una analisi elastica e una analisi elasto-plastica di strutture bidimensionali piane soggette ad azioni agenti nel proprio piano (forze, cedimenti, forze di massa, distorsioni volumetriche e variazioni di temperatura).

L'analisi elastica può essere effettuata o con un approccio classico, discretizzando cioè solo il contorno del solido, o con un approccio per sottodomini.

L'input dei dati avviene essenzialmente per via grafica. Disegnato il contorno della struttura, si inseriscono le caratteristiche fisico-geometriche (\mathbf{E} , n , s), le forze di massa \mathbf{P}_x e \mathbf{P}_y e le variazioni termiche. Inoltre sui lati dell'elemento si assegnano gli eventuali carichi distribuiti, i cedimenti vincolari e la condizione di vincolo dei lati stessi. L'ultima fase che precede l'analisi strutturale è quella di discretizzazione del contorno.

Effettuata l'analisi strutturale si ottiene la risposta sul contorno e, a partire da questa, è possibile conoscere gli spostamenti e le tensioni in ogni punto della struttura.

In particolare si possono ottenere: la configurazione deformata globale della struttura, gli spostamenti dei singoli nodi e di ciascun punto interno del dominio, le reazioni su ciascun lato vincolato, le tensioni normali e tangenziali parallele agli assi generali e le tensioni principali in ogni singolo punto specificato, la mappatura delle tensioni principali di trazione e compressione.

Per quanto riguarda l'analisi elastoplastica, il programma impiega un approccio basato sulla discretizzazione del dominio in sottodomini nei quali viene valutato, in termini discreti, l'accumulo delle deformazioni plastiche.

Le ipotesi di partenza sono solisti elasto-plastici ad initial strain, funzione di snervamento di von Mises, legge di flusso associata, stati piani di deformazione.

Viene impiegata una equazione lega le tensioni alle deformazioni plastiche, supposte costanti. Tramite questa equazione è possibile individuare le celle attive, ovvero i sottodomini nei quali risulti violata la condizione di ammissibilità plastica, che vengono raggruppate in macro-zone e quindi soggetti a correzione. A tal fine si impiegano note tecniche di path-following.

6.5 Applicazioni numeriche

6.5.1 Trave appoggiata soggetta a flessione

La prima applicazione riguarda una prova a flessione su una trave appoggiata soggetta ad un carico centrale (three points bending test).

Le prove sperimentali che si assumono come riferimento sono condotte presso École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Spasojevic, 2008).

La geometria della trave e le condizioni di vincolo sono rappresentate in Fig. 5.

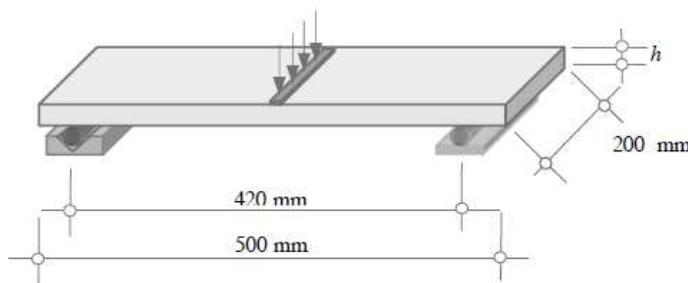


Figura 82 Geometria e condizioni di vincolo della trave

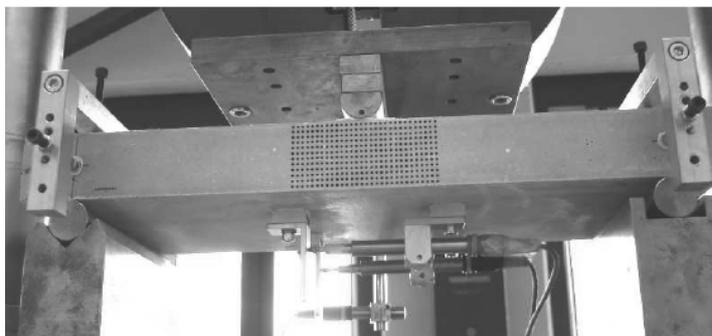


Figura 83 Setup della prova (Spasojevic, 2008)

Si è analizzata una trave di altezza $h = 50 \text{ mm}$. Le caratteristiche fisiche del materiale sono le seguenti:

$$E = 60 \text{ GPa}; E_H = 48 \text{ GPa}; \nu = 0.2$$

$$f_{ct,m} = 9 \text{ MPa}; f_{ct} = 153 \text{ MPa}, f_c = 11 \text{ MPa}$$

Il modello costitutivo del materiale è identico a quello descritto nel capitolo 5 per materiale incrudente e viene ripresentato in figura.

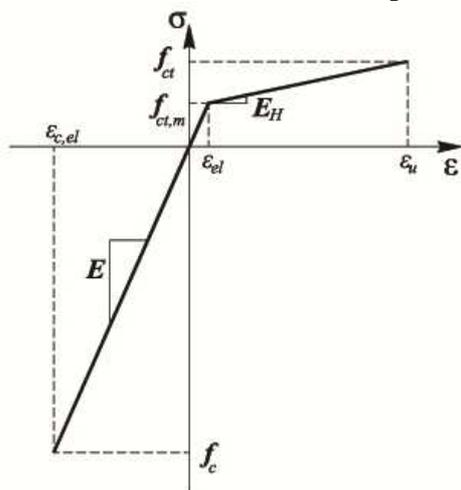


Figura 84 Legge costitutivo utilizzato nelle applicazioni

Nei diagrammi seguenti si riportano le curve P/δ in mezzeria e $P/\Delta l$.

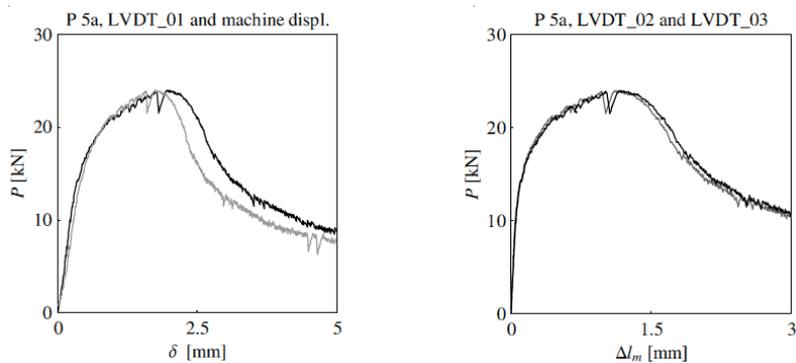


Figura 85 Risultati delle prove sperimentali per la trave con $h=50$

Nelle successive foto si osserva la rottura del provino.

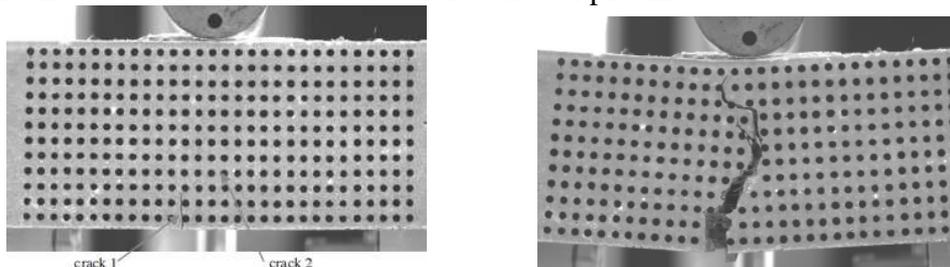


Figura 86 Fessurazione della trave alla forza massima e a rottura

La prima parte dell'analisi con il BEM riguarda il comportamento nella fase elastico lineare. Si effettua una preliminare analisi elastica con lo scopo di individuare le zone delle trave dove si concentrano le tensioni principali di trazione.

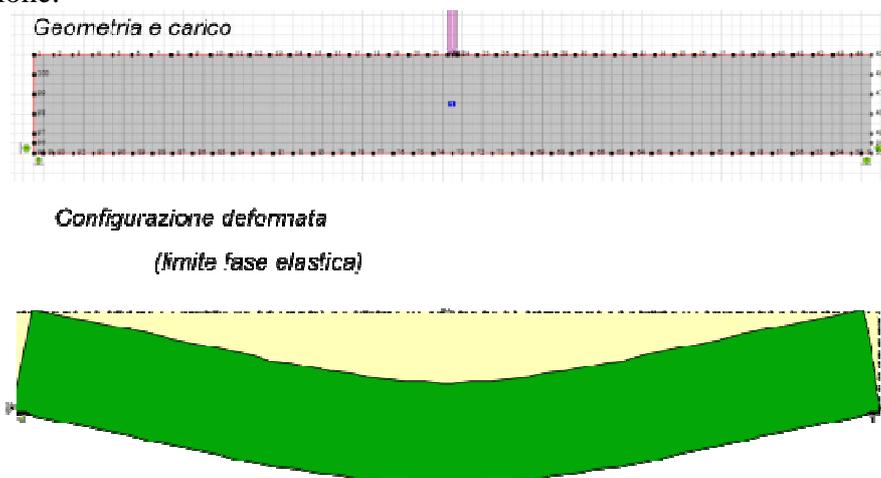
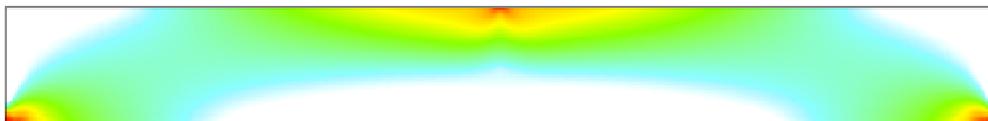


Figura 87 Modello geometrico, condizioni di carico e configurazione deformata al limite della fase elastica

Il contorno della trave viene discretizzato in elementi di contorno modellati con funzioni di forma lineari di lunghezza 10 mm. In Fig.9 sono riportati i disegni relativi alla geometria, alla configurazione deformata al limite della fase elastica e le mappature.

Mappatura delle tensioni principali di compressione



Mappatura delle tensioni principali di trazione

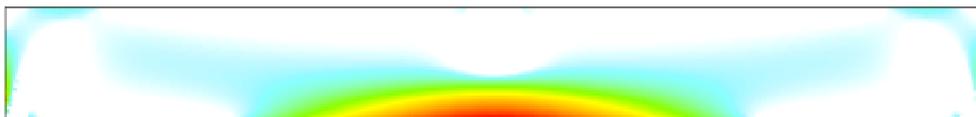


Figura 88 Analisi elastica della trave

Si passa quindi alla seconda parte dell'analisi, al fine di caratterizzare il comportamento elasto-incrudente della trave.

Vista la simmetria di geometria e di carico, si analizza metà della trave in oggetto. Nella figura successiva si riporta la discretizzazione della trave in sottodomini. Essa prevede 87 elementi-bem rettangolari a 4 nodi, di dimensioni variabili da 5 a 10 mm, e una macrozona di dimensioni molto più grandi.

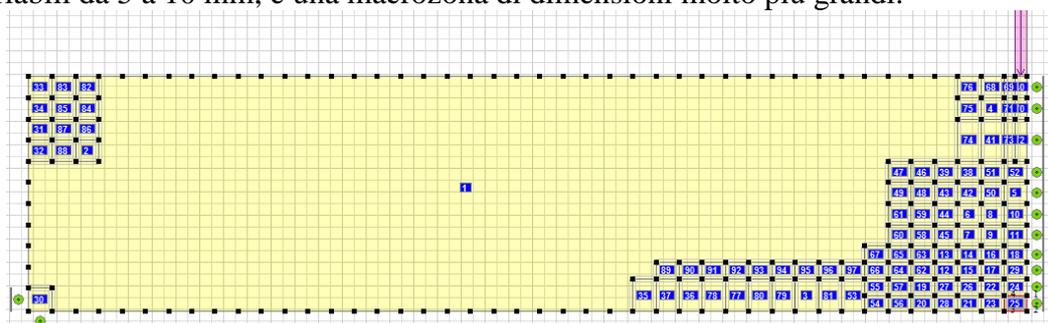


Figura 89 Discretizzazione in sottodomini

I risultati dell'analisi elasto-plastica sono riportati nel successivo diagramma carico-spostamento, relativo al nodo 2 della sottostruttura 25, corrispondente alla mezzeria del provino. Si è adottato un coefficiente di tolleranza $c=0.01$. I risultati sono confrontati con la curva ottenuta nell'analisi sperimentale

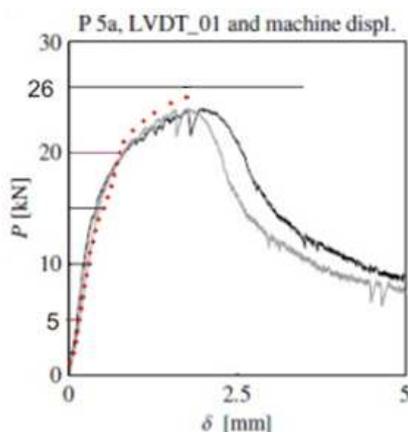


Figura 90 Diagramma carico-spostamento in mezzeria

6.5.2 Trave incastrata soggetta a carico distribuito

La seconda applicazione riguarda l'analisi elasto-plastica di una trave doppiamente incastrata agli estremi e soggetta ad un carico uniformemente distribuito.

Le dimensioni della trave e le caratteristiche fisiche del materiale sono le stesse dell'applicazione precedente, tranne per $b = 100 \text{ mm}$. Le condizioni di vincolo sono rappresentate in figura.

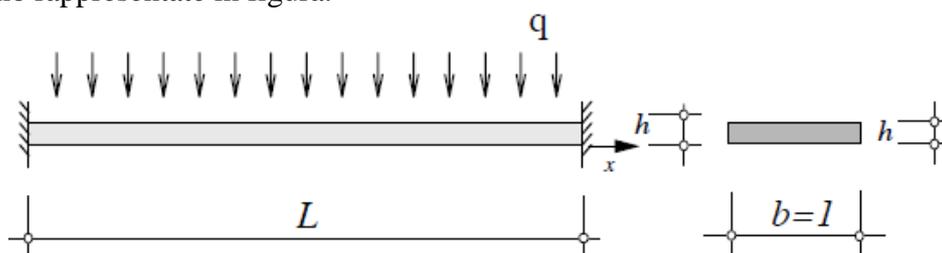


Figura 91 Geometria e condizioni di vincolo della trave

Dopo una preliminare analisi elastica, di cui si omettono i risultati, si effettua l'analisi elasto-plastica della trave, al fine di caratterizzarne il comportamento elasto-incrudente.

Vista la simmetria di geometria e di carico, si analizza metà della trave in oggetto. La figura successiva riporta la discretizzazione della trave in sottodomini, la configurazione deformata e la mappatura delle tensioni di trazione al limite della fase elastica. La discretizzazione prevede 84 elementi-bem rettangolari a 8 nodi, di dimensioni variabili da 10 a 40 mm.

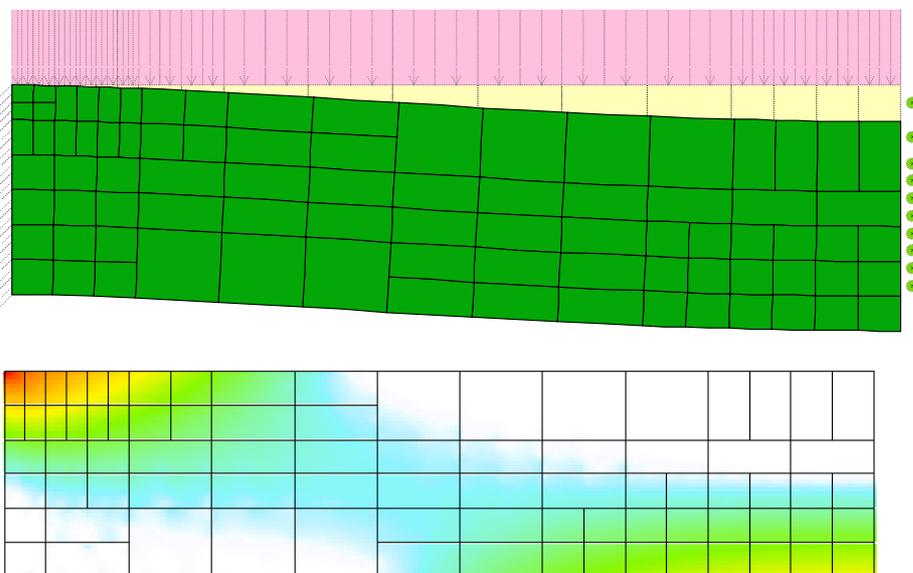


Figura 92 Discretizzazione in sottodomini, configurazione deformata e mappatura delle tensioni principali di trazione

I risultati dell'analisi elasto-plastica sono riportati nel successivo diagramma carico spostamento relativo al punto di mezzeria della trave. I risultati sono confrontati con il modello analitico presentato in Spasojevic (2008).

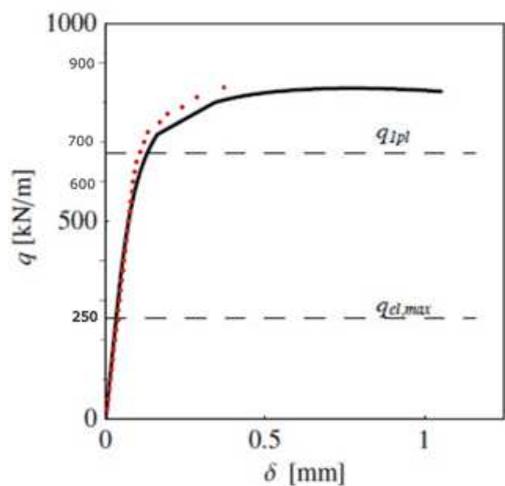


Figura 93 Diagramma carico-spostamento in mezzeria

7.1 *Principali conclusioni*

I calcestruzzi ad altissime prestazioni sono un materiale relativamente e giovane che, pur beneficiando degli strumenti metodologici e scientifici più recenti, presenta ancora dei comportamenti e delle caratteristiche da investigare o quanto meno meglio precisare, sia in merito al materiale stesso ed ai suoi componenti sia per quanto riguarda la durabilità e il suo impiego nelle strutture.

Gli UHPC in modo particolare sono il frutto della migliore ricerca scientifica e rispondono alle esigenze che l'ingegneria e l'architettura dovranno affrontare negli futuri consentendo:

- la realizzazione di strutture leggere, resistenti e duttili;
- la riduzione dei costi di manutenzione e in generale di tutti i costi legati alla vita del materiale (sostenibilità economica ed ambientale) a causa dell'elevata durabilità;
- la possibilità di realizzare elementi non rinforzati con armature tradizionali in acciaio.

Importanti sono i progetti in corso d'opera come quello che vede protagonista la Federal Highway Administration per costruire un nuovo sistema infrastrutturale negli USA, che sia in grado di abbassare i costi di gestione e accrescere la sicurezza.

Purtroppo il processo di sviluppo di tale materiale è stato in parte frenato dalla mancanza di adeguati codici di progetto, dalla non familiarità dell'industria con il prodotto e dai costi iniziali elevati rispetto ad un calcestruzzo tradizionale

La presente ricerca ha dapprima studiato le più recenti metodologie di produzione e confezionamento del materiale, indagando l'influenza degli aggregati, dei fumi di silice e delle fibre sul miglioramento effettivo del materiale a livello micro strutturale.

Si è analizzato il ruolo fibre e le problematiche connessi alla loro quantità e tipologia e soprattutto la loro influenza sul comportamento strutturale.

Si sono riportate le principali metodologie di caratterizzazione ad uso tutt'oggi, derivando i legami costitutivi e comprendendo la necessità di superare alcuni limiti connessi alla modellazione del comportamento a trazione.

Si è proceduto allo studio del comportamento meccanico, comprendendo la possibilità di modellare il materiale micro-fessurato a trazione come un materiale pseudo-plastico, non dipendente dalle dimensioni e tipologia della struttura, ed esplicitando una formulazione analitica per descrivere tale comportamento.

Si è infine condotte della analisi numeriche che hanno dimostrato il buon accordo tra i risultati sperimentali presenti in letteratura e quelli ottenuti mediante la simulazione numerica.

7.2 *Sviluppi futuri*

7.2.1 Miglioramento delle procedure di caratterizzazione

Sulla scorta delle raccomandazioni SETRA-AFGC si è andato standardizzata una procedura di caratterizzazione, che facendo tesoro delle ricerche emerse dallo studio dei fibro-rinforzati è riuscita da una parte a validare in buon misura le prestazioni del materiale, dall'altra ha mostrato limiti. È emersa da più parti la necessità di superare in altro modo le difficoltà inerenti l'individuazione del comportamento a trazione ed in modo particolare del contributo fibroso, sviluppando nuove tipologie di prove sperimentali, che riescano a essere non dipendi dai fattori di scala e dall'orientamento delle fibre. Nuove ricerche sono dunque necessarie in tale ambito.

7.2.2 Sviluppo di applicazioni strutturali

Sono necessarie ulteriori verifiche analitiche, numeriche e sperimentale per comprendere se la fase micro fessurata dipenda o meno dalle dimensioni degli elementi considerati e sia collegata al loro spessore.

Emerge la necessità di comprendere il comportamento di elementi non rinforzati di grandi dimensioni, al fine di garantire un limite di applicazioni per strutture senza rinforzi addizionali o che prevedano la presenza di sollecitazioni lungo il proprio asse.

È necessario inoltre indagare il legame che si instaura tra matrice ed eventuali armature precomprese.

Inoltre sono ancora da comprendere gli eventuali fenomeni di instabilità locale che possono generarsi a causa di una compressione complanare, tipici degli elementi in acciaio e inusuali per quelli in calcestruzzo.

7.2.3 Applicazioni in campo antisismico

Sono opportune delle verifiche che mirino a capire le reali capacità di dissipazione dell'energia.

L'utilizzo di un UHPFRC in una struttura che richiede una resistenza sismica necessita di quantificare la capacità di deformazione di una sezione che funzioni come cerniera, e lo smorzamento (damping) apportato dal materiale nel caso di un calcolo dinamico. Attualmente non si dispongono di esperimenti che permettano di inquadrare tali questioni e di qualificare gli UHPFRC in termini di duttilità.

7.2.4 Controllo della resistenza al fuoco

Se l'utilizzazione di fibre sintetiche può costituire una precauzione nei confronti del rischio di rigonfiamento (spalling) in caso di incendio, rimane non meno indispensabile nei confronti di un alto numero di applicazione il miglioramento, come d'altronde per tutta la gamma di calcestruzzi ad alte prestazioni, della comprensione del comportamento del UHPFRC alle alte temperature e sotto l'effetto di un carico termico transitorio più o meno violento a seconda dell'incendio considerato.

7.2.5 Stabilità nel tempo

I dati sul ritiro e lo scorrimento viscoso del UHPFRC sono relativamente limitati e le condizioni particolari delle prove di laboratorio e il fatto che il materiale abbia una natura evolutiva tale che quando viene caricato ancora giovane, comporta notevoli imprecisioni nei metodi attuali di calcolo. L'effetto benefico del trattamento termico non elimina la necessità di comprendere i meccanismi fisici in causa, per garantire un comportamento a lungo termine. Poiché sia i dati di laboratorio sia quelli che vengono dal monitoraggio dei

progetti dovranno essere accumulati, se possibile, per calcolare con maggiore affidabilità le strutture in UHPC.

Inoltre alcune questioni specifiche sulla durabilità richiedono studi complementari: sulla stabilità degli idrati ed il rischio eventuale di reazioni chimiche interne, particolarmente nel caso di trattamenti termici; la stabilità e l'invecchiamento degli additivi e gli effetti eventuali sulla facciate, ecc.

7.2.6 Fabbricazione vs Prefabbricazione

Mancano tuttora delle conoscenze razionali per comprendere chiaramente ed ottimizzare il processo di miscelamento di tale materiale, il trasporto e il pompaggio del calcestruzzo allo stato fresco e l'incidenza di tale processo nella distribuzione ed orientamento delle fibre o l'effetto di una eventuale vibrazione in funzione della reologia della matrice. Le ricerche sono in corso su tali soggetti, così come lo sviluppo di uno strumento per controllare la ripartizione delle fibre ed il loro orientamento. I loro benefici dovranno permettere di semplificare i metodi di caratterizzazione del materiale e di diminuire il coefficiente legato all'orientamento aleatorio delle fibre ed al rischio di locali carenze di rinforzi.

Inoltre, se gli UHPFRC hanno dimostrato la loro capacità di permettere la realizzazione di pezzi particolarmente duraturi e performanti dal punto di vista meccanico, un importante campo di riflessione resta aperto sulla concezione dell'assemblaggio e della connessione tra elementi, al fine di garantire prestazioni coerenti con tutti i componenti.

- AASHTO PP34-98 - Standard Practice for Estimating the Crack Tendency of Concrete
- ACI , Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI American Concrete Institute, ACI 318-05, 430 p., USA, 2005.
- ACI Committee - Report 544.1R – State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete
- ACI Committee - Report 544.2R – Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete
- ACI Committee – Report 544.4R – Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete
- AFREM – BFM (1995) Recommandations sur les méthodes de dimensionnement, les essais de caractérisation, de convenance et de contrôle. Eléments de structures fonctionnant comme des poutres, décembre 1995
- Ahlborn T.M., Misson D.L., Peuse E.J., Gilbertson CG (2008), “*Durability and Strength Characterization of Ultra-High Performance Concrete under Variable Curing Regimes*”, Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 197-204.
- Aitcin P.C. (2003), “*The durability characteristics of high performance concrete: a review*”, Cement & Concrete Composites, 25: 409–420.
- Al-Azzawi A.A., Ali A.S. e Risan H.K. (2011), “*Behavior of Ultra High Performance Concrete Structures*”, ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, 6: 95-109.

- ASTM A820/A820M-06 (2006), “*Standard specification for steel fibers for fiber-reinforced concrete. American Society for Testing and Materials*”, Annual Book of ASTM Standards.
- ASTM C1018 - Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete
- ASTM C1116 - Standard Specification for Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete
- ASTM C1399 – Standard Test Method for Obtaining Average Residual-Strength of Fiber Reinforced Concrete
- ASTM C1550 - Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel)
- ASTM C157 - Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-cement Mortar and Concrete
- ASTM C1579 - Standard Test Method for Evaluating Plastic Shrinkage Cracking of Restrained Fiber Reinforced Concrete (Using a Steel Form Insert)
- ASTM C39 - Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- ASTM C418 - Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete by Sandblasting
- ASTM C496 - Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- ASTM C512 - Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression
- ASTM C666 - Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing
- ASTM C779 - Standard Test Method for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces
- BAEL 91 révisé 99, "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites", Fasc. 62 (Titre premier, section 1 du CCTG), avril 1999.
- Balaguru P.N. (2006), “*Nanotechnology and concrete: background, opportunities and challenges*”, Proceeding of the 2nd International Symposium on Nanotechnology in Construction, Bilbao, Spagna.
- Barnett S.J., Lataste J.F., Parry T., Millard S.G., Soutsos M.N (2010), “*Assessment of fibre orientation in ultra high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength*”, Materials and Structures, 43: 1009-1023.
- Behloul M. (1996), “*Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances*”, E.N.S. Cachan, Doctoral Thesis, 182 p., Cachan, Francia.

- Behloul M. e Batoz J. (2009), “*UHPFRC development on the last two decades: an overview*”, Proceeding of Fib Congress: “*Designing and Building with UHPFRC : State of the Art and Development*” – Marseille, France.
- Behnood A. e Ziari H. (2008), “*Effects of silica fume addition and water to cement ratio on the properties of high-strength concrete after exposure to high temperatures*”, *Cement & Concrete Composites*, 30: 106–112.
- Bhanja S. e Sengupta B (2005), “*Influence of silica fume on the tensile strength of concrete*”, *Cement and Concrete Research*, 35: 743–747.
- Blais P.Y. e Couture M. (1999), “*Precast, prestressed pedestrian bridge – World’s first reactive powder concrete structure*”, *PCI Journal*, 44: 60-71.
- Bonnet M., Maier G., Polizzotto C., (1998), “*Symmetric Galerkin boundary element method*”, *Appl. Mech. Rev.*, 51, 11, 669-704.
- Bornemann R, Faber S. (2004), “*UHPC with steel- and non-corroding high-strength polymer fibres under static and cyclic loading*”, Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 673-681.
- BPEL 91 révisé 99, "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites", Fasc. 62 (Titre premier, section 2 du CCTG), avril 199
- Brebbia C.A., Telles J.C.F., Wrobel L.C., (1984), “*Boundary element techniques*”, Springer- Verlag. *J Math. Anal. and Appl*, 22, 244-259.
- Buyle-Bodin F., Madhkhan M. (2002), “*Seismic behaviour of steel fibre reinforced concrete pile*”, *Materials and Structures*, 35, pp 402-407.
- Cadoni E., Caverzan A., di Prisco M. (2008), “*Dynamic behaviour of HPFR cementitious composites*”, Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 743-750.
- CEB , CEB-FIP Model Code 1990, Comité Euro-International du béton (CEB), Thomas Telford Publishing, 460p., London, UK, 1993.
- CEB , High Performance Concrete - Recommended Extensions to the Model Code 90 – Research Needs, CEB (Comité euro-international du béton), Thomas Telford Publishing, Bulletin d'information N°228, Lausanne, Switzerland, 1995.
- Chan Y.W. e Chu S.H. (2004), “*Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete*”, *Cement and Concrete Research* 34: 1167 –1172.
- Chanvillard G. (1999a), “*Caractérisation des performances d'un béton renforcé de fibres à partir d'un essai de flexion – partie 1: De la subjectivité des indices de ténacité*”, *Materials and Structures*, 32: 418-426.

- Chanvillard G. (1999b), “*Caractérisation des performances d'un béton renforcé de fibres à partir d'un essai de flexion – partie 2: Identification d'une loi de comportement intrinsèque en traction*”, *Materials and Structures*, 32: 601-605.
- Chanvillard G. e Rigaud S. (2003), “*Complete Characterization of Tensile Properties of Ductal UHPFRC According to the French Recommendations*”, *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*: 30, 95-113.
- Chung D.D.L. (2005), “*Dispersion of Short Fibers in Cement, Journal of Materials*”, *Civil Engineering*, 17: 379-383.
- CNR_DT204_2006 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato
- Collepari M. (2003), *Il Nuovo Calcestruzzo*, Enco.
- Cruse T.A., (1968), *A direct formulation and numerical solution of the transient elastodynamic problem*, II,
- CSLLPP, Linee guida sui calcestruzzi strutturali e sui calcestruzzi ad alta resistenza
- Cucco F., Panzeca T., Salerno M., Terravecchia S., Zito L., Programma di calcolo Karnak. sGbem – Plast., www.bemsoft.it
- Cwirzen A., Penttala V., Vornanen C. (2008), “*Reactive powder based concretes: Mechanical properties, durability and hybrid use on OPC*”, *Cement and Concrete Research*, 38: 1217–1226.
- DAfStB , State-of-the-art Report on Ultra-High-Performance Concrete - Concrete Technology and Design, draft 3, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton/German Association for Reinforced Concrete, Berlin, Germany, 2003.
- Davey N. (1965), *Storia del materiale da costruzione*, Il Saggiatore, Milano.
- De Larrard F. e Belloc A. (1997), “*Influence of aggregate on the compressive strength of normal and high-strength concrete*”, *ACI Materials Journal*, 94: 417–26.
- De Larrard F. e Sedran T. (2002), “*Mixture proportioning of high-performance concrete*”, *Cement and Concrete Research*, 32: 1699–1704.
- Di Prisco M., Plizzari G., Vandewalle L. (2009), “*Fibre reinforced concrete: new design perspectives*”, *Materials and Structures*, 42: 1261–1281.
- EN 12390-3 - Testing hardened concrete - Compressive strength of test specimens
- EN 12390-6 - Testing hardened concrete - Tensile splitting strength of test specimens

- EN 12390-8 - Testing hardened concrete - Depth of penetration of water under pressure
- EN 14651 – Precast concrete products - Test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength
- EN 1992-1-1 - Eurocode 2 – Design of concrete structures - Part 1-1:general rules and rules for buildings
- EN 206-1 - Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformità
- Farhat F.A., Nicolaidis D., Kanellopoulos A., Karihaloo B.L. (2007), “*High Performance fiber-reinforced cementitious composite (CARDIFRC) – performance and application to retrofitting*”, *Engineering Fracture Mechanics*, 74: 151–167.
- Fascia F. e Iovino R. (2008), “*La struttura in cemento armato per l’architettura*”, Aracne, Roma.
- Fehling E., Bunje K., Leutbecher T. (2004), “*Design relevant properties of hardened Ultra High Performance Concrete*”, *Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany*, 327-328.
- Fehling E., Schmidt M., Geisenhanslueke C., a cura di (2004), *Ultra high performance concrete (UHPC)*, *Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany*, 13–15 Sept, 868 pp.
- Fehling E., Schmidt M., Stuerwald S., a cura di (2004), *Ultra high performance concrete (UHPC)*, *Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany*, 3–5 March 2008, 902 pp.
- Garas V.Y., Kahn L.F., Kurtis K.E. (2009), “*Short-term tensile creep and shrinkage of ultra-high performance concrete*”, *Cement & Concrete Composites*, 31: 147–152
- Gerlicher T., Heinz D., Urbonas L. (2008), “*Effect of Finely Ground Blast Furnace Slag on the Properties of Fresh and Hardened UHPC*”, *Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany*, 367-374.
- Gettu R., Gardner D.R., Saldívar H. e Barragán B.E. (2005), “*Study of the distribution :and orientation of fibers in SFRC specimens*”, *Materials and Structures* 38: 31-37.
- Graybeal B.A. (2006), *Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-HRT-06-103, 186 pp.

- Graybeal B.A. (2006b), *Structural Behavior of Ultra-High Performance Concrete Prestressed I-Girders*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-HRT-06-115, 104 pp.
- Graybeal B.A. (2007), “*Compressive Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete*”, *ACI Materials Journal*, 104: 146-152.
- Graybeal B.A. (2008), “*Flexural Behavior of an Ultrahigh-Performance Concrete I-Girder*”, *Journal of Bridge Engineering*, 13: 602-610.
- Graybeal B.A. (2009), *Structural Behavior of a Prototype Ultra-High Performance Concrete Pi-Girder*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Technical Information Service Report No. PB2009-115495, 145 pp.
- Graybeal B.A. (2009b), *Structural Behavior of a 2nd Generation Ultra-High Performance Concrete Pi-Girder*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Technical Information Service Report No. PB2009-115496, 113 pp.
- Graybeal B.A. (2010), *Finite Element Analysis of UHPC: Structural Performance of an AASHTO Type II Girder and a 2nd-Generation Pi-Girder*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, TechBrief, FHWA-HRT-10-079.
- Graybeal B.A. e Tanesi J. (2007), “*Durability of an Ultrahigh-Performance Concrete*”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19: 848-854.
- Habel K. e Gauvreau P. (2008), “*Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPRFC) to impact and static loading*”, *Cement & Concrete Composites* 30: 938–946.
- Habel K., Denarié E. e Brühwiler E. (2006), “*Time dependent behavior of elements combining ultra-high performance fiber reinforced concretes, UHPRFC and reinforced concrete*”, *Materials and Structures*, 39: 557–569.
- Habel K., Viviani M., Denarié E., Brühwiler E. (2006), “*Development of the mechanical properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRFC)*”, *Cement and Concrete Research*, 36: 1362–1370.
- Hegger J., Tuchlinkski D., Kommer B. (2004), “*Bond Anchorage Behavior and Shear Capacity of Ultra High Performance Concrete Beams*”, *Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany*, 351-360.
- Holschemacher K., Mueller T., Ribakov Y. (2010), “*Effect of steel fibers on mechanical properties of high strength concrete*”, *Materials and Design*, 31: 2604–2615.

- Horszczaruk E.K. (2009), “*Hydro-abrasive erosion of high performance fiber-reinforced concrete*”, *Wear*, 267: 110–115.
- JCI-SF4 – Method of Tests for Flexural Strength and Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete
- Jianzhong Lai, Wei Sun (2009), “*Dynamic behaviour and visco-elastic damage model of ultra-highperformance cementitious composite*”, *Cement and Concrete Research*, 39: 1044-1051.
- JSCE – Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPRCC), 2008
- Jungwirth J., Muttoni A. (2004), “*Structural Behavior of Tension Members in UHPC*”, *Proceeding of International Symposium on UHPC*, Kassel, Germany, 533-546.
- Kada H., Lachemi M., Petrov N., Bonneau O., C. Aïtcin P. (2002), “*Determination of the coefficient of thermal expansion of high performance concrete from initial setting*”, *Materials and Structures*, 35: 35-41.
- Kalifa P., Menneteau F.D., Quenard D. (2000), “*Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures*”, *Cement and Concrete Research* 30: 1915-1927.
- Kamen A., Denarié E., Sadouki H. , Brühwiler E. (2008), “*Thermo-mechanical response of UHPFRC at early age — Experimental study and numerical simulation*”, *Cement and Concrete Research*, 38: 822-831.
- Kaufmann J., Lübben J., Schwitter E. (2007), “*Mechanical reinforcement of concrete with bi-component fibers*”, *Composites: Part A*, 38: 1975–1984.
- Kayali O. (2008), “*Fly ash lightweight aggregates in high performance concrete*”, *Construction and Building Materials*, 22: 2393–2399.
- Kim D.J., Park S.H., Ryu G. S., Koh K.T. (2011), “*Comparative flexural behavior of Hybrid Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete with different macro fibers*”, *Construction and Building Materials*, 25: 4144–4155
- Koksal F., Altun F., Yiğit I., Şahin Y. (2008), “*Combined effect of silica fume and steel fiber on the mechanical properties of high strength concretes*”, *Construction and Building Materials*, 22: 1874–1880.
- Kumar P.S., Mannan M.A., Kurian V.J., Achuytha H. (2007), “*Investigation on the flexural behaviour of high-performance reinforced concrete beams using sandstone aggregates*”, *Building and Environment*, 42: 2622–2629.
- Kýlýc A., Atiş C.D., Teymen A., Karahan O., Özcan F., Bilim C., Özdemir M. (2008), “*The influence of aggregate type on the strength and abrasion*

- resistance of high strength concrete*”, *Cement & Concrete Composites*, 30: 290–296.
- Leone M. F. (2009), *Innovazione tecnologica e materiali avanzati. Alte prestazioni ed eco-efficienza: nanotecnologie per l'evoluzione dei materiali cementizi*, Tesi di dottorato in Tecnologia dell'Architettura, XXI ciclo, Università degli Studi di Napoli “Federico II”.
- Li G. (2004), “*Properties of high-volume fly ash concrete incorporating nano-SiO₂*”, *Cement and Concrete Research*, 34: 1043–1049.
- Liu X., Ye G., De Schutter G., Yuan Y., Taerwe L. (2008), “*On the mechanism of polypropylene fibres in preventing fire spalling in self-compacting and high-performance cement paste*”, *Cement and Concrete Research*, 38: 487–499.
- Marino R., a cura di (2007), *La durabilità delle strutture. Calcestruzzo e normativa*, Milano, La fiaccola.
- Mazanec O., Lowke D., Schießl P. (2010a), “*Mixing of high performance concrete: effect of concrete composition and mixing intensity on mixing time*”, *Materials and Structures*, 43: 357-365;
- Mazanec O., Schießl P., Gehlen C. (2010b), “*Fibre dispersion, rheology and mixing time of Fobre Reinforced UHPC*”, *Proceedings of the Third International Fib Congress*, Washington (USA).
- Mazloom M., Ramezaniapour A.A., Brooks J.J. (2004), “*Effect of silica fume on mechanical properties of high-strength concrete*”, *Cement & Concrete Composites*; 26: 347–357.
- Mechtcherine V., Millon O., Butlera M., Thoma K. (2011), “*Mechanical behaviour of strain hardening cement-based composites under impact loading*”, *Cement and Concrete Composites* 33: 1-11.
- Mehta P.K. e Monteiro P.J.M. (2005), *Concrete, Microstructure, Properties and Materials*, Mc Graw Hill, 650 pp.
- Millard S.G., Molyneaux T.C.K., Barnett S.J., Gao X. (2010), “*Dynamic enhancement of blast-resistant ultrahighperformance fibre-reinforced concrete under flexural and shear loading*”, *International Journal of Impact Engineering*, 37: 405-413.
- Moore B. e Bierwagen D. (2006), “*Ultra High Performance Concrete Highway Bridge*”, PCA.
- Morin V., Tenoudji F.C., Feylessoufi A., Richard P. (2001), “*Superplasticizer effects on setting and structuration mechanisms of ultrahigh-performance concrete*”, *Cement and Concrete Research* 31: 63-71.

- Möser B. e Pfeifer C. (2008), “*Microstructure and Durability of Ultra-High Performance Concrete*”, Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 417-424.
- Naaman A.E. e Reinhardt H.W. (2006), “*Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response*”, Materials and Structures, 39: 547-555.
- Naaman AE e Reinhardt HW (2003) *High performance fiber reinforced cement composites—HPFRCC4*, RILEM Proceedings, PRO 30, RILEM Publications S.A.R.L., Bagnaux, France.
- Noumowe A. (2005), “*Mechanical properties and microstructure of high strength concrete containing polypropylene fibres exposed to temperatures up to 200 °C*”, Cement and Concrete Research, 35: 2192 – 2198.
- Ortlepp S., Curbach M. (2004), “*Research into high-strength concrete at high rates of loading*”, Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 461-470.
- Parant E., Rossi P., Boulay C. (2007), “*Fatigue behavior of a multi-scale cement composite*”, Cement and Concrete Research, 37: 264-269.
- Parichatprecha R. e Nimityongskul P. (2009), “*Analysis of durability of high performance concrete using artificial neural networks*”, Construction and Building Materials, 23: 910–917.
- Park J.J., Kang S.T., Koh K.T., Kim S.W. (2008), “*Influence of the Ingredients on the Compressive Strength of UHPC as a Fundamental Study to Optimize the Mixing Proportion*”, Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 105-112.
- Park S.H., Kim D.J., Ryu G.S., Koh K.Y. (2011), “*Tensile behavior of Ultra High Performance Hybrid Fiber Reinforced Concrete*”, Cement & Concrete Composites, (in stampa).
- Perry V. e Seibert P. (2008), “*The use of Ductal® for bridges in North America: The technology, applications and challenges facing commercialization*”, Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 815-822.
- Persson B. (1999), “*Poisson’s ratio of high-performance concrete*”, Cement and Concrete Research, 29: 1647–1653.
- Poon C.S., Kou S.C., Lam L. (2006), “*Compressive strength, chloride diffusivity and pore structure of high performance metakaolin and silica fume concrete*”, Construction and Building Materials, 20: 858–865.

- Razak H.A. e Wong H.S. (2005), “*Strength estimation model for high-strength concrete incorporating metakaolin and silica fume*”, *Cement and Concrete Research*, 35: 688–695.
- Reda M.M., Shrive N.G., Gillott J.E. (1999), “*Microstructural investigation of innovative UHPC*”, *Cement and Concrete Research*, 29: 323–329.
- Reineck K.H. e Greiner S. (2004), “*Tests on ultra-high performance fibre reinforced concrete designing hot-water tanks and UHPFRC-shells*”, *Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany*, 361-374.
- Richard P. e Aïtcin P.C. (1996), “*The pedestrian/bikeway bridge of Sherbrooke*”, *Proceedings of the 4th International Symposium of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, France*, 1399-1406.
- Richard P. e Cheyrezy M. (1995), “*Composition of reactive powder concretes*”, *Cement and Concrete Research*, 25: 1501-1511.
- RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Bending test
- RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – s-e Design Method
- Rossi P. (1997), “*High performance multimodal fiber reinforced cement composite (HPMFRCC): the LCPC experience*”, *ACI Materials Journal*, 94: 478–483.
- Rossi P., Arca A., Parant E., Fakhri P. (2005), “*Bending and compressive behaviors of a new cement composite*”, *Cement and Concrete Research*, 35: 27–33.
- SETRA-AFGC (2002), *Bétons fibrés à ultra-hautes performances. Recommandations provisoires*, Setra, Bagneaux, France.
- Shah A.A. e Ribakov Y. (2011), “*Recent trends in steel fibered high-strength concrete*”, *Materials and Design*, 32, 4122–4151.
- Shihada S. e Arafa M. (2010), “*Effects of Silica Fume, Ultrafine and Mixing Sequences on Properties of Ultra High Performance Concrete*”, *Asian Journal of Materials Science*, 2: 137-146.
- Siddique R. (2011), “*Utilization of silica fume in concrete: Review of hardened properties*”, *Resources, Conservation and Recycling*, 55: 923–932.
- Siddique R. e Klaus J. (2009), “*Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: A review*”, *Applied Clay Science*, 43: 392–400.
- Sobolev K. e Ferrada Gutierrez M. (2005), “*How nanotechnology can change the concrete world*”, *American Ceramic Society Bulletin*, 84: 14-18.

- Sobolev K., Flores I., Hermosillo R., Torres-Martinez L.M. (2006), “*Nanomaterials and nanotechnology for high-performance cement composites*”, Proceedings of ACI Session on “Nanotechnology of concrete: recent developments and future perspectives”, Denver, USA, 91-118.
- Soliman A.M. e Nehdi M.L. (2011), “*Effect of drying conditions on autogenous shrinkage in ultra-high performance concrete at early-age*”, Materials and Structures, 44: 879–899.
- Song P.S. e Hwang S. (2004), “*Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete*”, Construction and Building Materials, 18: 669–673.
- Spasojevic A. (2008a), *Structural applications of UHPFRC in bridge design*, PhD Thesis, EPFL, Lausanne, Swiss.
- Spasojevic A., Redaelli D., Fernandez Ruiz M., Muttoni A. (2008), “*Influence of tensile properties of UHPFRC on size effect in bending*”, Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 303-310.
- Stark U., Mueller A. (2008), “*Optimization of packing density of aggregates*”, Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 121-127.
- Stiel T., Karihaloo B. e Fehling E. (2004), “*Effects of Casting Direction on the Mechanical Properties of CARDIFRC®*”, Proceedings of the International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 481–493.
- Tai Y.S. (2009), “*Uniaxial compression tests at various loading rates for reactive powder concrete*”, Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 52: 14–21.
- Tue N.V., Schneider H., Simsch G., Schmidt D. (2004), “*Bearing Capacity of Stub Columns made of NSC, HSC and UHPC confined by a Steel Tube*”, Proceeding of International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 339-350.
- Ulm F.J. (2007), “*What’s the matter with concrete?*”, Proceedings of Pollution Prevention through Nanotechnology Conference, Arlington, USA.
- Ulm F.J., Constantinides G., Heukamp H. (2004), “*Is concrete a poromechanics material? – A multiscale investigation of poroelastic properties*”, Materials and Structures, 37: 43-58.
- UNI 11039-1 – Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio. Part. I: Definizioni, classificazione e designazione
- UNI 11039-2 – Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio. Part. II. Metodo di prova per la determinazione della resistenza di prima fessurazione e degli indici di duttilità

- UNI U73041440 - Progettazione, esecuzione e controllo degli elementi strutturali in calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio
- Voo Y.L., Poon W.K., Foster S.J. (2010), "*Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Ultrahigh-Performance Concrete Beams without Stirrups*", Journal of Structural Engineering, 136: 1393-1400
- Walraven J. (2008), "*On the way to design recommendations for UHPFRC*", Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 45-56.
- Wille K., Kim D.J., Naaman A.E. (2011a), "*Strain-hardening UHP-FRC with low fiber contents*", Materials and Structures, 44: 583-598
- Wille K., Naaman A.E., El-Tawil S., Parra-Montesinos G.J. (2011b), "*Ultra-high performance concrete and fiber reinforced concrete: achieving strength and ductility without heat curing*", Materials and Structure, (in stampa).
- Wille K., Naaman A.E., Parra-Montesinos G.J. (2011c), "*Ultra high performance concrete with compressive strength exceeding 150 MPa (22 ksi): a simpler way*", ACI Materials Journal, 108: 46–54.
- Yan P.Y., Feng J.W. (2008), "*Mechanical Behavior of UHPC and UHPC Filled Steel Tubular Stub Columns*", Proceeding of Second International Symposium on UHPC, Kassel, Germany, 355-362
- Yang I.H., Joh C., Kim B.S. (2010), "*Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending*", Engineering Structures, 32: 3478-3487.
- Yang S.L., Millard S.G., Soutsos M.N., Barnett S.J., Le T.T. (2009), "*Influence of aggregate and curing regime on the mechanical properties of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC)*", Construction and Building Materials, 23: 2291–2298.
- Yazıcı H. (2007), "*The effect of curing conditions on compressive strength of ultra high strength concrete with high volume mineral admixtures*", Building and Environment, 42: 2083–2089.
- Yazıcı H., Yardımcı M.Y., Aydın S., Karabulut A.S. (2009), "*Mechanical properties of reactive powder concrete containing mineral admixtures under different curing regimes*", Construction and Building Materials, 23: 1223–1231.
- Yazıcı H., Yigiter H., Karabulut A.S., Baradan B. (2008), "*Utilization of fly ash and ground granulated blast furnace slag as an alternative silica source in reactive powder concrete*", Fuel, 87: 2401–2407.

- Zhang M.H., Tam C.T., Leow M.P. (2003), “*Effect of water-to-cementitious materials ratio and silica fume on the autogenous shrinkage of concrete*”, Cement and Concrete Research, 33: 1687–1694.
- Zhang Yunsheng, Sun Wei, Liu Sifeng, Jiao Chujie, Lai Jianzhong (2008), “*Preparation of C200 green reactive powder concrete and its static–dynamic behaviors*”, Cement and Concrete Composites, 30: 831-838.
- Zhidan Ronga, Wei Sun, Yunsheng Zhanga (2010), “*Dynamic compression behavior of ultra-high performance cement based composites*”, International Journal of Impact Engineering, 37: 515-520.

9.1 Caratteristiche indicative di alcuni UHPFRC a confronto

Caratteristiche	Ductal	BSI	1463F (EDF)	PROVE
Resistenza caratteristica a compressione a 28 g	200 MPa (dopo tt)	180 MPa	147 MP	$\varphi \geq 5 L_f$ o $\varphi \geq 6 D_{max}$
Resistenza caratteristica a trazione diretta a 28 g (picco)	9 MPa (con intaglio)	9.1 MPa (senza intaglio)	In corso	$\Phi = 70 \text{mm}$
Trazione a flessione su prisma	42 MPa	45 MPa	20 MPa	Prisma 4 x 4 x 16
σ_{bt} (w=0.3 mm) media	12 MPa	7.9 MPa	In corso	Procedura AFREM=curva
Modulo di elasticità E	58 GPa	65 GPa	57 GPa	Prova su prisma
Modulo dinamico Ed (0.5 mm, 1 a 10 Hz)	60 GPa	60.1 GPa	56.5 GPa	
Modulo di elasticità tangenziale G	24 GPa	25 GPa	24 GPa	
Coefficiente di Poisson	0.2	0.2	0.183	Procedura Norma NF
Coefficiente di dilatazione termica	11.8 $\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$	10.4 $\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$		
Ritiro totale	550 $\mu\text{m}/\text{m}$	570 $\mu\text{m}/\text{m}$		NF P 15-433
Creep proprio e da de essicazione	Kfl = 0.3 dopo TT Kfl= 1.0 senza TT	Kfl=0.8 senza TT		Procedura LCPC/RILEM
Porosità	1.9%			
Assorbimento	0.06 g/cm ²	0.22 g/cm ²		
Permeabilità all'aria	<10-20 m ²			
Ciclo gelo/disgelo	0%	2.8%		
Flow test	550 mm	640 mm		

I valori dati in tale tabella sono del tutto indicativi.

9.2 Coefficiente di sicurezza “K” applicabile agli UHPC: il caso di Bourg-lès-Valence

Prima di iniziare la realizzazione delle travi per il ponte di Bourg-lès-Valence, è stato realizzato un elemento di prova. Si tratta di una trave di 5 m, con sezione identica a quella utilizzata per il progetto.

Provini 11x11x40 sono stati prelevati da differenti pozioni e secondo differenti inclinazioni, al fine di studiare l’effetto combinato delle casseforme e del getto del calcestruzzo sulla distribuzione delle fibre.

Sono stati predisposti cinque serie di provini:

Serie	Posizione	Direzione del taglio	Numero di prismi
A	Anima	Inclinato a 45°	10
B	Anima	Verticale	10
C	Anima	Orizzontale	9
D	Ala	Trasversale	10
E	Ala	longitudinale	10

I provini sono stati testati con un prova a flessione su 3 punti (distanza di 36 cm) alla Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE). Un intaglio di 10 mm di profondità e di 2 mm di spessore è stato realizzato al centro di ogni prisma, sulla faccia inferiore (per le serie D e E è la faccia opposta alla superficie libera di getto, per gli altri è una delle due facce non chiuse dalla casseforme).

Risultati sperimentali lordi

I coefficienti K ricercati devono essere applicati ad un legame caratteristico ottenuto mediante un’analisi inversa su prove a flessione. Si propone dunque di determinare tali coefficienti di sicurezza mediante l’analisi dei valori medi ottenuti dai test precedenti, evitando così la ridondanza statistica.

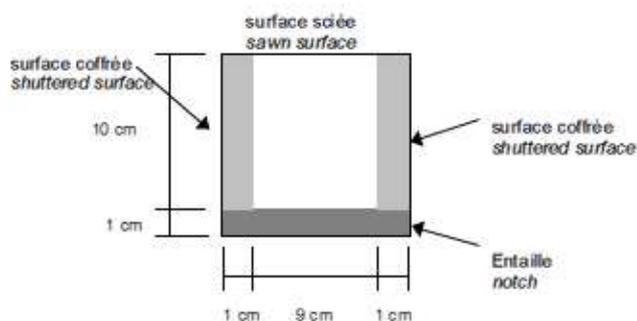
Dopo l’analisi dei risultati registrati al picco della curva forza/apertura della fessura, si ottengono i seguenti valori:

Serie	Tensione equivalente a rottura (MPa)
A	23.4
B	28.9
C	19.3
D	18.6
E	22.9

Analisi dei risultati

Dato che la modalità costitutive delle cinque serie sono differenti (faccia tagliata, chiusa, libera), è impossibile confrontare tutti i dati lordi delle prove. Conviene analizzare i dati per determinare le grandezze ipotizzate intrinseche.

Serie A, B e C:



Dato che le fibre utilizzate hanno una lunghezza di 20 mm, viene presa in considerazione una zona perturbata di 10 mm, su ogni lato della sezione (effetto di parete).

Le fibre presenti nella parte più interna del prisma non sono perturbate dalla cassaforma. Si ipotizza che presentano una distribuzione isotropica nelle tre dimensioni, con un fattore di orientamento nell'area centrale pari a $\alpha = 0.405$.

Le fibre situate nella bande verticali ai lati subiscono l'effetto di parete. Quelle situate contro la parete presentano un orientamento nelle due dimensioni ($\alpha = 0.637$) e quelle alla distanza di $L_f/2$ sono orientate nelle tre dimensioni ($\alpha = 0.405$). L'evoluzione del fattore di orientamento nello spessore delle bande verticali è descritto di seguito.

Il valore medio $\alpha = 0.587$ sulle bande di larghezza $L_f/2$ è utilizzato nello studio seguente.

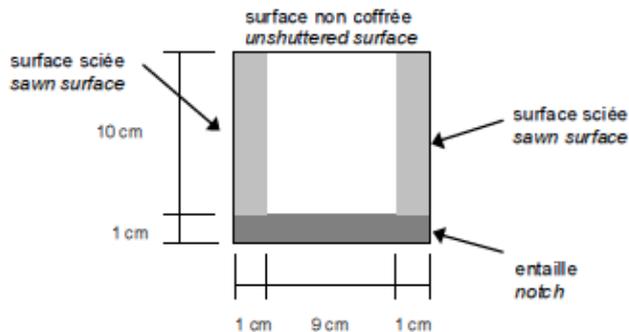
A partire dal valore del fattore di orientamento, si determina il fattore di orientamento medio sull'intera sezione del prisma:

$$\alpha_{media} = (0.405 \times 9 + 0.587 \times 2) / 11 = 0.438$$

Il coefficiente che si applica ai risultati lordi, permettendo di sopprimere l'effetto di parete, è

$$\gamma = 0.438 / 0.405 = 1.082$$

Serie D e E



Dato che le fibre utilizzate hanno una lunghezza di 20 mm, viene presa in considerazione una zona perturbata di 10 mm, su ogni lato della sezione (effetto di parete).

Le fibre presenti nella parte più interna del prisma non sono perturbate dalla cassaforma. Si ipotizza che presentano una distribuzione isotropica nelle tre dimensioni.

Le fibre situate su una banda situata su entrambi i lati della sezione, di lunghezza pari a 10 mm, sono anch'esse distribuite in modo isotropico nelle tre dimensioni, ma la loro lunghezza è ridotta per effetto della segatura. Si considera dunque che una fibra il cui baricentro cada sulla faccia segata, non risulta essere più ancorata. L'ancoraggio diviene pienamente efficace solo per quelle fibre il cui baricentro si trova a $L_f/2=10$ mm dalla superficie della faccia.

Nell'intervallo $[0; L_f/2]$, si assume che le fibre sono efficaci al 50%. Si definisce un fattore di efficacia medio sull'intera sezione, pari a:

$$\lambda = (0.5 \times 2 + 1 \times 9)/11 = 0.91$$

Bilancio

I risultati (tensioni equivalenti alla rottura, espresse in MPa) sono riassunti nella tabella seguente:

Serie	Risultati lordi	Coefficiente	Risultati intrinseci
A	23.43	1/1.082	21.65
B	28.88	1/1.082	26.69
C	19.26	1/1.082	17.80
D	18.55	1/0.91	20.38
E	22.91	1/0.91	25.18

Gli effetti secondari dovuto alla segatura e all'influenza delle casseforme isolate, è possibile determinare, mediante prove, un coefficiente che traduce gli effetti dell'interazione tra casseforme e metodo di getto. Tale coefficiente sarà denominato K.

Conviene dapprima determinare il valore di riferimento, supposto corrispondente al comportamento intrinseco.

Media generale delle serie A, B, C, D, E:

$$\sigma_{generale} = 22.43 \text{ MPa}$$

Media delle serie E, D (ala)

$$\sigma_{E,D} = 22.78 \text{ MPa}$$

Media della serie A, B, C (anima)

$$\sigma_{A,B,C} = 22.19 \text{ MPa}$$

Calcolo teorico con legge media per il calcestruzzo BSI

$$\sigma_{teo} = 22.20 \text{ MPa}$$

Si osserva una concordanza molto soddisfacente tra i risultati di calcolo teorici e i differenti valori medi sperimentali (lo scarto tra il valore teorico e la media generale, nell'ala e nell'anima è rispettivamente dell'1%, 2.6% e 0.05%).

Queste osservazioni giustificano il fatto di considerare il valore teorico ($\sigma = 22.78 \text{ MPa}$) come riferimento.

È allora possibile studiare la variazione della tensione in merito a tale valore di riferimento, per ogni serie di prismi.

Serie	Tensione di rottura σ	$K = \sigma_{teo}/\sigma$
A	21.65	1.025
B	26.69	0.832
C	17.80	1.247
D	20.38	1.089
E	25.18	0.882

Il caso più sfavorevole è dato dal max(K) ovvero K=1.247.

L'analisi di tale campagna di prove conduce dunque a considerare un coefficiente di sicurezza K=1.25 per tenere in conto della variabilità della risposta a trazione del materiale causata dall'interazione tra casseforme e modalità di getto.

Dato che tale coefficiente è determinato dall'analisi dei valori medi di una serie di prove, può essere utilizzato per tutte le verifiche sulla struttura. Al contrario,

per verifiche locali, sembra essere prudente riprendere l'analisi precedente considerando i risultati più bassi ottenuti in ciascuna delle cinque serie.

Serie	Risultati lordi (valore minimo)	Coefficiente	Tensione di rottura σ	$K = \sigma_{teo}/\sigma$
A	16.49	1/1.082	15.24	1.456
B	19.67	1/1.082	18.18	1.221
C	13.95	1/1.082	12.89	1.722
D	15.08	1/0.91	16.57	1.340
E	17.80	1/0.91	19.56	1.135

Alla luce dei risultati espressi, il fattore $K=1.72$ riesce a fornire un margine di sicurezza rispetto a qualsiasi difetto che probabilmente sarebbe localizzato.

Secondo programma sperimentale

Parallelamente alla campagna di prove precedente, viene condotta una serie di prove su prismi modellati. Tali prismi, di dimensione 10x10x40, sono stati confezionati nel corso della fabbricazione delle travi di Bourg-lès-Valence. 11 prismi sono stati testati a flessione su 3 punti (distanza di 30 cm) in un laboratorio privato. Ogni prisma è stato intagliato in mezzeria (intaglio di 10 mm di profondità), ed è stato posizionato sul banco di prova con la faccia non chiusa al lato (ruotato di 90° rispetto alla posizione di getto). Questi test usano la procedura definita nell'allegato 3, senza la misurazione dell'apertura della fessura.

Risultati sperimentali lordi

Dato che un'analisi dettagliata dell'applicazione del metodo inverso a partire dalle misurazioni dell'inflexione ha mostrato la grande difficoltà di stabilire una relazione di passaggio $w=f(y)$, l'analisi dei risultati di tale campagna di test riguarda soltanto i valori di picco.

Trave	Tensione equivalente al momento di rottura (MPa)			
	Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3	Prisma 4
A4	-	31.64	33.89	32.8
A5	26.64	31.34	30.39	29.5
A6	35.10	29.91	34.73	33.2
B1	35.42	31.07	33.93	33.5

Il valore medio corrispondente all'insieme degli 11 prismi è di 32.2 MPa, per un valore caratteristico di 27.3 MPa (coefficiente di Student 1.796).

Analisi dei risultati

L'obiettivo di queste analisi è di determinare il coefficiente che traduce gli effetti del protocollo sperimentale sui provini. Al fine di ottenere una grandezza fisicamente compatibile con i risultati sviluppati a partire della prima campagna di test, conviene isolare gli effetti indotti dalla pareti dello stampo.

La procedura è la stessa per le serie A, B e C della prima campagna. Il coefficiente da applicare ai risultati lordi per permettere di sopprimere l'effetto di parete (la preparazione della superficie di un prisma induce una redistribuzione delle fibre simile a quella provocata dalla parete di uno stampo – cfr. tesi di F. Atassi) è il seguente:

$$\gamma = \frac{\alpha_{media}}{0.405} = [(0.405 \times 8 + 0.507 \times 2)/10]/0.405 = 1.090$$

La tensione equivalente media intrinseca è:

$$\sigma = 32.2/1.09 = 29.54 \text{ MPa}$$

Questo valore si deve confrontare con la tensione teorica calcolata a partire dalla legge media del calcestruzzo BSI ovvero $\sigma_{teo} = 22.40 \text{ MPa}$.

Il coefficiente da ricercare vale dunque:

$$29.54/22.40 = 1.3$$

Una volta identificati gli effetti di parete governati dalla coppia dimensione del prisma/lunghezza delle fibre, il fattore definito sopra può essere applicato a prismi di taglia qualsiasi (7x7x28, 10x10x40, 14x14x56) e per fibre di qualsiasi lunghezza.

9.3 Procedure sperimentali previste dalla normativa francese SETRA

Dimensioni dei campioni

I provini sono dei prismi di sezione quadrata, di lato a e di lunghezza $4a$:

$a=7$ cm : prisma $7*7*28$

$a=10$ cm : prisma $10*10*40$

$a=14$ cm : prisma $14*14*56$

$a=20$ cm : prisma $20*20*80$

La scelta delle dimensioni dei campioni è condizionata dalla dimensione delle fibre e dal tipo di elemento strutturale che si deve caratterizzare.

Preparazione dei campioni

La preparazione dei campioni (modalità del getto) e la metodologia usata per i test (rotazione o meno dei campioni di 90°) è specificata nei paragrafi successivi, in funzione del tipo di struttura prevista.

In accordo con le raccomandazioni RILEM (TC 162-TDF) sul dimensionamento delle strutture in FRC, per i prismi intagliati, si effettua una tacca nella sezione centrale, sul lato della faccia tesa dalla prova a flessione. La profondità dell'intaglio è uguale al 10% dell'altezza del prisma, al fine di permettere una localizzazione efficace della fessura e minimizzare i rischi di una fessurazione nell'intorno dell'area intagliata. La larghezza dell'intaglio è dell'ordine dei 2 mm.

Principio del test

I campioni sono testati a flessione, con una prova a tre punti di carico per i prismi intagliati (flessione centrata) e con una prova a quattro punti di carico per i prismi non intagliati (flessione circolare). La distanza tra gli appoggi inferiori deve essere uguale a tre volte l'altezza del prisma. Tale principio è conforme alle raccomandazioni del gruppo RILEM TC 162-TDF.

Macchinari utilizzati

Il macchinario è una pressa a trazione/compressione preferibilmente servo-idraulica e controllata con un rilevatore di spostamenti (controlled by jack displacement) o meglio con un sensore esterno.

Nel caso della prova a flessione su quattro punti, deve essere fissato un sensore di tipo LVDT al campione mediante un dispositivo specifico al fine di misurare la flessione reale del provino durante il test. In effetti, senza tale dispositivo, la misurazione della flessione è falsata dall'assestamento in corrispondenza dei punti

di applicazione del carico e degli appoggi e dalle deformazioni imposte dal montaggio stesso.

Nel caso di prove a flessione su tre punti, viene fissato sul provino, al livello delle fibre inferiori tese, un sensore a cavallo dell'intaglio. Può trattarsi sia di un sensore del tipo LVDT sia di un qualsiasi tipo di estensimetro. Tale sensore è fissato mediante placche incollate su entrambi i lati dell'intaglio. La colla è una colla rapida di tipo ciano-acrilato.

La distanza tra le placche deve essere costante tra una prova e l'altra al fine di correggere la misurazione iniziale sottraendo la deformazione elastica. Tale distanza è dell'ordine dei 4-5 cm. A seconda del tipo di macchinario impiegato è anche possibile implementare la strumentazione sul provino intagliato inserendo un sensore che rilevi la freccia di inflessione, così come avviene per le prove su quattro punti di carico.

La corsa del sensore deve essere al meno di 2 mm con una precisione compresa nel 5%.

Modalità operativa

Il campione viene piazzato sul dispositivo a flessione della pressa e vengono fissati i sensori.

Viene applicato un pre-carico di intensità molto bassa (dell'ordine di pochi kN), che deve essere preso in esame nella procedura sperimentale seguente. Ci si deve assicurare che al momento dell'applicazione di tale forza, i sensori di flessione e quelli che misurano l'ampiezza delle fessure funzionino.

L'applicazione di tale pre-carico può essere effettuato in differenti modi:

Mediante controllo di un pistone mobile (piston-displacement) (comandato manualmente o automatico), nel caso di un sistema di comando della pressa che permetta di individuare un limite di forza e di mantenerlo;

Mediante l'imposizione di una forza: in tale caso un controllo manuale molto preciso del jack deve permettere di limitare la distanza tra il provino e i punti di applicazione del carico a circa 1 mm. Il ciclo transitorio iniziato nel passaggio alla fase di imposizione della forza non dura a lungo ed è sufficiente per individuare il valore di pre-carico non appena viene stabilito il contatto (ciclo di controllo chiuso) ed il valore richiesto viene raggiunto.

Successivamente si passa al controllo del carico o mediante il sensore di rilevamento dell'apertura delle fessure o mediante quello della flessione (in modalità automatica, dopo il rilevamento del pre-carico, alcune presse continuano il test immediatamente cambiando controllo sul sensore selezionato).

È preferibile, per quanto sia possibile, controllare il test direttamente mediante un sensore attaccato al campione (apertura della fessura o freccia di inflessione). Tuttavia, nel caso di presse che non supportano un controllo mediante sensore esterno, è possibile pilotare il test mediante lo spostamento del cilindro (jack displacement). I rischi di instabilità sono maggiori nel caso di fessurazione ma la flessione riscontrata e l'apertura della fessura possono essere comunque utilizzati.

A seconda del tipo di sensore scelto per il pilotaggio della prova, la velocità di carico dovrà essere adattata al fine di ottenere una buona descrizione del comportamento pur rimanendo entro limiti ragionevoli di durata del test.

Come ordine di grandezza, con un pistone di controllo, conviene una velocità dell'ordine dei 0.25 mm/min; con il controllo della flessione, la velocità è di 0.1 mm/min mentre con il controllo dell'apertura della fessura è dell'ordine dei 0.025 mm/min. Il test continua finché la freccia di inflessione misurata direttamente sul campione raggiunge gli 0.015 *a (in mm), che consente di avere una durata ragionevole della prova.

Acquisizione dei dati

Durante la prova, deve essere effettuata una registrazione dei dati con una frequenza di 5 Hz, al fine di ottenere una curva completa con almeno 1200 punti. Nel caso di provini dalle grandi dimensioni, è possibile ridurre la frequenza d'acquisizione pur mantenendo un numero di dati sufficienti. I segnali che devono essere registrati sono:

- Il tempo;
- L'apertura delle fessura;
- La freccia;
- La forza;
- L'eventuale spostamento del pistone.

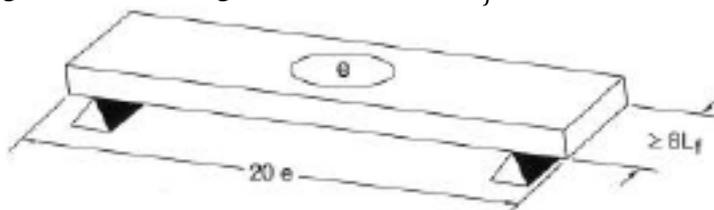
Prove su piastre sottili

Le piastre sottili sono elementi in cui lo spessore e è tale che

$$e \leq L_f \text{ ove } L_f = \text{lunghezza della fibra}$$
$$\text{con } L/e \geq 50 \text{ con } L = \text{luce della struttura}$$

Tale tipologia di piastra lavora propriamente a flessione, il comportamento a trazione è caratterizzato da una prova a flessione a 4 punti utilizzando bande

prismatiche rettangolari con uno spessore pari a quelle della struttura, di lunghezza $20e$ e larghezza di almeno $8L_f$.



Piastra sottile: definizione del prisma per il test

I test a flessione sono a spostamenti imposti. I risultati (curva forza/spostamenti in mezzeria) sono analizzati per via inversa utilizzando un legame costitutivo σ - ϵ dato che è possibile ritenere che, per tale tipo di struttura, carico e materiale, avvenga una multi-fessurazione diffusa.

Lo spessore della piastra e la modalità di posa in opera sono in grado di influenzare l'orientamento delle fibre. Si possono verificare delle prestazioni post-fessurazione che variano a seconda della direzione considerata della piastra.

L'obiettivo principale della procedura è di avere bisogno eventualmente solo dei risultati delle prove su fasce per verificare il comportamento delle strutture a piastra sottile.

Se vi è la necessità di caratterizzare il comportamento a punzonatura si possono utilizzare una delle seguenti procedure:

- il test dell'Associazione Francese di Tunnel (AFTES) o delle Ferrovie Francesi (SNCF), entrambi per calcestruzzo proiettato (spritz beton);
- il test a flessione sotto carico centrale puntuale su piastra circolare;
- il test per piastre dei pavimenti rialzati (4 appoggi puntuali) – Standard francese NF P 67-101.

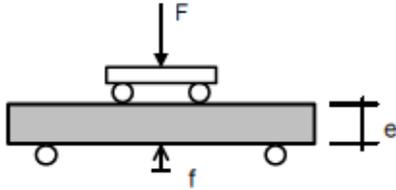
Principi

Per ottenere un legame costitutivo proprio del materiale, si propone di realizzare una serie di prove a flessione su prismi sottili e di elaborare i risultati sperimentali mediante il metodo inverso. Tale principio è anche applicato nel caso di travi e di piastre spesse, ma è più adatto alle specificità delle piastre sottili.

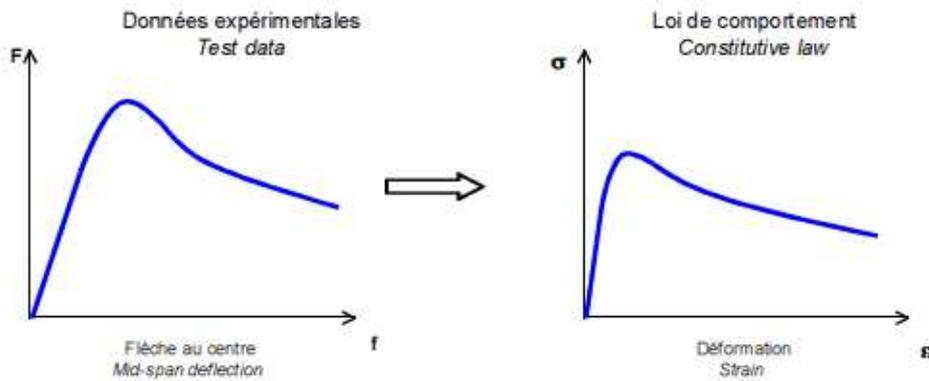
La spessore sottile di tali elementi influenza infatti la risposta a flessione, in particolar modo per effetto della distribuzione delle fibre che è molto condizionata dalle pareti delle casseforme. L'obiettivo è dunque quello di caratterizzare il materiale mediante prove su campioni dello stesso spessore della struttura reale.

Si noti che se lo spessore reale non è conosciuto al momento della prova, quello del provino non dovrà essere inferiore al $\max(3L_f; L/50)$, dove L è la lunghezza della struttura futura, tenendo conto del dominio di definizione della piastre sottili precisato successivamente.

Dato che questa scelta è fatta sullo spessore, la dimensione dei prismi non sembra essere compatibile con la presenza di un intaglio che consenta di misurare l'apertura della fessura. La prova si limita dunque ad una flessione su prismi non intagliati e a misurare la flessione in mezzeria in funzione della forza applicata.



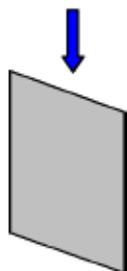
Viene proposto dunque un metodo inverso specifico per le piastre sottili in grado di ottenere la legge di comportamento del materiale.



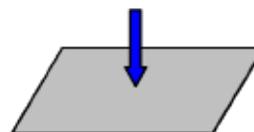
Tuttavia, in aggiunta agli effetti di parete prima accennati si devono considerare anche gli effetti legati alla modalità di getto del calcestruzzo per realizzare la piastra. Le prove da realizzarsi devono renderne conto e in particolare devono considerare l'anisotropia della distribuzione delle fibre nella piastra.

Si distinguono idealmente due modi di fabbricazione delle piastre alla scala industriale:

Getto entro due pannelli di cassaforma paralleli e verticali



Getto su una forma orizzontale



Protocollo sperimentale

a) Ipotesi

Vengono assunte le seguenti ipotesi iniziali:

- la struttura reale è una piastra di spessore e , se non si conosce il valore si deve considerare il $\max(3L_f; L/50)$;
- la lunghezza delle fibre è L_f ;
- le modalità di messa in opera è conosciuta.

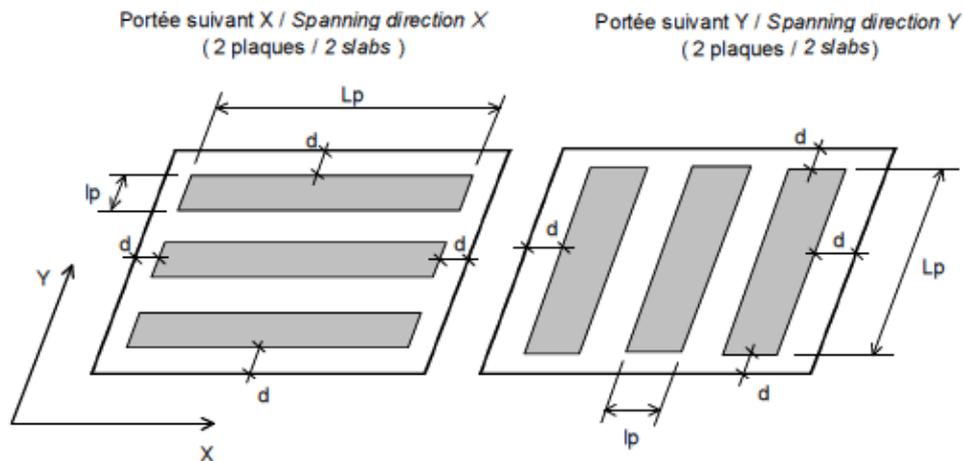
b) Confezione dei provini

Dimensioni utili:

- lunghezza dei prismi: $L_p = \min[20e; 60\text{cm}]$
- larghezza dei prismi: $L_p = 8 L_f$
- Spessore dei prismi: e
- Distanza dal bordo: $d = \max[L_f; 2\text{ cm}]$

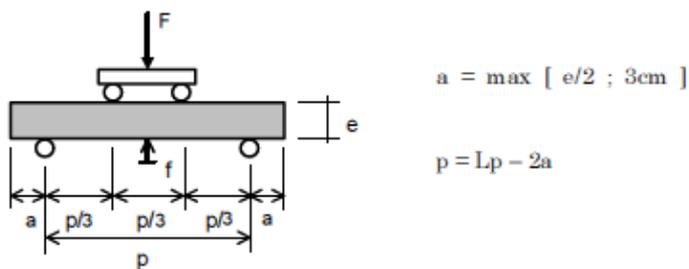
Fasi del confezionamento:

- Realizzazione di 4 piastre quadrate con una lunghezza del lato pari a $\max[L_p + 2d; 26L_f + 2d]$, di spessore e , gettati in opera secondo la stessa modalità di getto della struttura (casseforme verticali o stampi orizzontali);
- Identificazione della due direzioni principali della piastra (asse X e Y) e loro corrispondenza con il metodo di getto;
- Segatura di 3 prismi per ogni piastra, secondo le dimensioni e l'orientamento definito dalla figura seguente, ottenendo due serie di 6 prismi, una secondo l'asse X e l'altra secondo l'asse Y.

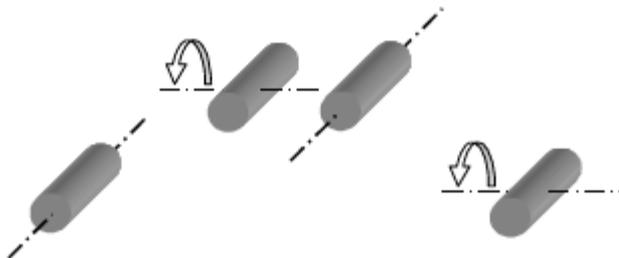


c) Realizzazione delle prove

I prismi sono testati a flessione circolare (4 punti), così come descritto in basso:



Gli appoggi ed i punti di applicazione dei carichi sono dei rulli, due dei quali sono incernierati trasversalmente.



Si pone un rilevatore di spostamenti in mezzeria per misurare l'inflessione del prisma durante la prova (con la correzione dovuta alla posizione degli appoggi). Il sensore deve permettere di controllare la prova con una velocità costante di 100 mm/min.

Un dispositivo di acquisizione permette invece di registrare la freccia (f) e la forza applicata (F).

d) Trattamento dei risultati

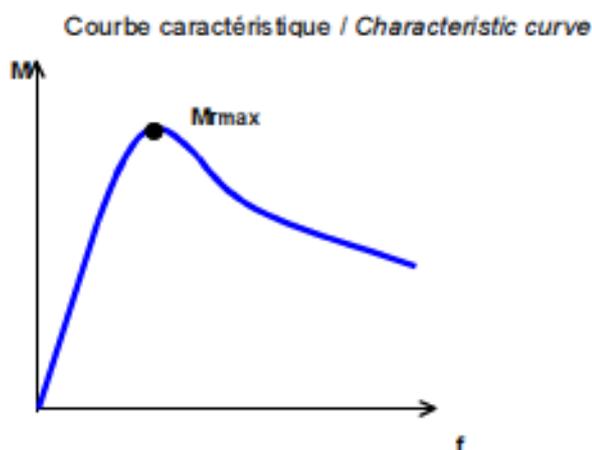
Per ogni serie (direzione X e Y), vengono disegnate 6 curve momento flettente/freccia di inflessione.

$$M = \frac{F \cdot p}{6}$$

Su ognuno dei due grafici vengono tracciate la curva media e quella caratteristica (legge di Student con frattile del 5% - cfr. AFREM [1.1]).

Determinazione di M_{rmax} :

Dalle curve caratteristiche si deduce $M_{rmax/X}$ e $M_{rmax/Y}$ (momento resistente massimo rispettivamente nella direzione X e Y).



Determinazione di f_{ij} e E :

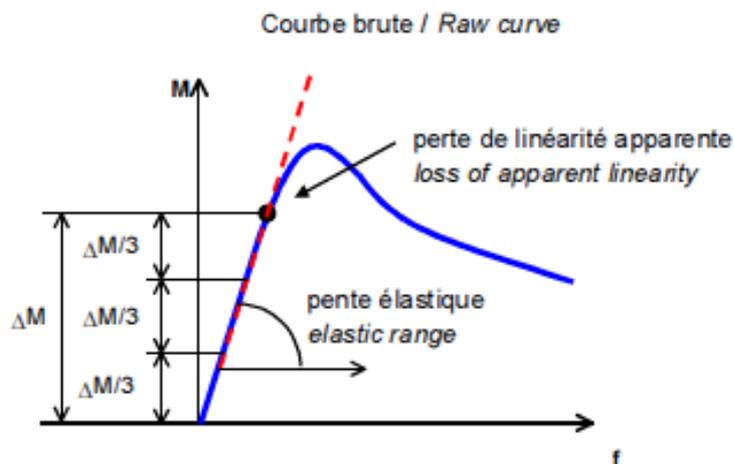
Sulle 6 curve grezze di ogni serie, si localizzano visivamente le inflessioni ΔM e si linearizzano le registrazioni che corrispondono all'intervallo $\Delta M/3; 2\Delta M/3$ così come definito nel grafico seguente.

Ogni tratto lineare così ottenuto consente di calcolare il modulo E a partire dall'inclinazione elastica. Da tali 6 valori si determina un valore medio e se necessario un valore caratteristico del modulo (legge di Student con frattile del 5%).

Estendendo le rette oltre ΔM , si trovano i 6 momenti M^* corrispondenti alla perdita di linearità e possiamo calcolare

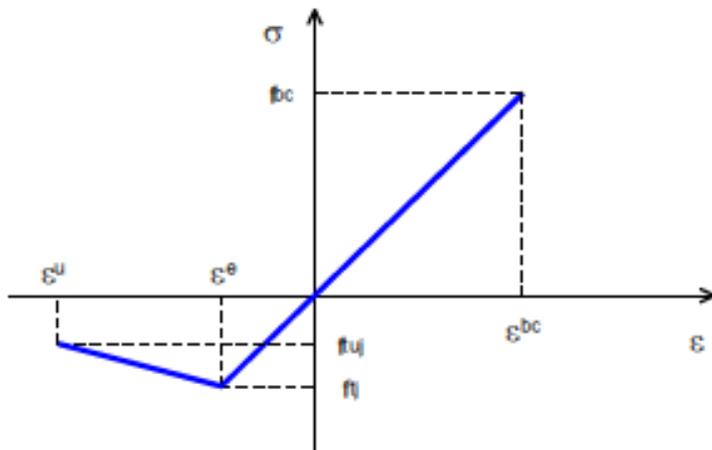
$$\frac{6 M^*}{l_p \cdot e^2}$$

Dei sei valori ottenuti si determina il valore caratteristico f_{tj} (legge di Student con un frattile del 5%).

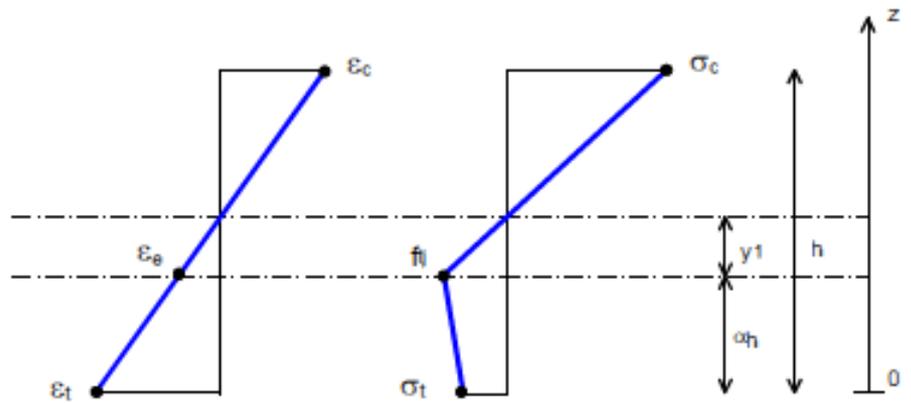


Metodo inverso

Si assume per ipotesi che la legge di comportamento del UHPFRC può essere rappresentata da una curva semplificata del tipo:



I diagrammi delle deformazioni e degli sforzi di una sezione fessurata a flessione, di altezza h , sono:



Con χ curvatura della sezione non fessurata, si ha: $y_1 = \frac{-f_{tj}}{E \chi}$

Le tensioni corrispondenti all'altezza fessurata (σ_f) e non fessurata (σ_b) sono:

$$\sigma_f(z) = f_{tj} + E \cdot \chi \cdot (z - \alpha h) \cdot \frac{f_{tuj} - f_{tj}}{E \cdot \varepsilon_u - f_{tj}}$$

$$\sigma_b(z) = f_{tj} + E \cdot \chi \cdot (z - \alpha h)$$

Facendo l'equilibrio degli sforzi normali nella sezione fessurata, a partire dall'espressione degli sforzi, si ottiene:

$$\alpha(\chi) = \frac{1}{1-K} \left[1 - \sqrt{\frac{2f_{tj} \cdot (K-1)}{E \cdot \chi \cdot h} + K} \right] \text{ con } K = \frac{f_{tuj} - f_{tj}}{E \cdot \varepsilon_u - f_{tj}}$$

Facendo l'equilibrio dei momenti si ottiene:

$$Mr(\chi) = \frac{f_{tj} \cdot b \cdot h}{2} + \frac{E \cdot \chi \cdot b}{6} \cdot [\alpha(\chi)^3 \cdot h^3 \cdot (1-K) - 3\alpha(\chi) \cdot h^3 + 2h^3]$$

Così, per un valore dato dalla curvatura χ , i momenti resistenti della sezione possono essere calcolati.

a) Applicazione del metodo inverso

I dati sono:

- E , modulo di deformazione istantanea, dal quale otteniamo $\varepsilon_{bc} = f_{bc}/E$ (f_{bc} è stato ottenuto da prove a compressione) e $\varepsilon_e = f_{tj}/E$
- h , altezza del prisma
- b , larghezza del prisma
- f_{tj} resistenza alla trazione della matrice di UHPFRC ($f_{tj} < 0$)
- $\varepsilon_u = -10\text{‰}$ ($\varepsilon_u < 0$)
- M_{rmax} momento resistente ottenuto dalle prove a flessione

L'obiettivo è di determinare il valore di $f_{tu,j}$ ($f_{tu,j} < 0$), l'ultimo elemento non conosciuto del legame costitutivo. Per far ciò, si procede a fare l'iterazione su $f_{tu,j}$.

Per ogni valore di $f_{tu,j}$ si traccia la curva $Mr(\chi)/\chi$ facendo variare χ da χ_0 al valore χ corrispondente al momento massimo.

$$\chi_0 = \frac{-2f_{tj}}{E \cdot h}$$

$$Mr(\chi) = \frac{f_{tj} \cdot b \cdot h^2}{2} + \frac{E \cdot \chi \cdot b}{6} \cdot [\alpha(\chi)^3 \cdot h^3 \cdot (1 - K) - 3\alpha(\chi) \cdot h^3 + 2h^3]$$

$$\text{Con } \alpha(\chi) = \frac{1}{1-K} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{2f_{tj} \cdot (K-1)}{E \cdot \chi \cdot h} + K} \right] \text{ e } K = \frac{f_{tu,j} - f_{tj}}{E \cdot \varepsilon_u - f_{tj}}$$

L'iterazione su $f_{tu,j}$ è condotta fino all'ottenimento di un momento massimo uguale a M_{\max} ottenuto nelle prove.

Prove su piastre spesse

Le piastre spesse sono elementi in cui lo spessore e è tale che:

$e > 3L_f$ ove L_f = lunghezza della fibra
con $L/e \geq 10$ con L = luce della struttura

Possono essere usati tre tipi di test:

- test a flessione su 3 punti su un prisma intagliato (a spostamenti imposti), con la misurazione della flessione in mezzeria e l'analisi inversa per derivare una curva tensione-apertura della fessura a trazione (si tratta di un test penalizzante);
- test a trazione diretta su un provino prismatico con intagli dentati o su provini cilindrici ricavati da prismi;
- test a trazione diretta su provini non intagliati: tale procedura non permette di ottenere informazioni attendibili se non per fessure poco ampie.

Si debbono testare almeno 6 campioni. Le dimensioni dei prismi proposti sono funzionali alle dimensioni delle fibre:

$$L_f \leq 15 \text{ mm}: 7 \times 7 \times 28 \text{ cm};$$

$$15 < L_f \leq 20 \text{ mm}: 10 \times 10 \times 40 \text{ cm};$$

$$20 < L_f \leq 25 \text{ mm}: 14 \times 14 \times 56 \text{ cm};$$

$25 < L_f$: larghezza $> 5L_f$, altezza $> 5L_f$ o uguale allo spessore della struttura se è conosciuta, lunghezza = 4 volte l'altezza.

Procedura per il test a flessione su 3 punti

I campioni devono essere testati con la faccia stampata verso il basso. I campioni utilizzati per i test a trazione sono prelevati in modo che la direzione di trazione assiale sia parallela all'asse longitudinale del prisma.

Il prisma è gettato in opera procedendo da una sola estremità in modo che si possa garantire la ripetibilità dell'operazione. Gli stampi sono vibrati su una tavola e il calcestruzzo viene livellato con un vibratore ad ago.

Il dettaglio della procedura e la sua interpretazione sono identici a quelli riportati nel paragrafo 1.4.2.

9.4 Indicatori classici di valutazione della durabilità

I presenti indicatori nascono all'interno di una ricerca svolta dal gruppo di lavoro "Indicatori di durabilità" dell'AFREM, nei primi anni 2000.

Consiste nel formalizzare una metodologia in grado di ottenere un calcestruzzo capace di premunire le strutture da un determinato meccanismo di degrado, in particolare nei casi in cui il contratto prevede il soddisfacimento del requisito di vita di servizio. L'approccio è basato sulla scelta di un numero ridotto di indicatori di durabilità, parametri chiave nella quantificazione e previsione della durabilità del calcestruzzo. Tali parametri sono misurati a partire da prove di laboratorio su campioni o prelievi.

La scelta di tali indicatori e la specificazione dei criteri (soglie e classi) d'accettabilità per tali parametri, in funzione del tipo di ambiente considerato, costituiscono le due tappe principali per un approccio alla durabilità orientato alla definizione delle prestazioni da ottenere.

In modo particolare viene ripreso il lavoro del gruppo "Indicatori di durabilità" al fine di caratterizzare l'UHPFRC, utilizzando per tale materiale gli stessi indicatori di durabilità utilizzati per calcestruzzi tradizionali ovvero:

- la porosità all'acqua;
- la permeabilità all'ossigeno;
- il coefficiente di diffusione degli ioni cloruro;
- il contenuto di portlandite.

Per tali grandezze, saranno raccomandati dei metodi di misurazione e vengono indicate delle soglie che permettano di definire la classe di UHPFRC.

Porosità all'acqua

Il metodo utilizzato è quello presente all'interno della raccomandazione AFREM intitolata "Détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau" (Determinazione della densità apparente e della porosità all'acqua). La prova consiste nel determinare per pesata gli elementi seguenti: la massa di un provino a secco, la sua massa satura e il suo volume apparente mediante pesata idrostatica. La gamma di misurazioni coperte da tale metodo va dal 1% al 20% circa. I valori presentati nella seguente tabella vengono forniti a titolo indicativo:

Comparazione della porosità all'acqua di differenti tipi di calcestruzzi

	OC	HPC	VHPC	UHPFRC
Porosità all'acqua (%)	12-16	9-12	6-9	1.5-6

Permeabilità all'ossigeno

Il metodo utilizzato è quello presente nella raccomandazione AFREM intitolata "Essai de perméabilité aux gaz du béton durci" (Permeabilità ai gas del calcestruzzo indurito). La prova consiste nella misurazione del flusso di gas che attraversa in regime stazionario un campione di materiale a base di legante idraulico soggetto ad un gradiente di pressione costante, e successivamente nella deduzione, mediante la legge di Darcy, della permeabilità del gas. La gamma di misurazione coperta da tale metodo va dai 10^{-15} m^2 ai 10^{-19} m^2 circa. I valori presentati nella tabella seguente sono forniti a titolo indicativo. Inoltre, la permeabilità ai gas dipende fortemente dallo stato di saturazione del materiale. I valori indicati corrispondono allo stato secco, così come definito dalle raccomandazioni AFREM.

Comparazione della permeabilità all'ossigeno di differenti tipi di calcestruzzi

	OC	HPC	VHPC	UHPFRC
Permeabilità all'ossigeno (%)	10^{-15} a 10^{-16}	10^{-17}	10^{-18}	$<10^{-19}$

Le permeabilità del UHPFRC è inferiore alla soglia di rilevamento del metodo AFREM.

Coefficiente di diffusione degli ioni cloruro

Non esiste ancora un metodo consigliato per determinare la diffusione degli ioni cloruri, sia a livello francese che italiano o europeo.

I valori presentati nella tabella seguente sono a titolo indicativo. Tali misurazioni sono state ottenute a partire da una prova a diffusione libera [3.5]. L'elemento tracciante è il trizio. Si calcola il coefficiente di diffusione effettivo a partire dal gradiente di flusso di trizio che attraversa un campione in regime stazionario.

Comparazione del coefficiente di diffusione del trizio di differenti tipi di calcestruzzi

	OC	HPC	VHPC	UHPFRC
Coefficiente di diffusione del trizio (mq/s)	$2 \cdot 10^{-11}$	$2 \cdot 10^{-12}$	10^{-13}	$2 \cdot 10^{-14}$

Contenuto di portlandite

I valori presentati nella tabella seguente sono forniti a titolo indicativo. Il metodo di calcolo utilizzato è identico a quello descritto nell'allegato 4.

Comparazione del contenuto di portlandite del trizio di differenti tipi di calcestruzzi

	OC	HPC	VHPC	UHPFRC
Contenuto di portlandite (Kg/mc)	76	86	66	0

Conclusioni

I risultati presentati sopra confermano la posizione del UHPFRC rispetto ad altri tipi di calcestruzzi: per l'insieme di indicatori "classici" di durabilità, i valori ottenuti indicano un chiaro miglioramento della durabilità del materiale.