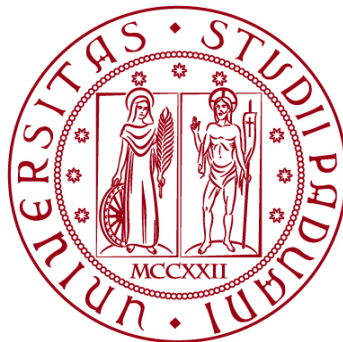


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale a ciclo unico
in Ingegneria edile-architettura



TESI DI LAUREA

**COMPORTAMENTO SPERIMENTALE DI
CALCESTRUZZI CONTENENTI SCORIE EAF:
RESISTENZA A TAGLIO DIRETTA E LEGAME
TENSIONE-DEFORMAZIONE A COMPRESSIONE
CICLICA**

**EXPERIMENTAL BEHAVIOUR OF CONCRETE CONTAINING EAF SLAG:
SHEAR TRANSFER STRENGTH AND STRESS-STRAIN RELATION UNDER
CYCLIC LOADING**

Relatore:
Prof.ssa Ing. FLORA FALESCHINI
Correlatore:
Ing. FILIPPO ANDREOSE

Laureando: DANIEL TRENTO
1136947

ANNO ACCADEMICO 2020-2021

ABSTRACT

L'obiettivo di questa tesi è quello di approfondire la ricerca in merito alla possibilità di sostituire gli aggregati naturali nei calcestruzzi con la scoria nera di fornace elettrica ad arco (EAF). Con questa premessa sono state indagate le proprietà meccaniche di due conglomerati: uno di tipo tradizionale e uno contenente scorie come frazione grossolana dell'aggregato. Lo scopo è quello di studiare il comportamento sperimentale di calcestruzzi EAF, per questo è stata valutata la resistenza a compressione e a trazione indiretta, il comportamento a taglio diretto su dei provini a S e il legame tensione-deformazione a compressione ciclica. Il calcestruzzo contenente scorie EAF dimostra proprietà meccaniche migliori su tutti i fronti, e il suo impatto ambientale è sicuramente inferiore rispetto a quello di un conglomerato di tipo tradizionale. Le prove a taglio diretto evidenziano una maggiore resistenza allo scorrimento nei calcestruzzi EAF, dovuta a un maggior legame tra la matrice cementizia e l'aggregato. A compressione ciclica il mix EAF raggiunge carichi e deformazioni longitudinali più alti. I risultati sperimentali sono stati confrontati con i modelli di previsione proposti dai codici di progettazione e dalle pubblicazioni in letteratura. Non sono presenti indicazioni o metodi specifici per valutare il comportamento di calcestruzzi EAF.

The aim of this study is to investigate the possibility to substitute natural aggregates of traditional concrete with Black/Oxidizing Electric Arc Furnace (EAF) slag. The mechanical properties of two mixes of concrete were determined: the former containing traditional aggregates, the latter containing EAF slag for the coarse fraction. This study aims to investigate the behaviour of EAF concrete: compressive and tensile strength were determined; the shear stress strength was studied with push-off specimens and the cyclic compression behaviour were investigated. Concrete made with EAF slag as aggregate showed better strength characteristics, its environmental impact is lower if compared with a traditional concrete. The tests with push-off specimens highlighted a better resistance to the slip in EAF concrete, thanks to the good bond between the aggregate and the cementitious matrix. Under cyclic compression the mix EAF reached higher ultimate load and longitudinal strain. The experimental results were compared with predictive models proposed by designing codes for concrete and other publications in literature. At the present moment there aren't any specific method to study the behaviour of EAF concrete.

INDICE

SOMMARIO

Abstract.....	i
Indice delle figure	vii
Indice delle tabelle.....	xiv
1 Introduzione.....	1
1.1 Scopo della tesi	1
2 La scoria del forno elettrico ad arco (EAF).....	3
2.1 La produzione dell'acciaio e le scorie che ne derivano.....	3
2.2 Il processo di produzione dell'acciaio con forno elettrico ad arco	5
2.3 Caratteristiche chimico-fisiche della scoria EAF	7
2.4 La gestione e l'utilizzo della scoria EAF.....	9
2.4.1 Gestione della scoria come sottoprodotto	9
2.4.2 Gestione della scoria come rifiuto con cessazione della qualifica di rifiuto	12
2.5 Ambiti di utilizzo	13
2.6 Il campionamento della scoria e la dichiarazione di prestazione	16
3 Il comportamento a taglio dei calcestruzzi	17
3.1 Il comportamento a taglio nelle sezioni interamente reagenti e nelle sezioni parzializzate	17
3.2 Il contributo delle armature nella resistenza a taglio.....	21
3.3 Elementi non armati a taglio.....	22
3.3.1 L'effetto di ingranamento degli inerti.....	24
3.3.2 Legami costitutivi per la resistenza a taglio dei calcestruzzi.....	30
3.4 Elementi armati a taglio.....	34
3.5 Il comportamento a taglio diretto	37
3.5.1 Il comportamento a taglio diretto con provini a S.....	37
3.5.2 Il comportamento a taglio diretto con altri tipi di campioni	40
4 Il legame tensione-deformazione del calcestruzzo	44
4.1 Il comportamento a compressione del calcestruzzo	44
4.2 Relazioni analitiche per il legame tensione-deformazione a compressione uniassiale.....	46
4.3 Legami costitutivi monoassiali per il calcestruzzo	50
4.4 Legami costitutivi pluriassiali	52
4.4.1 Il modello di Mander per lo studio del legame costitutivo del calcestruzzo	53

4.5	I parametri che descrivono il legame tensione-deformazione	57
5	Ricerca bibliografica	59
5.1	Utilizzo di scorie EAF nei calcestruzzi	59
5.1.1	Juan M. Manso, Juan A. Polanco, Milagros Losañez, Javier J. González, <i>Durability of concrete made with EAF slag as aggregate</i> (2006)	59
5.1.2	Carlo Pellegrino, Vittorio Gaddo, <i>Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate</i> (2008)	64
5.1.3	Flora Faleschini, Carlo Pellegrino, <i>Experimental Behaviour of Reinforced Concrete Beams with Electric Arc Furnace Slag as Recycled Aggregate</i> (2013)	67
5.1.4	Flora Faleschini, Paola De Marzi, Carlo Pellegrino, <i>Recycled concrete containing EAF slag: environmental assessment through LCA</i> (2014)	73
5.1.5	Flora Faleschini, Katya Brunelli, Mariano Angelo Zanini, Manuele Dabalà, Carlo Pellegrino, <i>Electric Arc Furnace Slag as Coarse Recycled Aggregate for Concrete Production</i> (2015)	80
5.1.6	Flora Faleschini, Amaia Santamaria, Mariano Angelo Zanini, José-Tomás San José, Carlo Pellegrino, <i>Bond between steel reinforcement bars and Electric Arc Furnace slag concrete</i> (2017)	83
5.1.7	Flora Faleschini, Lorenzo Hofer, Mariano Angelo Zanini, Massimo dalla Benetta, Carlo Pellegrino, <i>Experimental behaviour of beam-column joints made with EAF concrete under cyclic loading</i> (2017)	89
5.1.8	Flora Faleschini, Paolo Bragolusi, Mariano Angelo Zanini, Paolo Zampieri, Carlo Pellegrino, <i>Experimental and numerical investigation on the cyclic behaviour of RC column joints with EAF slag concrete</i> (2017)	96
5.2	Studio della resistenza a taglio diretta dei calcestruzzi	101
5.2.1	Belén González Fonteboa, Fernando Martínez, Diego Carro Lopez, Javier Eiras Lopez, <i>Shear friction capacity of recycled concretes</i> (2010)	101
5.2.2	Juan Sagaseta, Robert Vollum, <i>Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete</i> (2011)	109
5.2.3	Jianzhuang Xiao, He Xie, Zhenjun Yang, <i>Shear transfer across a crack in recycled aggregate concrete</i> (2012)	117
5.2.4	Khaldoun Rahal, Abdul-Lateef Al-Khaleefi, <i>Shear-Friction Behaviour of Recycled and Natural Aggregate Concrete-An Experimental Investigation</i> (2015)	125
5.2.5	Khaldoun N. Rahal, Abdul-Lateef Al-Khaleefi, Abdul Al-Sanee, <i>An experimental investigation of shear-transfer strength of normal and high strength self-compacting concrete</i> (2016)	132
5.2.6	Yusuf Md., Patrick St-Onge, Salah Sarhat, Mark Green, <i>Shear transfer strength of concrete made with recycled concrete aggregate after exposure to high temperatures</i> (2019)	137
5.3	Studio del comportamento a compressione ciclico del calcestruzzo	141

5.3.1	Young Youl Bahn, Cheng-Tzu Thomas Hsu, <i>Stress-Strain Behaviour of Concrete under Cyclic Loading</i> (1998).....	141
5.3.2	Xiaobin Hu, Qinwang Lu, Zihao Xu, Wenliang Zhang, Shanshan Cheng, <i>Compressive stress-strain relation of recycled aggregate concrete under cyclic loading</i> (2018).....	147
6	Programma della sperimentazione.....	155
6.1	Caratterizzazione dei materiali	155
6.1.1	Gli aggregati	155
6.1.2	Cemento, acqua e superfluidificante	159
6.2	Mix Design.....	160
6.3	Provini e preparazione per i getti	160
6.4	Il confezionamento degli impasti.....	163
6.5	Il programma delle prove.....	166
6.6	Modalità di esecuzione delle prove	167
6.6.1	Prova a compressione	167
6.6.2	Prova a trazione indiretta	169
6.6.3	Prova a taglio diretto	170
6.6.4	Prova a compressione ciclica	173
7	Risultati	176
7.1	Risultati delle prove a compressione	176
7.2	Risultati delle prove a trazione indiretta	180
7.3	Risultati delle prove a taglio diretto	183
7.4	Risultati delle prove a compressione ciclica	195
8	Analisi dei risultati.....	205
8.1	Resistenza a trazione e modulo elastico: confronto con l'EC2 e il Codice ACI205	
8.2	Resistenza a taglio: confronto con i risultati previsti dai metodi di progettazione.....	207
8.3	Resistenza a taglio: confronto con i risultati previsti dai metodi in letteratura 212	
8.4	Resistenza a taglio: confronto con un possibile modello a tirante-puntone..	214
8.5	Determinazione del modulo di taglio e confronto dei risultati delle prove ...	219
8.6	Comportamento a taglio: modelli di previsione del MC 90.....	221
8.7	Comportamento a compressione ciclica: modelli teorici per la previsione del comportamento	225
9	Conclusioni.....	232
10	Riferimenti	234

INDICE

10.1	Bibliografia	234
10.2	Normativa tecnica	237
10.3	Fonti delle immagini e delle tabelle	239
11	Ringraziamenti	243
12	Appendice	244

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1-1: Emissioni di CO ₂ per settore. In arancio le emissioni legate agli edifici e alle costruzioni.....	1
Figura 1.1-2: Consumo di materie prime al 2017 e proiezione per il 2060	2
Figura 1.1-3: Esempio di scorie EAF	2
Figura 2.1-1: Esempio di scorie utilizzate in laboratorio.....	4
Figura 2.2-1: Forno elettrico ad arco durante le operazioni di colaggio.....	5
Figura 2.2-2: Schema di un forno elettrico ad arco trifase	6
Figura 2.4-1: Modalità di gestione delle scorie EAF.....	10
Figura 2.4-2: Processo di lavorazione e preparazione della scoria nel caso di gestione come sottoprodotto.....	11
Figura 2.5-1: Esempio di utilizzo di scorie EAF nell'ambito delle costruzioni ferroviarie .	13
Figura 2.5-2: Realizzazione di una pavimentazione industriale in calcestruzzo di scorie EAF	14
Figura 2.5-3: Confronto tra un calcestruzzo di scorie e un calcestruzzo di tipo tradizionale	15
Figura 3.1-1: Taglio in una sezione generica non armata	18
Figura 3.1-2: Distribuzione delle tensioni tangenziali in una sezione rettangolare: (a) interamente reagente; (b) parzializzata	18
Figura 3.1-3: Equilibrio di un concio di trave	19
Figura 3.1-4: Comportamento a flessione e taglio di un elemento in calcestruzzo: (a) nel caso di sezione interamente reagente; (b) in caso di sezione parzializzata	20
Figura 3.2-1: Quadro fessurativo di una trave soggetta a taglio e flessione	21
Figura 3.2-2: Le armature trasversali delle travi: staffe e ferri piegati	21
Figura 3.3-1: Meccanismi resistenti a taglio: (a) meccanismo a trave; (b) meccanismo ad arco	22
Figura 3.3-2: (a) effetto ingranamento degli inerti; (b) effetto bietta/spinotto.....	23
Figura 3.3-3: Modalità di frattura che si osserva generalmente nei calcestruzzi ordinari	24
Figura 3.3-4: Legame rigido plastico per la matrice cementizia	25
Figura 3.3-5: Area di contatto degli aggregati durante uno scorrimento a taglio.....	26
Figura 3.3-6: (a) blocco di calcestruzzo fratturato, (b) blocco di calcestruzzo fratturato e intersecato da un piano perpendicolare a z, (c) fetta infinitesima di calcestruzzo fratturato	26
Figura 3.3-7: Sviluppo dell'area di contatto tra la matrice e l'aggregato	26
Figura 3.3-8: Tensioni di contatto in una particella dell'aggregato	27
Figura 3.3-9: Condizioni di equilibrio	27
Figura 3.3-10: Tribometro utilizzato da Weiss per valutare il coefficiente di attrito tra due corpi solidi.....	30
Figura 3.3-11: Legame costitutivo a taglio in base ai modelli di Cervenka e Loov	30
Figura 3.3-12: Legame costitutivo a taglio nell'ipotesi che la resistenza a taglio si mantenga anche dopo la frattura.....	31
Figura 3.3-13: Legame costitutivo a taglio nel modello di Ebbinghaus	31
Figura 3.3-14: Legame costitutivo a taglio nell'ipotesi che la resistenza a taglio si riduca a un valore più basso dopo la frattura.....	32
Figura 3.3-15: Legame costitutivo a taglio nel modello di Cedolin e Dei Poli.....	32

Figura 3.3-16: Legame costitutivo a taglio nel modello di Schimmelpfennig	33
Figura 3.3-17: Legame costitutivo a taglio nel modello di Schäfer	33
Figura 3.4-1: Modello tirante-puntone in presenza di armatura a taglio	34
Figura 3.4-2: Schematizzazione della trave reticolare secondo il modello di Ritter-Mörsch	34
Figura 3.5-1: Esempio di campione a S utilizzato da Rahal e altri per lo studio del comportamento a taglio puro	37
Figura 3.5-2: (a) effetto ingranamento degli inerti; (b) effetto bietta/spinotto; (c) azione assiale sulle armature	38
Figura 3.5-3: Interazione tra i meccanismi resistenti in un campione sollecitato a taglio puro	38
Figura 3.5-4: Relazione tensione di taglio-scorrimento per i campioni di tipo tradizionale	39
Figura 3.5-5: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per i due mix realizzati	39
Figura 3.5-6: Sovrapposizione delle particelle di sabbia durante lo scorrimento	40
Figura 3.5-7: Campioni utilizzati e risultati delle prove a taglio diretto di Fenwick e altri	40
Figura 3.5-8: Illustrazione schematica del setup di prova utilizzato da Taylor	41
Figura 3.5-9: Illustrazione schematica del setup di prova utilizzato da Laible e altri	42
Figura 3.5-10: Relazione tensione-scorrimento per la prova ciclica eseguita da Laible e altri	42
Figura 3.5-11: Setup della prova a taglio diretto di Bazant	43
Figura 3.5-12: Setup della prova di Smith e altri	43
Figura 4.1-1: Comportamento a compressione di inerte, pasta cementizia e calcestruzzo	44
Figura 4.1-2: Legami tensione-deformazione al variare della resistenza del calcestruzzo	45
Figura 4.1-3: Curva σ - ϵ al variare della dimensione del provino	45
Figura 4.2-1: Rappresentazione schematica della relazione tensione-deformazione durante la compressione monoassiale di un calcestruzzo	46
Figura 4.2-2: Relazione tensione-deformazione di un calcestruzzo in base alle prove sperimentali di Du e altri	47
Figura 4.2-3: Legame tensione-deformazione in forma adimensionale	48
Figura 4.3-1: Legami σ - ϵ per il calcestruzzo	50
Figura 4.3-2: Diagrammi tensione deformazione per il calcestruzzo al variare della resistenza a compressione	51
Figura 4.4-1: Deformazione longitudinale e trasversale in una prova a compressione monoassiale	52
Figura 4.4-2: Legame biassiale di Kupfer e altri	52
Figura 4.4-3: Relazione tensione-deformazione per compressione monotona nel calcestruzzo confinato e non confinato	54
Figura 4.4-4: Sezione di calcestruzzo effettivamente confinata con staffe	55
Figura 4.4-5: Grafico per la determinazione della resistenza ultima di un elemento confinato	56
Figura 4.5-1: Relazione tensione-deformazione per un calcestruzzo sottoposto a prova di compressione monotona	57
Figura 5.1-1: Sezione trasversale delle travi realizzate	69

Figura 5.1-2: Relazioni carico e abbassamento in mezzeria per le travi di serie A	70
Figura 5.1-3: Relazioni carico e spessore delle fratture per le travi di serie A.....	70
Figura 5.1-4: Relazioni carico e abbassamento in mezzeria per le travi di serie B	72
Figura 5.1-5: Relazioni carico e spessore delle fratture per le travi di serie B.....	72
Figura 5.1-6: Sistema di produzione di un aggregato naturale.....	76
Figura 5.1-7: Sistema di produzione e trattamento di una scoria EAF	77
Figura 5.1-8: Risultato di analisi XRD su una scoria EAF	80
Figura 5.1-9: Superficie del provino dopo la rottura a compressione: Mix C (a), Mix E1 (b)	82
Figura 5.1-10: Configurazione della prova pull-out	85
Figura 5.1-11: Confronto tra i dati sperimentali e i risultati teorici proposti dai modelli per la valutazione della resistenza ultima di aderenza con barre corrugate.....	87
Figura 5.1-12: Confronto tra i dati sperimentali e il risultato teorico proposto dal MC2010 per la valutazione della resistenza ultima di aderenza con barre lisce	88
Figura 5.1-13: La scoria EAF nera utilizzata in questa ricerca	89
Figura 5.1-14: Dettaglio dei campioni in scala reale.....	91
Figura 5.1-15: Setup della prova.....	92
Figura 5.1-16: Sequenza del test per gli spostamenti applicati	92
Figura 5.1-17: Meccanismo di collasso B+J nei tre modelli a scala reale testati	93
Figura 5.1-18: Diagrammi tensione-deformazione angolari del nodo per i provini testati	95
Figura 5.1-19: Modello FE per i provini: (a) calcestruzzo; (b) barre di acciaio.....	96
Figura 5.1-20: Curve tensione-deformazione per il calcestruzzo: (a) per la compressione; (b) per la trazione.....	98
Figura 5.1-21: Modello bi-lineare di Hillerborg (f_{ctm} =resistenza media del calcestruzzo a trazione; G_f =energia di frattura)	98
Figura 5.1-22: Confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali in merito alle curve carico laterale-spostamento	99
Figura 5.1-23: Confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali in merito alla deformazione delle barre longitudinali della trave (MixE1). Il primo grafico è relativo all'armatura inferiore, il secondo grafico è relativo all'armatura superiore	100
Figura 5.1-24: Sviluppo del danneggiamento nel campione confezionato con il Mix E1100	
Figura 5.2-1: Dettaglio geometrico dei provini realizzati e dettagli delle armature	105
Figura 5.2-2: Modello bietta-spinotto adottato per la modellazione del comportamento interno del provino	105
Figura 5.2-3: Set-up della prova a taglio diretto	106
Figura 5.2-4: Relazione tra la percentuale meccanica di armatura (ρ_v) e il carico ultimo a taglio v_u	107
Figura 5.2-5: Relazione tra il carico tagliante applicato e lo scorrimento nel caso di assenza di armatura trasversale	107
Figura 5.2-6: Provini push-off realizzati: (a) geometria del provino realizzato; (b) strumentazione di prova.....	109
Figura 5.2-7: Dettaglio delle armature per ciascun provino realizzato	110
Figura 5.2-8: Grafici relativi a: (a) fratturazione nei provini PL; (b) fratturazione nei provini PG; (c) relazione w-s/w nei provini PL; (d) relazione w-s/w nei provini PG	111

Figura 5.2-9: Tensioni a taglio sperimentali e previste teoricamente in base ai modelli: (a) da PL2 a PL4; (b) PG2 e PG3	115
Figura 5.2-10: Tensioni normali sperimentali e previste teoricamente in base ai modelli: (a) da PL2 a PL4; (b) PG2 e PG3	116
Figura 5.2-11: Geometria e dimensioni del provino push-off.....	118
Figura 5.2-12: Dettaglio delle armature all'interno del provino	118
Figura 5.2-13: Curve tensione di taglio-scorrimento	121
Figura 5.2-14: Curve slittamento-apertura delle fessure.....	122
Figura 5.2-15: Effetti del rapporto di sostituzione di RCA sulla resistenza ultima a taglio	123
Figura 5.2-16: Curve tensione-scorrimento per calcestruzzi con diverso contenuto di RCA	124
Figura 5.2-17: Esempi di elementi utilizzati per lo studio del trasferimento di taglio	125
Figura 5.2-18: Dimensioni e disposizione delle armature dei provini push-off realizzati (dimensioni in mm)	126
Figura 5.2-19: Grafico taglio-scorrimento per il provino 35-2T8-50	129
Figura 5.2-20: Pattern delle fratture dei provini: (a) fratture alle fasi iniziali di carico; (b) fratture dopo il collasso.	130
Figura 5.2-21: Dimensioni del provino push-off e dettaglio delle armature	133
Figura 5.2-22: Curve tensione-deformazione da taglio per due provini SCC.....	134
Figura 5.2-23: Tensione ultima e residua in relazione al contenuto di staffe.....	135
Figura 5.2-24: Resistenza residua in relazione alla quantità di staffatura	136
Figura 5.2-25: Dettaglio dei provini push-off realizzati.....	138
Figura 5.2-26: (a) Ghiaia naturale frantumata CL e aggregati riciclati RCA; (b) Casseri pronti per il getto; (c) dettaglio delle armature in corrispondenza del piano di taglio ..	138
Figura 5.2-27: Modi di collasso dei provini	139
Figura 5.2-28: Resistenza a taglio trasferita per campioni preriscaldati e non preriscaldati in base al contenuto di RCA	140
Figura 5.3-1: Curva di inviluppo per carico ciclico e curva tensione-deformazione per carico monotono	142
Figura 5.3-2: Risposta tensione-deformazione nel caso di caricamento per cicli random	143
Figura 5.3-3: Relazione tra la deformazione plastica e la deformazione di scaricamento in corrispondenza della curva di inviluppo	144
Figura 5.3-4: Deformazione di caricamento e deformazione di scaricamento in corrispondenza dell'inviluppo.....	144
Figura 5.3-5: Confronto tra i risultati delle espressioni analitiche e i risultati sperimentali relativi al braccio di scarico	146
Figura 5.3-6: Condizioni superficiali dei provini al raggiungimento del collasso	148
Figura 5.3-7: Curve tensione-deformazione per provini RAC	149
Figura 5.3-8: Curve skeleton a confronto per ciascun mix.....	150
Figura 5.3-9: Effetti del contenuto di RCA sulle proprietà del calcestruzzo.....	150
Figura 5.3-10: Tipico ciclo isteretico per provini sottoposti a caricamento ciclico	152
Figura 5.3-11: Comparazione tra le curve tensione-deformazione e i risultati sperimentali	153
Figura 6.1-1: Fase di lavaggio della sabbia 0-4 mm.....	156

Figura 6.1-2: La colonna di setacci pronta per la vagliatura, in questo caso eseguita in maniera manuale	156
Figura 6.1-3: Curva granulometrica della sabbia 0-4 mm.....	157
Figura 6.1-4: Curve granulometriche delle scorie EAF.....	158
Figura 6.3-1: Dettagli geometrici dei provini push-off (scala 1:10)	162
Figura 6.3-2: Dettaglio delle armature dei provini push-off (scala 1:10).....	162
Figura 6.4-1: Esecuzione della prova di abbassamento al cono	163
Figura 6.4-2: Il calcestruzzo fresco all'interno del cassero	164
Figura 6.4-3: Densità media dei calcestruzzi realizzati a 24 ore dal getto	165
Figura 6.6-1: Set up della prova a compressione monotona	167
Figura 6.6-2: Rotture soddisfacenti per i provini di tipo cilindrico	168
Figura 6.6-3: Rotture insoddisfacenti per i provini di tipo cilindrico	168
Figura 6.6-4: Setup della prova a trazione indiretta	169
Figura 6.6-5: Setup della prova a taglio diretto	170
Figura 6.6-6: Setup della prova sul fronte (o faccia 1) del provino.....	171
Figura 6.6-7: Setup della prova sul retro (o faccia 2) del provino.....	172
Figura 6.6-8: Setup della prova a compressione ciclica	173
Figura 6.6-9: Schema complessivo della modalità di esecuzione della prova a compressione ciclica	175
Figura 7.1-1: Crescita della resistenza a compressione all'aumentare del tempo di indurimento	177
Figura 7.1-2: Configurazione di rottura del provino 1_EAF dopo la prova a compressione a 14 giorni	178
Figura 7.1-3: Configurazione di rottura del provino 4_REF dopo la prova a compressione a 28 giorni	178
Figura 7.1-4: Configurazione di rottura del provino 4_EAF dopo la prova a compressione a 28 giorni	179
Figura 7.1-5: Configurazione di rottura del provino 9_EAF dopo la prova a compressione a 56 giorni	179
Figura 7.2-1: Risultati delle prove a trazione indiretta	180
Figura 7.2-2: Configurazione di rottura del provino 6_REF dal fronte della macchina al termine dello splitting test.....	181
Figura 7.2-3: Configurazione di rottura del provino 6_REF dal retro della macchina al termine dello splitting test.....	181
Figura 7.3-1: Carico massimo raggiunto dai provini push-off durante la prova a taglio	183
Figura 7.3-2: Tensione tangenziale massima in corrispondenza del piano di taglio	184
Figura 7.3-3: Scorrimento ultimo netto per taglio.....	184
Figura 7.3-4: Apertura delle fessure nel momento del collasso del provino.....	184
Figura 7.3-5: Media e dispersione del carico ultimo.....	185
Figura 7.3-6: Media e dispersione della tensione tangenziale ultima	185
Figura 7.3-7: Media e dispersione dello scorrimento ultimo netto da taglio.....	186
Figura 7.3-8: Media e dispersione dell'apertura delle fessure nel momento del collasso	186
Figura 7.3-9: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear1_REF .	187
Figura 7.3-10: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear1_REF.....	187
Figura 7.3-11: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear2_REF	187

Figura 7.3-12: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear2_REF	188
Figura 7.3-13: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear3_REF	188
Figura 7.3-14: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear3_REF	188
Figura 7.3-15: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear1_EAF	189
Figura 7.3-16: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear1_EAF	189
Figura 7.3-17: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear2_EAF	189
Figura 7.3-18: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear2_EAF	190
Figura 7.3-19: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear3_EAF	190
Figura 7.3-20: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear3_EAF	190
Figura 7.3-21: Superficie di frattura del provino shear3_REF	191
Figura 7.3-22: Superficie di frattura del provino shear1_EAF	191
Figura 7.4-1: Relazione tensione di compressione-tempo registrata durante la prova sul campione 7_REF	195
Figura 7.4-2: Relazione tensione di compressione-tempo registrata durante la prova sul campione 8_REF	195
Figura 7.4-3: Relazione tensione di compressione-tempo registrata durante la prova sul campione 7_EAF	195
Figura 7.4-4: Relazione tensione di compressione-tempo registrata durante la prova sul campione 8_EAF	196
Figura 7.4-5: Resistenza a compressione nelle prove cicliche	196
Figura 7.4-6: Deformazioni longitudinali e trasversali ultime registrate durante le prove cicliche	197
Figura 7.4-7: Deformazioni degli strain gauge sul provino 7_REF	198
Figura 7.4-8: Deformazioni degli strain gauge sul provino 8_REF	198
Figura 7.4-9: Deformazioni degli strain gauge sul provino 7_EAF	199
Figura 7.4-10: Deformazioni degli strain gauge sul provino 8_EAF	199
Figura 7.4-11: Curva tensione-deformazione in regime ciclico e curva skeleton per la prova sul provino 8_EAF	200
Figura 7.4-12: Curve Skeleton per i campioni testati a compressione ciclica	201
Figura 7.4-13: Rappresentazione schematica della relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturale (l'utilizzo di $0,4 f_{cm}$ per la definizione di E_{cm} è approssimato)	201
Figura 7.4-14: Valori del Modulo di Young al variare del carico di compressione a cui viene calcolato	203
Figura 7.4-15: Valori del Coefficiente di Poisson iniziale al variare del carico a cui viene calcolato	203
Figura 8.4-1: Schematizzazione dei flussi di compressione e di trazione all'interno del provino. In rosso: flussi di compressione; in blu: flussi di trazione	214
Figura 8.4-2: Schematizzazione del puntone (in rosso) che si forma per compressione del provino a S	215
Figura 8.4-3: Provino a S: tensioni che agiscono su un elementino infinitesimo in corrispondenza del piano di taglio	216
Figura 8.5-1: La deformazione tangenziale	219
Figura 8.6-1: Relazione taglio-scorrimento per il campione shear1_REF	221
Figura 8.6-2: Relazione taglio-scorrimento per il campione shear2_REF	222
Figura 8.6-3: Relazione taglio-scorrimento per il campione shear1_EAF	222
Figura 8.6-4: Relazione taglio-scorrimento per il campione shear3_EAF	222

Figura 8.6-5: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per il campione shear1_REF	223
Figura 8.6-6: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per il campione shear2_REF	223
Figura 8.6-7: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per il campione shear1_EAF	223
Figura 8.6-8: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per il campione shear3_EAF	224
Figura 8.7-1: Esempio di curve tensione-deformazione normalizzate per il campione 8_REF	225
Figura 8.7-2: I punti caratteristici di un ciclo nelle prove a compressione ciclica	226
Figura 8.7-3: Comparazione tra i risultati sperimentali e quelli teorici secondo il modello di Guo	228
Figura 8.7-4: Comparazione tra i risultati sperimentali e quelli teorici secondo il modello di Guo	228
Figura 8.7-5: Relazione tensione-deformazione sperimentale e teorica in corrispondenza dell'ultimo ciclo del cilindro 7_REF	229
Figura 8.7-6: Relazione tensione-deformazione sperimentale e teorica in corrispondenza dell'ultimo ciclo del cilindro 7_EAF	229
Figura 8.7-7: Relazione tensione-deformazione sperimentale e semplificata in corrispondenza dell'ultimo ciclo del cilindro 7_REF	230
Figura 8.7-8: Relazione tensione-deformazione sperimentale e semplificata in corrispondenza dell'ultimo ciclo del cilindro 7_EAF	231

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1-1: Risultato del test di cessione sulle scorie (ultima colonna) e limiti imposti dal DM 186 del 05/04/2006 (seconda colonna)	4
Tabella 2.3-1: Proprietà chimico-fisiche delle scorie EAF come riportato nel database dell'ECHA e parte integrante del CSR.....	8
Tabella 2.6-1: Esempio di tabella riportante le caratteristiche del materiale come riportato nella Dichiarazione di Conformità	16
Tabella 5.1-1: Proprietà fisiche e composizione chimica delle scorie EAF e del cemento utilizzato	59
Tabella 5.1-2: Composizione dei mix di calcestruzzo	60
Tabella 5.1-3: Proprietà dei mix realizzati.....	60
Tabella 5.1-4: Proprietà dei calcestruzzi prima e dopo la prova con autoclave e i 90 giorni di esposizione ai fenomeni atmosferici.....	61
Tabella 5.1-5: Proprietà dei calcestruzzi prima e dopo l'invecchiamento accelerato	61
Tabella 5.1-6: Proprietà dei calcestruzzi prima e dopo i cicli di gelo-disgelo.....	62
Tabella 5.1-7: Proprietà dei calcestruzzi prima e dopo i cicli di bagnatura-asciugatura...	63
Tabella 5.1-8: Caratteristiche dei mix realizzati	64
Tabella 5.1-9: Proprietà medie dei provini e variazione della resistenza a compressione	64
Tabella 5.1-10: Variazione delle proprietà dei provini immersi in acqua a 70 °C per 32 giorni	65
Tabella 5.1-11: Variazione delle proprietà dei provini immersi in acqua a 70 °C per 32 giorni e poi esposti alle condizioni atmosferiche per 90 giorni	65
Tabella 5.1-12: Variazione delle proprietà dei provini soggetti a cicli di gelo-disgelo per 25 giorni	65
Tabella 5.1-13: Variazione delle proprietà dei provini soggetti a cicli di bagnatura e asciugatura per 30 giorni.....	66
Tabella 5.1-14: Proprietà fisiche della scoria EAF	67
Tabella 5.1-15: Dettaglio dei mix realizzati	68
Tabella 5.1-16: Dettaglio relativo alle armature delle travi	68
Tabella 5.1-17: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di scorie EAF e del calcestruzzo tradizionale.....	68
Tabella 5.1-18: Risultati teorici e sperimentali in termini di carico ultimo P_{ult} e abbassamento ultimo f_{ult}	70
Tabella 5.1-19: Principali caratteristiche fisiche degli aggregati.....	73
Tabella 5.1-20: Dettagli relativi ai mix realizzati	74
Tabella 5.1-21: Proprietà meccaniche dei calcestruzzi	74
Tabella 5.1-22: Caratterizzazione delle emissioni ambientali per la ghiaia come aggregato (unità di riferimento: 1 ton)	78
Tabella 5.1-23: Caratterizzazione delle emissioni ambientali per le scorie EAF come aggregato (unità di riferimento: 1 ton)	78
Tabella 5.1-24: Riduzione delle emissioni per la produzione di 1 ton di scorie EAF rispetto a 1 ton di aggregati naturali	79
Tabella 5.1-25: Dosaggio dei mix (per 1 m ³)	81

Tabella 5.1-26: Proprietà del calcestruzzo fresco e caratteristiche meccaniche sperimentali	81
Tabella 5.1-27: Dettagli dei mix realizzati (per 1 m ³)	84
Tabella 5.1-28: Proprietà dei calcestruzzi	85
Tabella 5.1-29: Risultati delle prove pull-out (con barre corrugate)	86
Tabella 5.1-30: Risultati delle prove pull-out (con barre lisce)	86
Tabella 5.1-31: Dettagli dei mix (per 1 m ³)	90
Tabella 5.1-32: Proprietà meccaniche dei calcestruzzi	90
Tabella 5.1-33: Risultati della prova sui modelli in scala reale	93
Tabella 5.2-1: Equazioni per la definizione del comportamento a taglio-scorrimento ..	103
Tabella 5.2-2: Proprietà fisiche degli aggregati utilizzati e confronto con i limiti di riferimento degli standard spagnoli EHE	104
Tabella 5.2-3: Dettaglio dei mix realizzati	104
Tabella 5.2-4: Risultato delle prove a compressione, trazione indiretta e modulo elastico eseguite a 28 giorni di maturazione	106
Tabella 5.2-5: Resistenza ultima a taglio dei provini push-off testati	106
Tabella 5.2-6: Confronto tra i risultati dei modelli teorici e i risultati sperimentati in merito alla resistenza ultima a taglio	108
Tabella 5.2-7: Dimensioni dei provini push-off	110
Tabella 5.2-8: Risultati dei test push-off	111
Tabella 5.2-9: Comparazione tra i valori di coesione e frizione forniti da vari modelli ..	114
Tabella 5.2-10: Gradazione degli aggregati riciclati	117
Tabella 5.2-11: Dettaglio dei mix realizzati	118
Tabella 5.2-12: Dettaglio delle armature del provino	119
Tabella 5.2-13: Lista dei risultati principali	120
Tabella 5.2-14: Dettaglio dei provini push-off realizzati	126
Tabella 5.2-15: Proporzioni dei mix realizzati	127
Tabella 5.2-16: Sommario dei risultati sperimentali ottenuti	128
Tabella 5.2-17: Dettaglio dei provini realizzati e risultati sperimentali	132
Tabella 5.2-18: Dettaglio dei mix realizzati	133
Tabella 5.2-19: Sommario dei campioni confezionati	137
Tabella 5.2-20: Proporzioni per i mix realizzati [kg/m ³]. RRR: contenuto percentuale di RCA; CL: ghiaia naturale frantumata; FA: aggregati fini; SP: superfluidificante	138
Tabella 5.2-21: Risultati delle prove su campioni push-off e cilindri	140
Tabella 5.3-1: Dettaglio dei mix realizzati	147
Tabella 6.1-1: Risultato dell'analisi granulometrica della sabbia 0-4 mm	157
Tabella 6.1-2: Risultato delle analisi granulometriche delle scorie EAF	158
Tabella 6.1-3: Risultati relativi alla misura dell'umidità	159
Tabella 6.2-1: Mix Design per 1 m ³ di impasto	160
Tabella 6.3-1: Risultati delle prove a trazione sulle barre impiegate	161
Tabella 6.3-2: Risultati medi delle prove a trazione sulle barre impiegate	161
Tabella 6.4-1: Massa dei provini cilindrici a 24 ore dal getto	164
Tabella 6.4-2: Massa dei provini push-off a 24 ore dal getto	164
Tabella 6.4-3: Densità dei mix realizzati a 24 ore di maturazione	165
Tabella 6.4-4: Densità dei mix realizzati a 24 ore e a 28 giorni di maturazione	165
Tabella 6.5-1: Programma di prova dei provini cilindrici	166

Tabella 6.5-2: Programma di prova dei provini push-off	166
Tabella 7.1-1: Risultati della prova a compressione monotona.....	176
Tabella 7.1-2: Media dei risultati della prova a compressione monotona	176
Tabella 7.2-1: Risultati delle prove a trazione indiretta.....	180
Tabella 7.2-2: Risultati medi per i mix REF e EAF delle prove a trazione indiretta	180
Tabella 7.2-3: Superficie di frattura per tutti i provini testati a trazione indiretta.....	182
Tabella 7.3-1: Risultati delle prove a taglio diretto.....	183
Tabella 7.3-2: Media e deviazione standard dei risultati con riferimento al mix REF e EAF	185
Tabella 7.3-3: Pattern fessurativo del fronte e del retro dei provini testati.....	194
Tabella 7.4-1: Risultati delle prove a compressione ciclica.....	196
Tabella 7.4-2: Risultati medi delle prove a compressione ciclica con riferimento ai due mix realizzati.....	197
Tabella 7.4-3: Valori del Modulo di Young e del Coefficiente di Poisson calcolati al variare del valore del carico di compressione a cui vengono calcolati	202
Tabella 7.4-4: Valori medi del Modulo di Young e del Coefficiente di Poisson per ciascun mix.....	203
Tabella 8.1-1: Valori teorici della resistenza a trazione e del modulo elastico ottenuti applicando le formule dell'EC2	205
Tabella 8.1-2: Confronto dei dati sperimentali con il valore di trazione calcolato teoricamente utilizzando l'EC2	206
Tabella 8.1-3: Confronto dei dati sperimentali con il valore di modulo elastico calcolato teoricamente utilizzando l'EC2	206
Tabella 8.1-4: Confronto dei dati sperimentali con il valore di modulo elastico calcolato teoricamente utilizzando il codice ACI.....	206
Tabella 8.2-1: Risultato della valutazione del carico ultimo secondo l'EC2	208
Tabella 8.2-2: Risultato della valutazione del carico ultimo secondo il Codice ACI.....	208
Tabella 8.2-3: Risultato della valutazione della tensione di taglio ultima in base all'EC2 e al Codice ACI.....	208
Tabella 8.2-4: Confronto tra i valori di C e μ proposti dai Codici e dalle pubblicazioni in letteratura	209
Tabella 8.2-5: Tensione ultima di taglio sperimentale e tensioni ultime calcolate con il criterio di Coulomb per diversi coefficienti.....	210
Tabella 8.2-6: Valori di τ_{c0} τ_{c1} con riferimento al Metodo alle Tensioni Ammissibili.....	211
Tabella 8.3-1: Tensione ultima di taglio sperimentale e tensioni ultime calcolate con i metodi presenti in letteratura	213
Tabella 8.4-1: Determinazione del carico ultimo per collasso del puntone di calcestruzzo	217
Tabella 8.5-1: Risultati della valutazione del Modulo elastico tangenziale per via diretta e indiretta.....	220
Tabella 8.7-1: Valori dei parametri a e b ottenuti in base alle prove sperimentali	226
Tabella 8.7-2: Valori dei parametri c e d ottenuti in base alle prove sperimentali	226
Tabella 8.7-3: Valori dei parametri m e n ottenuti in base alle prove sperimentali.....	226
Tabella 8.7-4: Valori del parametro p ottenuti in base ai risultati sperimentali.....	227

INDICE

1 INTRODUZIONE

1.1 SCOPO DELLA TESI

La crescente attenzione nei confronti della sostenibilità ambientale obbliga a un ripensamento in merito alle tecniche e ai materiali tradizionali impiegati in edilizia. Ancora oggi il calcestruzzo è sicuramente il materiale da costruzione più impiegato, a livello mondiale ne vengono prodotti 6 miliardi di tonnellate ogni anno¹. L'Italia è uno dei più importanti produttori di cemento a livello globale e il primo in Europa, si stima che nel 2009, cioè prima della crisi economica, l'Italia abbia prodotto circa 601 kg di cemento per persona in un anno². In base al rapporto dell'UNEP³, gli edifici e le costruzioni in genere sono responsabili del 38% delle emissioni di CO₂, il 10% nella sola fase di realizzazione dei manufatti (Figura 1.1-1). Il consumo di materie prime continua a crescere, l'OECD afferma che i materiali da costruzione sono i primi responsabili⁴. Continuando con questa tendenza, la proiezione dei consumi di risorse per il 2060 prevede uno sfruttamento circa doppio per tutte le categorie (Figura 1.1-2). In base a questa premessa appare fondamentale un ripensamento relativo ai materiali da costruzione.

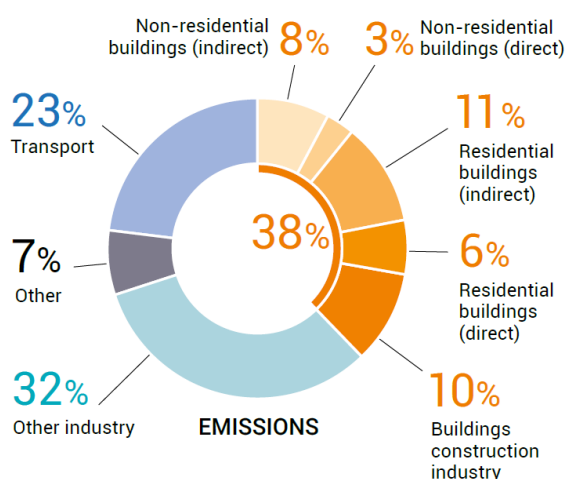


Figura 1.1-1: Emissioni di CO₂ per settore. In arancio le emissioni legate agli edifici e alle costruzioni

¹ ISO 2005 (2005), *Business Plan. ISO/TC 71 concrete, reinforced concrete and prestressed concrete*, Ginevra.

² Ministero dello Sviluppo Economico (2009), *Statistiche – Andamento della produzione di cemento anno 2009*, Roma.

³ United Nations Environment Programme (2020), *2020 Global Status Report for Buildings and Construction: Towards a Zero-emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector*, Nairobi.

⁴ OECD (2018), *Global Material Resources Outlook to 2060 – Economic drivers and environmental consequences*, Paris: OECD Publishing.

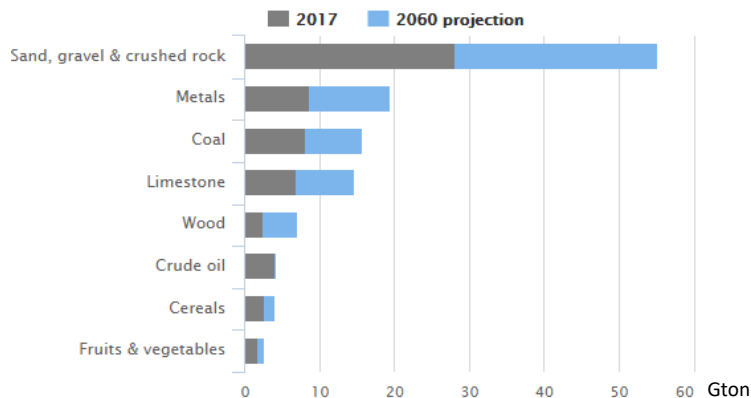


Figura 1.1-2: Consumo di materie prime al 2017 e proiezione per il 2060

L'aggregato compone circa il 70% del volume del calcestruzzo, il suo apporto influenza molto le proprietà del materiale finale. Al fine di limitare il consumo di materie prime si sta valutando la possibilità di impiegare inerti alternativi a quelli tradizionali: alcuni ricercatori hanno studiato la possibilità di impiegare scarti di demolizione, altri, come il gruppo di ricerca dell'Università di Padova, stanno valutando la possibilità di impiegare scorie provenienti dall'industria metallurgica. Un prodotto di scarto di cui si sta riscontrando un'interessante possibilità di applicazione è la EAF slag (Figura 1.1-3), si tratta di un sottoprodotto proveniente dal processo di produzione dell'acciaio in fornace di tipo elettrico (EAF). Questo materiale, che viene già largamente impiegato per la produzione di asfalto miscelandolo col bitume, presenta ancora limitate applicazioni in ambito edile e civile. La necessità attuale è quella di approfondire la conoscenza del comportamento sperimentale del calcestruzzo contenente scorie per estenderne l'applicabilità. Lo scopo di questa tesi di laurea è quello di proseguire con le ricerche fatte finora, con la possibilità di suggerire altri possibili spunti di riflessione e possibilità di impiego.

Gli obiettivi più nello specifico sono:

- Valutare il comportamento a taglio diretto di campioni a "S" contenenti scorie;
- Valutare il comportamento di elementi cilindrici in calcestruzzo di scorie sottoposti a carichi di compressione ciclici;
- Confrontare i risultati sperimentali ottenuti con i modelli teorici presenti in letteratura e nei Codici di progettazione.



Figura 1.1-3: Esempio di scorie EAF

2 LA SCORIA DEL FORNO ELETTRICO AD ARCO (EAF)

2.1 LA PRODUZIONE DELL'ACCIAIO E LE SCORIE CHE NE DERIVANO

Attualmente la produzione dell'acciaio grezzo è legata a due possibili processi produttivi:

- il ciclo integrale (BF/BOF) che fa utilizzo di materie prime quali il minerale di ferro e il carbon fossile;
- il ciclo con fornace elettrica ad arco (Electric Arc Furnace), il quale realizza la fusione del rottame ferroso sfruttando le caratteristiche di completa riciclabilità dell'acciaio.

In tutti i cicli produttivi si originano altri materiali che prendono il nome di scorie, le cui caratteristiche chimiche e fisiche dipendono sia dalle materie prime che dai processi di lavorazione.

In base al tipo di lavorazione e alla fase del ciclo le scorie si possono distinguere in:

- Scoria da altoforno (se granulata GBS, se raffreddata ad aria ABS), detta comunemente loppa da altoforno. Viene già largamente utilizzata per la produzione di cementi tipo CEM III e come additivo per i calcestruzzi date le sue ottime proprietà pozzolaniche;
- Scoria da convertitore (BOS);
- Scoria nera basica (EAF): sono quelle che si ottengono dalla produzione con fornace elettrica ad arco. Hanno un contenuto inferiore al 40 % di calcare, sono il risultato del caricamento a freddo del rottame. Presentano una bassa porosità, alta densità e basso assorbimento d'acqua: Queste si distinguono ulteriormente in:
 - Scoria nera dalla produzione di acciaio al carbonio (EAF-C);
 - Scoria nera dalla produzione di acciaio inossidabile altolegato (EAF-S).
- Scoria bianca basica (SMS): viene detta anche scoria da metallurgia secondaria. Ha un contenuto di calcare superiore al 40%, si genera durante l'operazione di affinazione del metallo fuso, nel momento in cui si aggiunge il calcare per rimuovere solfati e fosfati. Presenta maggiore porosità, maggiore assorbimento d'acqua e minore densità rispetto alla scoria precedente;

In ogni caso la composizione e le caratteristiche delle scorie dipendono dal processo produttivo dell'acciaieria, dalle fasi di produzione, nonché dalle materie impiegate.

Nell'esperienza di laboratorio presentata in seguito viene impiegata una scoria del tipo nera basica EAF-C proveniente dalla produzione di acciaio al carbonio (Figura 2.1-1), da qui in avanti si nomineranno le scorie facendo sempre riferimento alla specifica EAF-C. Il prodotto di scarto della fornace elettrica ad arco ha l'aspetto di una pietra nera con alcune concentrazioni di bianco dovute al calcare e ai carbonati di calcio. È costituita per circa l'85% da ossidi di ferro, ossido di silicio, ossido di calcio, e da una percentuale più bassa di ossidi di alluminio, ossidi di manganese e ossidi di magnesio. I composti del calcio e del

magnesio possono idratarsi e sviluppare fenomeni espansivi. Nel caso del CaO le reazioni avvengono in maniera quasi istantanea, con rapidi aumenti volumetrici, mentre con gli ossidi di magnesio avviene lo stesso ma in maniera lenta, con espansioni che si possono manifestare dopo lungo tempo. Il comportamento della scoria è influenzato anche da questi fenomeni, ma può essere fortemente stabilizzato con opportuni trattamenti.



Figura 2.1-1: Esempio di scorie utilizzate in laboratorio

I test di cessione effettuati in esperienze di ricerca precedenti⁵ dimostrano che la scoria rispetta i limiti della normativa italiana in merito al contenuto di elementi potenzialmente tossici. Nella Tabella 2.1-1 sono riportati i risultati dell'indagine e il limite imposto da normativa in base al Decreto Ministeriale 186 del 05/04/2006.

	Limits	Resulting range
Nitrates (mg/l)	50	<50 (<1)
Fluorides (mg/l)	1.5	<1.5
Sulphates (mg/l)	250	15 ÷ 50
Chlorides (mg/l)	100	5 ÷ 75
Cyanides (µg/l)	50	<50
Barium (mg/l)	1	<1 (<0.14)
Copper (mg/l)	0.05	<0.05
Zinc (mg/l)	3	<3 (<0.059)
Beryllium (µg/l)	10	<10
Cobalt (µg/l)	250	<250
Nickel (µg/l)	10	<10
Vanadium (µg/l)	250	<250
Arsenic (µg/l)	50	<50
Cadmium (µg/l)	5	<5
Total chromium (µg/l)	50	<50
Lead (µg/l)	50	<50
Selenium (µg/l)	10	<10
Mercury (µg/l)	1	<1
Amianthus (µg/l)	30	-
Chemical Oxygen Demand (COD) (mg/l)	30	<30
pH	5.5 ÷ 12.0	9.6 ÷ 11.25

Tabella 2.1-1: Risultato del test di cessione sulle scorie (ultima colonna) e limiti imposti dal DM 186 del 05/04/2006 (seconda colonna)

⁵ Pellegrino C., Gaddo V., "Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate", *Cement & Concrete Composites*, vol.31 (2008), pp.663-671.

2.2 IL PROCESSO DI PRODUZIONE DELL'ACCIAIO CON FORNO ELETTRICO AD ARCO

La fornace ad arco elettrica attualmente viene impiegata per la produzione di acciaio a partire dai rottami di ferro o per la produzione di acciaio monocristallino dai minerali a base di silicio (Figura 2.2-1).



Figura 2.2-1: Forno elettrico ad arco durante le operazioni di colaggio

Esistono vari tipi di fornace ad arco elettrico:

- Fornaci ad arco indiretto, nei quali il bagno metallico viene riscaldato per irraggiamento da parte di un arco che si sviluppa tra tre elettrodi al di sopra di esso.
- Fornaci ad arco diretto, nei quali l'arco, e quindi la corrente, passa attraverso il bagno di metallo fuso. Questi forni possono essere ulteriormente classificati in:
 - Forno ad arco elettrico a corrente alternata o trifase: in questo sono presenti tre elettrodi disposti tra loro a triangolo equilatero. L'arco si genera tra ciascun elettrodo e il metallo. Una volta che l'acciaio comincia a diventare malleabile, si distanziano progressivamente gli elettrodi in modo da ottenere un aumento della temperatura per effetto Joule, fino al raggiungimento del punto di fusione. Per evitare un'eccessiva usura per irraggiamento delle pareti del forno si fa in modo che si formi una certa quantità di scoria, che funge da isolante termico (Figura 2.2-2).
 - Forno ad arco elettrico a corrente continua o monofase: in questo caso il forno ha un unico elettrodo posto al centro. L'arco si genera tra l'elettrodo (che fa da catodo) e tre anodi posti sul fondo disposti a triangolo. La corrente elettrica attraversa il metallo e lo fonde.

In tutti i forni di questo tipo si evita di mettere in contatto diretto il catodo con il metallo fuso, sia per evitare l'eccessiva usura dell'elettrodo, sia perché apporterebbe una notevole quantità di carbonio nell'acciaio.

Le fornaci sono di norma costituite da (Figura 2.2-2):

- Tino superiore: è un corpo raffreddato ad acqua, contiene il materiale che viene poi versato nel tino inferiore per essere fuso. Viene fissato meccanicamente al tino inferiore, ma è rimovibile per le operazioni di manutenzione;
- Tino inferiore: è un corpo metallico rivestito di refrattario internamente, in questo avviene la fusione del metallo, nonché le operazioni di spillaggio e scorifica. È alloggiato su una piattaforma basculante, per facilitarne le operazioni di riempimento e svuotamento. Normalmente contiene sia l'impasto fuso, sia le scorie;
- Volta: costituisce il coperchio del forno, nel quale sono alloggiati gli elettrodi, normalmente viene movimentato con l'ausilio del carro ponte per permettere le operazioni di riempimento e svuotamento del forno. Presenta tre fori per gli elettrodi, un quarto foro per permettere la fuoriuscita dei fumi durante la fusione e, alcune volte, un ulteriore foro che consente di aggiungere gli additivi.

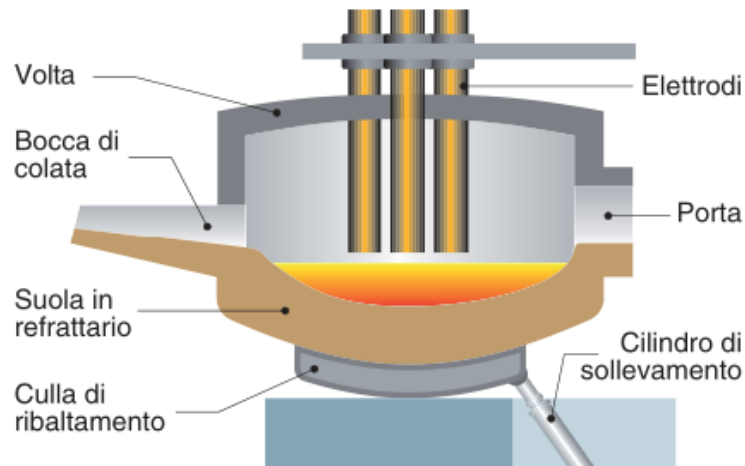


Figura 2.2-2: Schema di un forno elettrico ad arco trifase

Esistono varie soluzioni di impianto per la produzione dell'acciaio con forni elettrici ad arco, proprio per la versatilità di questo tipo di fornace. A monte del processo si trovano i depositi dei materiali da fondere e delle materie prime. In genere, negli impianti più diffusi, vengono impiegati dai due ai quattro forni di questo tipo, disposti in linea. I rottami metallici vengono prelevati e sminuzzati grossolanamente, dopodiché vengono preriscaldati, in modo da velocizzare le operazioni successive all'interno del forno. A questo punto il materiale viene trasferito all'interno del tino inferiore, il quale viene chiuso superiormente dalla volta per iniziare l'operazione di fusione. In questa fase si lavora alla massima potenza, per minimizzare i tempi di produzione. Normalmente non tutto il materiale da fondere può essere contenuto all'interno del tino a causa della voluminosità del rottame di acciaio. Per questo motivo di solito si avvia la fusione con una porzione del materiale, una volta che questo risulta interamente fuso, se ne aggiunge la restante parte e si riprende. Completata la fase di fusione ha inizio l'affinazione: questa richiede, nel caso del processo basico, la formazione di scorie di composizione chimica e viscosità controllate, con aggiunte di calcare e calce; si conduce contemporaneamente l'ossidazione del carbonio, con aggiunte di minerale di ferro o scaglie di laminazione sino a giungere al tenore di carbonio finale desiderato per l'arresto. Generalmente le scorie di

fusione vengono eliminate con una scorifica prima di iniziare l'affinazione ossidante. Completata anche questa fase, si procede al colaggio in siviera.

La formazione di scarto EAF nel forno assume un ruolo chiave per l'ottimizzazione del processo produttivo:

- protegge il bagno liquido dall'ossidazione;
- protegge le pareti in refrattario del forno dall'irraggiamento dell'arco elettrico;
- migliora l'efficienza dello scambio termico tra l'arco elettrico e il bagno di metallo fuso;
- assorbe, sottraendole dal bagno metallico, le sostanze indesiderate.

Nel normale ciclo produttivo la scoria, una volta raffreddata e solidificata, viene frantumata con opportuni mezzi d'opera. Questa fase può essere seguita da un passaggio al vaglio e da una deferrizzazione al fine di recuperare le frazioni metalliche rimaste.

2.3 CARATTERISTICHE CHIMICO-FISICHE DELLA SCORIA EAF

Al momento il più autorevole riferimento scientifico per descrivere analiticamente la scoria nera è l'esito delle attività condotte per la descrizione del sottoprodotto EAF ai fini della sua registrazione ai sensi del Regolamento CE 1097/2006 (anche detto Regolamento REACH).

Questo Regolamento ha imposto ai produttori e importatori europei lo studio delle proprietà chimico-fisiche e tossicologiche delle sostanze da loro commercializzate, con lo scopo di presentare un dossier dettagliato all'Agenzia Europea per le sostanze chimiche ECHA.

Per descrivere le proprietà chimico-fisiche delle scorie EAF si prende per riferimento il Rapporto sulla Sicurezza Chimica (CSR) elaborato in ambito REACH. Questo documento riporta un sommario delle sostanze pericolose per l'ambiente e per la salute umana, corredato da una valutazione dell'esposizione e del rischio. I risultati del CSR indicano che la scoria EAF non è da considerarsi ai fini del Sistema Globalizzato di Classificazione ed Etichettatura delle Sostanze Chimiche (GHS) e della Direttiva per le sostanze pericolose, e pertanto non è da considerarsi pericolosa. In Tabella 2.3-1 sono riportate le proprietà chimico-fisiche delle scorie, come riportato nel database dell'ECHA⁶ e parte integrante del CSR.

⁶ <https://echa.europa.eu/it/registration-dossier/-/registeredossier/16150/10>

LA SCORIA DEL FORNO ELETTRICO AD ARCO (EAF)

Substance	EAF-C
Physical state at room temperature	Solid
Origin	Inorganic
Colour	Grey
Odour	Odourless
Melting Point (°C)	>1000
Boiling Point	Boils above 2000 °C
Density (kg/l)	Approximately 3
Vapour pressure	<1x10 ⁻⁹ Pa
Surface tension	Not intended to be a surfactant
Water solubility	<1 g/l
K _{ow}	Inorganic UVCB
Flash-point	Inorganic
Flammability	Not flammable
Explosive properties	Not explosive
Self-ignition temperature	No spontaneous combustion
Oxidizing properties	No oxidizing properties
Grain size fraction 1-4 µm (%w/w of total)	For example, EAF-C (0-32)<0,1%
Stability in organic solvents	Insoluble in organic solvents
Dissociation constant	Insoluble UVCB
Viscosity at room temperature	Solid

Tabella 2.3-1: Proprietà chimico-fisiche delle scorie EAF come riportato nel database dell'ECHA e parte integrante del CSR

2.4 LA GESTIONE E L'UTILIZZO DELLA SCORIA EAF

La gestione del residuo scoria nera può avvenire essenzialmente in due modi. A seguito della frantumazione e dell'eventuale deferrizzazione si può attribuire o meno alla scoria lo status di rifiuto. Se l'acciaieria la considera un sottoprodotto del ciclo produttivo, allora procederà con ulteriori vagliature e verifiche delle caratteristiche prestazionali e ambientali. Nel caso contrario, ovvero quando l'azienda considera la scoria un vero e proprio rifiuto, si deve occupare dello stoccaggio e dello smaltimento assieme a tutta la documentazione che ne deriva. Il residuo della produzione che esce dall'acciaieria in status di rifiuto può essere comunque recuperato in maniera autorizzata come verrà spiegato nel seguito. In Figura 2.4-1 è riportato uno schema relativo alle possibili modalità di gestione della scoria EAF.

2.4.1 Gestione della scoria come sottoprodotto

Il BREF siderurgico ("Best Available Techniques Reference Document for Iron and Steel Production") è un documento tecnico di riferimento a livello europeo che individua e descrive per ogni settore industriale le migliori pratiche e trattamenti disponibili in campo ambientale, in questo sono riportate le modalità di trattamento delle scorie siderurgiche per poter essere successivamente utilizzate nel settore delle costruzioni.

In genere la scoria, una volta raffreddata e consolidata, viene frantumata e macinata al fine di ridurre la pezzatura e di recuperare le eventuali frazioni ferrose rimaste inglobate. Le pratiche industriali da adottare in base alle indicazioni del BREF sono in ordine:

- raffreddamento della scoria, eventualmente con l'ausilio di acqua;
- pre-frantumazione se la fase di solidificazione avviene a terra;
- successive frantumazione e vagliatura per conferire alla scoria le granulometrie idonee all'uso nel settore edile e civile;
- durante le operazioni di frantumazione e vagliatura della scoria si procede contestualmente al recupero delle frazioni metalliche.

Le operazioni sopra riportate sono quelle comunemente svolte anche per la preparazione degli inerti naturali da impiegare nel settore delle costruzioni. Si riporta in Figura 2.4-2 uno schema tipico del processo di lavorazione e preparazione della scoria come sottoprodotto della produzione dell'acciaio.

Il produttore dello scarto di EAF deve assicurarsi di immettere nel mercato un prodotto dotato di marcatura CE, a dimostrazione che le caratteristiche sono conformi a quelle dichiarate. Per ottenere la marcatura il produttore deve disporre di un insieme di procedure e controlli che vengono effettuati sull'intero processo garantendo così di poter prontamente individuare e correggere eventuali scostamenti del materiale dalle caratteristiche dichiarate. Il controllo di produzione prevede uno specifico piano di ispezioni e prove necessarie per il monitoraggio delle materie prime e dei processi di produzione, affinché il prodotto finito sia conforme alle specifiche indicazioni della norma armonizzata specifica, dei Decreti Ministeriali di recepimento e possa quindi essere marcato CE.

ACCIAIERIA

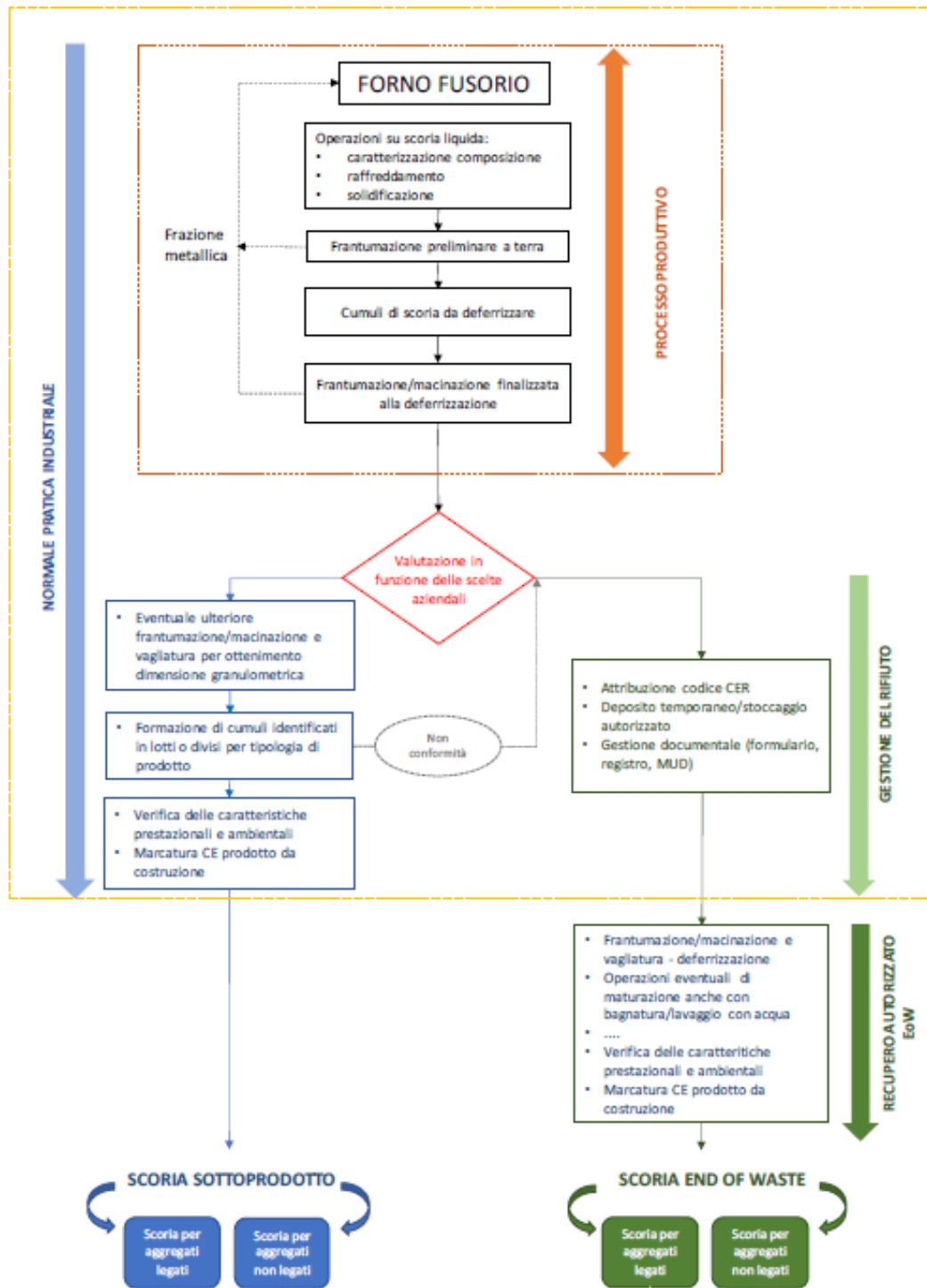


Figura 2.4-1: Modalità di gestione delle scorie EAF

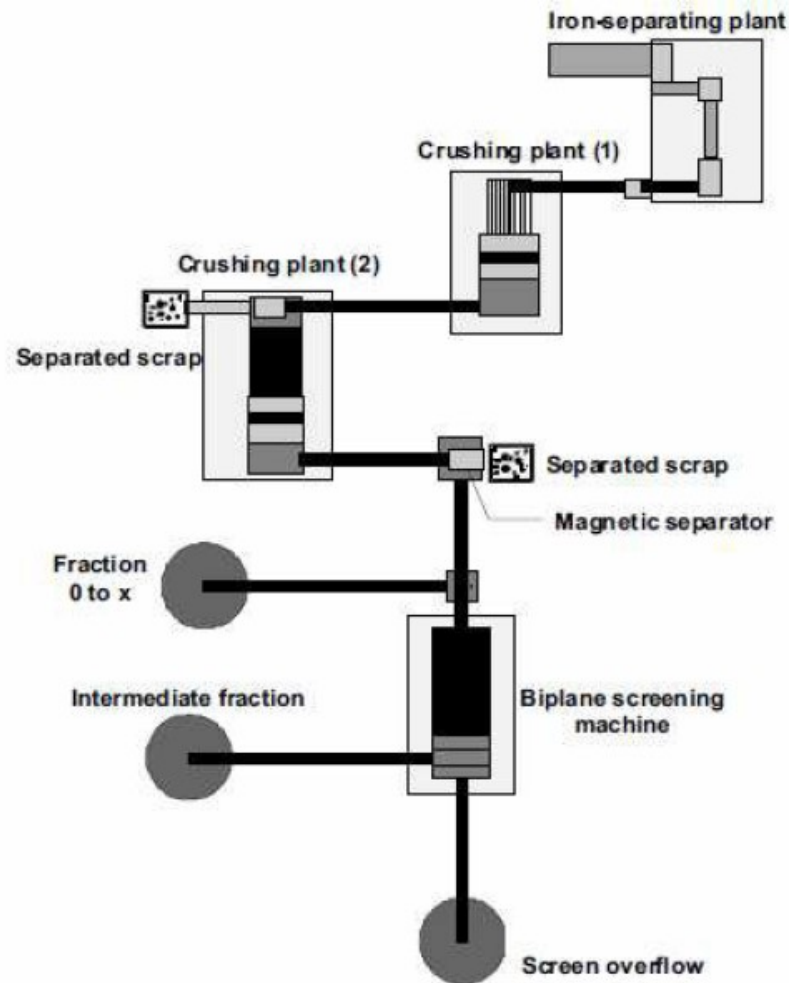


Figura 2.4-2: Processo di lavorazione e preparazione della scoria nel caso di gestione come sottoprodotto

In base al D. Lgs. 152/2006 devono essere soddisfatte quattro condizioni per poter classificare un materiale come sottoprodotto:

- La sostanza o l'oggetto deve essere originato da un processo di produzione, di cui costituisce parte integrante, ma il cui scopo primario non è la produzione di tale sostanza o oggetto;
- La sostanza o l'oggetto deve poter essere utilizzata nel corso dello stesso o di un successivo processo di produzione;
- La sostanza o l'oggetto deve poter essere utilizzato direttamente senza alcun ulteriore trattamento diverso dalla normale pratica industriale;
- La sostanza o l'oggetto deve soddisfare tutti i requisiti riguardanti i prodotti e la protezione della salute e dell'ambiente.

2.4.2 Gestione della scoria come rifiuto con cessazione della qualifica di rifiuto

Nel caso in cui l'acciaieria attribuisca alle scorie lo status di rifiuto allora deve assegnare a queste il codice CER100202 o CER100201 rispettivamente per il caso di scorie non trattate e scorie trattate⁷. Successivamente, si può procedere al recupero End of Waste secondo quanto disposto all'art. 184-ter del D. Lgs. N.152/2006, "Cessazione della qualifica di rifiuto".

In molti casi le acciaierie preferiscono gestire la scoria come rifiuto, seppur questa presenti le caratteristiche fisiche-prestazionali per essere considerata sottoprodotto. Si tratta di scelte aziendali, può essere che l'azienda non disponga di attrezzature o personale per potersi occupare direttamente della gestione dei rifiuti di produzione, oppure i quantitativi di scoria non sono sufficienti per rendere conveniente la sua gestione come sottoprodotto. Il limite, non sempre ben chiaro, tra residuo di produzione (per il quale il normale processo produttivo prevede sempre una lavorazione ulteriore) e scoria (materiale o prodotto di cui il produttore vuole disfarsi) è definito dalla deferrizzazione. Soltanto al termine della separazione della frazione metallica il sottoprodotto può essere effettivamente considerato come scoria.

Gli impianti autorizzati al recupero del sottoprodotto EAF lavorano il materiale con frantumazione, vagliatura per definire la distribuzione granulometrica, eventuale deferrizzazione, stabilizzazione e lavaggio. Anche nel caso di recupero dallo stato di rifiuto, il produttore-recuperatore deve immettere sul mercato il prodotto marcato CE per attestare caratteristiche prestazionali idonee per l'impiego previsto.

In base all'art. 184-ter del D. Lgs. N.152/2006 i rifiuti di produzione devono soddisfare i seguenti requisiti per poter essere recuperati:

- La sostanza o l'oggetto devono essere utilizzati per scopi specifici;
- Esiste un mercato o una domanda per tale sostanza od oggetto;
- La sostanza o l'oggetto soddisfa i requisiti tecnici per gli scopi specifici e rispetta la normativa e gli standard esistenti applicabili ai prodotti;
- L'utilizzo dell'oggetto o della sostanza non deve comportare impatti complessivi negativi sull'ambiente e sulla salute umana.

⁷ In base all'European Waste Catalogue, Decisione comunitaria 2000/535/CE

2.5 AMBITI DI UTILIZZO

Le caratteristiche della scoria di fornace elettrica ad arco dipendono innanzitutto dalle materie prime impiegate, ma anche dal processo produttivo. Lo scarto EAF che viene gestito come sottoprodotto o come rifiuto esce dall'azienda produttrice suddivisa per pezzatura, confezionata e imballata.

Gli ambiti di applicazione consolidati della scoria EAF corrispondono a quelli degli inerti naturali, dato che è meccanicamente e fisicamente comparabile a sabbie, ghiaie, basalti ne costituisce una valida alternativa. Attualmente la scoria viene già impiegata nel settore delle costruzioni stradali e ferroviarie (Figura 2.5-1) come aggregato legato al bitume o come inerte sciolto per la realizzazione di sottofondi. Ad ogni modo, il settore delle infrastrutture non permette di assorbire completamente tutte le scorie di acciaieria prodotte, motivo per cui si è giunti a valutarne il possibile impiego in edilizia.



Figura 2.5-1: Esempio di utilizzo di scorie EAF nell'ambito delle costruzioni ferroviarie

Si riporta un elenco delle norme tecniche per i principali utilizzi degli aggregati provenienti dalla produzione dell'acciaio:

- UNI EN 13242, "Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade";
- UNI EN 13285, "Miscele non legate – Specifiche";
- UNI EN 13450, "Aggregati per massicciate per ferrovie";
- UNI EN 13383, "Aggregati per opere di protezione";
- UNI EN 12620, "Aggregati per calcestruzzo";
- UNI EN 13043, "Aggregati per miscele bituminose e trattamenti superficiali per strade, aeroporti e altre aree soggette a traffico";
- UNI EN 13139, "Aggregati per malta".

Nel seguito si farà particolare riferimento alla UNI EN 12620. La marcatura CE, di cui deve essere provvista la scoria per essere venduta e commercializzata, rappresenta la garanzia per l'acquirente che il prodotto soddisfi i requisiti essenziali di sicurezza e le norme di riferimento.

Il processo produttivo dell'acciaio nelle fornaci elettriche ad arco consente di mantenere basso il contenuto di solfati all'interno della scoria. Questo ne permette l'impiego in calcestruzzi di vario tipo. Alcune delle possibili applicazioni sono:

- Calcestruzzi a basse prestazioni o magroni per sottofondazioni, fondazioni e basamenti;
- Calcestruzzi ordinari e ad alte prestazioni (Figura 2.5-3);
- Pavimentazioni industriali in calcestruzzo (Figura 2.5-2);
- Manufatti prefabbricati in calcestruzzo. Si tratta di pozzetti, tubazioni, blocchi per murature ad esempio.

Verrà dimostrato nel seguito che l'utilizzo di scorie all'interno del calcestruzzo permette di aumentarne le proprietà meccaniche. Inoltre, l'introduzione dell'aggregato EAF consente di ridurre il quantitativo di cemento dell'impasto, questo comporta un notevole risparmio economico e indirettamente anche una riduzione delle emissioni. I test di cessione e altre analisi non sono di norma necessari nel caso di utilizzo legato della scoria EAF. Il calcestruzzo si presenta come un elemento monolitico a presa avvenuta, per cui le singole componenti non entrano in contatto con l'acqua.

I vantaggi derivanti dall'utilizzo della scoria riguardano molti ambiti. Innanzitutto, il corretto riutilizzo dei residui EAF consente di evitarne lo smaltimento nell'ottica del principio di economia circolare di riduzione delle discariche. Basti pensare che a livello nazionale la produzione media di scoria nera da forno elettrico supera 1.800.000 tonnellate all'anno. L'utilizzo di prodotti di scarto consente di ridurre lo sfruttamento di materie prime, in particolare l'impiego di un aggregato artificiale permette di ridurre i prelievi di ghiaia naturale e le escavazioni. Da questo ne derivano conseguentemente una riduzione del consumo di suolo e degli impatti paesaggistici. Per quanto riguarda gli aspetti tecnici, la scoria di acciaieria ha un peso specifico maggiore rispetto alla ghiaia naturale, che è compensato dalle maggiori prestazioni meccaniche dei materiali che va a sostituire.



Figura 2.5-2: Realizzazione di una pavimentazione industriale in calcestruzzo di scorie EAF

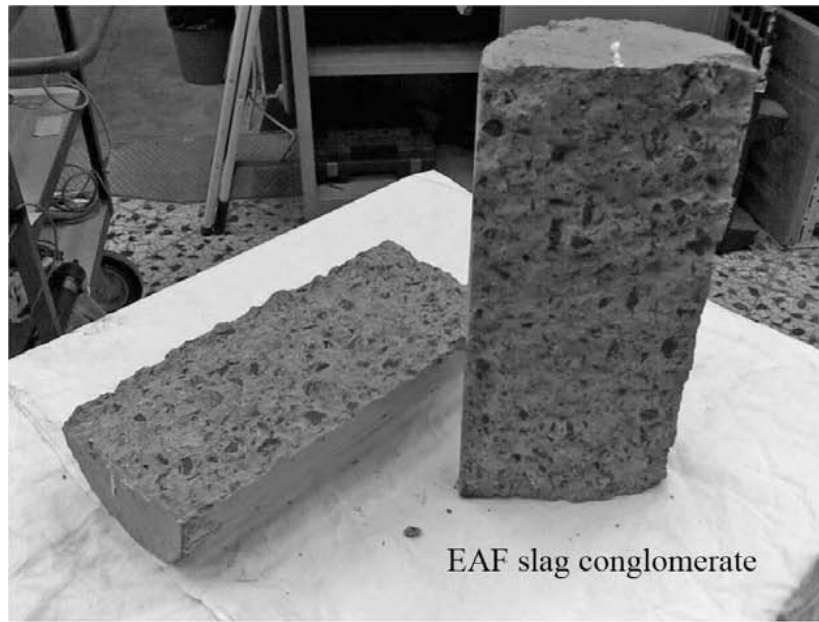


Figura 2.5-3: Confronto tra un calcestruzzo di scorie e un calcestruzzo di tipo tradizionale

2.6 IL CAMPIONAMENTO DELLA SCORIA E LA DICHIARAZIONE DI PRESTAZIONE

Per ogni scoria EAF sottoprodotto o rifiuto recuperato deve essere effettuato un prelievo di campioni rappresentativi al fine di definire le proprietà chimiche e fisiche specifiche. La qualifica ed accettazione dei materiali deve essere conforme ai requisiti di idoneità ai sensi del Regolamento UE n.305/2011. Il campionamento deve essere eseguito in base alle seguenti norme:

- UNI 10802 (“Rifiuti – Campionamento manuale, preparazione del campione ed analisi degli eluati”), per determinare le caratteristiche chimiche;
- UNI EN 932-1 (“Metodi di prova per determinare le proprietà generali degli aggregati. Metodi di campionamento.”), per gli aggregati prodotti.

La raccolta dei campioni viene definita secondo quanto stabilito dagli impianti, deve interessare cumuli di materiale non superiore a 3000 m³. La frequenza dei prelievi può variare in funzione della storicità dei risultati ottenuti. Dopo aver condotto le opportune analisi, il produttore è tenuto a rilasciare la Dichiarazione di Prestazione che conferma la marcatura del prodotto, secondo quanto richiesto dalla norma di riferimento. In Tabella 2.6-1 è riportato un sommario tipico della Declaration of Performance per definire le caratteristiche del materiale.

Caratteristica essenziale	Norma di riferimento	UNI EN 12620	UNI EN 13043	UNI EN 13242
		Prestazione dichiarata		
Dimensione dell'aggregato (d/D)	Designazione			
Granulometria	Categoria			
Massa volumica dei granuli	Valore dichiarato			
Assorbimento	Valore dichiarato			
Spigolosità dell'aggregato fine	Valore dichiarato			
Contenuto dei fini (polveri)	Categoria			
Qualità dei fini (equivalente in sabbia)	Categoria			
Qualità dei fini (blu di metilene)	Categoria			
Resistenza allo shock termico	Categoria			
Cloruri	Valore dichiarato			
Solfati solubili in acido	Valore dichiarato			
Zolfo totale	Categoria			
Costituenti che alterano la velocità di presa	Presenza			
Disintegrazione di Silicato Dicalcico	Valore dichiarato			
Disintegrazione ferrosa	Valore dichiarato			
Ritiro per essiccamento	Valore dichiarato			
Stabilità di Volume	Categoria			
Assorbimento acqua	Valore dichiarato			
Emissione radioattività	Valore dichiarato			
Rilascio metalli pesanti	Valore dichiarato			
Rilascio idrocarburi poliaromatici	Valore dichiarato			
Rilascio di altre sostanze pericolose	Valore dichiarato			
Reattività alcali-silice	Valore dichiarato			
Categoria di reattività	Categoria			
Classi di reattività	Categoria			
Affinità degli aggregati grossi ai leganti bituminosi (Bitume 70/100)	Valore a 6 ore			
	Valore a 24 ore			

Tabella 2.6-1: Esempio di tabella riportante le caratteristiche del materiale come riportato nella Dichiarazione di Conformità

3 IL COMPORTAMENTO A TAGLIO DEI CALCESTRUZZI

Lo studio degli elementi strutturali sollecitati a taglio presenta il problema di non poter prescindere dalla sollecitazione di momento flettente. Soltanto in rari casi può verificarsi la flessione in assenza di taglio (sezioni a momento costante) o il taglio in assenza di momento (taglio nei provini a S utilizzati in questa sperimentazione).

In generale la gerarchia delle resistenze per gli elementi strutturali in calcestruzzo prevede che la rottura sia governata dal momento flettente. La crisi per taglio comporta una riduzione della capacità flessionale della trave e della duttilità, si tratta quindi di una modalità di rottura più fragile e improvvisa. Per questo motivo i meccanismi resistenti a taglio coinvolgono prevalentemente il conglomerato, dato che possiede capacità deformative molto più limitate rispetto alle armature.

Nelle strutture a telaio le sollecitazioni taglianti sono tipicamente più alte in vicinanza dei nodi o dei punti di applicazione di carichi concentrati; al contrario il momento flettente è massimo in mezzera alle travi. Il collasso dovuto alla sollecitazione tagliante si manifesta tipicamente con la rottura improvvisa dei nodi, nelle strutture a telaio in calcestruzzo armato si parla per esempio di meccanismi di piano soffice.

3.1 IL COMPORTAMENTO A TAGLIO NELLE SEZIONI INTERAMENTE REAGENTI E NELLE SEZIONI PARZIALIZZATE

La trattazione classica per studiare il taglio con materiali omogenei e isotropi prevede che la sezione sia interamente sollecitata e reagente. Questa ipotesi, che va bene per le strutture in acciaio, non si può applicare agli elementi in calcestruzzo armato perché bisogna tenere conto della parzializzazione della sezione quando è presente anche una sollecitazione di momento. Per poter applicare la teoria elastica alla fase post-fessurativa si considera la sezione fessurata come se fosse composta solamente dalla parte di calcestruzzo compresso e dalle armature omogeneizzate.

Con riferimento ad una sezione generica non armata (Figura 3.1-1), la tensione tangenziale rispetto a un punto generico può essere definita in base alla nota Formula di Jourawsky:

$$\tau_{zy} = \frac{V_y S_x}{J_x b} \quad [3-1]$$

In cui V_y è il taglio agente, S_x è il momento statico della porzione di sezione A_c al di sopra della corda considerata, J_x è il momento d'inerzia rispetto all'asse neutro, b è la base della sezione.

In una sezione rettangolare T_y e b sono costanti, mentre i momenti variano a seconda del tipo di sezione (parzializzata o meno) e del punto considerato. Se la sezione è interamente reagente allora si deve tenere in considerazione tutta l'area di calcestruzzo con le armature omogeneizzate per valutare i momenti, al contrario quando il calcestruzzo teso comincia a fessurarsi si tiene conto soltanto delle barre e della porzione di calcestruzzo

compresso. Una dimostrazione grafica dei due casi è riportata in Figura 3.1-2. In base alla teoria della tensione τ_{zy} assume lo stesso valore di τ_{yz} .

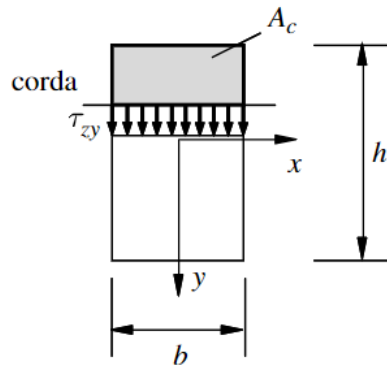


Figura 3.1-1: Taglio in una sezione generica non armata

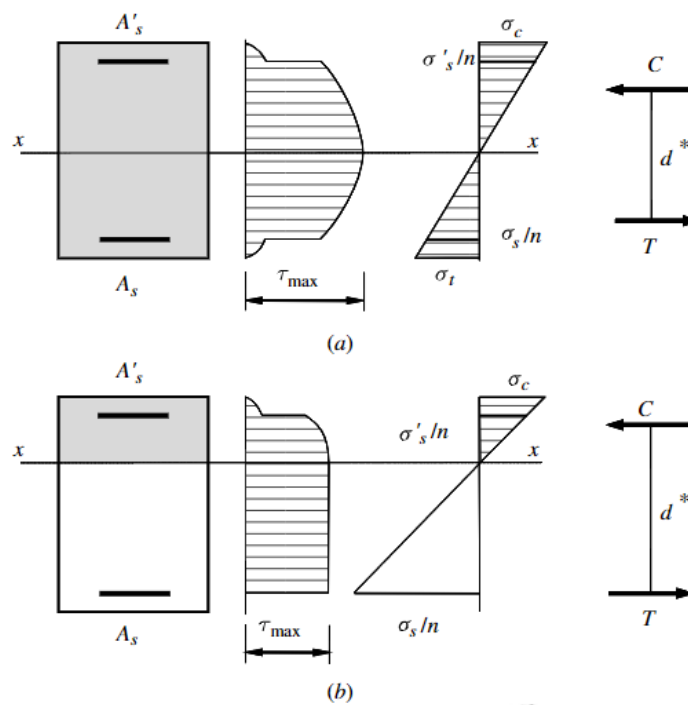


Figura 3.1-2: Distribuzione delle tensioni tangenziali in una sezione rettangolare: (a) interamente reagente; (b) parzialmente

Appare chiaro che per le sezioni rettangolari la sollecitazione di taglio è massima in corrispondenza dell'asse neutro della sezione.

Integrando le tensioni di compressione e quelle di trazione si ottiene una risultante C e una risultante T sopra e sotto l'asse neutro. In un elementino infinitesimo di trave, con riferimento alla Figura 3.1-3, la parte superiore e quella inferiore della trave si scambiano in corrispondenza dell'asse neutro una forza di scorrimento dQ pari a:

$$dQ = dC = dT \quad [3-2]$$

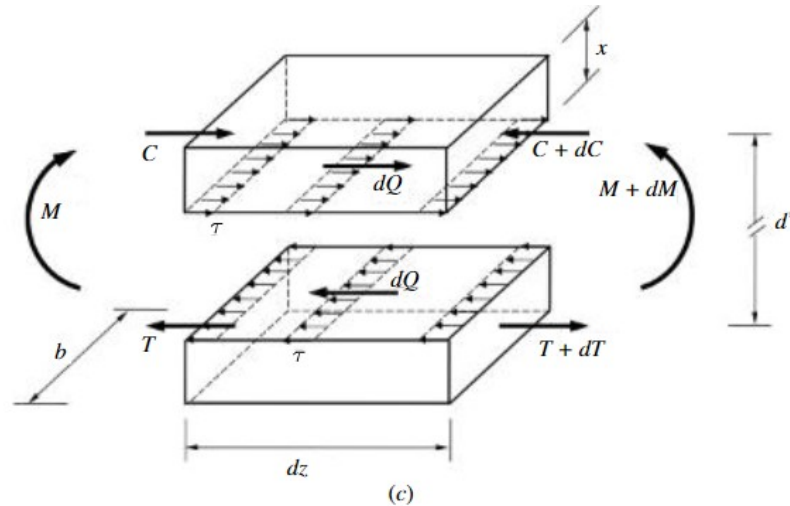


Figura 3.1-3: Equilibrio di un conchio di trave

Questa forza elementare assume il valore della tensione moltiplicata l'area su cui agisce:

$$dC = dT = dQ = \tau_{yz} b dz \quad [3-3]$$

Le forze risultanti C e T creano una coppia interna il cui valore è pari a:

$$M = C d^* \quad [3-4]$$

In cui d^* è il braccio della coppia interna. Dalla teoria la sollecitazione di taglio è la derivata del momento:

$$V_y = \frac{dM}{dz} = d^* \frac{dC}{dz} \quad [3-5]$$

Da questa si ottiene direttamente la forza elementare di scorrimento, pari a:

$$dC = dQ = \frac{V_y dz}{d^*} \quad [3-6]$$

Queste equazioni valgono anche in campo non lineare, dunque anche per la valutazione del comportamento allo Stato Limite Ultimo.

A questo punto si possono estendere i risultati ad un intero elemento. In Figura 3.1-4 si riporta un esempio per una trave caricata uniformemente. Quando il calcestruzzo non ha ancora raggiunto la resistenza a trazione f_{ct} la sezione è interamente reagente: in questo caso tutta la sezione è sollecitata, il taglio ha un andamento parabolico con il punto di massimo in corrispondenza dell'asse neutro. Quando la sezione comincia a fessurarsi viene meno la resistenza a trazione del calcestruzzo: in questo caso le isostatiche di compressione e di trazione assumono un andamento lineare in corrispondenza della parte tesa della sezione; la sollecitazione tagliante cresce in maniera parabolica nella parte reagente fino a raggiungere il massimo in corrispondenza dell'asse neutro, questo valore di τ rimane lo stesso fino all'altro estremo della sezione. Nella parte non reagente della sezione si ha una sollecitazione pura di taglio, con delle fessure che tendono a formarsi a 45° nella direzione delle isostatiche di compressione.

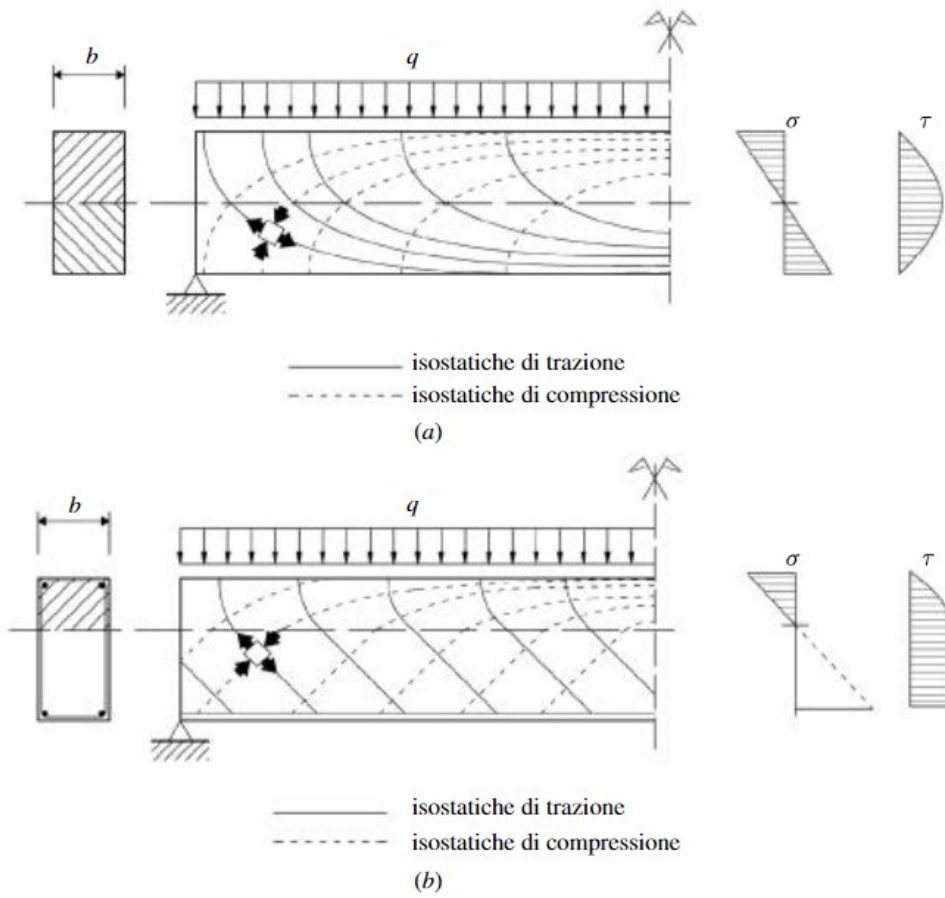


Figura 3.1-4: Comportamento a flessione e taglio di un elemento in calcestruzzo: (a) nel caso di sezione interamente reagente; (b) in caso di sezione parzializzata

3.2 IL CONTRIBUTO DELLE ARMATURE NELLA RESISTENZA A TAGLIO

L'osservazione dell'andamento delle isostatiche e del quadro fessurativo tipico di una trave (Figura 3.2-1) permette di intuire il ruolo delle armature nella resistenza a taglio.

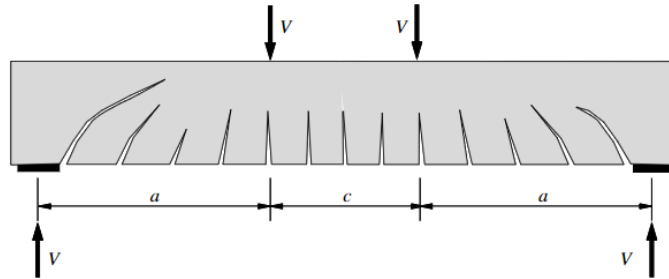


Figura 3.2-1: Quadro fessurativo di una trave soggetta a taglio e flessione

Nella maggior parte degli elementi a trave su due appoggi il momento è massimo in mezzogiorno e il taglio è più alto vicino alle reazioni vincolari. Per questo motivo le armature vanno studiate in maniera mirata a seconda della sezione di cui ci si vuole occupare. Le barre longitudinali vanno progettate e disposte in base ai criteri di progettazione allo SLU per il momento flettente. Le armature trasversali, invece, hanno la funzione di creare confinamento e di assorbire gli sforzi taglianti. Le barre longitudinali sono predominanti in mezzogiorno, mentre quelle trasversali hanno un ruolo più importante vicino agli appoggi.

Dal punto di vista pratico le armature trasversali possono essere costituite da staffe o da ferri piegati (Figura 3.2-1). Nella trattazione statica delle strutture i ferri piegati sono le armature più efficienti per assorbire il taglio, questo perché hanno un'inclinazione di 45° e vengono disposti perpendicolarmente alla direzione delle fratture da taglio. Nello studio delle strutture in campo dinamico può avvenire un'inversione dei momenti, per cui i ferri piegati non sono più adatti in questo caso. Per far fronte a questo problema la normativa italiana impone che almeno il 50% dell'armatura trasversale sia costituita da staffature. Queste permettono di assorbire il taglio anche quando non è statico, per esempio nel caso di azioni sismiche, e di creare confinamento.

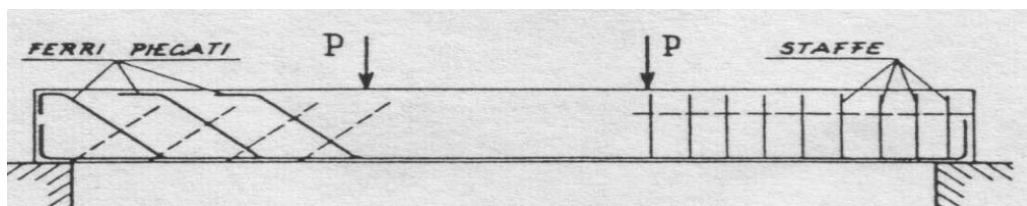


Figura 3.2-2: Le armature trasversali delle travi: staffe e ferri piegati

Nello studio delle strutture verticali, invece, le armature trasversali hanno anche l'importante funzione di limitare l'instabilità delle armature compresse. I pilastri possono essere armati con staffe, o spirali nel caso abbiano sezione circolare.

3.3 ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO

In molti casi gli elementi in calcestruzzo armato non necessitano di un'armatura specifica per resistere alle sollecitazioni di taglio. Gli elementi armati solo longitudinalmente sviluppano dei meccanismi interni che permettono di assorbire sollecitazioni tangenziali di modesta entità. Il comportamento a taglio in questo tipo di elementi è governato essenzialmente da due meccanismi che, di solito, interagiscono tra di loro: il meccanismo a trave e il meccanismo ad arco (Figura 3.3-1).

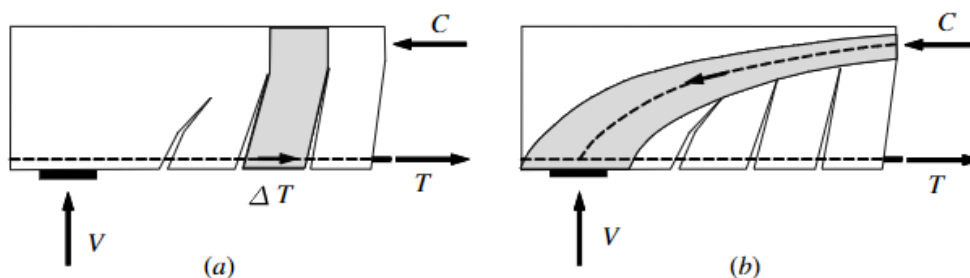


Figura 3.3-1: Meccanismi resistenti a taglio: (a) meccanismo a trave; (b) meccanismo ad arco

Il funzionamento ad arco è prevalente nelle travi di luce ridotta, in particolare risulta significativo quando $a/d \leq 2,5$ in cui a è la lunghezza di taglio e d è l'altezza utile della sezione. Negli elementi di lunghezza più importante prevale il meccanismo a trave, ma spesso i due funzionamenti convivono tra di loro.

La fessurazione divide la zona tesa in blocchi delimitati da due fessure successive. Questi si comportano come delle mensole incastrate alla base dal calcestruzzo compresso, mentre all'estremo libero sono legati al resto dell'elemento con l'armatura tesa. Le barre sollecitano ciascun blocco con una forza di scorrimento di valore:

$$\Delta Q = \Delta T \quad [3-7]$$

Questa forza agisce in corrispondenza dell'estremo libero della mensola e induce una variazione dello sforzo di trazione nell'armatura longitudinale lungo lo sviluppo della trave. In base alla trattazione al paragrafo §3.1 ΔQ assume il valore:

$$\Delta Q = \frac{V \Delta z}{d^*} \quad [3-8]$$

In cui Δz è la lunghezza di un tratto di trave tra due fessure successive e d^* è il braccio della coppia interna. Il comportamento a blocchi che è stato appena presentato prende il nome di "effetto pettine", è molto importante negli elementi a trave in calcestruzzo.

Il meccanismo ad arco consente di trasferire le sollecitazioni taglianti tramite delle compressioni inclinate che vengono equilibrate dalle barre longitudinali in trazione alla base.

A partire da questi due meccanismi generali di funzionamento, ci sono anche due effetti che contribuiscono alla resistenza a taglio degli elementi in calcestruzzo:

- effetto ingranamento degli inerti;
- effetto bietta/spinotto.

Questi due effetti sono rappresentati graficamente in Figura 3.3-2.

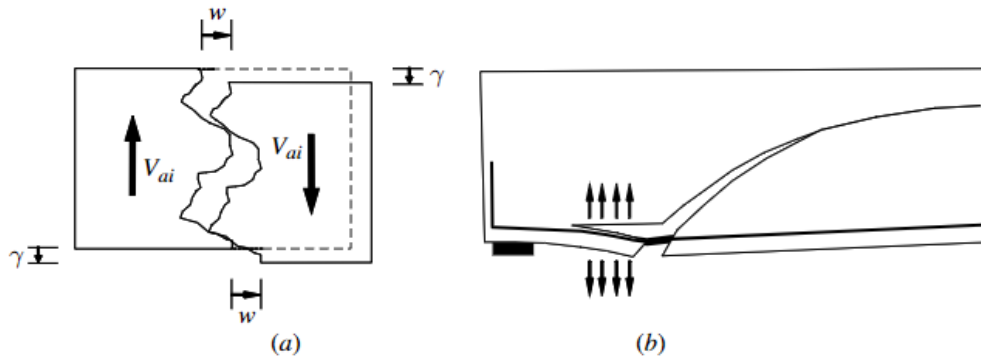


Figura 3.3-2: (a) effetto ingranamento degli inerti; (b) effetto bietta/spinotto

Il trasferimento del taglio sulla superficie delle fessure avviene essenzialmente per l'ingranamento degli inerti. Si tratta dell'azione mutua che si oppone allo scorrimento tra due blocchi. L'entità di questo effetto varia in funzione dell'area di contatto, del tipo di aggregato, dello spessore della frattura, della geometria dell'elemento e dello sforzo di compressione perpendicolare al piano di taglio. In vista della trattazione successiva a questo capitolo appare fondamentale evidenziare che le caratteristiche fisiche e superficiali giocano un ruolo fondamentale per l'ingranamento degli inerti. Le scorie EAF hanno una densità maggiore rispetto alla ghiaia e sono molto ruvide superficialmente.

L'effetto bietta/spinotto, invece, dipende essenzialmente dall'armatura longitudinale in zona tesa. Oltre ad assorbire il momento flettente, le barre svolgono anche la funzione di cucitura delle fessure da taglio, limitando il distanziamento tra conci successivi. Questo effetto è proporzionale al rapporto geometrico di armatura $\rho = A_s/A_c$, non è efficace nei casi in cui il copriferro abbia uno spessore limitato.

Questi due effetti consentono di ridurre la forza di scorrimento ΔQ . Le esperienze sperimentali in letteratura hanno constatato che i meccanismi sopra citati sono influenzati da alcuni parametri: resistenza a compressione del calcestruzzo, effetto scala e presenza di sforzo assiale. L'effetto scala comporta una diminuzione della resistenza a taglio all'aumentare della dimensione della sezione, questo comportamento è dovuto alla riduzione dell'ingranamento degli inerti per via della maggiore ampiezza delle fessure in elementi di dimensione più importante. Il fenomeno è stato dimostrato da Bazant e altri⁸,

⁸ Bazant Z. P., Kim J. K., "Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams", *ACI Structural Journal*, vol.81 (1989), pp.456-468.

Reineck⁹ e Collins e altri¹⁰. La resistenza a taglio aumenta all'aumentare della resistenza a compressione. Lo sforzo normale negativo negli elementi soggetti a taglio ha un effetto migliorativo perché consente di ridurre l'apertura delle fessure e di aumentare il contributo legato all'ingranamento degli inerti.

Al §8.2 vengono presentati e applicati i metodi proposti dai Codici di progettazione per lo studio del comportamento a taglio negli elementi non appositamente armati. Le NTC2018 si rifanno in generale al metodo proposto dall'EC2.

Per la comprensione di questa esperienza sperimentale appare particolarmente importante il contributo legato all'effetto di ingranamento degli inerti. L'analisi di questo aspetto viene approfondita al capitolo successivo.

3.3.1 L'effetto di ingranamento degli inerti

In questo capitolo vengono presentati i risultati delle esperienze di ricerca sul tema di ingranamento degli inerti di Walraven¹¹ e Paulay¹².

Il calcestruzzo può essere studiato come un sistema costituito da due fasi: una matrice legante (fase 1), e un insieme di particelle che costituiscono gli aggregati (fase 2). Il parametro discriminante per distinguere una fase dall'altra è la dimensione dei granuli, si considera 0,25 mm come il limite per differenziare le due fasi. Il contributo di ingranamento degli inerti di grandezza inferiore a 0,25 mm può essere trascurato. Le proprietà della matrice legante sono influenzate principalmente dal cemento indurito. In generale, la resistenza e la rigidità sono più alte negli aggregati che non nella matrice, comunque l'area di contatto tra le due fasi rappresenta il punto più debole dell'intero sistema. Nella maggior parte dei casi le fratture si osservano lungo la matrice cementizia e attorno alla circonferenza degli aggregati (Figura 3.3-3). Soltanto nel caso dei calcestruzzi con inerti leggeri e in quelli ad alta resistenza le crepe coinvolgono indistintamente la pasta di cemento e gli inerti.

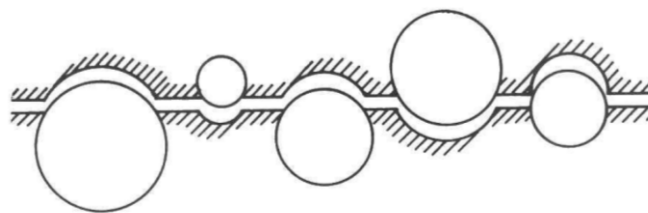


Figura 3.3-3: Modalità di frattura che si osserva generalmente nei calcestruzzi ordinari

⁹ Reineck K. H. (1990), *Mechanical model for the behaviour of reinforced concrete members in shear*, Ph. D. thesis, University of Stuttgart.

¹⁰ Collins M. P., Kuchma D. A., "Advanced in understanding shear performance of concrete structures", *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol.1 (1998), pp.1-10.

¹¹ Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

¹² Paulay T., Loeber P. J., "Shear Transfer by Aggregate Interlock", *ACI Special Publication*, vol.42 (1974), pp.1-16.

Paulay e Loeber¹³ hanno dimostrato che si può ottenere un incremento di tensione di taglio a parità di scorrimento aumentando l'area di contatto tra le superfici. Il fatto che la rigidità tangenziale sia minore per spessori delle fratture più alti è dovuto alla riduzione dell'attrito tra facce opposte. Il miglioramento delle proprietà a taglio con calcestruzzi ad alta resistenza, osservato con delle prove a spessore costante della frattura da Fenwick e altri¹⁴, è da attribuirsi alla maggiore resistenza della matrice legante.

Le particelle di aggregato naturale hanno una forma irregolare. Per il modello che si sviluppa nel seguito, si assume che questi granuli siano orientati casualmente e abbiano la forma di una sfera. Inoltre, con riferimento alla Figura 3.3-3, si può ritenere che le "micro-rugosità" delle fratture, causate dalle particelle di aggregato proiettate sulla superficie della frattura, siano predominanti nel definire il comportamento complessivo rispetto alle "macro-rugosità", dovute all'inclinazione e all'andamento generale della fessura.

La pasta di cemento indurita è un materiale visco-elastico: le deformazioni sono solo parzialmente elastiche, per la restante parte plastiche (risultato degli studi di Locher¹⁵). Quando la matrice è sottoposta ad una tensione pluriassiale, come quando è compresa tra gli aggregati, si registrano importanti deformazioni plastiche come risultato della chiusura dei pori vuoti. Dal momento che nella matrice legante è prevalente il comportamento anaelastico, si può assumere il legame σ - ϵ di Figura 3.3-4 per questa fase. La tensione a cui il materiale comincia a manifestare il comportamento plastico è σ_{pu} .

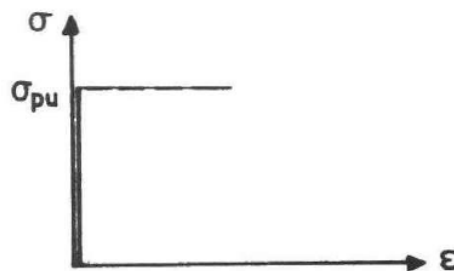


Figura 3.3-4: Legame rigido plastico per la matrice cementizia

Ci si aspetta che, durante lo scorrimento delle facce, si sviluppino delle aree di contatto sulla superficie delle particelle, a causa delle deformazioni plastiche della matrice. La Figura 3.3-5 mostra la formazione di questo tipo di aree come risultato dello scorrimento a taglio nella direzione dell'asse x.

La tensione su queste superfici di contatto produce delle reazioni nella direzione di tutti gli assi. Comunque, se l'area fratturata presa in considerazione non è troppo piccola, ci si può aspettare ragionevolmente che la somma di tutte le componenti positive e negative

¹³ Paulay T., Loeber P. J., "Shear Transfer by Aggregate Interlock", *ACI Special Publication*, vol.42 (1974), pp.1-16.

¹⁴ Fenwick R. C., Paulay T., "Mechanism of shear resistance of concrete beams", *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol.94 no.10 (1968), pp.2325-2350.

¹⁵ Locher F. W., Wischers G., "Aufbau und Eigenschaften des Zementsteins", *Zement Taschenbuch 1976/77*, (1977), pp.43-59.

siano ugualmente distribuite, in questo modo non si generano momenti torcenti e il problema si può ridurre a bidimensionale.



Figura 3.3-5: Area di contatto degli aggregati durante uno scorrimento a taglio

Con questo risultato, si può considerare un blocco di calcestruzzo fratturato, come quello rappresentato in Figura 3.3-6, e scomporlo in una serie fette di spessore infinitesimo.

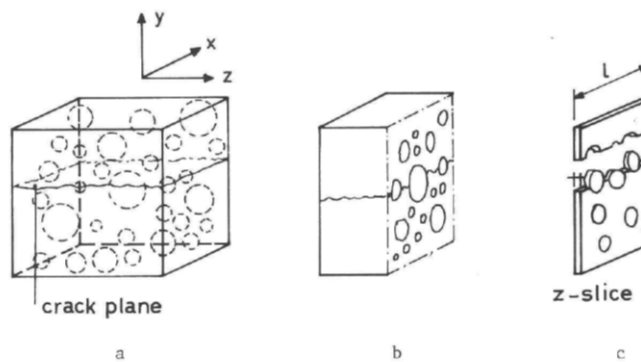


Figura 3.3-6: (a) blocco di calcestruzzo fratturato, (b) blocco di calcestruzzo fratturato e intersecato da un piano perpendicolare a z, (c) fetta infinitesima di calcestruzzo fratturato

La Figura 3.3-7 mostra la sezione trasversale di una particella durante lo scorrimento lungo la direzione dell'asse x, è importante notare la linea di contatto tra facce opposte. Le proiezioni di questa porzione adiacente lungo l'asse x e y sono rispettivamente a_x e a_y . L'area tratteggiata rappresenta quella parte della matrice cementizia che è scomparsa a seguito delle deformazioni plastiche.

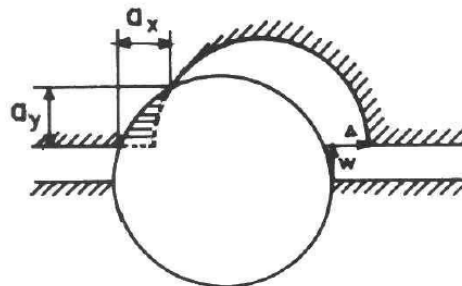


Figura 3.3-7: Sviluppo dell'area di contatto tra la matrice e l'aggregato

La tensione in corrispondenza dell'area di contatto si traduce in una componente normale σ_{pu} e in una componente tangenziale τ_{pu} . In base alle condizioni di equilibrio e al criterio di rottura di Coulomb vale la seguente relazione:

$$\tau_{pu} = \mu \sigma_{pu} \quad [3-9]$$

In cui $(\sigma_{pu}; \tau_{pu})$ è un generico punto nel piano delle tensioni e μ è il coefficiente di attrito tra la matrice e l'aggregato. Le forze agenti e le condizioni di equilibrio sono rappresentate graficamente in Figura 3.3-8 e Figura 3.3-9.

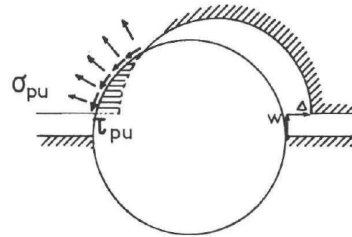


Figura 3.3-8: Tensioni di contatto in una particella dell'aggregato

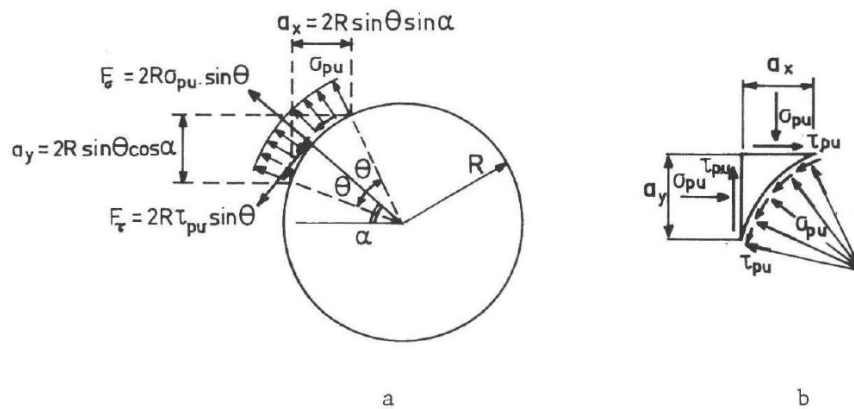


Figura 3.3-9: Condizioni di equilibrio

Le forze F_σ e F_τ agenti sulla superficie di contatto si possono calcolare da semplici considerazioni geometriche a partire dalle tensioni σ e τ . Le proiezioni delle aree di contatto sull'asse x e sull'asse y sono uguali a:

$$a_x = 2R \sin \theta \sin \alpha \quad [3-10]$$

$$a_y = 2R \sin \theta \cos \alpha \quad [3-11]$$

In base alla Figura 3.3-9b le reazioni risultanti nelle due direzioni sono:

$$F_x = \sigma_{pu} a_y + \tau_{pu} a_x \quad [3-12]$$

$$F_y = \sigma_{pu} a_x - \tau_{pu} a_y \quad [3-13]$$

Queste espressioni possono essere semplificate nel modo seguente:

$$F_x = \sigma_{pu} (a_y + \mu a_x) \quad [3-14]$$

$$F_y = \sigma_{pu} (a_x - \mu a_y) \quad [3-15]$$

La resistenza totale della frattura in considerazione, di spessore unitario e lunghezza l , è la somma dei contributi di tutte le particelle coinvolte:

$$\sum F_x = \sigma_{pu}(\sum a_y + \mu \sum a_x) \quad [3-16]$$

$$\sum F_y = \sigma_{pu}(\sum a_x - \mu \sum a_y) \quad [3-17]$$

Se si considera anche una lunghezza l unitaria, allora le formule precedenti diventano:

$$\tau = \sigma_{pu}(A_y + \mu A_x) \quad [3-18]$$

$$\sigma = \sigma_{pu}(A_x - \mu A_y) \quad [3-19]$$

In cui A_x e A_y sono le aree di contatto proiettate per unità di area fratturata.

Considerazioni generali sulle variabili

Sono state appena presentate le relazioni tra le forze di contatto e le relative aree proiettate A_x e A_y . Come si può osservare alla Figura 3.3-7, le variabili che si prendono in considerazione dipendono dallo spessore w della fessura e dallo scorrimento.

Le aree di contatto proiettate A_x e A_y

Le aree di contatto proiettate A_x e A_y aumentano al diminuire dello spessore della frattura e all'aumentare dello scorrimento. Altri fattori che le influenzano sono il volume degli aggregati e la loro distribuzione granulometrica.

La tensione di snervamento della matrice legante σ_{pu}

La tensione massima della matrice legante σ_{pu} è rappresentativa della resistenza media della matrice non omogenea soggetta a differenti combinazioni di tensione pluriassiali. Un aspetto che costituisce una debolezza della matrice consiste nel fatto che durante l'indurimento del calcestruzzo spesso si depositano delle quantità d'acqua nelle aree di contatto tra l'aggregato e la pasta di cemento, a causa di questo lo strato in stretta vicinanza all'inerte ha una qualità peggiore. La porzione di matrice meno consistente ha uno spessore variabile, quindi, durante lo scorrimento per taglio, le particelle penetrano all'interno della pasta di cemento che ha una qualità, e quindi una resistenza, variabile. Inoltre, la matrice è racchiusa in un'area ridotta tra le particelle di aggregato e le tensioni attorno a ciascun granulo si influenzano mutuamente e variano da punto a punto. La tensione σ_{pu} può essere valutata a partire dall'analisi dei risultati di prove a compressione pluriassiali sui calcestruzzi. In generale ci si aspetta che la resistenza della matrice sia maggiore della resistenza a compressione monoassiale del conglomerato. La resistenza del calcestruzzo è governata dalla qualità e dall'aderenza tra la matrice e le particelle di aggregato. In generale l'abbassamento della rigidità del conglomerato sottoposto a carico uniassiale comincia con il manifestarsi di microfratture nella zona di transizione. In corrispondenza di circa il 50% della resistenza a compressione f_c , queste fessure cominciano a crescere in maniera significativa. A circa 70% del carico massimo le crepe intersecano anche la matrice cementizia. Se il calcestruzzo viene confinato lateralmente, la resistenza aumenta significativamente perché si ritarda la formazione delle fessure. Questo incremento delle proprietà non avverrebbe se la resistenza della matrice fosse

inferiore di quella del calcestruzzo. Per calcestruzzi confinati Hobbs¹⁶ fornisce un'espressione per la tensione di collasso σ_{1u} in funzione della resistenza a compressione cilindrica f'_{cyl} e della pressione di confinamento σ_{3u} :

$$\sigma_{1u} = f'_{cyl} + k_1 \sigma_{3u} \quad [3-20]$$

Hobbs propone di utilizzare k_1 pari a 5,7 per calcestruzzi tradizionali con rapporto a/c pari a 0,35; oppure k_1 pari a 4,5 per calcestruzzi ordinari con rapporto a/c pari a 0,71. L'espressione appena esposta verrà ripresa anche da Mander nel suo studio sul confinamento presentato al §4.4.1. La stessa formula si può scrivere nella forma:

$$\frac{\sigma_{1u}}{f'_{cyl}} = 1 + k_1 \frac{\sigma_{3u}}{f'_{cyl}} \quad [3-21]$$

Il parametro $\frac{\sigma_{1u}}{f'_{cyl}}$ è funzione della resistenza del calcestruzzo uniassiale: si ottengono valori decrescenti all'aumentare della resistenza. Reinhardt¹⁷ intuisce che questa tendenza è attribuibile al comportamento maggiormente fragile della matrice nei mix ad alta resistenza.

In conclusione, si può dire che la resistenza della matrice σ_{pu} è più alta della resistenza a compressione uniassiale del calcestruzzo, mentre per il valore di $\frac{\sigma_{1u}}{f'_{cyl}}$ ci si aspetta che diminuisca all'aumentare della resistenza uniassiale.

Il coefficiente di attrito μ

Una valutazione riguardo il coefficiente di attrito è data dai risultati dei test realizzati da Weiss¹⁸, il quale valuta μ in base a delle prove di scorrimento tra due parallelepipedi di conglomerato di lato 100 mm e spessore 20 mm. Questi test sono stati eseguiti su una macchina che prende il nome di tribometro (Figura 3.3-10), Weiss ottiene un coefficiente di attrito pari a 0,52 per il calcestruzzo. In una superficie di conglomerato trattata con l'acido cloridrico, utile a rimuovere lo strato superficiale di matrice legante, si ottiene $\mu=0,41$. Nei campioni di sola malta il coefficiente di attrito assume il valore di 0,47.

¹⁶ Hobbs D. W., *Strength and deformation properties of plain concrete subject to combined stress. Part 3: Results obtained on a range of flint gravel aggregate concretes*, Technical Report, Cement and Concrete Association, no.42.297 (1974).

¹⁷ Reinhardt H. W., "Ansprüche des Konstrukteurs an den Beton", *Beton* 27, no.5 (1977), pp.195-199.

¹⁸ Weiss R., *Ein Haufwerkstheoretisches Model der Restfestigkeit geschädigter Betone*, Tesi di Laurea, Università di Braunschweig (1978), pp.37-47.

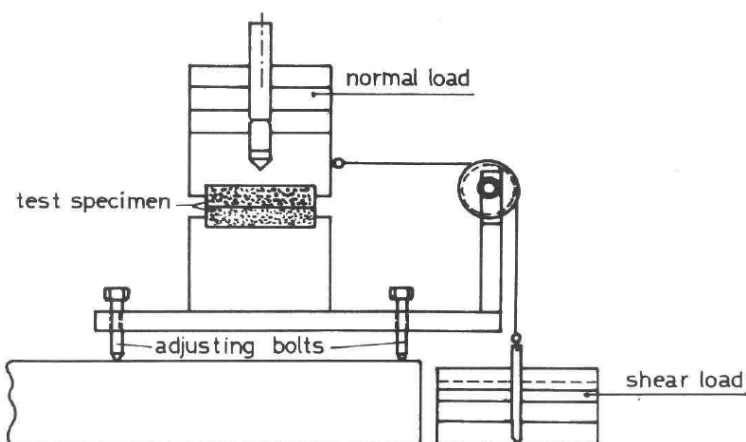


Figura 3.3-10: Tribometro utilizzato da Weiss per valutare il coefficiente di attrito tra due corpi solidi

3.3.2 Legami costitutivi per la resistenza a taglio dei calcestruzzi

Diversi autori in letteratura hanno cercato di stabilire dei legami costitutivi teorici per poter studiare in maniera semplificata il comportamento a taglio-scorrimento del calcestruzzo. Al §4.3 vengono presentate le curve proposte dai Codici di progettazione per lo studio del calcestruzzo compresso. Attualmente nessuna norma propone dei legami costitutivi a taglio. Gli autori che si occupano di questo argomento propongono delle relazioni tra la deformazione perpendicolare alla direzione della frattura ϵ_n e il Modulo elastico tangenziale G ; alcuni tengono conto di tre variabili al posto di due: oltre a quelle appena citate introducono anche la tensione di taglio τ .

Gli elementi fratturati possono essere studiati come elementi continui con un comportamento anisotropo. L'assunzione che le crepe si comportino come superfici lisce, in cui non viene trasmessa sollecitazione di taglio, è alla base dei modelli di Cervenka¹⁹ e di Loov²⁰. Secondo gli autori appena citati le due direzioni principali di tensione sono una perpendicolare e una parallela alla direzione di frattura. Il modulo di taglio, denominato G nello stato non fratturato, si riduce a 0 subito dopo la frattura.

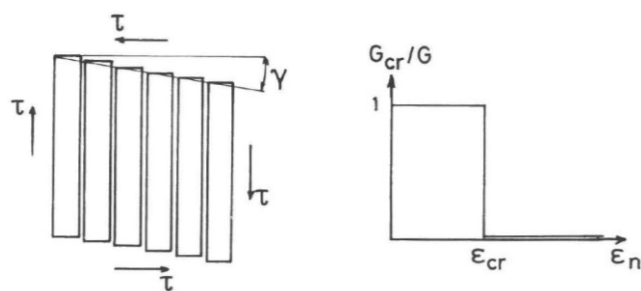


Figura 3.3-11: Legame costitutivo a taglio in base ai modelli di Cervenka e Loov

¹⁹ Cervenka V. (1970), *Inelastic finite element analysis of reinforced concrete panels under in-plane loads*, Tesi di Dottorato, Università del Colorado.

²⁰ Loov R., *The determination of stresses and deformation of reinforced concrete after cracking*, Atti del Convegno "Civil Engineering Material Conference" di Southamton (1969), pp.1257-1260.

L'ipotesi che la resistenza a taglio si mantenga anche dopo la frattura viene fatta nei programmi non-lineari agli elementi finiti sviluppati da Franklin²¹, Isenberg e altri²², Zienkiewics e altri²³, Swoboda²⁴. Questa assunzione viene utilizzata anche nei metodi analitici basati sulla teoria della plasticità.

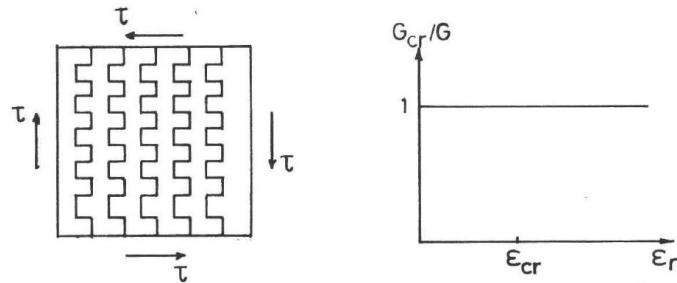


Figura 3.3-12: Legame costitutivo a taglio nell'ipotesi che la resistenza a taglio si mantenga anche dopo la frattura

Ebbinghaus²⁵ ipotizza un valore di G che si mantiene costante dopo la frattura, ma che si riduce a zero se la tensione di taglio eccede un certo limite. Questo limite diminuisce all'aumentare dello spessore delle fratture.

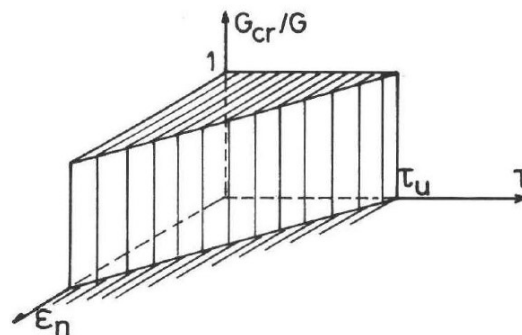


Figura 3.3-13: Legame costitutivo a taglio nel modello di Ebbinghaus

Una formulazione molto usata prevede che la rigidezza a taglio di un elemento dopo la frattura si riduca a un valore più basso, ma comunque maggiore di zero, in base all'equazione:

$$\tau = \alpha G \gamma \tag{3-22}$$

In cui α è una costante con valore $0 < \alpha < 1$ (Figura 3.3-14).

²¹ Franklin H. A. (1970), *Non-linear analysis of reinforced concrete frames and panels*, Tesi di Laurea, Università della California, Berkeley.

²² Isenberg J., Adham S., "Analysis of orthotropic reinforced concrete structures", *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol.96 ST12(1970), pp.2607-2624.

²³ Zienkiewics O. C., Phillips D. V., Owen P. R. J., *Finite element analysis of some concrete non-linearities Theory and examples*, Atti del convegno "Concrete structures subjected to triaxial stresses" di Bergamo (Maggio 1974).

²⁴ G. Swoboda, *Rissuntersuchungen in Stahlbetonbalken und Scheiben mit Hilfe des L.S.T.-Element*, *Der Bauingenieur*, vol.50 no.12 (1975), pp.465-468.

²⁵ Ebbinghaus P. (1975), *Herleitung eines Verfahrens zur Berechnung von Stahlbetonscheiben unter Berücksichtigung der Rissentwicklung*, Tesi di Laurea, RWTH Aachen.

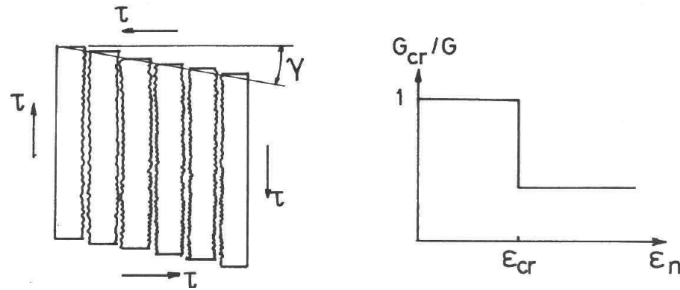


Figura 3.3-14: Legame costitutivo a taglio nell'ipotesi che la resistenza a taglio si riduca a un valore più basso dopo la frattura

Questo metodo viene utilizzato da vari autori in letteratura: Hand e altri²⁶ ($\alpha=0,4$), Yuzugullu e altri²⁷ ($\alpha=0,2$), Suidan e altri²⁸ ($\alpha=0,5$), Lin e altri²⁹, Cedolin e Dei Poli³⁰, Krisnamoorthy³¹.

In una pubblicazione successiva Cedolin e Dei Poli³² affinano il modello precedente, mettendo in relazione α con la deformazione normale alla direzione delle fessure (Figura 3.3-15).

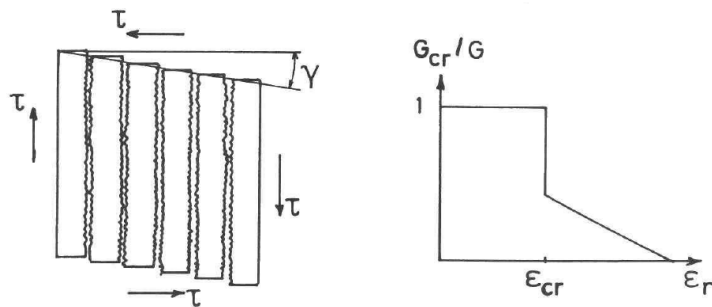


Figura 3.3-15: Legame costitutivo a taglio nel modello di Cedolin e Dei Poli

Le espressioni consigliate per G sono:

$$\frac{G_{cr}}{G} = C \left(1 - \frac{\epsilon_n}{\epsilon_p} \right) \quad \text{se } \epsilon_{cr} < \epsilon_n < \epsilon_p \quad [3-23]$$

²⁶ Hand F. R., Pecknold D. A., Schnobrich W. C., "Non-linear layered analysis of RC plates and shells", *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol.99 ST7 (1973).

²⁷ Yuzugullu O., Schnobrich W. C., "A numerical procedure for the determination of the behaviour of a shear wall frame system", *ACI Journal*, vol.70 no.7 (1973), pp.474-479.

²⁸ Suidan M., Schnobrich W. C., "Finite element analysis of reinforced concrete", *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol.99 no.ST10 (1973), pp.2109-2122.

²⁹ Lin C. S., Scordelis A. C., "Non-linear analysis of RC shells of general form", *Journal of the Structural Division*, ASCE, ST3 (1975), pp.523-537.

³⁰ Cedolin L., Dei Poli S., "Non-linear plane stress analysis of reinforced concrete by the finite element method", *Costruzioni in cemento armato*, Studi e Rendiconti, Politecnico di Milano, vol.8 (1977), pp.3-33

³¹ Krisnamoorthy C. S., Paneerselvam A., "A finite element model for non-linear analysis of reinforced concrete framed structures", *The Structural Engineer*, vol.55 no.8 (1977).

³² Cedolin L., Dei Poli S., "Finite element studies of shear critical reinforced concrete beams", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, EM3 (1977), pp.395-410.

$$\frac{G_{cr}}{G} = 0 \quad \text{se } \varepsilon_n > \varepsilon_p \quad [3-24]$$

In cui C è una costante (si consiglia un valore pari a 0,1 il Modulo elastico longitudinale); ε_n è la deformazione nella direzione normale alla frattura; ε_p è un valore limite oltre il quale si suppone che non ci sia trasmissione di taglio ($3,5\% < \varepsilon_p < 4,5\%$).

Schimmelpfennig³³ usa un fattore di riduzione α che diminuisce all'aumentare dello spessore della frattura, ma dipende anche dalla sollecitazione di taglio (Figura 3.3-16).

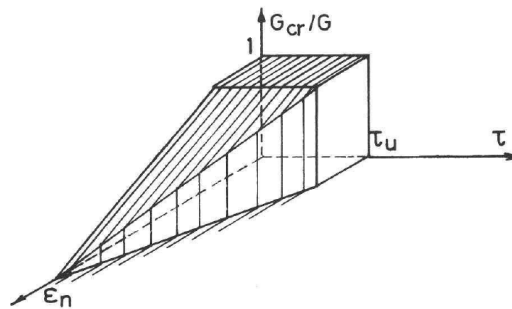


Figura 3.3-16: Legame costitutivo a taglio nel modello di Schimmelpfennig

Sebbene questo modello tenga in considerazione dello spessore della frattura e della sollecitazione di taglio, appare chiaro che ci siano anche altri fattori che influenzano la rigidità, tra cui la distribuzione delle crepe, la qualità del calcestruzzo, la storia di carico. Schäfer³⁴ considera anche questi aspetti, assume che la resistenza iniziale a taglio tra due facce fratturate possa essere trascurata oltre una certa distanza. In combinazione con le formule per lo spessore medio della frattura e la distanza, Schäfer propone una relazione tra la deformazione normale alla direzione della fessura e la deformazione da taglio (Figura 3.3-17).

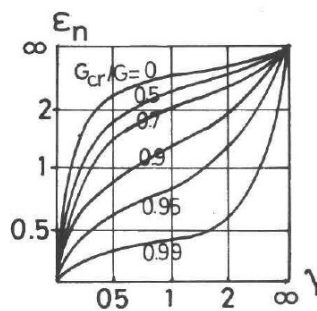


Figura 3.3-17: Legame costitutivo a taglio nel modello di Schäfer

Appare importante notare che tutti i modelli appena presentati sono approssimati, e devono essere validati e verificati caso per caso in base alle sperimentazioni.

³³ Schimmelpfennig K., *Bruchsicherheitsberechnung von Stahlbeton-Druckbehältern*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlino, vol.257 (1976).

³⁴ Schäfer H. (1976), *Zur Berechnung von Stahlbetonplatten*, Tesi di Laurea, Università di Darmstadt.

3.4 ELEMENTI ARMATI A TAGLIO

Le armature trasversali consentono di incrementare la resistenza a taglio degli elementi. Le staffe e i ferri piegati collegano tra loro i blocchi che si formano a seguito della fessurazione, limitando l'apertura delle fessure; vincolano le armature longitudinali e migliorano il confinamento. Lo studio del comportamento a taglio in presenza di armatura viene affrontato con dei modelli tirante-puntone: in questo caso la forza di scorrimento ΔQ viene assorbita ed equilibrata da una risultante di trazione nelle armature trasversali e da una risultante di compressione nei blocchi di calcestruzzo compresso tra due crepe (Figura 3.4-1).

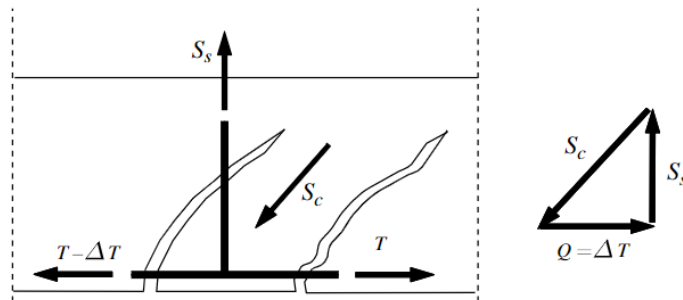


Figura 3.4-1: Modello tirante-puntone in presenza di armatura a taglio

Il modello strut-and-tie più utilizzato per studiare gli elementi armati a taglio allo SLU è quello di Ritter e Morsch.

Secondo il metodo di Ritter-Morsch la trave può essere schematizzata con un reticolo ideale in cui le armature sono i tiranti e le porzioni di calcestruzzo compresso sono i puntoni. La rappresentazione di questo modello è riportata in Figura 3.4-2.

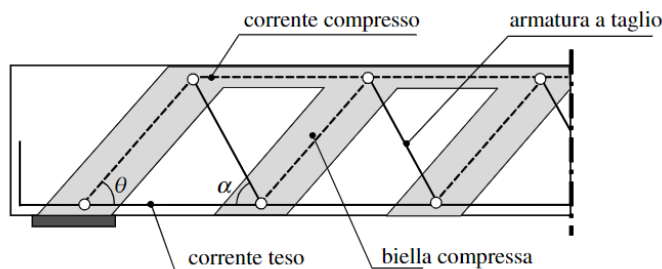


Figura 3.4-2: Schematizzazione della trave reticolare secondo il modello di Ritter-Morsch

L'angolo θ definisce l'inclinazione delle bielle compresse, dal punto di vista pratico si individua osservando la direzione delle fessure, per questo motivo θ è uguale a 45° in una situazione di taglio puro. Le armature trasversali sono inclinate di α : questo angolo è pari a 90° quando si impiegano staffe; mentre è minore di 90° se si utilizzano i ferri piegati. La geometria complessiva del traliccio dipende dall'ampiezza di α e θ .

La resistenza a taglio in elementi appositamente armati è il minimo di due valori:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \quad [3-25]$$

In cui V_{Rsd} è la resistenza limite dei tiranti dell'armatura trasversale; mentre V_{Rcd} è la resistenza limite del puntone di calcestruzzo con riferimento al traliccio di Ritter-Mörsch.

Queste due grandezze possono essere definite in base alle seguenti formule:

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9d f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad [3-26]$$

$$V_{Rcd} = 0,9d b_w \alpha_c v f_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + (\cot \theta)^2} \quad [3-27]$$

In cui:

- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale disposta ad un passo s ;
- d è l'altezza utile della sezione;
- f_{yd} è la resistenza di progetto allo snervamento delle barre;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- α_c tiene conto della presenza di compressione nella sezione, se lo sforzo normale è nullo allora α_c è uguale a 0;
- v è un parametro che tiene conto della riduzione di resistenza del calcestruzzo quando è fessurato, allo SLU si considera pari a 0,5;

In fase di verifica degli elementi a taglio tutti i parametri sopracitati sono definiti oppure possono essere ricavati facilmente dalla geometria e dalle caratteristiche dell'elemento. La verifica si considera soddisfatta quando l'azione di taglio di progetto V_{Ed} è minore rispetto alla resistenza del tirante e del puntone:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad [3-28]$$

Quando si affronta il progetto delle armature a taglio, invece, ci sono una serie di variabili da tenere in considerazione. L'angolo α viene definito a priori in base al tipo di armatura trasversale che si desidera impiegare. In generale il parametro che governa la geometria del traliccio e le possibili modalità di collasso è la $\cot \theta$. Il modello originale proposto da Ritter-Mörsch considera la $\cot \theta = 1$, attualmente la normativa italiana impone di utilizzare valori di $\cot \theta$ compresi tra 1 e 2,5:

- Se $\cot \theta < 1$, allora la crisi del traliccio è da imputarsi alle bielle compresse, e in questo caso $V_{Rd} = V_{Rcd}$;
- Se $\cot \theta > 2,5$, allora la crisi è da imputarsi all'armatura trasversale, e in questo caso $V_{Rd} = V_{Rsd}$;

In genere quando si studia il comportamento allo SLU si impone $\cot \theta = 1$ perché in questo modo si ottimizza la quantità di armatura trasversale. Un altro approccio prevede di calcolare un θ ottimale che permette di raggiungere una condizione di collasso per la crisi contemporanea del puntone compresso e del tirante teso, questo angolo θ può essere calcolato imponendo l'uguaglianza:

$$V_{Ed} = V_{Rcd} = V_{Rsd} \quad [3-29]$$

In ogni caso il valore della $\cot \theta$ deve essere compreso tra 1 e 2,5.

Una volta definito θ , rimangono da calcolare soltanto A_{sw} e s , si procede fissando uno dei due parametri e l'altro si ottiene di conseguenza. In ogni caso è importante rispettare i limiti imposti per le armature trasversali dalle NTC2018:

Per le travi:

- Devono essere disposte almeno tre staffe ogni metro di lunghezza;
- Il passo s può essere al massimo pari a $0,8 d$;
- L'armatura trasversale minima A_{sw} deve essere di almeno $1,5b \text{ mm}^2$ per ogni metro di lunghezza. Il parametro b indica la larghezza della sezione;
- Almeno il 50% dell'armatura trasversale deve essere costituita da staffe.

Per i pilastri:

- Il passo s può essere massimo 250 mm;
- Il passo s può essere al massimo pari a 12 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
- Il diametro minimo delle staffe è il maggiore tra: 6 mm e il diametro minimo delle barre longitudinali diviso 4;

Una volta stabilita l'armatura trasversale e il passo, è necessario determinare anche una quantità di armatura longitudinale aggiuntiva per taglio:

$$A_{sl} = \frac{V (\cot \theta - \cot \alpha)}{2 f_{yd}} \quad [3-30]$$

Questa aliquota di armatura principale va aggiunta a quella prevista dallo SLU per momento flettente.

3.5 IL COMPORTAMENTO A TAGLIO DIRETTO

La resistenza di un elemento in calcestruzzo armato sollecitato a taglio puro va affrontata in maniera diversa rispetto alle travi e ai pilastri. Nel seguito vengono presentati i metodi sperimentali per la valutazione del taglio diretto.

3.5.1 Il comportamento a taglio diretto con provini a S

In un elemento a S come quello presentato in Figura 3.5-1, il comportamento complessivo a taglio è il risultato dell'interazione tra diversi meccanismi resistenti: l'ingranamento degli inerti, l'effetto bietta spinotto, e l'azione assiale delle armature.

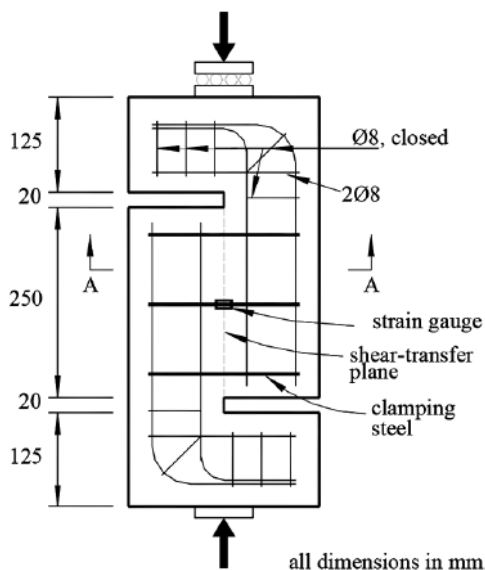


Figura 3.5-1: Esempio di campione a S utilizzato da Rahal e altri³⁵ per lo studio del comportamento a taglio puro

L'effetto di ingranamento degli inerti è già stato presentato al §3.3.1, è la capacità dell'inerte e della pasta cementizia di opporsi allo scorrimento per attrito reciproco tra le superfici. L'effetto bietta consente alle armature di assorbire forze perpendicolari al loro asse e dipende dalla geometria del provino, dal tipo e dalla disposizione delle barre. L'azione assiale dei ferri è legata alla sollecitazione di sforzo normale che agisce su di essi (Figura 3.5-2).

Con riferimento al provino di esempio in Figura 3.5-1, appare chiaro che l'ingranamento tra gli inerti si verifica in vicinanza del piano di taglio, e comunque in corrispondenza delle fratture. L'effetto bietta/spinotto, dovuto a delle staffe che attraversano il campione, permette di legare le due porzioni della "S" impedendo lo scorrimento tra le parti; l'azione assiale delle armature, invece, agisce in maniera perpendicolare al piano di taglio impedendo l'apertura delle fessure.

³⁵ Rahal K. N., Khaleefi A. L., "Shear-Friction Behaviour of Recycled and Natural Aggregate Concrete- An Experimental Investigation", *ACI Structural Journal*, vol.112 no.6 (2015), pp.725-733.

Le armature sollecitate a sforzo normale positivo consentono, per contrasto, di ottenere una compressione nel conglomerato. Questo ha un effetto benefico sulla resistenza a taglio perché la compressione diminuisce l'apertura delle fessure e di conseguenza aumenta l'attrito tra gli aggregati. Una rappresentazione schematica dell'interazione tra i meccanismi resistenti in un campione a S è riportata in Figura 3.5-3. Dal punto di vista teorico l'azione delle armature può essere sintetizzata con due molle anelastiche: l'effetto bietta/spinotto si traduce in un vincolo non rigido che si oppone allo scorrimento; invece, l'azione assiale delle armature si può immaginare come una molla che si oppone al distanziamento delle parti del campione in direzione normale al piano di taglio.

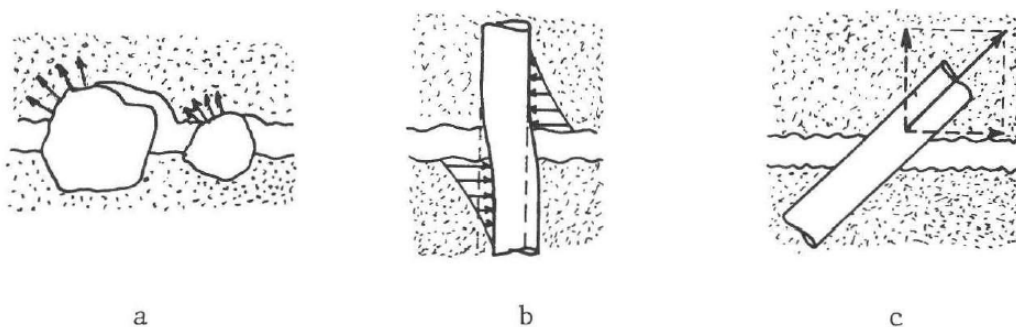


Figura 3.5-2: (a) effetto ingranamento degli inerti; (b) effetto bietta/spinotto; (c) azione assiale sulle armature

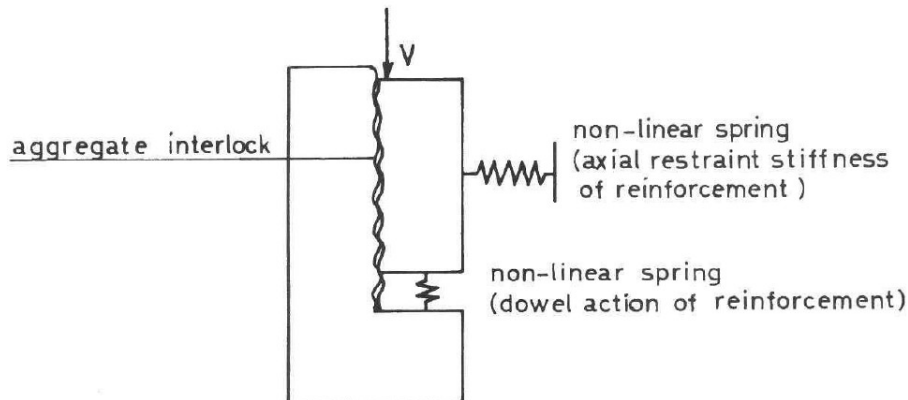


Figura 3.5-3: Interazione tra i meccanismi resistenti in un campione sollecitato a taglio puro

In molti casi lo studio degli elementi sollecitati solo a taglio si limita a determinarne il carico massimo e il carico ultimo. Il primo ad interessarsi al legame tra tensione tangenziale, scorrimento e apertura delle fessure è Mattock³⁶.

Mattock valuta il comportamento di una serie di campioni a S rinforzati con un rapporto geometrico di armatura variabile nel range $\rho=0,4-2,3\%$. I provini sono stati prefessurati prima di eseguire i test per ottenere una crepa in corrispondenza del piano di taglio con uno spessore di circa 0,25 mm. Le prove sono mirate a stabilire delle relazioni tensione di

³⁶ Mattock A.H., "Shear Transfer in Concrete having reinforcement at an angle to the shear Plane", *ACI Special Publication*, vol.42 (1974), pp.17-42.

taglio-scorrimento e slittamento-apertura delle fessure per un calcestruzzo tradizionale e per un calcestruzzo contenente aggregati leggeri. I risultati sono riportati in Figura 3.5-4 e Figura 3.5-5.

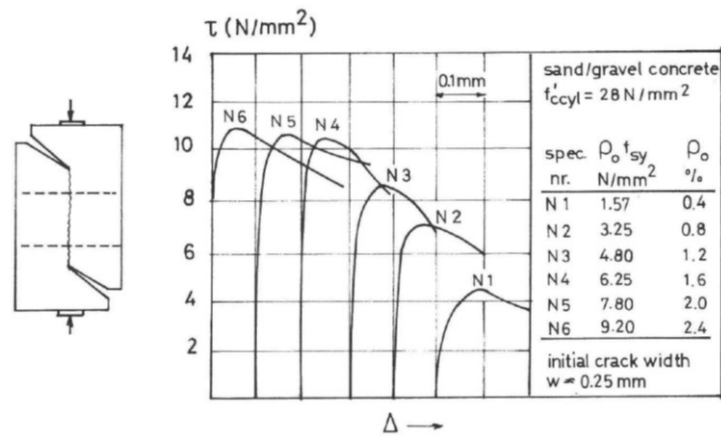


Figura 3.5-4: Relazione tensione di taglio-scorrimento per i campioni di tipo tradizionale

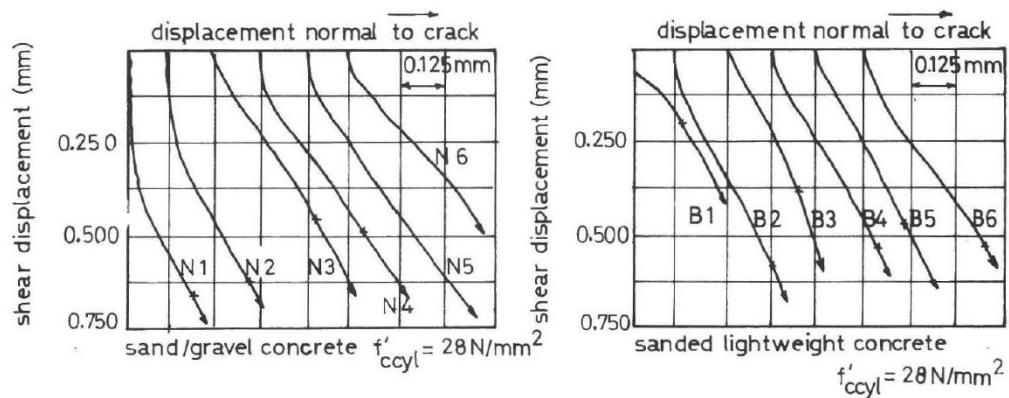


Figura 3.5-5: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per i due mix realizzati

Gli aggregati leggeri vengono attraversati dalle fessure, i calcestruzzi confezionati con questi inerti presentano una pendenza più pronunciata nella relazione scorrimento-apertura delle fessure, questo fenomeno può essere dovuto alla sovrapposizione delle particelle di sabbia della frazione fine. Se si considerano degli aggregati di forma sferica (Figura 3.5-6), la direzione del moto dovuta allo scorrimento che ne risulta è inclinata di 30° rispetto al piano di taglio, questo angolo si avvicina molto a quello riscontrato nei grafici di Figura 3.5-5.

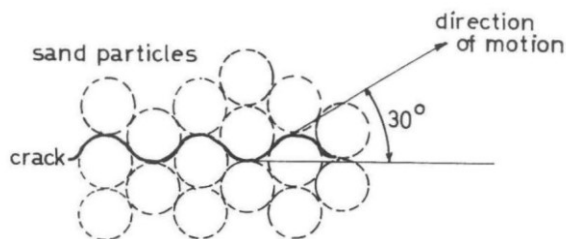


Figura 3.5-6: Sovrapposizione delle particelle di sabbia durante lo scorrimento

Nel calcestruzzo di aggregati leggeri la frazione fine è quella che governa in maniera predominante la relazione scorrimento-apertura delle fessure, a causa della scarsa consistenza delle frazioni grossolane. Nei conglomerati di tipo tradizionale le varie frazioni governano in maniera combinata il comportamento finale.

Nella sperimentazione presentata al §6 e al §7 si fa utilizzo di campioni a S non armati in corrispondenza del piano di taglio. Appare chiaro che in questo caso il comportamento è influenzato unicamente dall’ingranamento degli inerti.

Il comportamento a taglio diretto in campioni a S è approfondito al §5.2.

3.5.2 Il comportamento a taglio diretto con altri tipi di campioni

Il metodo più diffuso per la valutazione della resistenza a taglio diretta è sicuramente quello presentato al paragrafo precedente con i campioni a S, tuttavia esistono anche altri metodi sperimentali.

Fenwick e altri³⁷ conducono dei test su campioni come quelli rappresentati in Figura 3.5-7. Prima di eseguire la prova, gli elementi in calcestruzzo sono stati fratturati applicando una forza di trazione. Il piano di taglio corrisponde ad una scanalatura lungo il perimetro del campione.

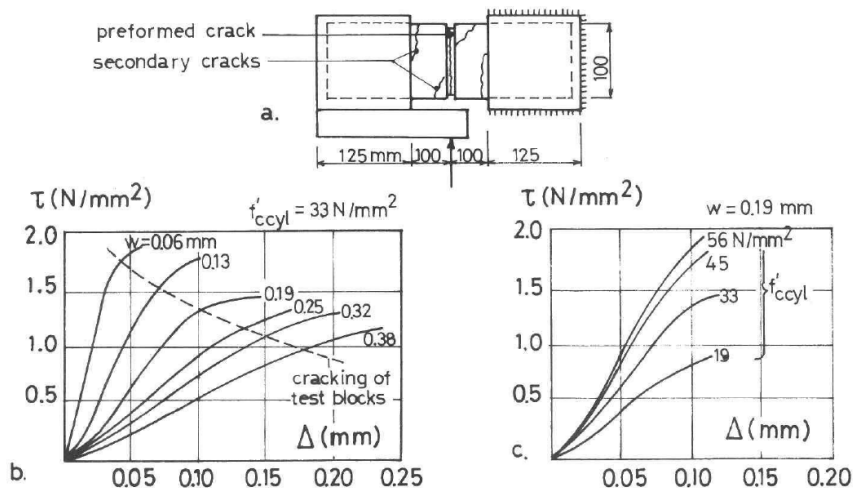


Figura 3.5-7: Campioni utilizzati e risultati delle prove a taglio diretto di Fenwick e altri

³⁷ Fenwick R. C., Paulay T., “Mechanism of shear resistance of concrete beams”, *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol.94 no.10 (1968), pp.2325-2350.

Dopo la fratturazione, lo spessore della crepa varia tra 0,06 e 0,38 mm. Durante la prova la larghezza della fessura è mantenuta costante, questo risulta possibile perché ad ogni incremento di carico il distanziamento delle parti viene controllato con una forza esterna normale al piano di taglio. I risultati delle prove sono presentati in Figura 3.5-7.

La Figura 3.5-7b mostra lo sviluppo della resistenza a taglio in funzione dello scorrimento per diversi spessori delle fratture. La Figura 3.5-7c presenta l'influenza della resistenza a compressione nella relazione tensione-scorrimento.

Houde e Mirza³⁸ realizzano dei test a taglio diretto simili a quelli eseguiti da Fenwick, i risultati sono analoghi.

Taylor³⁹ esegue un altro tipo di test per valutare il comportamento a taglio di travi non armate trasversalmente, in cui dimostra che il comportamento globale delle strutture è spiegabile dall'interazione di vari meccanismi di base. Le osservazioni condotte permettono di affermare che nella trave senza rinforzi a taglio c'è una relazione costante tra l'apertura della fessura e lo scorrimento. Quindi la sperimentazione è stata condotta senza mantenere costante la larghezza della crepa (come aveva fatto Fenwick), ma mantenendo uguale il rapporto tra l'apertura della fessura e lo slittamento (Figura 3.5-8).

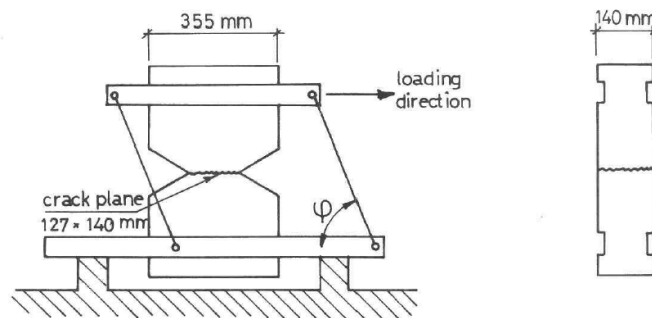


Figura 3.5-8: Illustrazione schematica del setup di prova utilizzato da Taylor

Si possono ottenere informazioni importanti in merito al trasferimento di taglio anche da prove di tipo ciclico. I test eseguiti da Laible e altri⁴⁰ hanno lo scopo di studiare gli effetti del sisma sul comportamento del calcestruzzo fratturato. Le prove sono state eseguite con la modalità rappresentata in Figura 3.5-9. In questo caso l'effetto dell'armatura è stato escluso utilizzando delle barre esterne, queste hanno una resistenza a taglio trascurabile e servono unicamente a tenere insieme le porzioni del campione durante la prova. I campioni sono stati prefratturati a metà dell'altezza prima di eseguire i test. Sono stati eseguiti una serie di caricamenti ciclici raggiungendo una tensione tangenziale di

³⁸ Houde J., Mirza M. S., "A finite element analysis of shear strength of reinforced concrete beams", *ACI Special Publication "Shear in reinforced concrete"*, SP-42 vol.1 (1974), pp.103-128.

³⁹ Taylor H. P. J., *Investigation of the forces across cracks in reinforced concrete beams in shear by aggregate interlock*, Technical Report no.42.447 (1970), Cement and Concrete Association.

⁴⁰ Laible J. P. White R. N., Gergely P., "Experimental investigation of seismic shear transfer across cracks in concrete nuclear containment vessels", *ACI Special Publication*, SP-53-9 (1977), pp.203-226

circa 1,24 MPa in entrambe le direzioni, lo spessore della frattura iniziale viene mantenuto costante durante la prova.

In Figura 3.5-10 è riportato il risultato di una prova eseguita con un calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche: resistenza a compressione cilindrica $f'_c = 21$ Mpa; diametro massimo dell'aggregato $D_{max} = 38$ mm; $w_0 = 0,75$ mm; tensione di compressione $\Delta\sigma = 0,3$ MPa; apertura della fessura $\Delta w = 0,1$ mm. La prova consiste in 15 cicli completi nelle due direzioni di carico.

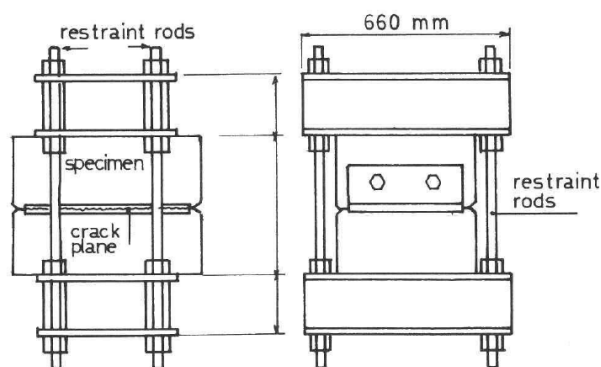


Figura 3.5-9: Illustrazione schematica del setup di prova utilizzato da Laible e altri

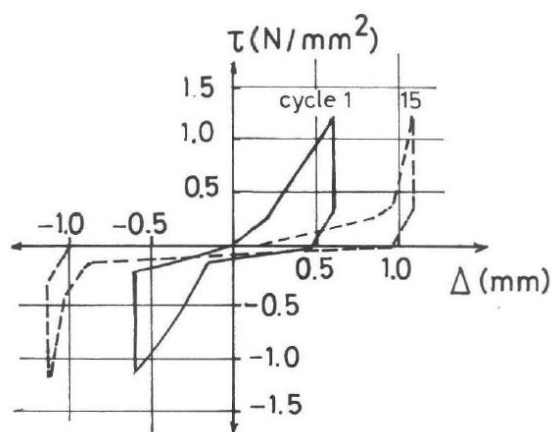


Figura 3.5-10: Relazione tensione-scorrimento per la prova ciclica eseguita da Laible e altri

Il risultato di Figura 3.5-10 può essere considerato rappresentativo del comportamento generale osservato. La relazione tensione-deformazione durante il primo ciclo di carico è quasi lineare; dal secondo loop si nota un marcato grado di non-linearità. Durante la prova il comportamento del campione varia a causa delle deformazioni irreversibili nella pasta cementizia.

Bazant⁴¹ utilizza un'altra impostazione di prova per valutare la resistenza a taglio (Figura 3.5-11). I provini hanno una forma rettangolare costante e un rapporto lunghezza-profondità 8:3. Per tenere conto dell'effetto scala, Bazant utilizza campioni della stessa forma, ma con dimensione diversa. A valle della sperimentazione, si giunge alla

⁴¹ Bazant Z. P., Pfeiffer P. A., "Shear fracture tests of concrete", Materials and Constructions, vol.19 no.110 (1986), pp.111-121.

conclusione che la dimensione massima dell'aggregato è una caratteristica che influenza il risultato in relazione alla dimensione dei campioni. Inoltre, sembra che le fratture si propagano nella direzione in cui il rilascio di energia è massimo per l'intera struttura.

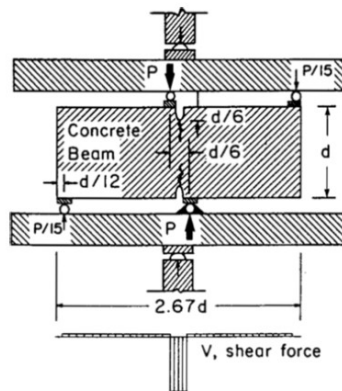


Figura 3.5-11: Setup della prova a taglio diretto di Bazant

Smith e altri⁴² effettuano dei test per la valutazione della resistenza a taglio diretto, prendendo spunto dall'esperienza di Ali e altri⁴³. Lo scopo della ricerca di Smith è quello di studiare il comportamento a taglio di calcestruzzi esposti ad alte temperature. I provini utilizzati hanno la forma di un parallelepipedo e il setup del test è riportato in Figura 3.5-12. I campioni sono armati e hanno delle staffature che attraversano il piano di taglio. I risultati dimostrano che la resistenza a taglio è influenzata dalla temperatura a cui vengono esposti i campioni e dalle interazioni interne del conglomerato e dell'armatura. I test hanno messo in luce che il calcestruzzo esposto ad alte temperature subisce una separazione del copriferro, e quindi una perdita di aderenza delle barre.

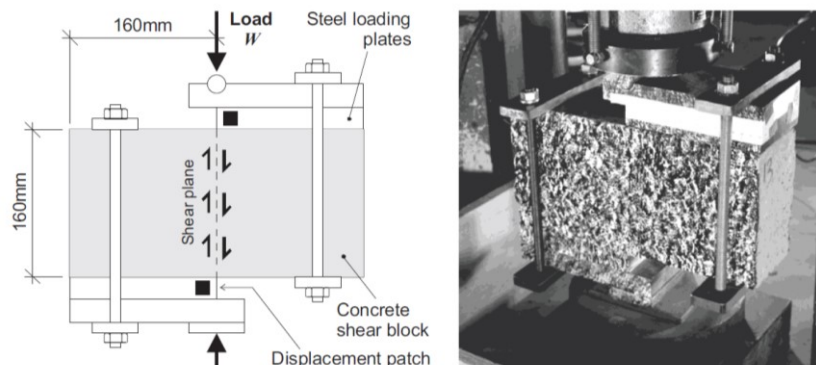


Figura 3.5-12: Setup della prova di Smith e altri

⁴² Smith H. K. M., Reid E. R. E., Beatty A. A., Stratford T., Bisby L. A., "Shear strength of concrete at elevated temperature" in Applications of Structural Fire Engineering: Focusing on utilisation of software tools, *Applications of Structural Fire Engineering*, (2011), pp.133-138.

⁴³ Ali M., Oehlers D., Griffith M., "Shear transfer across cracks in FRP strengthened RC members", *Journal of Composites for Construction*, vol.12 no.4 (2008), pp.416-424.

4 IL LEGAME TENSIONE-DEFORMAZIONE DEL CALCESTRUZZO

4.1 IL COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

A livello microscopico il calcestruzzo compresso sviluppa delle microfessure già a livelli tensionali modesti. Il comportamento complessivo σ - ϵ di un conglomerato è definito dall'unione delle proprietà dell'inerte e della pasta cementizia (Figura 4.1-1). In generale le prestazioni meccaniche dell'aggregato sono molto migliori di quelle della matrice legante, il legame tensione-deformazione del calcestruzzo è influenzato dalle caratteristiche dei singoli materiali che lo compongono e dalle interazioni tra di essi. In uno stato di compressione monoassiale, la formazione di microfessurazioni nel conglomerato determina un comportamento non lineare del calcestruzzo, questo fenomeno avviene in maniera evidente già a partire dal 40% della resistenza a compressione f_c . Le fessure continuano ad ampliarsi fino a raggiungere il 100% di f_c . Da questo livello di tensione appaiono delle microfessure, la curva σ - ϵ comincia a scendere con quello che viene definito ramo di "softening".

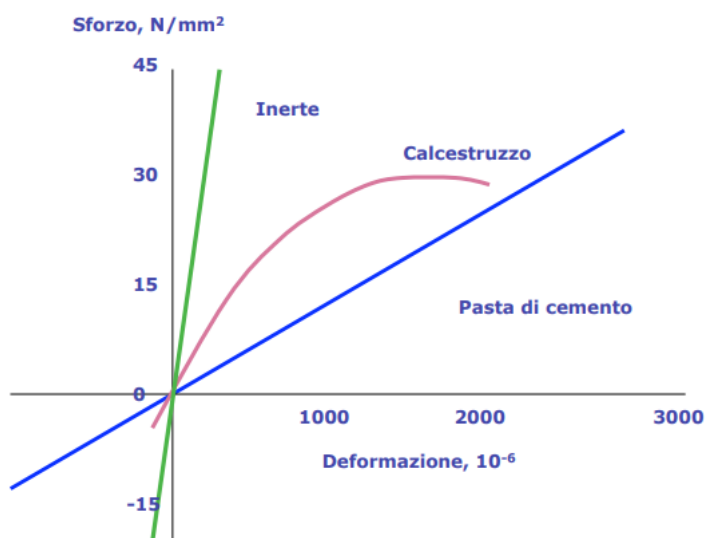


Figura 4.1-1: Comportamento a compressione di inerte, pasta cementizia e calcestruzzo

Questo comportamento generale può cambiare, anche di molto, a seconda della resistenza a compressione del calcestruzzo. In calcestruzzi di classe ordinaria (fino alla classe C50/60) il ramo di softening è più ampio ed evidente, al contrario nei conglomerati ad alte prestazioni si esplica poco il comportamento post-picco (Figura 4.1-2). All'aumentare della resistenza a compressione f_c l'andamento iniziale si presenta più lineare e ripido, si raggiunge una deformazione di carico massimo più alta, ma in questo caso la rottura è molto più improvvisa e fragile. I diagrammi tensione-deformazione di Figura 4.1-2 si ottengono da prove di compressione monoassiale su provini standard.

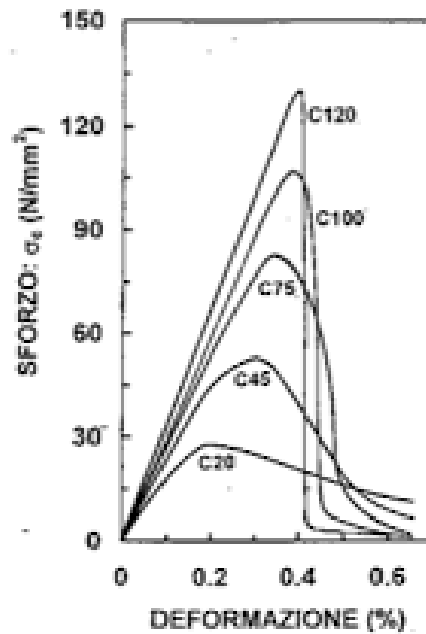


Figura 4.1-2: Legami tensione-deformazione al variare della resistenza del calcestruzzo

Il comportamento post-picco è influenzato da un effetto scala tra provini dello stesso mix. Da varie evidenze sperimentali si è constatato che il collasso dei provini avviene per la formazione di una o più fratture di circa 1 mm, pertanto la deformazione ultima (che è il rapporto tra l'allungamento e la lunghezza iniziale) dipende molto dall'altezza del campione. Si osservano delle relazioni σ - ϵ variabili nel ramo decrescente a seconda dell'altezza del provino (Figura 4.1-3), il comportamento post-picco diventa apparentemente più fragile all'aumentare delle dimensioni dell'elemento testato.

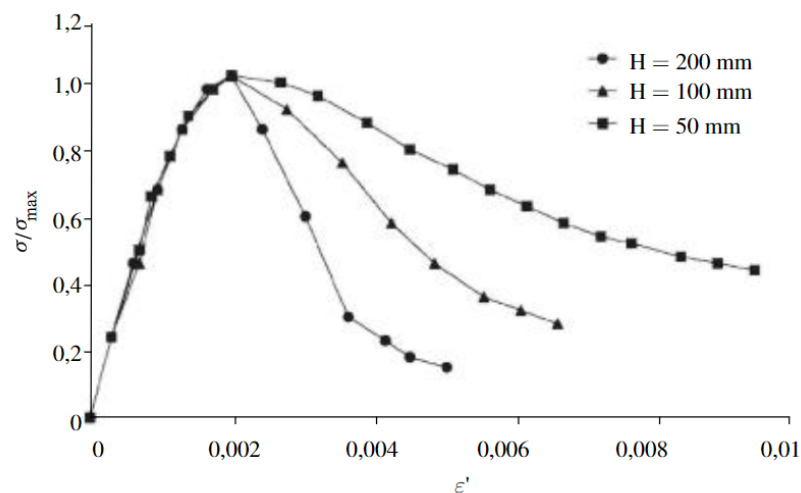


Figura 4.1-3: Curva σ - ϵ al variare della dimensione del provino

Il valore massimo di tensione normale raggiunto durante una prova a compressione è la resistenza a compressione media f_{cm} .

4.2 RELAZIONI ANALITICHE PER IL LEGAME TENSIONE-DEFORMAZIONE A COMPRESSIONE UNIASSIALE

La relazione tensione-deformazione dei calcestruzzi viene trattata da varie pubblicazioni in letteratura e dai Codici di progettazione strutturale. Il Model Code 2010⁴⁴ descrive il comportamento del calcestruzzo compresso uniaissialmente, con riferimento alla Figura 4.2-1, in base alla formula:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right) \text{ per } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}| \quad [4-1]$$

Si può notare che questa equazione è espressa in forma normalizzata, i parametri sono:

- η è pari a: $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$

In cui ε_{c1} indica la deformazione in corrispondenza della tensione massima di compressione;

- k è l'indice di plasticità ed è pari al rapporto tra il modulo elastico all'origine e il modulo secante passante per il punto di picco: $k = E_{ci} / E_{c1}$.

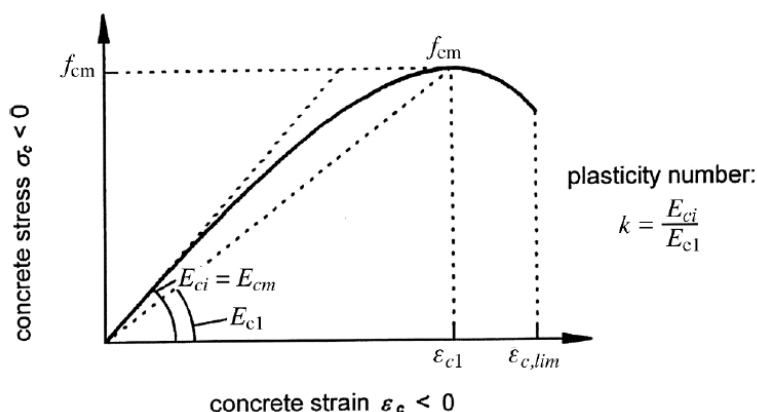


Figura 4.2-1: Rappresentazione schematica della relazione tensione-deformazione durante la compressione monoassiale di un calcestruzzo

Le relazioni tensione-deformazione generalmente rispettano la rappresentazione schematica della Figura 4.2-1. Come è stato esposto al paragrafo precedente, la parte discendente del grafico σ - ε dipende dalla grandezza del provino, dalla classe di resistenza del calcestruzzo e dalle condizioni al contorno.

Il Model Code 2010 consente di applicare la formula precedente anche a calcestruzzi contenenti aggregati leggeri, in questo caso però è necessario utilizzare il seguente valore di $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{lc1}$:

$$\varepsilon_{lc1} = -k_{lc} \frac{f_{lck+8}}{E_{lc}} \quad [4-2]$$

⁴⁴ MC2010. Model Code for concrete structures. Comité Euro-International du Béton et Fédération International de la Précontrainte.

In cui: f_{ck} è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo leggero; E_c è il Modulo elastico secante al punto di massimo del grafico; k_{lc} è un coefficiente che assume i seguenti valori:

- 1,1 per calcestruzzi di aggregati leggeri e sabbia leggera;
- 1,3 per calcestruzzi di aggregati leggeri e sabbia naturale.

Durante lo scaricamento in una prova a compressione la relazione tensione-deformazione è governata dalla relazione:

$$\Delta\sigma_c = E_{ci} \Delta\varepsilon_c \quad [4-3]$$

In cui: $\Delta\sigma_c$ è la riduzione di tensione $\Delta\varepsilon_c$ è la riduzione di deformazione.

Du e altri⁴⁵, a seguito di una serie di prove sperimentali su calcestruzzi di aggregati riciclati, sostengono che la relazione tensione-deformazione di un conglomerato può essere rappresentata in maniera schematica nella forma di Figura 4.2-2.

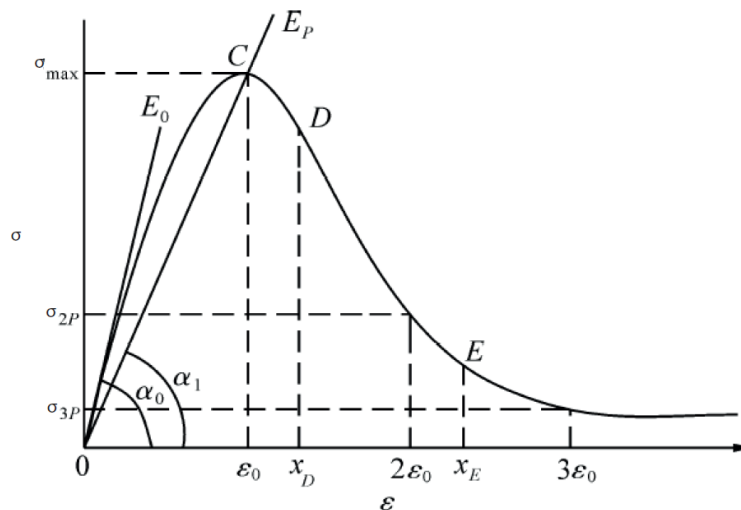


Figura 4.2-2: Relazione tensione-deformazione di un calcestruzzo in base alle prove sperimentali di Du e altri

Il grafico tensione-deformazione comprende una curva ascendente e una discendente, in generale la forma della curva è simile sia per calcestruzzi di aggregati riciclati (RAC), sia per conglomerati naturali (NAC).

Il grafico della Figura 4.2-2 può essere normalizzato rispetto alla tensione massima e alla deformazione in corrispondenza del carico di picco, è sufficiente porre:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad [4-4]$$

$$y = \frac{\sigma}{\sigma_{max}} \quad [4-5]$$

⁴⁵ Du T., Wang W., Liu Z., Lin H., Guo T., "The complete stress-strain Curve of Recycled Aggregate Concrete under Uniaxial Compression Loading", Journal of Wuhan University-Material Science Edition, vol.25 no.5 (2010), pp.862-865.

Il risultato è riportato alla Figura 4.2-3. Il comportamento del calcestruzzo deve essere studiato separatamente per il braccio ascendente e per quello discendente.

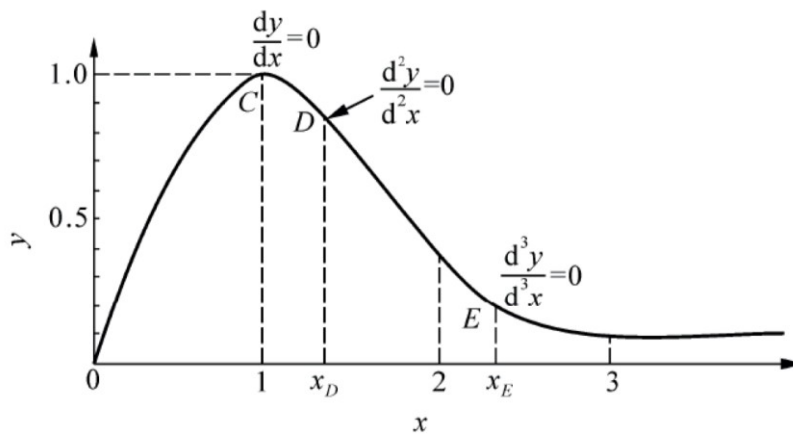


Figura 4.2-3: Legame tensione-deformazione in forma adimensionale

Il braccio ascendente del grafico ($0 \leq x < 1$) può essere descritto in base al modello proposto da Guo e altri⁴⁶:

$$y = px + (3 - 2p)x^2 + (p - 2)x^3 \quad [4-6]$$

Il parametro p in questione rappresenta la pendenza della curva normalizzata in corrispondenza di x che tende a 0:

$$p = \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \left. \frac{d\sigma/\sigma_{max}}{d\varepsilon/\varepsilon_0} \right|_{x=0} = \frac{d\sigma/d\varepsilon|_{x=0}}{\sigma_{max}/\varepsilon_0} = \frac{E_0}{E_p} \quad [4-7]$$

Quindi di fatto p rappresenta il rapporto tra il modulo elastico tangente iniziale e il modulo elastico secante al picco.

La curva discendente del grafico ($1 \leq x < +\infty$) è più difficile da prevedere, in quanto il comportamento in questo caso non dipende soltanto dalle caratteristiche meccaniche del conglomerato. Guo propone un'equazione per il ramo discendente:

$$y = \frac{x}{[q(x-1)^2 + x]} \quad [4-8]$$

in cui q è un parametro che va tarato in base ai risultati sperimentali.

In riferimento alla Figura 4.2-3, un calcestruzzo che esplica completamente la sua curva tensione-deformazione, fino a raggiungere una tensione residua pressocchè stabile, presenta una curva discendente con alcuni punti caratteristici.

Innanzitutto la curva di softening, per definizione, inizia dal punto di coordinate (1;1) in cui la derivata prima $\frac{dy}{dx}$ si annulla. Aumentando la deformazione la curva inizia a scendere, in corrispondenza di D c'è un punto di flesso. Proseguendo ulteriormente con la curva,

⁴⁶ Guo Z. H. (1997), *Strength and Deformation of Concrete: Experimental basis and Constitutive Relations*, Beijing: Tsinghua University Press.

prima di raggiungere un valore di tensione residua stabile, si trova un punto di curvatura massima in cui la derivata terza $\frac{d^3y}{dx^3}$ è pari a 0.

Chihua e altri⁴⁷ propongono una relazione analitica che tiene conto di tutte le condizioni appena citate:

$$y = \alpha e^{-\frac{(x-1)^2}{2\beta_1^2}} + (1 - \alpha)e^{-\frac{(x-1)^2}{2\beta_2^2}} \quad [4-9]$$

in cui α , β_1 e β_2 sono parametri da tarare in base ai risultati sperimentali.

L'equazione di Chihua e altri soddisfa le condizioni al contorno delle derivate con riferimento alla Figura 4.2-3.

Lo studio analitico delle curve tensione-deformazione viene trattato da vari autori in letteratura. Al §5.3 vengono presentate alcune ricerche in letteratura in merito al legame σ - ϵ a compressione ciclica.

⁴⁷ Chihua L., Jianping W. (2001), *Probability and Mathematical Statistics*, Beijing: China Higher Education Press.

4.3 LEGAMI COSTITUTIVI MONOASSIALI PER IL CALCESTRUZZO

La definizione di modelli teorici per lo studio e la progettazione di elementi in calcestruzzo parte dalle valutazioni sui diagrammi, come quelli in Figura 4.3-2, ottenuti da prove sperimentali. Tutti i grafici sono definiti da dei valori di resistenza a compressione di progetto e dalla deformazione ultima. La resistenza a compressione di progetto f_{cd} è pari a:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad [4-10]$$

In cui:

- α_{cc} tiene conto della differenza tra la modalità di rottura in laboratorio e quella delle strutture reali; in genere si considera $\alpha_{cc}=0,85$;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione corrispondente al 5 percentile;
- γ_c è un coefficiente di sicurezza. L'Eurocodice 2 consiglia di assumere $\gamma_c=1,5$.

La deformazione ultima ϵ_{cu} è quella deformazione misurata in corrispondenza del collasso, si assume pari a 3,5‰ per calcestruzzi ordinari e non confinati.

I modelli costitutivi proposti dalle NTC2018 per il legame tensione-deformazione del calcestruzzo sono riportati in Figura 4.3-1:

- diagramma parabola-rettangolo, è quello che più si avvicina alla realtà;
- diagramma triangolo-rettangolo o elasto-plastico;
- diagramma stress-block, è quello più semplice e facile da applicare.

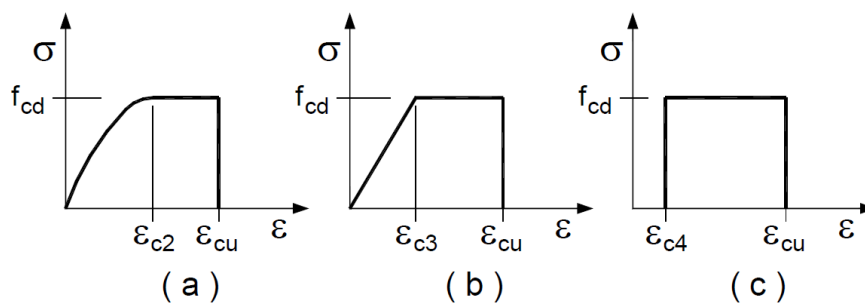


Figura 4.3-1: Legami σ - ϵ per il calcestruzzo

Nel caso di calcestruzzi ordinari, cioè di classe inferiore a C50/60, si può definire il seguente valore dei parametri:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 2\text{‰} & \epsilon_{cu} &= 3,5\text{‰} \\ \epsilon_{c3} &= 1,75\text{‰} & \epsilon_{c4} &= 0,7\text{‰} \end{aligned}$$

Per calcestruzzi ad alte resistenze si assumono i seguenti valori caratteristici di deformazione:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 2\text{‰} + 0,085\text{‰}(f_{ck} - 50)^{0,53} & \epsilon_{cu} &= 2,6\text{‰} + 35\text{‰}[(90 - f_{ck})/100]^4 \\ \epsilon_{c3} &= 1,75\text{‰} + 0,55\text{‰}[(f_{ck} - 50)/4] & \epsilon_{c4} &= 0,2\epsilon_{cu} \end{aligned}$$

I diagrammi tensione-deformazione al variare della resistenza a compressione sono riportati in Figura 4.3-2:

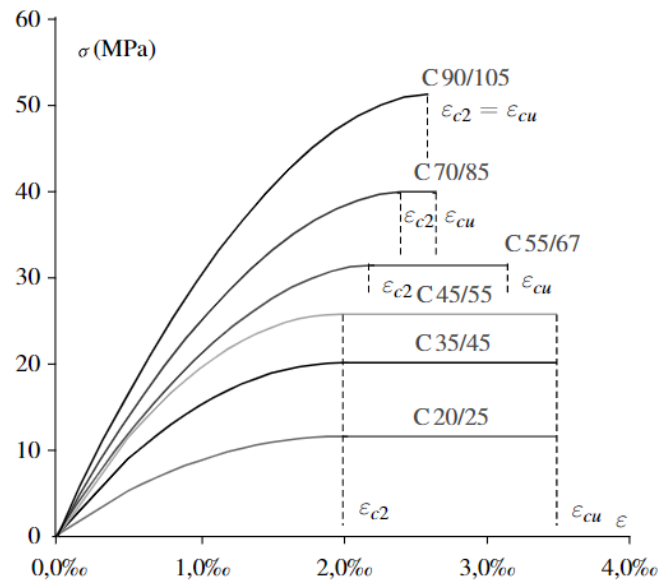


Figura 4.3-2: Diagrammi tensione deformazione per il calcestruzzo al variare della resistenza a compressione

Tutti i diagrammi sopracitati si riferiscono al calcestruzzo compresso con riferimento ad elementi inflessi. Per sezioni soggette a compressione approssimativamente uniforme, si assume una deformazione ultima di progetto $\epsilon_{cu} = \epsilon_{c2}$.

I modelli teorici proposti in questo capitolo sono di fondamentale importanza per lo studio del comportamento a flessione e pressoflessione allo SLU.

4.4 LEGAMI COSTITUTIVI PLURIASSIALI

Il calcestruzzo sottoposto a compressione monoassiale presenta anche una componente deformativa in direzione trasversale che ha un andamento simile a quella longitudinale (Figura 4.4-1).

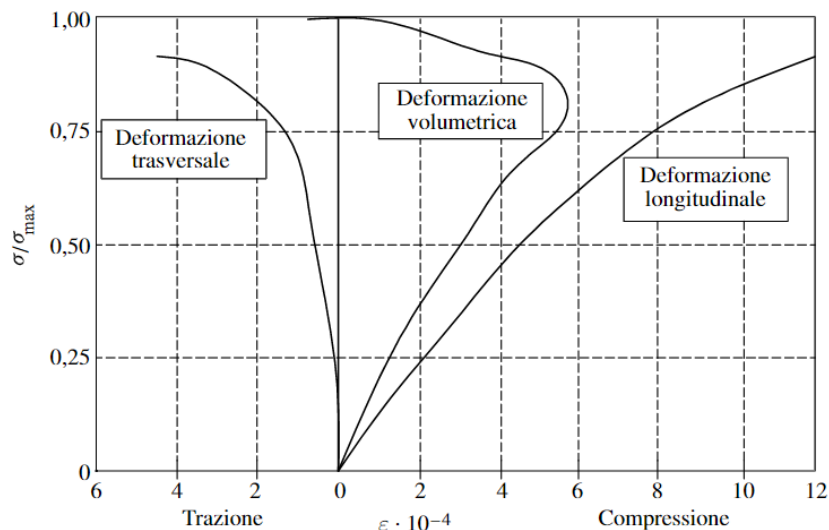


Figura 4.4-1: Deformazione longitudinale e trasversale in una prova a compressione monoassiale

In uno stato di sollecitazione pluriassiale, avviene che il calcestruzzo sottoposto a una pressione trasversale raggiunge valori della resistenza a compressione più alti; al contrario la presenza di trazione trasversale implica una riduzione sostanziale della tensione ultima a compressione. Il dominio di resistenza biassiale in Figura 4.4-2 è descritto dalla formulazione di Kupfer e altri⁴⁸.

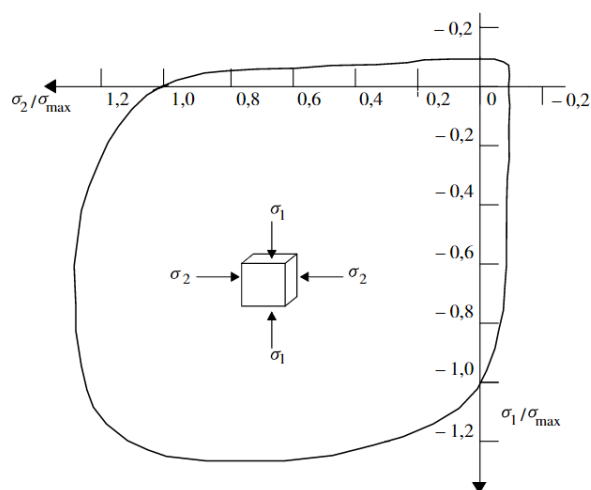


Figura 4.4-2: Legame biassiale di Kupfer e altri

⁴⁸ Kupfer H. B., Gerstle K. H., "Behaviour of concrete under biaxial stresses", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol.9 no.4 (1973), pp.853-866

Dal grafico appena esposto si può notare che una trazione trasversale lascia praticamente inalterata la resistenza di trazione; mentre una pressione trasversale fa diminuire la tensione ultima di trazione.

In uno stato di sollecitazione pluriassiale la pressione trasversale determina un incremento della resistenza e della capacità deformativa ultima. Questa proprietà dimostra l'effetto benefico delle staffe in elementi compressi e pressoinflessi. Le armature trasversali esercitano una compressione laterale con un'azione di confinamento che aumenta al crescere della dilatazione trasversale, inoltre consentono di aumentare la duttilità degli elementi, che è un aspetto fondamentale per la progettazione sismica.

In letteratura sono presenti molti modelli per la descrizione del comportamento del calcestruzzo confinato. L'efficacia dell'azione di pressione trasversale dipende da vari fattori, tra cui: il diametro e il passo delle staffe, la distanza tra i ferri longitudinali, il collegamento tra le barre. Il metodo di Mander⁴⁹ è sicuramente quello più noto per studiare il comportamento del calcestruzzo confinato.

4.4.1 Il modello di Mander per lo studio del legame costitutivo del calcestruzzo

La resistenza e la deformazione longitudinale di un calcestruzzo sottoposto ad una pressione idrostatica è definita dalle seguenti formule:

$$f'_{cc} = f'_{c0} + k_1 f_l \quad [4-11]$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_{c0}} \right) \quad [4-12]$$

In cui:

f'_{cc} e ε_{cc} sono rispettivamente la resistenza e la deformazione corrispondente del calcestruzzo sottoposto ad una pressione idrostatica f_l ;

f'_{c0} e ε_{c0} sono rispettivamente la resistenza e la deformazione corrispondente del calcestruzzo;

k_1 e k_2 sono coefficienti che tengono conto del mix di calcestruzzo e della pressione laterale.

In letteratura vengono proposti diversi valori di k_1 e k_2 , per esempio Hobbs⁵⁰ consiglia di utilizzare k_1 pari a 5,7 per calcestruzzi ordinari con rapporto a/c pari a 0,35; oppure 4,5 per calcestruzzi ordinari con a/c di 0,71. Richart e altri⁵¹ intuiscono che la resistenza del conglomerato sottoposto a una pressione idrostatica è correlabile con quella di un calcestruzzo confinato con le armature.

⁴⁹ Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol.114 no.8 (1988), pp.1804-1826.

⁵⁰ Hobbs D. W., *Strength and deformation properties of plain concrete subject to combined stress. Part 3: Results obtained on a range of flint gravel aggregate concretes*, Technical Report, Cement and Concrete Association, no.42.297 (1974).

⁵¹ Richart F. E., Brandtzaeg A., Brown R. L., *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*. Bulletin 185: University of Illinois Engineering Experimental Station.

Secondo Mander il confinamento è tanto migliore e simile ad una pressione idrostatica quando:

- le staffe sono disposte ad un passo ridotto;
- sono presenti cerchiature, staffe sovrapposte che attraversano la sezione;
- le barre longitudinali sono ben distribuite lungo il perimetro dell'elemento;

Mander e altri propongono un modello tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato applicabile per sezione rettangolare o cilindrica rinforzata trasversalmente. Il grafico che adottano per rappresentare graficamente la relazione σ - ϵ è riportato in Figura 4.4-3, il quale rispetta la relazione:

$$f'_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad [4-13]$$

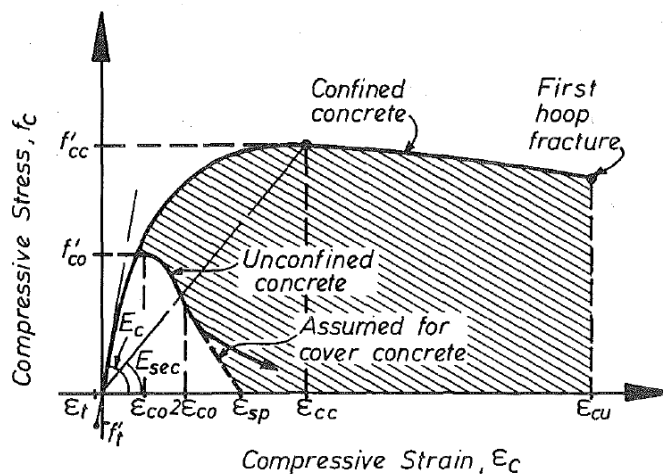


Figura 4.4-3: Relazione tensione-deformazione per compressione monotona nel calcestruzzo confinato e non confinato

In cui:

- f'_{cc} è la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato;
- x è la deformazione longitudinale normalizzata:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad [4-14]$$

- ϵ_c è la deformazione longitudinale e ϵ_{cc} è la deformazione longitudinale di picco:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} [1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right)] \quad [4-15]$$

ϵ_{c0} è la deformazione longitudinale di picco del calcestruzzo non confinato, in genere si assume pari al 2‰ nel caso di compressione semplice;

- r è definito dal rapporto:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad [4-16]$$

in E_c è il modulo elastico tangente passante per l'origine ed E_{sec} è il modulo elastico secante che passa in corrispondenza del punto di picco della curva del calcestruzzo confinato.

Riprendendo l'analogia con la pressione idrostatica, si può definire la pressione di confinamento laterale effettiva in base alla formula:

$$f'_l = f_l k_e \quad [4-17]$$

In cui:

- f_l è la pressione trasversale dovuta al rinforzo trasversale, assunta come una pressione idrostatica agente sul core di calcestruzzo;
- k_e è il coefficiente di confinamento effettivo:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad [4-18]$$

- A_e è l'area di calcestruzzo effettivamente confinato;
- A_{cc} è pari a:

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad [4-19]$$

- A_c è l'area racchiusa dalla linea media delle staffe perimetrali; ρ_{cc} è il rapporto geometrico di armatura delle barre longitudinali rispetto all'area A_c

Un esempio di confinamento con riferimento ad un pilastro a sezione circolare è riportato in Figura 4.4-4.

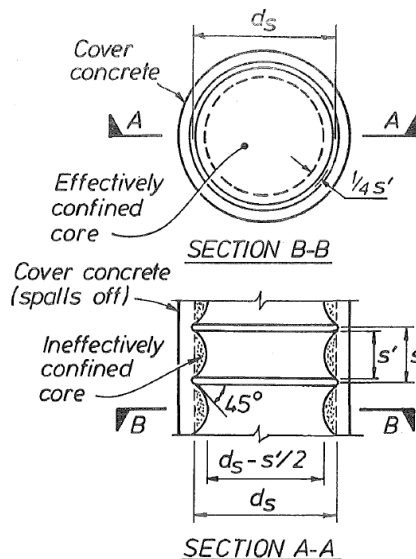


Figura 4.4-4: Sezione di calcestruzzo effettivamente confinata con staffe

Si può notare che l'area effettiva di confinamento A_e dipende in maniera significativa anche dal passo dell'armatura trasversale. Nel caso di elementi a sezione circolare il valore di f'_l è uno solo e vale per tutte le direzioni; al contrario nel caso di sezioni rettangolari si avranno due valori f'_l , uno per ogni direzione.

La soluzione generale al criterio di rottura pluriassiale con due diverse pressioni di confinamento laterale è riportata in Figura 4.4-5.

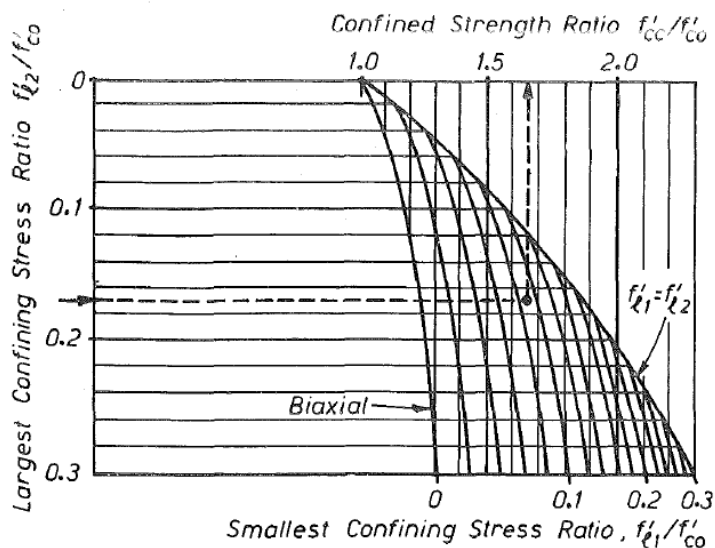


Figura 4.4-5: Grafico per la determinazione della resistenza ultima di un elemento confinato

Quando le pressioni di confinamento sono uguali nelle due direzioni, allora la soluzione grafica di Figura 4.4-5 si può tradurre anche in maniera analitica con la formula:

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} \right) \quad [4-20]$$

Tutti i parametri di questa formula possono essere definiti in base alle formule precedentemente esposte in questo capitolo.

Mander e altri propongono anche un metodo per la previsione della deformazione ultima ϵ_{cu} basato su un approccio di bilanciamento di energia. Questo modello si basa sull'ipotesi che la duttilità aggiuntiva disponibile quando gli elementi in calcestruzzo sono confinati è dovuta all'energia immagazzinata dalle armature trasversali.

4.5 I PARAMETRI CHE DESCRIVONO IL LEGAME TENSIONE-DEFORMAZIONE

I parametri utili a descrivere il legame σ - ε dei calcestruzzi sono essenzialmente: il Modulo elastico longitudinale E ed il coefficiente di Poisson ν .

Il Modulo elastico E (o Modulo di Young) è una grandezza che esprime il rapporto tra la tensione e la deformazione longitudinale di un materiale:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad [4-21]$$

Dal punto di vista grafico E è la pendenza della curva σ - ε . Si può considerare una caratteristica intrinseca del materiale; tuttavia, il valore dipende anche dalla temperatura e dalla composizione. La relazione del Modulo elastico appena presentata rappresenta bene il comportamento di materiali elastici. Il calcestruzzo rispetta solo parzialmente la legge di Hook, per via delle sue proprietà anelastiche che si manifestano ben prima di raggiungere il carico ultimo. Inoltre, i conglomerati cementizi si comportano in maniera molto diversa in compressione o in trazione, ne consegue che anche i rispettivi moduli elastici sono differenti.

Ci sono una serie di proprietà che influenzano il Modulo E dei calcestruzzi:

- la classe di resistenza del calcestruzzo;
- le caratteristiche meccaniche e fisiche dei suoi componenti;
- il rapporto acqua/cemento;
- la modalità di messa in opera;
- il grado di maturazione.

In Figura 4.5-1 è riportato un tipico legame tensione-deformazione di un calcestruzzo. A causa del comportamento fortemente non lineare, il valore del Modulo elastico è variabile e diminuisce all'aumentare del carico.

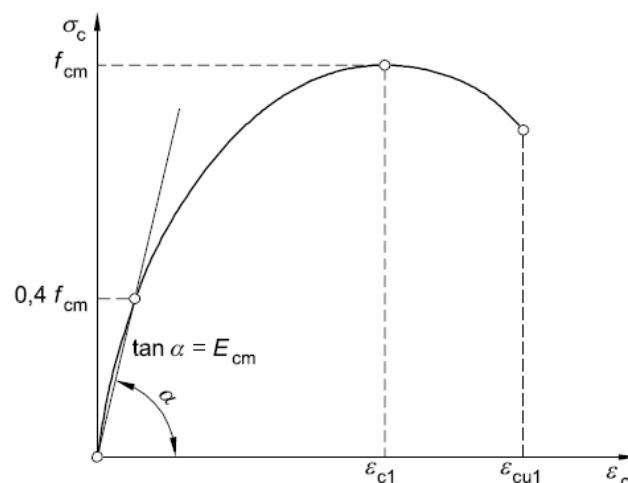


Figura 4.5-1: Relazione tensione-deformazione per un calcestruzzo sottoposto a prova di compressione monotona

Con riferimento alla relazione σ - ε sperimentale, si possono definire due tipi di Modulo elastico longitudinale:

- il Modulo elastico tangente. Corrisponde alla pendenza della retta tangente in un punto al grafico tensione-deformazione. Rappresenta bene il comportamento sperimentale soltanto nell'intorno del punto rispetto a cui si riferisce, non ha una buona correlazione complessiva con il comportamento sperimentale. In genere viene calcolato tangente all'origine della curva, ma in questo caso il valore risulta molto elevato e prevede bene la relazione σ - ϵ soltanto per valori di carico prossimi allo 0;
- il Modulo elastico secante. Corrisponde alla pendenza della retta secante passante per l'origine e per un punto del grafico tensione-deformazione. L'EC2 consiglia di calcolare E in corrispondenza di un valore di σ pari al 40% di f_{cm} , come presentato in Figura 4.5-1. Il Modulo elastico calcolato in questo modo permette di dare una valutazione complessiva, ma anche più approssimata, della relazione σ - ϵ .

Di solito il Modulo Elastico viene calcolato in maniera secante. In alcuni casi si può ritenere opportuno far passare la retta non per l'origine, ma per un punto leggermente più alto, in modo da evitare la fase di assestamento iniziale della curva sperimentale.

Nella pratica i conglomerati sono caratterizzati anche dall'insorgere di fenomeni di tipo viscoso; pertanto, il Modulo E si può considerare costante solo per bassi valori di sforzo e per brevi durate di carico. Il calcestruzzo ha un Modulo E che si aggira intorno a 25-35 GPa.

Un altro parametro che viene utilizzato per descrivere il comportamento deformativo è il coefficiente di Poisson ν : si tratta del rapporto tra la deformazione trasversale e quella longitudinale di un campione sottoposto a compressione monoassiale:

$$\nu = -\frac{\epsilon_{tr}}{\epsilon_l} \quad [4-22]$$

In cui ϵ_{tr} è la deformazione trasversale, mentre ϵ_l è la deformazione longitudinale. Il segno negativo all'interno della formula tiene conto dei segni, in genere si considera positiva la deformazione dovuta a sforzo normale positivo (trazione). Il coefficiente di Poisson è adimensionale ed è, come il Modulo di Young, una caratteristica intrinseca del materiale. Tra i molti fattori che lo influenzano c'è sicuramente la temperatura, ma dipende anche dal livello di tensione, in genere aumenta all'aumentare del carico.

Il calcestruzzo ha un valore del coefficiente di Poisson che si aggira intorno a 0,15-0,20.

Un ultimo parametro utile a definire il comportamento deformativo dei materiali è il Modulo elastico tangenziale o Modulo di taglio:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad [4-23]$$

In cui τ è la tensione tangenziale e γ è l'angolo di spostamento rispetto alla posizione a riposo. Si lega con il Modulo di Young e con il Coefficiente di Poisson in base alla seguente relazione:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [4-24]$$

5 RICERCA BIBLIOGRAFICA

5.1 UTILIZZO DI SCORIE EAF NEI CALCESTRUZZI

5.1.1 Juan M. Manso, Juan A. Polanco, Milagros Losañez, Javier J. González, *Durability of concrete made with EAF slag as aggregate (2006)*

L'obiettivo di questa ricerca è quello di valutare l'espansività della scoria EAF, la sua composizione chimica, la reattività con i costituenti del cemento, il comportamento nei confronti del ghiaccio e dell'umidità.

Materiali impiegati

Per tutti i mix è stato utilizzato cemento Portland tipo I/42,5 R (Tabella 5.1-1), gli aggregati naturali sono di tipo calcareo e provengono dalle cave locali.

La scoria di acciaieria è stata innanzitutto frantumata per portarla a un'adeguata dimensione e stabilizzata esponendola per diverse settimane alle condizioni atmosferiche. Una frantumazione eseguita adeguatamente permette di ottenere EAF slag di un diametro massimo compreso tra i 20 e i 30 mm, con una bassa percentuale di frazione sottile. Non è conveniente frantumare eccessivamente la scoria per ottenere granulometrie molto sottili (tipiche delle sabbie), pertanto è preferibile impiegare l'aggregato artificiale soltanto per la frazione grossolana dell'aggregato.

Property	Coarse slag	Fine slag
Size (mm)	4-20	0-4
Proportion after primary crushing %	76	24
Apparent specific gravity (Mg/m^3)	3.35	3.70
Water absorption (%)	10.5	-
Los Angeles loss (%)	<20	-
Expansion average (ASTM D-4792)	0.25%	0.25%
Chemical composition	Percentage weight	
	EAF Slag	P. cement
Σ Iron oxides	42.5	3.7
SiO ₂	15.3	21.9
CaO	23.9	64.2
Al ₂ O ₃	7.4	5.1
MgO	5.1	0.9
MnO	4.5	0.01
SO ₃	0.1	3.3
Others (P ₂ O ₅ + TiO ₂ + Na ₂ O + K ₂ O)	1.0	0.9
Free CaO	0.45	Not measured
Free MgO	~1.0	Not measured
Glassy phase	<5.0	Not measured

Tabella 5.1-1: Proprietà fisiche e composizione chimica delle scorie EAF e del cemento utilizzato

Mix di calcestruzzo e proprietà meccaniche

Sono state realizzate sei miscele: un mix con soli aggregati naturali (M-1), uno con sole scorie di acciaieria (M-2), e i restanti quattro mix contenenti sia inerti naturali che scorie, col tentativo di determinare la proporzione più vantaggiosa (M-3, M-4, M-5, M-6).

Per tutti i mix sono stati impiegati i seguenti parametri:

- contenuto di cemento: 310 kg/m³;
- rapporto a/c: ≤0,6;
- lavorabilità: 60-90 mm ottenuto con slump test in base alla EN 206-1 (2006) e nella UNI 11104 (2004);
- nessun additivo

Il dettaglio relativo al dosaggio dei mix è riportato in Tabella 5.1-2.

Mixture	Water (kg)	Cement (kg)	Aggregate 0/4 (kg)		Aggregate 4/20 (kg)		Slump test (mm)
			Limestone	Slag	Limestone	Slag	
M-1	186	310	930	–	935	–	70
M-2	186	310	–	950	–	945	Collapse
M-3	186	310	960	–	–	895	50
M-4	186	310	480 ^a	480	–	895	70
M-5	186	310	480 ^a	480	–	620	120
M-6	186	310	330 ^a	630	–	620	70

^a Indicates limestone aggregate of low size (less than 1 mm) employed as limestone filler mixed with slag fine aggregate.

Tabella 5.1-2: Composizione dei mix di calcestruzzo

I campioni una volta confezionati sono stati lasciati maturare in una camera ad umidità controllata. Al termine di 28 giorni di stagionatura i provini presentano una resistenza a compressione soddisfacente, in tutti i casi al di sopra di 30 MPa, ad eccezione del mix M-2. Con un periodo di maturazione compreso tra i 7 e i 28 giorni i calcestruzzi contenenti EAF slag hanno riportato caratteristiche meccaniche sensibilmente inferiori rispetto al mix di confronto. Dopo 90 giorni o un anno all'interno della camera di maturazione, invece, gli impasti con scorie hanno raggiunto valori comparabili con il calcestruzzo di riferimento (Tabella 5.1-3).

Mixture	Apparent specific gravity (Mg/m ³) ^a	Water absorption (%) ^a	Porosity (%) ^a	Compressive strength (MPa) ^b				Water penetration (mm) ^c	
				7 days	28 days	90 days	1 year	Maximum	Average
M-1	2.34	5.5	13.0	31.6	38.5	41.9	42.7	50	32
M-2	2.39	12.7	30.4	12.8	20.6	22.4	–	Total	Total
M-3	2.38	6.8	16.2	27.4	33.7	39.2	41.1	70	45
M-4	2.50	6.5	16.0	28.1	35.3	43.8	45.6	11	5
M-5	2.56	6.9	17.6	23.8	30.2	38.3	40.5	7	5
M-6	2.59	7.6	19.6	25.1	30.7	38.1	40.2	35	25

Test performed according ^aEN 12390-7 Standard, ^bEN 12390-3 Standard, ^cEN 12390-8 Standard.

Tabella 5.1-3: Proprietà dei mix realizzati

Prove di durabilità

Autoclave test (in base alla ASTM C-151)

Due provini per ogni mix conservati in camera umida per 28 giorni sono stati sottoposti a un test in autoclave. Questa prova prevede una serie di riscaldamenti con aumenti della pressione secondo vari step, al termine del test i provini sono stati raffreddati e poi esposti alle condizioni atmosferiche per 90 giorni, ma protetti da luce diretta e pioggia. Al termine della prova con l'autoclave non si notano segni di fenomeni espansivi o fratture in tutti i campioni, dopo i 90 giorni di esposizione alle condizioni atmosferiche i provini M-1 perdono più resistenza. La rottura a compressione degli M-1 mette in evidenza una separazione non coesiva tra la matrice cementizia e l'aggregato, fatto che non si manifesta così chiaramente per gli altri mix. I risultati della prova sono riassunti in Tabella 5.1-4.

Mixture	Variation in weight (%)	Compressive strength (MPa)		Loss of strength (%)	Appearance
		Before	After		
M-1	-0.48	38.5	18.4	52	Superficial cracking
M-3	-0.15	33.7	20.9	38	Slight superficial cracking
M-4	-0.28	35.3	23.8	33	Slight superficial cracking

Tabella 5.1-4: Proprietà dei calcestruzzi prima e dopo la prova con autoclave e i 90 giorni di esposizione ai fenomeni atmosferici

Invecchiamento accelerato (in base alla ASTM D-4792)

Alcuni campioni stagionati in camera umida per 28 giorni sono stati poi immersi in acqua ad una temperatura di 70 °C per 32 giorni; in seguito, sono stati esposti alle condizioni atmosferiche (evitando però illuminazione diretta e pioggia diretta) per 90 giorni. Alla fine di questo ciclo i provini sono stati lasciati riposare in acqua per estendere gli effetti della prova a tutto il calcestruzzo.

In questo test non sono state riscontrate differenze significative tra il calcestruzzo contenente scorie e quello tradizionale (Tabella 5.1-5).

Mixture	Change in weight (%)	Compressive strength (MPa)		Superficial appearance
		Before	After	
M-1	-0.26	38.5	39.6	Good
M-3	-0.70	33.7	35.9	Flakes
M-4	-0.90	35.3	39.4	Flakes
M-5	-0.60	30.2	33.5	Good
M-6	-0.80	30.7	34.1	Good

Tabella 5.1-5: Proprietà dei calcestruzzi prima e dopo l'invecchiamento accelerato

Reazioni alcali-aggregati (in base alla ASTM C-1260 e ASTM C-227)

Questa prova valuta i potenziali danneggiamenti del calcestruzzo dovuti a reazioni tra idrossidi alcalini (contenuti nel cemento) e altri composti contenuti negli aggregati. La prova è stata eseguita sulla scoria in base alle indicazioni di cui allo standard ASTM C-1260. In genere i silicati presenti nelle EAF slag sono stabili anche in contatto con gli alcali, in ogni caso è consigliabile eseguire il test per ogni lotto di fornitura dell'aggregato.

Nel caso in esame, il valore medio di espansione dopo 16 giorni risulta pari a 0,14%, mentre dopo altri 12 giorni si assesta a 0,15%, in entrambi i casi è rispettata la soglia limite di 0,2 % in base alla ASTM C-227.

Cicli di gelo-disgelo

In questa prova tre campioni per ogni mix sono stati stagionati per 28 giorni e poi esposti a 25 cicli gelo-disgelo così definiti:

- immersione in acqua a 4°C per 6 ore;
- congelamento a -17°C per 18 ore.

Alla fine del test il calcestruzzo più resistente è M-1, mentre tra i calcestruzzi di scorie M-4 è quello che risente meno degli effetti del gelo, probabilmente a causa della minore porosità (Tabella 5.1-6).

Mixture	Variation in weight (%)	Compressive strength (MPa)		Loss of strength (%)	Superficial appearance
		Before	After		
M-1	-0.14	38.5	32.7	15	Good
M-3	-1.02	33.7	20.6	39	Noteworthy damage
M-4	-0.27	35.3	27.2	23	Slight damage
M-5	-0.94	30.2	16.9	44	One sample cracked
M-6	-1.18	30.7	16.0	48	Noteworthy damage

Tabella 5.1-6: Proprietà dei calcestruzzi prima e dopo i cicli di gelo-disgelo

Cicli di bagnatura-asciugatura

Sono stati utilizzati tre provini per ogni mix. Dopo la stagionatura in camera umida per 28 giorni, questi sono stati sottoposti a 30 cicli così definiti:

- immersione in acqua per 16 ore;
- asciugatura in forno a 110 °C per 8 ore.

I danni in questo caso sono dovuti a due fenomeni: da una parte la dilatazione termica e dall'altra la variazione di umidità. A conclusione della prova i calcestruzzi M-1 e M-4 sembrano essere i meno suscettibili alla perdita di resistenza (Tabella 5.1-7).

Mixture	Variation in weight (%)	Compressive strength (MPa)		Loss of strength (%)	Superficial appearance
		Before	After		
M-1	-0.08	38.5	27.3	29	Good
M-3	-0.12	33.7	19.9	41	Slight damage
M-4	-0.15	35.3	24.7	30	Good
M-5	-0.16	30.2	16.6	45	Slight damage
M-6	-0.28	30.7	15.6	49	One sample cracked

Tabella 5.1-7: Proprietà dei calcestruzzi prima e dopo i cicli di bagnatura-asciugatura

Test di cessione

I prodotti industriali di scarto necessitano uno studio riguardo la loro potenziale tossicità prima di prevederne un possibile impiego alternativo. In questa prova si è osservato che i frammenti più piccoli di scoria producono una concentrazione più alta di sostanze pericolose. Ad ogni modo si prevede che l'utilizzo delle EAF slag come aggregato permetta di ridurre la tossicità del calcestruzzo. Tutti i valori relativi alle sostanze pericolose sono al di sotto dei valori massimi definiti dalla legislazione locale.

Conclusioni

Le scorie di acciaieria possono essere utilizzate come aggregato nel calcestruzzo a patto che vengano rispettate determinate condizioni. Particolare attenzione deve essere posta alla frantumazione delle scorie; in questa ricerca, si è fatto uso anche di un filler minerale per completare la frazione fine degli aggregati.

È consigliabile effettuare sistematicamente dei test per verificare l'efficacia dei trattamenti di stabilizzazione della scoria, in modo da monitorare possibili fenomeni espansivi. I risultati dimostrano che le proprietà del calcestruzzo di scorie sono simili in termini di resistenza e leggermente inferiori in termini di durabilità rispetto al calcestruzzo tradizionale. L'elevata porosità delle scorie rappresenta spesso un ostacolo nella realizzazione di calcestruzzi resistenti al gelo. Si possono ottenere opportuni miglioramenti attraverso l'aggiunta di additivi.

5.1.2 Carlo Pellegrino, Vittorio Gaddo, *Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate (2008)*

Questa rappresenta la prima ricerca dell'Università di Padova sul tema delle scorie di acciaieria. L'obiettivo è quello di valutare le proprietà e le caratteristiche di un calcestruzzo contenente EAF slag, confrontandolo con uno di tipo tradizionale.

Per lo svolgimento dell'attività sperimentale sono stati confezionati due calcestruzzi: uno con inerte naturale e uno contenente le scorie per la sola frazione grossolana (Tabella 5.1-8). Tutti gli aggregati sono stati graduati secondo la curva granulometrica di Fuller. Per il confezionamento degli impasti si è fatto uso di un aerante e di un superfluidificante, con l'intenzione di ottenere impasti di tipo "fluido", cioè di classe S4 come definito nella EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004. Sono stati realizzati provini cubici per le prove a compressione, provini cilindrici per la prova a trazione indiretta e per la definizione del modulo elastico longitudinale.

	Conglomerate with EAF slag	Traditional conglomerate
D_{max} (mm)	22.4	31.5
V_i (l)	683	707
C (%)	13.02	11.61
$\rho_{(5\% \text{ air})}$ (t/m^3)	2.950	2.325
Cement CEM II-A/L 42.5R (kg)	317	288
Water (kg)	165	150
Total EAF slag s.s.d. fractions (kg)	2111	-
Total natural aggregate s.s.d. fractions (kg)	361	1888
Fluidifying agent (kg)	1.268	1.152
Aerating additive (g)	51	46

Tabella 5.1-8: Caratteristiche dei mix realizzati

Le prove a compressione sono state eseguite a 7, 28 e 74 giorni dal getto (Tabella 5.1-9), quelle a trazione indiretta soltanto a 28 giorni di maturazione. In tutti i casi il conglomerato di scorie ha presentato prestazioni migliori rispetto ai campioni di confronto. Inoltre, la prova brasiliana ha evidenziato una resistenza più alta per il calcestruzzo di scorie rispetto ai valori teorici di trazione ottenibili in base alle indicazioni dell'EC2. Al contrario il valore del modulo elastico ottenibile teoricamente dalla normativa sovrastima il valore sperimentale per entrambi i calcestruzzi.

Mix type	Aerating additive (cem. weight %)	Fluidifying			7 days		28 days		74 days	
		Agent (cem. weight %)	Slump (mm)	Density after jet (t/m^3)	Density (t/m^3)	Cubic compr. strength (MPa)	Density (t/m^3)	Cubic compr. strength (MPa)	Density (t/m^3)	Cubic compr. strength (MPa)
Traditional	0.021	0.27	150	2.365	2.335	25.3	2.312	32.5	2.334	30.4
	0.024	0.57	150	2.951	2.943	37.2	2.972	42.3	2.960	44.4
with EAF slag										

Tabella 5.1-9: Proprietà medie dei provini e variazione della resistenza a compressione

Sia per i conglomerati tradizionali che per quelli di scorie sono state eseguite prove di durabilità. Nel seguito vengono presentate le modalità di questi test e i risultati delle prove a compressione eseguite dopo l'invecchiamento:

- Dopo i 28 giorni di maturazione, i provini sono stati immersi in acqua a temperatura controllata di 70° C per 32 giorni. Al termine di questo periodo alcuni dei campioni sono stati esposti alle condizioni atmosferiche esterne per 90 giorni al fine valutarne una possibile stabilizzazione. I risultati di questa prova sono riportati in Tabella 5.1-10 e Tabella 5.1-11.

Mix type	Density (t/m ³)	Cubic compressive strength (MPa)	Mix type	Density (t/m ³)			Compressive strength (MPa)		
				Without aging (average value)	With aging (average value)	Variation with aging (%)	Without aging (average value)	With aging (average value)	Variation with aging (%)
Traditional	2.385	31.1	Traditional	2.334	2.396	+2.63	30.4	33.1	+9.07
Traditional	2.424	35.3	with EAF slag	2.960	3.022	+2.08	44.4	41.9	-5.65
Traditional	2.379	32.9							
With EAF slag	3.003	44.0							
With EAF slag	3.026	46.2							
With EAF slag	3.036	38.2							
With EAF slag	3.015	40.8							
With EAF slag	3.028	40.4							

Tabella 5.1-10: Variazione delle proprietà dei provini immersi in acqua a 70 °C per 32 giorni

Mix type	Density (t/m ³)	Cubic compressive strength (MPa)	Mix type	Density (t/m ³)			Compressive strength (MPa)		
				Without aging (average value)	With aging (average value)	Variation with aging (%)	Without aging (average value)	With aging (average value)	Variation with aging (%)
Traditional	2.344	32.9	Traditional	2.334	2.344	+0.41	30.4	32.9	+8.35
With EAF slag	2.937	46.7	with EAF slag	2.960	2.968	+0.26	44.4	43.4	-2.37
With EAF slag	3.010	45.2							
With EAF slag	2.969	41.4							
With EAF slag	2.955	40.3							

Tabella 5.1-11: Variazione delle proprietà dei provini immersi in acqua a 70 °C per 32 giorni e poi esposti alle condizioni atmosferiche per 90 giorni

- Dopo i 28 giorni di maturazione, i campioni sono stati esposti a cicli di gelo (-17°C) e disgelo (+4°C), per un totale di 25 giorni. Più nel particolare ciascun ciclo consiste in: immersione in acqua a 4°C per 6 ore, congelamento a -17°C per le 18 ore rimanenti. I risultati di questa prova sono riportati in Tabella 5.1-12.

Mix type	Density (t/m ³)	Compressive strength (MPa)	Mix type	Density (t/m ³)			Compressive strength (MPa)		
				Without aging (average value)	With aging (average value)	Variation with aging (%)	Without aging (average value)	With aging (average value)	Variation with aging (%)
Traditional	2.392	33.4	Traditional	2.334	2.384	+2.15	30.4	33.9	+11.53
Traditional	2.382	32.3	with EAF slag	2.960	3.001	+1.37	44.4	41.2	-7.28
Traditional	2.379	36.0							
With EAF slag	3.009	38.7							
With EAF slag	3.010	40.4							
With EAF slag	2.918	37.7							
With EAF slag	2.991	43.9							
With EAF slag	3.076	45.3							

Tabella 5.1-12: Variazione delle proprietà dei provini soggetti a cicli di gelo-disgelo per 25 giorni

- Dopo i 28 giorni di maturazione, i provini sono stati esposti a cicli giornalieri di immersione in acqua e asciugatura a 110° C per una durata totale di 30 giorni. I risultati della prova sono riportati in Tabella 5.1-13.

Mix type	Density (t/m ³)	Compressive strength (MPa)	Mix type	Density (t/m ³)			Compressive strength (MPa)		
				Without aging (average value)	With aging (average value)	Variation with aging (%)	Without aging (average value)	With aging (average value)	Variation with aging (%)
Traditional	2.400	27.8	Traditional	2.334	2.401	+2.85	30.4	28.7	-5.68
Traditional	2.368	29.4	With EAF slag	2.960	2.983	+0.79	44.4	32.7	-26.52
Traditional	2.435	28.7							
With EAF slag	2.997	30.7							
With EAF slag	2.989	34.2							
With EAF slag	2.991	31.6							
With EAF slag	2.983	33.4							
With EAF slag	2.958	33.4							

Tabella 5.1-13: Variazione delle proprietà dei provini soggetti a cicli di bagnatura e asciugatura per 30 giorni

Le prove a compressione eseguite al termine dei cicli di durabilità hanno evidenziato caratteristiche meccaniche inferiori per il calcestruzzo di scorie rispetto a quello tradizionale.

Conclusioni

A conclusione della sperimentazione risulta chiaro che il calcestruzzo di scorie presenta caratteristiche meccaniche migliori di quello tradizionale. Il limite principale della scoria sta nella durabilità, gli ossidi di calcio e gli ossidi di magnesio sono responsabili di importanti reazioni espansive, che possono fessurare il calcestruzzo e quindi abbassarne drasticamente le proprietà. In ogni caso si può rendere la scoria più stabile sottoponendola preventivamente a una serie di trattamenti termici.

5.1.3 Flora Faleschini, Carlo Pellegrino, *Experimental Behaviour of Reinforced Concrete Beams with Electric Arc Furnace Slag as Recycled Aggregate* (2013)

Lo scopo di questa ricerca è quello di indagare la possibilità di sostituire almeno parzialmente gli aggregati naturali con scorie EAF in elementi strutturali di calcestruzzo armato.

Programma della sperimentazione

La prima parte della sperimentazione ha l'obiettivo di definire le proprietà chimiche e fisico/meccaniche dei materiali utilizzati. Le caratteristiche della scoria EAF sono riportate in Tabella 5.1-14 in accordo con la EN 1097-6. I test di cessione dimostrano che le sostanze potenzialmente tossiche all'interno della scoria rispettano i limiti della normativa italiana.

Diameter range, mm	4 to 22
Apparent specific gravity, kg/m ³	3876 to 3900
Water absorption, %	0.4 to 0.5%
Shape	Sharp-pointed
Fineness modulus	6.59 to 7.78
Shape index (4 to 8 mm), %	2.2
Shape index (8 to 16 mm), %	2.7
Shape index (16 to 22 mm), %	1.5
Flakiness index (4 to 8 mm), %	4.4
Flakiness index (8 to 16 mm), %	6.1
Flakiness index (16 to 22 mm), %	3.6

Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 kg/m³ = 0.0624 lb/ft³.

Tabella 5.1-14: Proprietà fisiche della scoria EAF

Sono stati realizzati due mix: il primo contenente sabbia e scorie di acciaieria EAF, e il secondo contenente solo aggregati naturali. Per tutte le miscele è stata utilizzata la curva granulometrica di Fuller, che permette di ridurre al minimo l'indice dei vuoti. L'obiettivo è quello di ottenere un calcestruzzo di classe S4, come definito dalla EN 206-1. Il cemento utilizzato è un CEM II/A-L 42,5 R. Il dosaggio nominale è leggermente differente per i mix realizzati e dipende dal diametro massimo dell'aggregato. Il rapporto a/c è pari a 0,55 per il calcestruzzo tradizionale e 0,53 per il calcestruzzo EAF. Sono stati aggiunti all'impasto anche un superfluidificante e un aerante al fine di migliorare la durabilità e prevenire i fenomeni di bleeding. In Tabella 5.1-15 sono riportate le principali caratteristiche dei mix realizzati.

La seconda parte della sperimentazione riguarda lo studio del comportamento a flessione e a taglio di elementi strutturali. Sono state realizzate dodici travi in c.a. di dimensioni: larghezza $w=185$ mm; altezza: $h=300$ mm; lunghezza $l=2000$ mm. Gli elementi strutturali sono stati progettati al fine di ottenere un collasso a flessione o a taglio, in base all'armatura inserita all'interno. Il dettaglio relativo alle barre longitudinali e alle staffe è riportato in Tabella 5.1-16 e Figura 5.1-1. L'acciaio impiegato ha una resistenza media allo snervamento di 535 MPa e una resistenza media ultima di 650 MPa. Per ogni trave sono

stati confezionati anche: cinque provini cubici di lato 150 mm per valutare la resistenza a compressione, un provino cilindrico di diametro 150 mm e altezza 300 mm per eseguire test a trazione indiretta, un cilindro di diametro 150 mm e altezza 450 mm per la valutazione del modulo di Young. Si è fatto riferimento alle seguenti norme: EN 12390-4 per la prova a compressione, EN 12390-6 per la prova brasiliana, UNI EN 6556 per il test di valutazione del modulo elastico. I risultati sono riportati in Tabella 5.1-17.

	With EAF slag	Traditional
D_{max} , mm	22.4	31.5
V_i , m ³	0.763	0.746
Cement content, kg/m ³	310	290
Water, kg	164.3	159.5
w/c	0.53	0.55
Total EAF slag SSD* fractions, kg/m ³	2041	—
Total natural aggregate SSD* fractions, kg/m ³	617.24	2098.43
Fluidifying agent, kg/m ³	1.24	1.16
Aerating admixture, g/m ³	49.6	46.4

*Saturated surface-dry.

Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 kg/m³ = 0.0624 lb/ft³.

Tabella 5.1-15: Dettaglio dei mix realizzati

Beam	Mixture type	Reinforcement			Failure mode
		Top	Bottom	Stirrups	
A1_1	Reference	2Φ10	3Φ10	Φ8/200 mm	Bending
A1_2	With slag	2Φ10	3Φ0	Φ8/200 mm	Bending
A1_3	With slag	2Φ10	3Φ10	Φ8/200 mm	Bending
A2_1	Reference	2Φ18	3Φ18	Φ8/200 mm	Bending
A2_2	With slag	2Φ18	3Φ18	Φ8/200 mm	Bending
A2_3	With slag	2Φ18	3Φ18	Φ8/200 mm	Bending
B1_1	Reference	—	2Φ18 + 2Φ14	—	Shear
B1_2	With slag	—	2Φ18 + 2Φ14	—	Shear
B1_3	With slag	—	2Φ18 + 2Φ14	—	Shear
B2_1	Reference	2Φ20	4Φ24	Φ8/200 mm	Shear
B2_2	With slag	2Φ20	4Φ24	Φ8/200 mm	Shear
B2_3	With slag	2Φ20	4Φ24	Φ8/200 mm	Shear

Note: 1 mm = 0.0394 in.

Tabella 5.1-16: Dettaglio relativo alle armature delle travi

Mixture type	Specific weight after 28 days, kg/m ³	Slump, cm	$f_{c,cube}$ after 7 days, MPa	$f_{c,cube}$ after 28 days, MPa	f_c after 28 days, MPa	$f_{cm,exp}$, MPa	$E_{cm,exp}$, GPa
With EAF slag	3006	16.8	48.8	58.3	48.4	4.38	40.05
Reference concrete	2447	21.2	27.2	34.5	28.6	3.54	37.40

Note: 1 cm = 0.394 in.; 1 kg/m³ = 0.0624 lb/ft³; 1 MPa = 0.145 ksi; 1 GPa = 145 ksi.

Tabella 5.1-17: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di scorie EAF e del calcestruzzo tradizionale

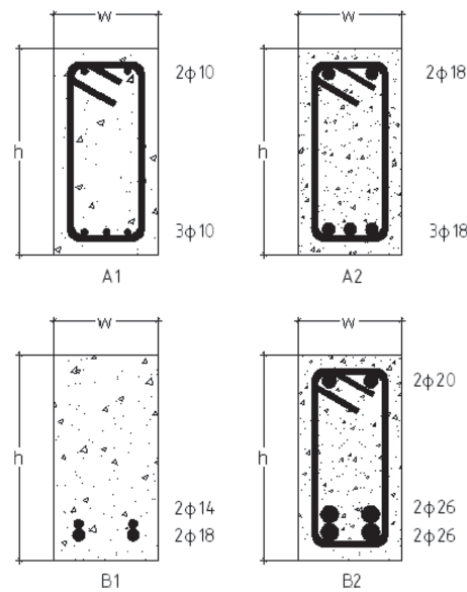


Figura 5.1-1: Sezione trasversale delle travi realizzate

È importante notare che la resistenza a compressione del calcestruzzo contenente scorie EAF è più alta rispetto a quella del conglomerato tradizionale. I provini di riferimento presentano valori minori di resistenza a trazione, questo risultato può essere dovuto al fatto che l'aggregato naturale ha una forma più rotondeggiante e presenta meno irregolarità rispetto alla scoria EAF; pertanto, si lega meno alla matrice cementizia.

Un'altra considerazione da fare riguarda la lavorabilità dei mix: la presenza di scorie EAF incrementa la richiesta d'acqua. Le travi A1 e A2 sono progettate per collassare a flessione, mentre gli elementi B1 e B2 raggiungono la crisi per taglio.

Risultati

Le dodici travi in calcestruzzo sono state testate a flessione su quattro punti con lo scopo di definire il valore di carico a collasso, il pattern delle fratture e lo spessore delle crepe.

Comportamento a flessione

La Tabella 5.1-18 riporta i principali risultati sperimentali. Le proprietà meccaniche medie e i coefficienti di sicurezza sono stati assunti in modo da poter confrontare i risultati teorici con quelli sperimentali. Il carico limite definito dalla teoria è stato calcolato in base alle condizioni di equilibrio e alle ipotesi usuali dell'approccio agli stati limite. I diagrammi valore di carico-abbassamento e valore di carico-spessore della frattura sono riportati rispettivamente in Figura 5.1-2 e Figura 5.1-3. Si nota un incremento della resistenza ultima a flessione per tutte le travi confezionate con calcestruzzo EAF rispetto a quelle tradizionali. Il conglomerato contenente scorie presenta in generale caratteristiche meccaniche migliori, questo può essere dovuto a diversi fattori: più alto dosaggio di cemento, rapporto a/c sensibilmente maggiore, ottima resistenza a trazione della scoria EAF e maggiore coesione all'interno della matrice cementizia.

Beam	Mixture type	$P_{ult, theor}$, kN		$P_{ult, exp}$, kN	$f_{ult, exp}$, mm
A1_1	Reference	85.25		82.37	36.7
A1_2	With slag	88.66		89.85	26.17
A1_3	With slag	88.66		82.88	33.57
A2_1	Reference	262.24		274.46	15.95
A2_2	With slag	269.30		304.28	16.09
A2_3	With slag	269.30		294.06	18.63
		$P_{ult, EC2}$, kN	$P_{ult, ACI}$, kN	$P_{ult, exp}$, kN	$f_{ult, exp}$, mm
B1_1	Reference	108.04	113.24	180.44	8.65
B1_2	With slag	135.22	138.95	205.90	5.27
B1_3	With slag	135.22	138.95	198.06	7.23
B2_1	Reference	326.57	324.15	350.54	9.40
B2_2	With slag	326.57	349.85	428.15	9.16
B2_3	With slag	326.57	349.85	378.62	7.48

Note: 1 mm = 0.0394 in.; 1 MPa = 0.145 kip; 1 kN = 0.2248 kip.

Tabella 5.1-18: Risultati teorici e sperimentali in termini di carico ultimo P_{ult} e abbassamento ultimo f_{ult}

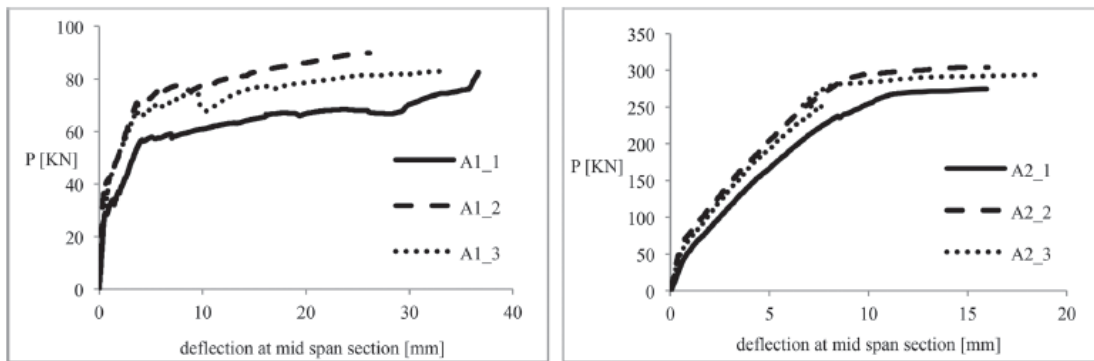


Figura 5.1-2: Relazioni carico e abbassamento in mezzeria per le travi di serie A

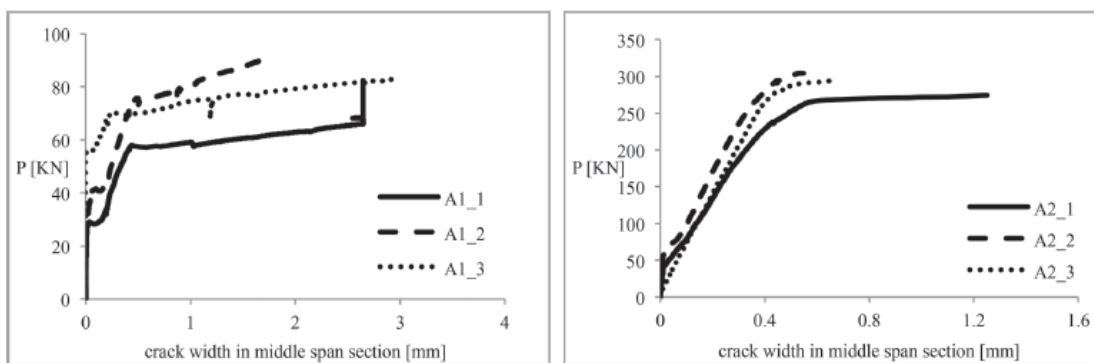


Figura 5.1-3: Relazioni carico e spessore delle fratture per le travi di serie A

Comportamento a taglio

In questo caso per definire i valori teorici del carico ultimo sono state utilizzate le formule dell'Eurocodice 2 e dell'ACI 318. Per elementi senza armatura trasversale la resistenza a taglio definita in base all'Eurocodice 2 è:

$$V_{R,c} = [C_{R,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad [5-1]$$

In cui $C_{R,c}$ è pari a 0,18; $k=1+(200/d)^{1/2}$ con d diametro massimo degli aggregati in mm; $\rho_l=A_{sl}/(b_w d)$ è il rapporto longitudinale di armatura; A_{sl} è l'area dell'armatura longitudinale; b_w e d sono rispettivamente la larghezza più piccola della sezione e l'altezza utile; f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica (MPa); $k_1 \sigma_{cp}=0$ nel caso non siano presenti forze di precompressione.

Il codice ACI, invece, fornisce la seguente formulazione:

$$V_c = [0.16(f_c')^{1/2} + 17 \rho_w (V_u d / M_u)] b_w d \quad [5-2]$$

In cui f_c' è la resistenza a compressione cilindrica (MPa); $\rho_w=A_{sw}/(b_w d)$ è il rapporto trasversale di armatura; A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale; V_u e M_u sono rispettivamente la forza tagliante (in N) e il momento (in Nm) in corrispondenza della sezione considerata.

Per quanto riguarda le travi armate a taglio l'Eurocodice adotta il modello Strut-and-tie, in cui la resistenza a taglio complessiva è data dal minimo di due valori:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} z f_{yw} \cot \theta / s \quad [5-3]$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad [5-4]$$

In cui s è il passo delle staffe; z può essere assunto pari a $0,9d$; f_{yw} è la tensione a snervamento delle staffe; θ è l'angolo tra il puntone compresso di calcestruzzo e l'asse longitudinale. In questo caso si è assunto $\theta=21,8$ gradi; α_{cw} è il parametro che tiene conto della precompressione, assunto uguale a 1; v_1 tiene conto della riduzione della resistenza a compressione dovuta alla fessurazione, uguale a 0,6; f_{cd} è il valore di progetto della resistenza a compressione (MPa).

Il codice ACI utilizza la seguente relazione per elementi con armatura a taglio:

$$V_n = V_c + V_s \quad [5-5]$$

In cui V_s è definito dalla formula:

$$V_s = A_{sw} d f_{yw} / s \quad [5-6]$$

Nelle travi che collassano a taglio si osserva lo sviluppo di fessure diagonali. I diagrammi valore di carico-abbassamento sono riportati in Figura 5.1-4 e Figura 5.1-5. La resistenza ultima a taglio è più alta per gli elementi contenenti scoria rispetto a quelli di tipo tradizionale. In tutti i casi, inclusi i provini con calcestruzzo riciclato, la direzione principale di frattura collega i punti di appoggio con il punto di applicazione del carico.

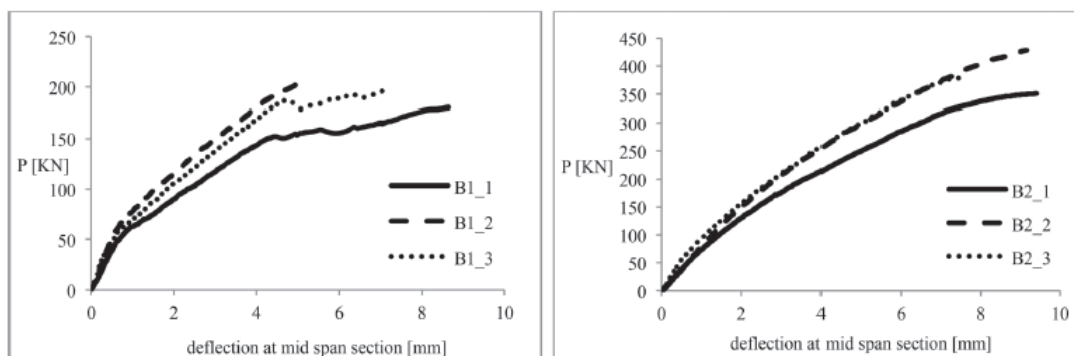


Figura 5.1-4: Relazioni carico e abbassamento in mezzeria per le travi di serie B

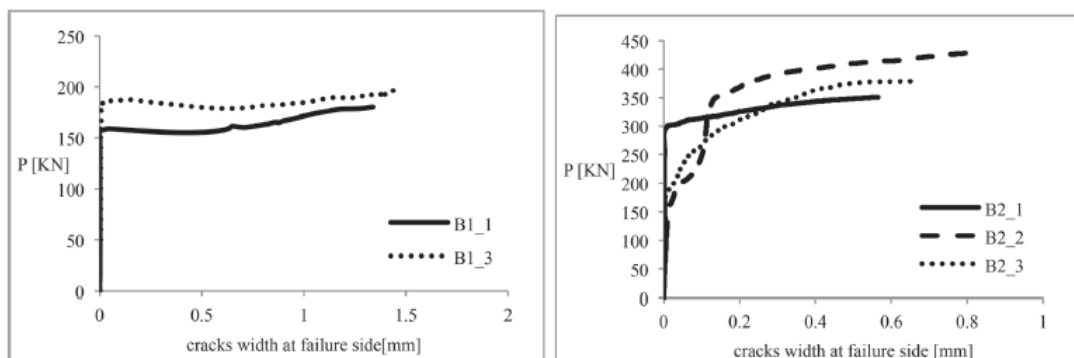


Figura 5.1-5: Relazioni carico e spessore delle fratture per le travi di serie B

Conclusioni

Nel contesto di sostenibilità e di riutilizzazione delle risorse nelle costruzioni al fine di ridurre i problemi di inquinamento, questo studio ha lo scopo di valutare la possibilità di sostituire parzialmente gli aggregati naturali del calcestruzzo con la scoria EAF. In base ai risultati ottenuti, e in riferimento alle condizioni specifiche di questa ricerca, si possono delineare le seguenti conclusioni:

- La scoria utilizzata in questa esperienza sperimentale è molto cristallina, da questo ne deriva la buona stabilità del materiale.
- Il calcestruzzo EAF testato in questa ricerca mostra un valore più alto di resistenza a compressione e a trazione, il modulo elastico e il peso specifico sono maggiori rispetto al conglomerato tradizionale.
- L'uso della scoria EAF incrementa la richiesta d'acqua. Questo problema può essere facilmente risolto incrementando il contenuto di superfluidificante;
- Le travi confezionate con scorie EAF presentano resistenza a flessione e a taglio più alta rispetto alle corrispondenti travi in calcestruzzo tradizionale.
- L'uso di scorie come aggregato nei calcestruzzi EAF è possibile, la sostituzione può riguardare l'intera frazione dell'aggregato. I benefici sono sia economici che ambientali: il riutilizzo di un materiale di scarto, il risparmio di materie prime, e molto altro. D'altro canto, però, questi vantaggi sono limitati dalla densità più alta della scoria, che incrementa i costi di trasporto.

5.1.4 Flora Faleschini, Paola De Marzi, Carlo Pellegrino, *Recycled concrete containing EAF slag: environmental assessment through LCA (2014)*

Attualmente sono in corso di studio e di sviluppo una serie di “green concrete” con l’obiettivo di ridurre l’impatto ambientale del settore delle costruzioni utilizzando prodotti alternativi alle materie prime vergini. Le scorie EAF rappresentano una valida soluzione per il loro possibile impiego al posto della ghiaia naturale nei calcestruzzi. Questa pubblicazione riporta una valutazione di impatto ambientale presentando un confronto tra la produzione di un calcestruzzo contenente scorie e uno contenente aggregato tradizionale. I risultati dimostrano che i calcestruzzi contenenti scorie EAF permettono di raggiungere emissioni inferiori rispetto a quelli confezionati con ghiaia naturale.

Materiali impiegati

Il principale materiale impiegato è la scoria EAF nera con elevata densità e ridotto assorbimento d’acqua. Ha l’aspetto di una pietra appuntita, chimicamente è costituita da una serie di ossidi. Il range dimensionale utilizzato in questa ricerca è 4-22,4 mm, in modo da poter sostituire completamente la frazione grossolana dell’inerte (Tabella 5.1-19).

	EAF slag	NA gravel	NA sand
Diameter range [mm]	(4–22)	(4–31.5)	(0–4)
Apparent specific gravity [kg/m ³]	3876–3900	2736	2724
Water absorption [%]	.4–.5	.75	.8
Shape	Sharp – pointed	Rounded	Rounded
Los Angeles loss [%]	<20	18	–
Fineness modulus	6.59–7.78	7.30	3.15

Tabella 5.1-19: Principali caratteristiche fisiche degli aggregati

Prima di essere utilizzata, la scoria è stata esposta ai fenomeni meteorologici esterni per 90 giorni, questo per limitare i possibili fenomeni espansivi. È stato inoltre effettuato un test di cessione per valutarne la possibile tossicità. In base alla normativa italiana (DM 186 del 2006) i valori limite in merito al contenuto di sostanze tossiche sono tutti soddisfatti. Gli aggregati naturali utilizzati sono tutti di origine alluvionale, di forma prevalentemente rotondeggiante. Il cemento è un tipo CEM II-A/L 42,5R, il contenuto di legante varia da un mix all’altro, in funzione dell’aggregato massimo, il rapporto w/c è stato imposto pari a 0,55 per il calcestruzzo tradizionale e pari a 0,53 per il calcestruzzo di scorie. Al fine di ottenere un impasto di consistenza S4 è stato usato un superfluidificante al 4% e un additivo aerante allo 0,016% del peso di cemento. Sono stati confezionati due mix: il primo contenente sabbia naturale per la frazione fine e scorie EAF per la frazione grossolana; il secondo contenente solo aggregati naturali. L’impasto è stato realizzato graduando gli inerti in base alla curva granulometrica di Fuller (Tabella 5.1-20).

I calcestruzzi di scorie presentano resistenza a compressione, resistenza a trazione e modulo elastico più alti rispetto ai calcestruzzi tradizionali (Tabella 5.1-21). Questo incremento delle proprietà meccaniche può essere imputato ad una più alta resistenza delle scorie e al loro elevato peso specifico. Dal punto di vista della lavorabilità, risulta

chiaro che la presenza di scorie EAF incrementa notevolmente la richiesta d'acqua, quindi si rende necessario l'uso di additivi fluidificanti.

	EAF slag concrete	Traditional concrete
D_{max} [mm]	22.4	31.5
$V_{aggregates}$ [l]	762.7	746.34
Cement content [kg/m ³]	310	290
Water [kg]	155	145
Total EAF slag ssd fractions* [kg/m ³]	2041	–
Total natural aggregate ssd fractions* [kg/m ³]	617.24	2098.43
Fluidifying agent [kg/m ³]	1.24	1.16
Aerating admixture [g/m ³]	49.6	46.4

*ssd – saturated surface dry.

Tabella 5.1-20: Dettagli relativi ai mix realizzati

Mix type	Specific weight after 28 days [kg/m ³]	Slump [cm]	f_c , cube after 7 days [MPa]	f_c , cube after 28 days [MPa]	f_c after 28 days [MPa]	$f_{ctm, exp}$ [MPa]	$E_{cm, exp}$ [GPa]
With EAF slag	3006	16.8	48.8	58.3	48.4	4.38	40.05
Reference concrete	2447	21.2	27.2	34.5	28.6	3.54	37.40

Tabella 5.1-21: Proprietà meccaniche dei calcestruzzi

Metodologia

In questa ricerca viene sviluppato uno studio che ha lo scopo di confrontare le emissioni ambientali derivanti dalla produzione di un calcestruzzo di scorie con quelle relative a un conglomerato tradizionale. La valutazione si sviluppa attraverso uno studio LCA, che consiste in quattro fasi: la fase di definizione degli scopi e degli obiettivi, la fase di inventario (LCI), la fase di valutazione dell'impatto (LCIA) e la fase di interpretazione. Nel primo step, è stato utilizzato un approccio cradle-to-gate per la valutazione delle emissioni sia dell'aggregato naturale che di quello riciclato.

Scopi e obiettivi

Per prima cosa sono state valutate le emissioni per gli aggregati. Le scorie EAF vengono considerate come materia prima e il loro impatto a monte dovuto alla produzione dell'acciaio non viene considerato. Il sistema di produzione tiene conto di tutto, a partire dall'estrazione e lavorazione della materia prima, fino alla ditta che immette il prodotto nel mercato tenendo conto di tutti i flussi di trasporto e di produzione. Per confrontare i dati sono stati valutati i consumi dovuti all'utilizzo di una tonnellata di materiale, in questo modo si tiene conto della densità diversa tra le scorie e la ghiaia naturale. Il limite della valutazione sta nella difficoltà di valutare gli impatti dovuti ai trasporti. In merito a questo, si può osservare che il costo di trasporto più alto dovuto alla scoria EAF (che ha una densità apparente più alta) può essere compensato dalle sue migliori proprietà meccaniche.

Fase di inventario (LCI)

Le analisi di inventario includono la compilazione e la quantificazione degli input e output del prodotto durante il suo ciclo di vita. La LCI si sviluppa in tre fasi: raccolta dei dati, procedura di calcolo al fine di definire gli elementi I/O di un rilevante sistema prodotto, e la loro allocazione. In Figura 5.1-6 e Figura 5.1-7 sono riportati rispettivamente i sistemi di produzione giornaliera di un aggregato naturale e di una scoria EAF. Per ogni fase dei due sistemi, l'ammontare di materiale I/O, l'energia e il consumo di carburante sono stati considerati per valutare le emissioni.

Fase di valutazione dell'impatto (LCIA)

Questa fase è fatta di tre elementi obbligatori: selezione delle categorie di impatto, indicatori di categoria e modelli di caratterizzazione; assegnazione dei risultati LCI alla categoria di impatto selezionata; calcolo dei risultanti indicatori di categoria. Tra gli altri elementi opzionali, in questo lavoro è stato fatto un processo di normalizzazione in cui i risultati per ogni categoria di impatto sono stati divisi da una figura di riferimento. Per la valutazione ambientale è stata utilizzata una metodologia di orientamento al problema. Al fine di valutare gli oneri ambientali per i sistemi di aggregati naturali e riciclati, la procedura di valutazione segue tutte le fasi di produzione. Le categorie di impatto ambientale incluse in questa pubblicazione sono le seguenti: cambiamento climatico, eutrofizzazione, acidificazione, formazione di foto-ossidanti, tossicità per l'uomo, ecotossicità ed esaurimento dello strato di ozono. Per finire i risultati LCI sono stati convertiti in unità comuni attraverso fattori di caratterizzazione, poi sono stati aggregati nella stessa categoria di impatto.

Valutazione delle emissioni del calcestruzzo

Una volta stimate le emissioni imputabili alle scorie e agli aggregati naturali, è stata sviluppata la valutazione degli impatti ambientali di due mix di calcestruzzo sperimentali. In questa fase si è tenuto conto dei soli impatti dovuti alla produzione del materiale, trascurando quindi il trasporto e il confezionamento. I dati relativi al cemento sono stati presi da un'altra pubblicazione⁵² con riferimento a 1 kg di cemento Portland tipo II. Questi valori sono stati poi moltiplicati per la quantità di legante all'interno di ciascun mix, e quindi sommati alle emissioni dovute rispettivamente alla quantità di scorie e di ghiaia in ciascun calcestruzzo.

⁵² Josa A., Aguado A., Cardin A., Byars E., "Comparative analysis of the life cycle impact assessment of available cement inventories in the EU", *Cement and Concrete Research*, vol.37, pp.781-788.

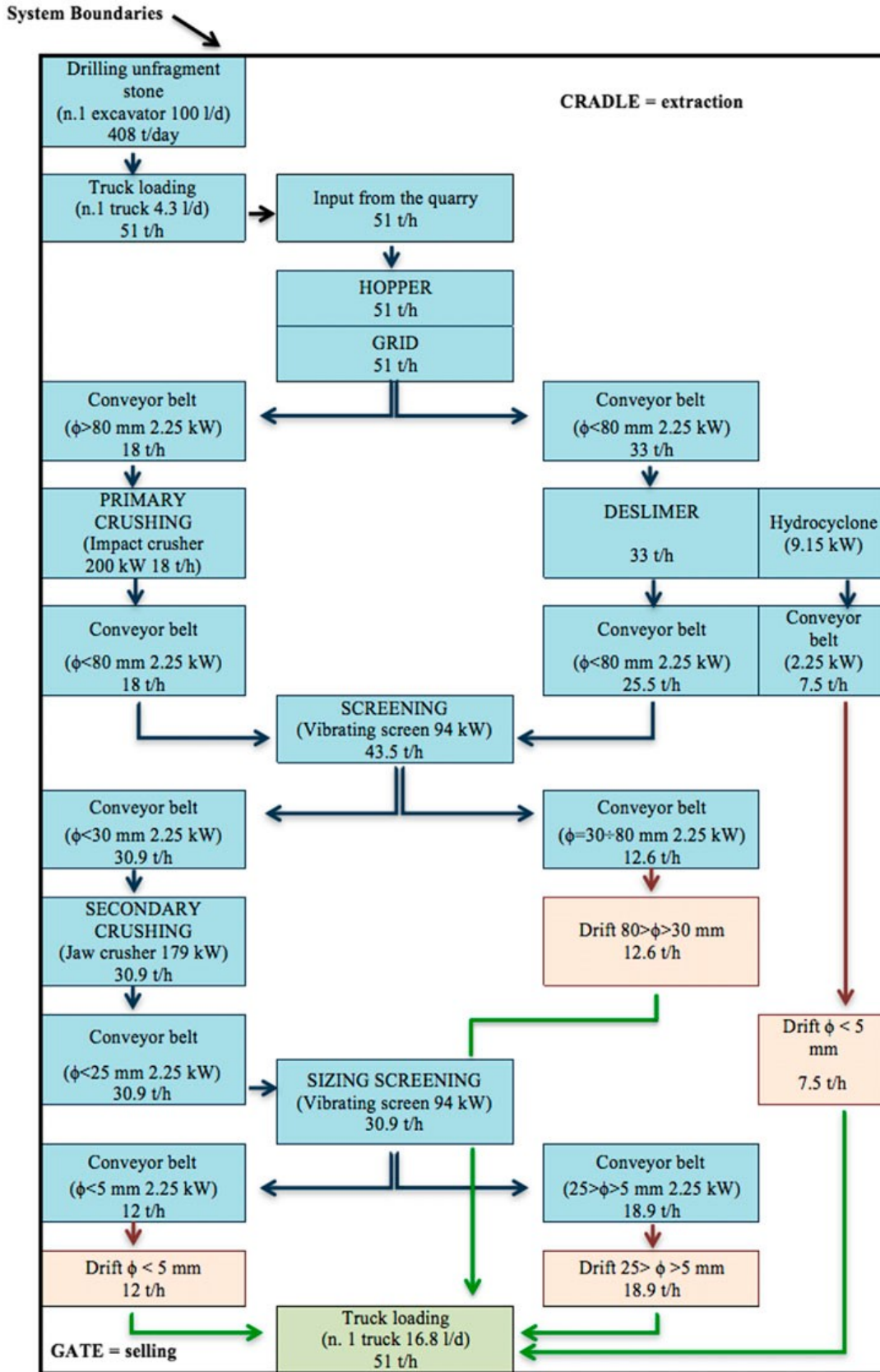


Figura 5.1-6: Sistema di produzione di un aggregato naturale

System Boundaries

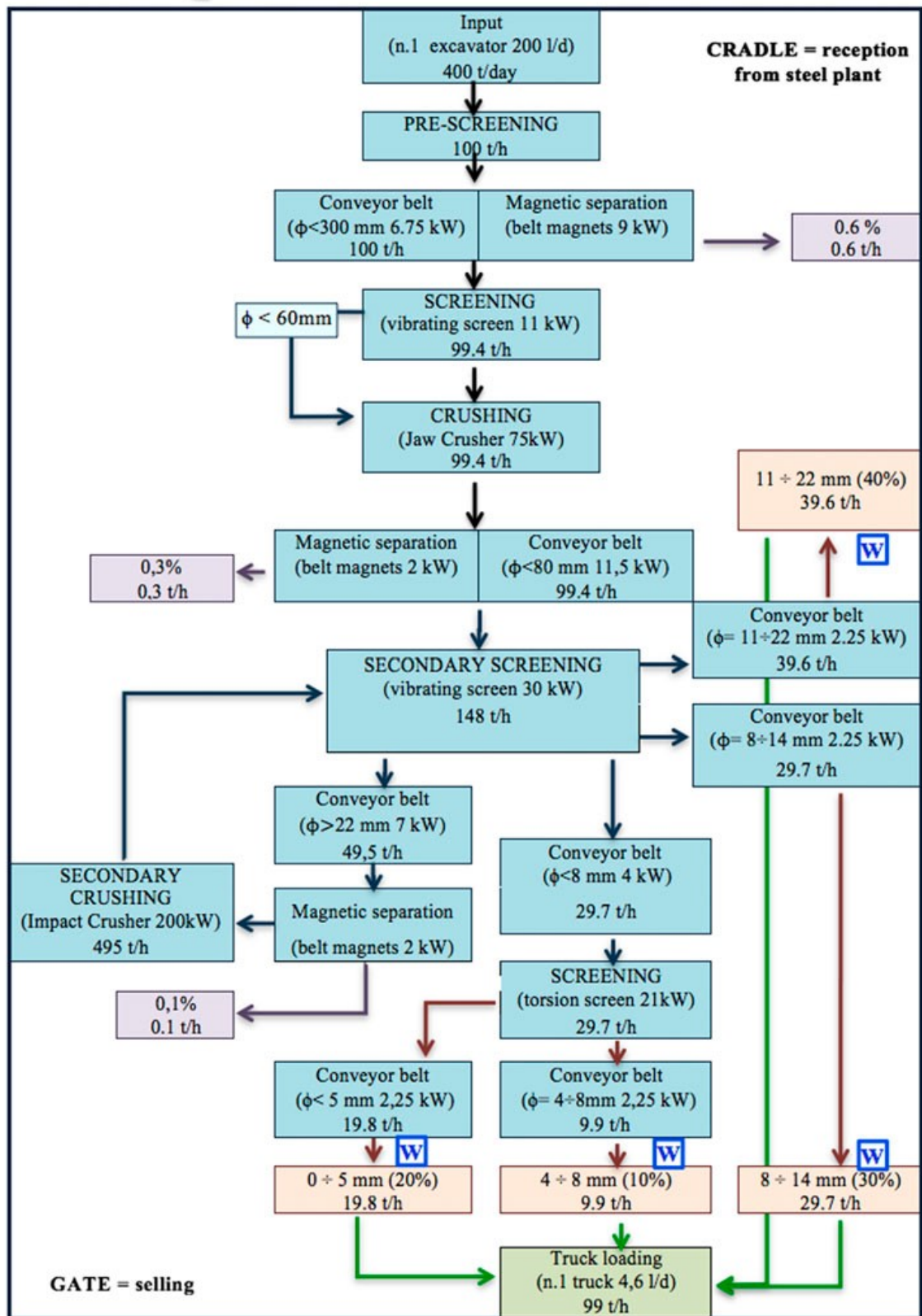


Figura 5.1-7: Sistema di produzione e trattamento di una scoria EAF

Risultati

Questo lavoro di ricerca presenta i risultati di uno studio LCA comparativo tra una scoria EAF e un aggregato naturale considerando il processo dalla produzione del materiale fino al suo utilizzo come aggregato. La comparazione degli impatti di vari sistemi è possibile perché le emissioni sono normalizzate e le quantità prodotte da ogni impianto sono simili. La Tabella 5.1-22 e la Tabella 5.1-23 mostrano che la quantità di inquinanti correlata alle scorie EAF è molto più bassa rispetto a quella dovuta agli aggregati naturali, specialmente per quanto riguarda gli impatti indiretti dovuti alle richieste di energia. Nella valutazione ambientale dei due calcestruzzi sperimentali utilizzati, si può notare che il cemento è il principale inquinante dell'intera produzione. Un dosaggio nominale di 300 kg/m³ di cemento CEM II in un conglomerato produce circa 175 kg di CO₂. I due mix sono comparabili dal punto di vista ambientale dato che le quantità di legante sono simili. L'impasto di scorie, contenente 20 kg/m³ in più di cemento rispetto al mix tradizionale, presenta un incremento massimo nelle emissioni relative alla categoria Eutrofizzazione, mentre l'impatto è minore nei problemi di acidificazione.

Category	Direct emissions	Indirect emissions	Total emissions	U.M.
Climate change	4.65E-01	8.01E+00	8.47E+00	kg CO ₂ eq.
Eutrophication	7.46E-04	2.18E-03	2.92E-03	kg PO ₄ eq.
Acidification	2.87E-03	4.42E-02	4.71E-02	kg SO ₂ eq.
Photo-oxidant formation	1.32E-04	2.64E-03	2.77E-03	kg ethylene eq.
Human toxicity	2.14E-01	5.61E-01	7.75E-01	kg 1.4-DCB eq.
Eco-toxicity	5.08E-09	4.12E+02	4.12E+02	kg 1.4-DCB eq.
Ozone layer depletion	–	1.48E-05	1.48E-05	kg R11 eq.

Tabella 5.1-22: Caratterizzazione delle emissioni ambientali per la ghiaia come aggregato (unità di riferimento: 1 ton)

Category	Direct emissions	Indirect emissions	Total emissions	U.M.
Climate change	3.30E-01	2.76E+00	3.09E+00	kg CO ₂ eq.
Eutrophication	8.66E-04	7.68E-04	1.69E-03	kg PO ₄ eq.
Acidification	3.13E-03	1.53E-02	1.86E-02	kg SO ₂ eq.
Photo-oxidant formation	1.73E-04	9.73E-04	1.15E-03	kg ethylene eq.
Human toxicity	2.77E-01	1.97E-01	4.74E-01	kg 1.4-DCB eq.
Eco-toxicity	2.24E-09	1.54E+02	1.54E+02	kg 1.4-DCB eq.
Ozone layer depletion	–	3.82E-07	3.82E-07	kg R11 eq.

Tabella 5.1-23: Caratterizzazione delle emissioni ambientali per le scorie EAF come aggregato (unità di riferimento: 1 ton)

Conclusioni

Per quanto riguarda gli aspetti produttivi degli aggregati, una tonnellata di calcestruzzo tradizionale determina un incremento delle emissioni di più del 35% rispetto a un calcestruzzo di scorie per ogni categoria esaminata (Tabella 5.1-24).

Category	Direct emissions	Indirect emissions	Total emissions	U.M.
Climate change	29.03	65.54	63.52	%
Eutrophication	16.09	64.77	42.12	%
Acidification	9.06	65.38	60.51	%
Photo-oxidant formation	31.06	63.14	58.48	%
Human Toxicity	29.44	64.88	38.84	%
Eco-toxicity	4318.7	62.64	62.63	%
Ozone layer depletion	–	97.42	97.42	%

Tabella 5.1-24: Riduzione delle emissioni per la produzione di 1 ton di scorie EAF rispetto a 1 ton di aggregati naturali

Dal punto di vista della valutazione ambientale, i calcestruzzi sembrano avere impatti ambientali simili: dato che il cemento è il principale responsabile dell'inquinamento legato alla produzione di calcestruzzo, la differenza nel contenuto di legante gioca un ruolo fondamentale. La più alta resistenza meccanica che si può ottenere con i conglomerati di scorie EAF rispetto a quelli tradizionali si traduce in un volume più ridotto di calcestruzzo per ottenere la stessa performance.

5.1.5 Flora Faleschini, Katya Brunelli, Mariano Angelo Zanini, Manuele Dabalà, Carlo Pellegrino, *Electric Arc Furnace Slag as Coarse Recycled Aggregate for Concrete Production* (2015)

In questa pubblicazione vengono presentati tre calcestruzzi EAF, con vari contenuti di cemento e aggiunte di fumi di silice, che vengono comparati con un impasto di tipo tradizionale per identificare il miglior mix design al fine di ottenere una classe di resistenza tra C50/60 e C60/75. Sono state effettuate una serie di prove per valutare le proprietà meccaniche dei provini, in seguito sono state eseguite analisi microstrutturali con lo scopo di analizzare la morfologia della zona interfacciale di transizione (ITZ).

I materiali e la sperimentazione

Materiali

I materiali usati per tutti i mix sono: Cemento Portland Ordinario tipo I 52.5 R; sabbia naturale calcarea di diametro massimo 4 mm come frazione fine dell'inerte, ghiaia naturale di diametro massimo 16 mm e scoria EAF di diametro massimo 16 mm come frazioni grossolane; e infine un additivo superfluidificante. In un mix si è fatto uso anche di fumi di silice.

Scoria EAF: caratterizzazione

La scoria utilizzata in questa sperimentazione è stata fornita da un'acciaieria veneta con sede a Padova. Dopo il raffreddamento è stata controllata, frantumata, vagliata e separata magneticamente dalle frazioni metalliche, poi è stata esposta alle condizioni atmosferiche e a una regolare spruzzatura d'acqua per 90 giorni. I test di cessione mettono in evidenza che lo scarto di produzione della fornace EAF rispetta tutti i limiti riguardo le sostanze tossiche in riferimento alla normativa italiana. Una quantità rappresentativa di scorie è stata polverizzata fino ad ottenere una polvere sottile, per poi usarla in analisi chimiche e mineralogiche. A valle di queste indagini si è potuto evidenziare che la scoria è formata prevalentemente da minerali cristallini, tra questi la wüstite, la larnite e la gehlenite sono i più presenti (Figura 5.1-8).

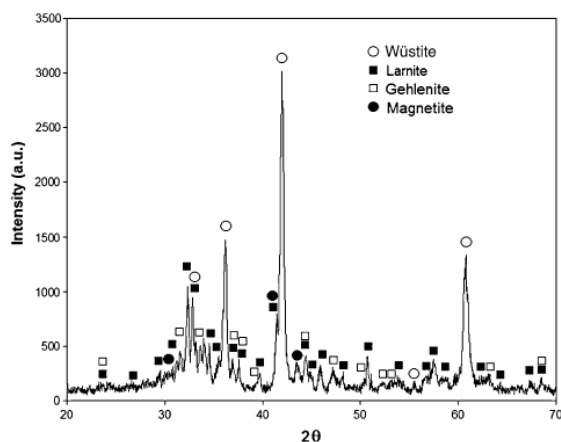


Figura 5.1-8: Risultato di analisi XRD su una scoria EAF

Metodi sperimentali

Sono stati realizzati quattro mix: uno di riferimento/controllo, e tre contenenti scorie EAF al posto della ghiaia naturale (Tabella 5.1-25). Il rapporto acqua/cemento è costante e pari a 0,4, come pure il dosaggio di superfluidificante; gli inerti sono stati graduati utilizzando la curva di Bolomey.

	Mix C	Mix E1	Mix E2	Mix E-SF
Cement (kg/m ³)	400	400	350	400
SF (kg/m ³)	–	–	–	60
Water (kg/m ³)	160	160	140	184
w/(c + SF)	0.4	0.4	0.4	0.4
Coarse NA (kg/m ³)	1008	–	–	–
Coarse EAF (kg/m ³)	–	1408	1476	1370
Fine NA (kg/m ³)	832	832	872	810
SP (%)	1.2	1.2	1.2	1.2

Tabella 5.1-25: Dosaggio dei mix (per 1 m³)

Risultati

Proprietà del calcestruzzo fresco e indurito

I calcestruzzi prodotti in questa campagna sperimentale hanno una classe di consistenza S4. L'utilizzo di scorie EAF comporta un incremento di circa il 21% della densità del calcestruzzo fresco, l'aggiunta di questo tipo di aggregato all'impasto comporta un calo della lavorabilità. Si rileva un importante miglioramento della resistenza a compressione, della resistenza a trazione e del modulo elastico quando le scorie EAF vengono impiegate al posto dell'aggregato naturale (Tabella 5.1-26). Dalle osservazioni sulle superfici dei calcestruzzi dopo la rottura, si può notare una migliore aderenza tra gli aggregati e la matrice cementizia nei mix con EAF slag; questo risultato è in linea con il miglioramento della resistenza a compressione.

	Mix C	Mix E1	Mix E2	Mix E-SF
Fresh concrete properties				
Density (kg/m ³)	2477	2935	3007	2777
Slump (mm)	210	170	160	210
Hardened concrete properties—7 days				
Density (kg/m ³)	2470	2890	2982	2765
$f_{cm,cube}$ (MPa)	45.7	69.05	60.6	54.6
Hardened concrete properties—28 days				
Density (kg/m ³)	2510	2930	2967	2790
$f_{cm,cube}$ (MPa)	56.4	76.4	73.9	65.0
f_{ctm} (MPa)	4.50	5.65	5.37	4.65
E_{cm} (GPa)	38.5	49.5	49.2	45.5

Tabella 5.1-26: Proprietà del calcestruzzo fresco e caratteristiche meccaniche sperimentali

Osservazioni microscopiche

Dalle osservazioni macroscopiche, la rottura dei provini di calcestruzzo tradizionale è avvenuta coinvolgendo indifferentemente l'aggregato e la pasta cementizia. Al contrario, in tutti i campioni in calcestruzzo di scorie, il collasso è avvenuto nella matrice legante, lasciando integra la scoria. Questo dimostra, alla prima osservazione, una migliore qualità della scoria EAF rispetto alla ghiaia naturale (Figura 5.1-9).

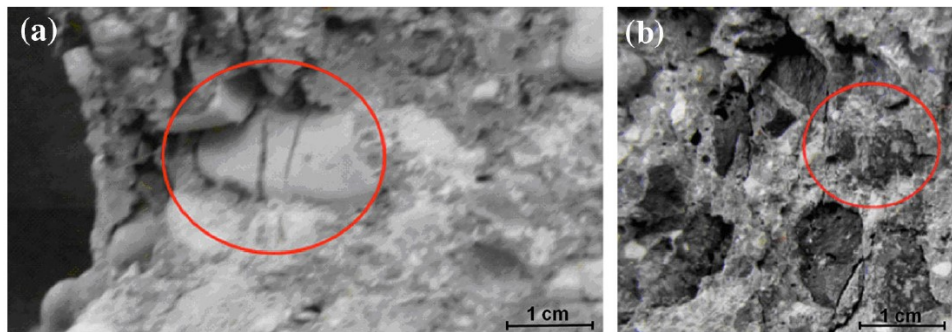


Figura 5.1-9: Superficie del provino dopo la rottura a compressione: Mix C (a), Mix E1 (b)

Comunque, al fine di spiegare le migliori proprietà in termini di resistenza a compressione e a trazione, l'analisi della zona ITZ è da considerarsi essenziale, in particolare per la migliore aderenza che si può riscontrare tra la scoria EAF e la matrice cementizia. L'area ITZ è una fascia di 15-40 μm attorno all'aggregato, caratterizzata da elevata porosità, presenza di ettringite e alto contenuto di Portlandite. Nel caso di calcestruzzi di scorie e fumi di silice la matrice legante appare meno compatta, in particolare nella zona più vicina agli aggregati.

Conclusioni

In questa ricerca vengono presentati i risultati di una campagna sperimentale riguardo il potenziale utilizzo di una scoria EAF nei prodotti a base di cemento. È stata realizzata una caratterizzazione meccanica, mostrando gli effetti della sostituzione della ghiaia con la scoria in termini di resistenza a compressione, trazione e modulo elastico. In tutti i casi le performance dei calcestruzzi di scorie sono migliori. I risultati positivi ottenuti mettono alla luce la possibilità di ottenere calcestruzzi con resistenza meccanica e lavorabilità desiderata, e con un ridotto impatto ambientale.

5.1.6 Flora Faleschini, Amaia Santamaria, Mariano Angelo Zanini, José-Tomás San José, Carlo Pellegrino, *Bond between steel reinforcement bars and Electric Arc Furnace slag concrete (2017)*

Questa pubblicazione affronta il problema dell'aderenza tra i tondini d'acciaio e i calcestruzzi contenenti scorie EAF come aggregato sostitutivo alla ghiaia. Sono state effettuate delle prove Pull-out in accordo con le norme RILEM utilizzando barre lisce e ad aderenza migliorata per valutare l'influenza della ruvidità superficiale. I risultati mostrano un comportamento simile tra i calcestruzzi di riferimento e quelli di scorie. Si nota un significativo miglioramento negli impasti con basso rapporto acqua/cemento quando la scoria EAF è utilizzata come frazione grossolana.

Premessa in merito all'aderenza acciaio-calcestruzzo

L'aderenza è una delle più importanti proprietà delle strutture in c.a., coinvolge tutti i meccanismi che permettono alle forze assiali di trasmettersi dai tondini di acciaio al calcestruzzo attorno. La tensione di aderenza può essere definita come il taglio equivalente che agisce sull'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo, dal punto di vista analitico è definito come:

$$f_b = (\Delta\sigma_s A_s)/(\pi \Phi l_b) \quad [5-7]$$

In cui f_b è la tensione media di aderenza sulla lunghezza l_b , $\Delta\sigma_s$ è la variazione di tensione nella barra, A_s e Φ sono rispettivamente l'area della sezione del tondino e il diametro, l_b è la lunghezza di aderenza. Tra i metodi sperimentali per la valutazione dell'aderenza, il test pull-out è sicuramente il più usato. Sono già state effettuate varie prove sperimentali utilizzando questo metodo, si tratta di una prova semplice ed economica, fornisce una misura diretta dell'aderenza. Ad ogni modo anche questo test presenta delle critiche: il setup della prova con calcestruzzo in compressione e barra in tensione è una situazione rara nella pratica; l'aderenza media misurata è sovrastimata a causa dell'assenza di fratture diagonali. Sono possibili due modalità di rottura: rottura pull-out e rottura split. La rottura pull-out avviene quando lo strato di calcestruzzo aderente è largo e il confinamento è piuttosto alto. Quando invece il conglomerato aderente alla barra è ridotto, allora la rottura avviene per split raggiungendo un valore più basso di aderenza.

Programma della sperimentazione

Materiali

Sono stati realizzati sei mix di calcestruzzo variando il rapporto acqua/cemento e il tipo di aggregati (Tabella 5.1-27). È stato utilizzato cemento Portland ordinario di tipo I 52,5 R e un additivo superfluidificante utile a raggiungere una classe di consistenza dell'impasto S4. È stata impiegata sabbia di fiume come frazione fine dell'aggregato per tutti i mix, mentre per la componente grossolana si è fatto uso di ghiaia naturale liscia, ghiaia naturale frantumata e scorie EAF. La scoria è composta principalmente da ossidi di ferro, calcio e alluminio, prima di utilizzarla è stata preventivamente stabilizzata esponendola ai fenomeni atmosferici per almeno 90 giorni e sottoponendola giornalmente a cicli di gelo e disgelo.

	NAT300	NAT400	CRU300	CRU400	EAF300	EAF400
Cement (kg)	300	400	300	400	300	400
Water (kg)	180	180	180	180	180	180
w/c	0.6	0.45	0.6	0.45	0.6	0.45
NA river (kg)	1039	987	–	–	–	–
NA crushed (kg)	–	–	908	863	–	–
EAF slag (kg)	–	–	–	–	1202	1156
NA river sand (kg)	851	808	1064	986	1082	991
WRA (kg)	0.6	2.8	2.1	4.0	1.2	4.0

Tabella 5.1-27: Dettagli dei mix realizzati (per 1 m³)

Sono stati realizzati sei mix con tre tipi di aggregati (ghiaia liscia NAT, ghiaia frantumata CRU, scorie EAF). Al fine di raggiungere due differenti classi di resistenza, tre miscele sono state confezionate con basso rapporto a/c e alto dosaggio di cemento, e le tre rimanenti con un alto rapporto a/c e un basso contenuto di legante. Ad ogni modo si è mantenuto costante il contenuto d'acqua per tutti gli impasti. Per ogni mix sono stati realizzati 20 campioni cilindrici (h x d = 200 x 100 mm) e sei campioni cubici (di lato 160 mm). Le barre impiegate presentano una finitura superficiale liscia o corrugata, hanno tutte un diametro nominale di 16 mm e una resistenza a trazione nominale pari a 500 MPa.

Setup del test Pull-out

I provini pull-out sono stati realizzati con una barra centrale, la direzione di getto è perpendicolare all'asse orizzontale del tondino. I test sono stati effettuati dopo 28 giorni di maturazione. Il carico è stato applicato ad una velocità di 0,3 mm/min, la superficie superiore del provino è trattenuta da una piastra di acciaio con un buco in centro. Tra il provino e la piastra è stato inserito uno strato sottile di gomma e una lamina sottile, in modo da ottenere un contatto uniforme e da limitare gli effetti dell'attrito. Infine, sono stati inseriti dei trasduttori di spostamento nella parte superiore e in quella inferiore del provino (LVDT). La prova si considera conclusa e la macchina viene fermata quando avviene la rottura per splitting o per pull-out. La configurazione della prova è riportata in Figura 5.1-10.

Risultati

Proprietà del calcestruzzo fresco e indurito

Il calcestruzzo prodotto per questa ricerca presenta una buona lavorabilità, con uno slump appartenente alla classe di lavorabilità S4. È importante notare che gli aggregati di forma irregolare richiedono un apporto maggiore di superfluidificante al fine di ottenere la stessa lavorabilità. La densità del calcestruzzo fresco EAF è molto più alta rispetto a quella dei calcestruzzi CRU e NAT. Per quanto riguarda la resistenza a compressione, in tutti i conglomerati con alto rapporto a/c la rottura è governata dalla bassa qualità della matrice cementizia, senza condizionamenti dovuti al tipo di aggregato. Al contrario, nei calcestruzzi confezionati con basso rapporto a/c e alto dosaggio di cemento l'influenza del tipo di aggregato è rilevante. I mix realizzati con aggregati di forma irregolare presentano un significativo miglioramento della resistenza a compressione e a trazione, questo aspetto positivo è rilevabile ancora di più nel caso dei calcestruzzi di scorie. Nei

conglomerati di EAF slag il modulo elastico assume un valore sensibilmente più alto rispetto a quello riscontrato negli impasti tradizionali (Tabella 5.1-28).

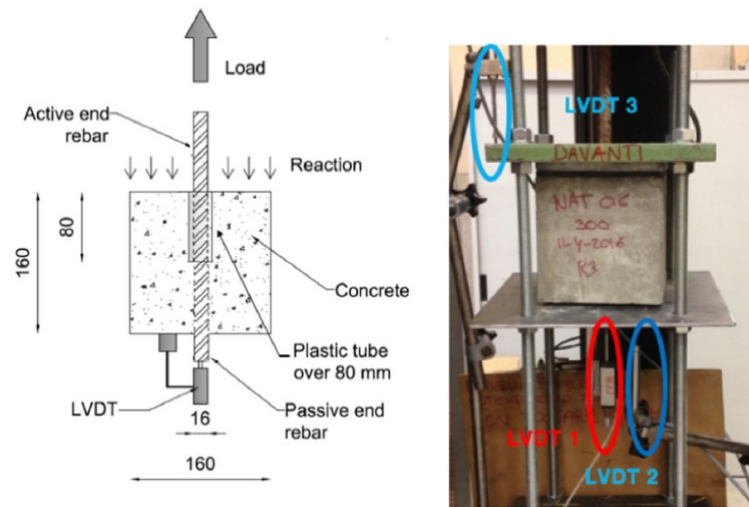


Figura 5.1-10: Configurazione della prova pull-out

	NAT300	NAT400	CRU300	CRU400	EAF300	EAF400
Fresh density (kg/m ³)	2257	2347	2343	2411	2563	2807
Slump (mm)	205	205	210	195	195	200
Hardened density (kg/m ³)	2307	2373	2371	2444	2668	2835
f_c , 7 days (MPa)	29.12	35.34	20.84	44.47	26.24	47.52
f_c , 28 days (MPa)	32.05	38.00	28.81	44.65	29.02	49.67
f_{ct} (MPa)	2.88	3.44	2.70	3.94	2.58	4.56
E_c (GPa)	36.32	42.69	33.02	35.26	39.23	45.69

Tabella 5.1-28: Proprietà dei calcestruzzi

Relazioni di aderenza tensione-slittamento

Aderenza con barre corrugate

A partire dalle prove pull-out, si possono ottenere delle relazioni tensione-slittamento tra le barre e il calcestruzzo. La resistenza di aderenza ultima τ_u è definita come quella tensione che agisce al raggiungimento del carico ultimo F_u ; la resistenza di aderenza τ_m , invece, è calcolata come il valore medio di tre tensioni: $\tau_{0.01}$, $\tau_{0.10}$, $\tau_{1.00}$ corrispondenti rispettivamente ai valori di slittamento $s=0.01$, 0.10 , e 1.00 mm. È stato inoltre misurato lo slittamento ultimo s_u , che si verifica in corrispondenza di τ_u . Infine, viene definita la tensione normalizzata τ_u^* come la resistenza di aderenza ultima diviso la radice quadrata della resistenza a compressione del calcestruzzo a 28 giorni. A valle della sperimentazione è importante notare che soltanto due provini, entrambi confezionati con scorie EAF e alto dosaggio di cemento, hanno collassato con modalità di rottura per split. Per i calcestruzzi con alto rapporto a/c e basso dosaggio di legante si notano poche differenze in merito all'aderenza media e ultima. I risultati delle prove sono riportati in Tabella 5.1-29.

Specimen ID	$\tau_{0.01}$ (MPa)	$\tau_{0.10}$ (MPa)	$\tau_{1.00}$ (MPa)	τ_M (MPa)	τ_U (MPa)	τ_U^* (MPa ^{0.5})	F_U (kN)	s_U (mm)	Sailure type
NAT300	2.38	5.61	10.24	6.08	10.28	1.81	41.330	1.141	3PO
SD	0.21	0.72	1.55	0.75	1.56	0.27	6.289	0.007	
NAT400	4.13	8.36	17.35	9.94	17.50	2.84	70.369	0.848	3PO
SD	1.41	3.45	0.56	1.39	0.54	0.09	2.163	0.103	
CRU300	2.59	4.92	11.48	6.33	12.69	2.36	50.994	1.334	3PO
SD	1.39	1.95	1.60	1.64	0.99	0.19	4.091	0.400	
CRU400	5.77	10.63	18.87	11.75	19.04	2.83	75.855	1.153	3PO
SD	0.33	1.06	0.65	0.53	0.89	0.09	2.638	0.120	
EAF300	3.21	5.34	10.62	6.39	10.78	2.00	43.334	1.193	3PO
SD	0.44	0.62	1.13	0.54	1.31	0.24	5.273	0.184	
EAF400	5.16	8.63	22.92	12.24	24.72	3.51	99.354	1.826	IPO; 2S
SD	0.09	1.10	0.43	0.54	0.30	0.04	1.205	0.173	

Tabella 5.1-29: Risultati delle prove pull-out (con barre corrugate)

Aderenza con barre lisce

Tutti i provini con barre lisce hanno collassato con modalità di rottura pull-out. Una volta che l'adesione chimica barra-calcestruzzo viene meno, lo stress di aderenza si riduce velocemente, ogni ulteriore resistenza è dovuta all'attrito. Lo stress tra barra e calcestruzzo risulta sensibilmente più basso rispetto ai provini con barre corrugate: la capacità di trasferire la forza è più bassa e la deformazione della barra durante il test è largamente al di sotto del limite elastico. È importante notare che, nel caso di barre lisce, si verifica una più alta dispersione del risultato rispetto al caso delle barre ad aderenza migliorata. I risultati delle prove sono riportati in Tabella 5.1-30.

Specimen ID	τ_U (MPa)	τ_U^* (MPa ^{0.5})	τ_f (MPa)	F_U (kN)	s_U (mm)	Failure type
NAT300	1.21	0.21	0.71	4.836	0.08	3PO
SD	0.37	0.07	0.30	1.461	0.02	
NAT400	1.58	0.26	0.84	6.363	0.07	3PO
SD	0.01	0.01	0.04	0.047	0.02	
CRU300	1.05	0.20	0.64	4.219	0.10	3PO
SD	0.10	0.02	0.06	0.376	0.03	
CRU400	2.35	0.35	1.30	9.468	0.38	3PO
SD	0.24	0.05	0.19	0.936	0.11	
EAF300	1.46	0.27	0.73	5.870	0.15	3PO
SD	0.65	0.12	0.08	2.614	0.02	
EAF400	2.34	0.33	1.15	9.411	0.26	3PO
SD	0.38	0.05	0.49	1.542	0.01	

Tabella 5.1-30: Risultati delle prove pull-out (con barre lisce)

Confronto dei risultati sperimentali con le equazioni proposte in letteratura

Molti autori hanno già proposto diverse equazioni per la valutazione dell'aderenza tra calcestruzzo e barre, sia per il collasso con modalità pull-out, sia nel caso di splitting. In particolare, delle curve tensione-slittamento idealizzate possono descrivere il comportamento sperimentale dell'aderenza. Molte delle formulazioni esistenti tengono conto della resistenza del calcestruzzo a compressione f_c , del copriferro c , del diametro della barra in acciaio d , e della lunghezza di aderenza l_b . Alcuni autori in letteratura considerano anche l'influenza del confinamento, uno dei principali parametri che definisce la modalità di rottura.

Tra i metodi che si trovano in letteratura sono stati presi in considerazione quelli di: Oragun e altri⁵³, Kemp⁵⁴, Chapman and Shah⁵⁵, Al-Jahdali e altri⁵⁶, Aslani e Nejadi⁵⁷, Model Code 2010. La Figura 1.1-3 mostra il confronto tra i dati sperimentali ottenuti e i risultati teorici offerti dai modelli nel caso di barre ad aderenza migliorata. È importante notare che sono state utilizzate le proprietà sperimentali dei materiali per calcolare i valori teorici. In generale si osserva una scarsa correlazione tra i risultati sperimentali e i valori teorici ottenuti, una buona concordanza si può notare soltanto per valori bassi di τ_u .

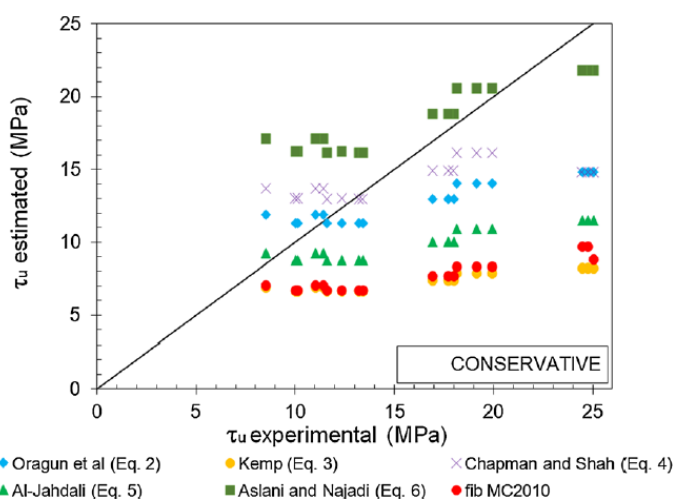


Figura 5.1-11: Confronto tra i dati sperimentali e i risultati teorici proposti dai modelli per la valutazione della resistenza ultima di aderenza con barre corrugate

⁵³ Oragun C. O., Jirsa J. O., Breen J. E., "A revaluation of test data on development length and splices", *ACI Journal*, vol.74 no.3 (1977), pp.114-122.

⁵⁴ Kemp E. L., "Bond in reinforced concrete: behaviour and design criteria", *ACI Journal*, vol.83 no.7 (1986), pp.50-57.

⁵⁵ Chapman R. A., Shah S. P., "Early-age bond strength in reinforced concrete", *ACI Material Journal*, vol.83 no.7 (1977), pp.501-510.

⁵⁶ Al-Jahdali F. A., Wafa F. F., Shihata S. A., "Development length for straight deformed bars in high-strength concrete", *ACI Special Publication*, vol.149 (1994), pp.507-522.

⁵⁷ Aslani F., Nejadi S., "Bond behaviour of reinforcement in conventional and self-compacting concrete", *Advances in Structural Engineering*, vol.15 no.12 (2012), pp.2033.

Il MC2010 propone una valutazione anche per quanto riguarda l'aderenza tra barre lisce e calcestruzzo. Come per il caso precedente, l'approccio offerto dal MC 2010 si rivela molto conservativo (Figura 5.1-12).

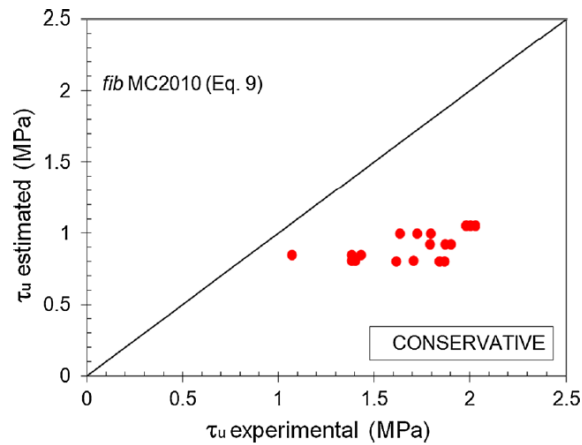


Figura 5.1-12: Confronto tra i dati sperimentali e il risultato teorico proposto dal MC2010 per la valutazione della resistenza ultima di aderenza con barre lisce

Conclusioni

In accordo con i risultati sperimentali ottenuti in questa pubblicazione, si possono definire le seguenti conclusioni:

- L'uso di scorie EAF per la frazione grossolana dell'aggregato consente un miglioramento della resistenza a compressione fino al 30% quando viene sostituita all'aggregato naturale liscio, e fino al 17,5% quando viene sostituita alla ghiaia frantumata. Questo comportamento può essere osservato in calcestruzzi confezionati con basso rapporto a/c;
- La resistenza di aderenza tra calcestruzzo e barre di acciaio è più alta quando l'aggregato ha forma appuntita. Per quanto riguarda i calcestruzzi realizzati con alti rapporti a/c, si sono osservate poche differenze tra i mix;
- Nella misura dell'aderenza con le barre lisce, si è notata una maggiore dispersione del risultato;
- Le equazioni per la previsione teorica della resistenza di aderenza ultima sono conservative per calcestruzzi a resistenza (relativamente) alta, mentre si avvicinano di più ai risultati nel caso di basse resistenze.

5.1.7 Flora Faleschini, Lorenzo Hofer, Mariano Angelo Zanini, Massimo dalla Benetta, Carlo Pellegrino, *Experimental behaviour of beam-column joints made with EAF concrete under cyclic loading* (2017)

Questa pubblicazione presenta i risultati di una campagna sperimentale che ha lo scopo di valutare le proprietà di nodi trave-colonna confezionati con calcestruzzo contenente scorie EAF. Sono stati realizzati tre giunti: uno di riferimento con aggregato tradizionale e due contenenti EAF slag.

Caratterizzazione dei materiali

Materiali

La scoria di acciaieria utilizzata in questa esperienza (Figura 5.1-13) è costituita da particelle dure e dense: la loro composizione chimica comprende prevalentemente ossidi di ferro, calcio e silicio. Prima di utilizzare la scoria sono stati effettuati dei test di cessione, i quali hanno dimostrato che tutte le sostanze potenzialmente tossiche rispettano i limiti della normativa italiana. La scoria è stata pretrattata prima dell'utilizzo al fine di limitarne i possibili fenomeni espansivi.



Figura 5.1-13: La scoria EAF nera utilizzata in questa ricerca

Per la realizzazione degli impasti si è utilizzato CEM II-A/L 42.5R, al fine di raggiungere una consistenza S4 si è fatto uso di un superfluidificante.

I calcestruzzi sono stati confezionati utilizzando la curva granulometrica di Bolomey: due contengono scorie EAF, e solo uno contiene aggregati naturali. Le tre miscele raggiungono una resistenza a compressione pari ad almeno 45 MPa dopo 28 giorni. Mix C e Mix E1 sono stati realizzati con le stesse proporzioni di materiale, definendo un rapporto $a/c=0,45$ e un dosaggio nominale pari a 400 kg/m^3 . Il mix E2 è stato realizzato con un contenuto di cemento più basso (320 kg/m^3), ridotto contenuto di superfluidificante e più alto rapporto a/c (Tabella 5.1-31).

	Mix C	Mix E1	Mix E2
Cement CEM II-A/L 42.5R (kg)	400	400	320
Water (kg)	180	180	160
w/c	0.45	0.45	0.5
NA 0-4 mm (kg)	812	992	1071
NA 4-16 mm (kg)	992	-	-
EAF slag 4-8 mm (kg)	-	384	411
EAF slag 8-12 mm (kg)	-	127	136
EAF slag 8-16 mm (kg)	-	631	675
V Fine aggregates (l)	300	367	396
V Coarse aggregate (l)	367	300	321
V Total aggregates (l)	667	667	717
WRA (kg)	4.00	4.80	3.84

Tabella 5.1-31: Dettagli dei mix (per 1 m³)

Proprietà del calcestruzzo fresco e indurito

Tutti i calcestruzzi presentano una buona lavorabilità, con una classe di slump S4. Per valutare le proprietà meccaniche di ogni mix, oltre ai nodi, sono stati confezionati nove provini cubici e sei cilindrici. Dopo la miscelazione, tutti i campioni sono stati compattati. La Tabella 5.1-32 riporta le proprietà del calcestruzzo indurito a 28 giorni.

	Mix C	Mix E1	Mix E2
Density (kg/m ³)	2420	2710	2796
$f_{c,cube}$ 7 days (MPa)	44.00	48.00	31.70
$f_{c,cube}$ 28 days (MPa)	48.70	60.60	54.90
$f_{c,cube}$ - 120 days (MPa)*	49.00	62.00	55.50
$f_{c,t}$ (MPa)	3.59	4.25	3.45
$E_{c,s}$ (GPa)	32.67	42.55	42.19

* Cured at atmospheric conditions, with the joints.

Tabella 5.1-32: Proprietà meccaniche dei calcestruzzi

I risultati dimostrano che i calcestruzzi di scorie hanno un peso specifico e una resistenza a compressione più alti rispetto al mix di controllo. Nel mix E2 il minore contenuto di cemento e il più alto rapporto a/c sono bilanciati da migliori proprietà meccaniche della scoria. Tre ulteriori provini cubici sono stati testati dopo 120 giorni di maturazione: la resistenza a compressione è leggermente più alta rispetto a 28 giorni.

È stato osservato un miglioramento della resistenza a trazione nel caso di miscele di scoria. Il modulo elastico secante dei calcestruzzi Mix E risulta simile, e in entrambi i casi assume un valore maggiore rispetto ai calcestruzzi tradizionali.

Programma della sperimentazione

I provini a scala reale

Sono stati realizzati tre giunti trave-colonna a dimensione reale in calcestruzzo, uno per ogni mix prodotto. Sono dei nodi esterni che verosimilmente potrebbero appartenere al primo piano di un edificio alto. L'unione è stata progettata per ottenere una rottura trave-colonna, governata principalmente dalla resistenza del calcestruzzo. Il nodo realizzato presenta bassa duttilità, non segue specifiche regole di progettazione, e contiene il quantitativo minimo di armatura. Le dimensioni del provino sono: trave di sezione 30x50

cm, lunghezza 250cm; colonna di sezione 30x30 cm, e altezza totale 410 cm. Le barre utilizzate sono in acciaio B450C. In Figura 5.1-14 sono riportati i dettagli del nodo.

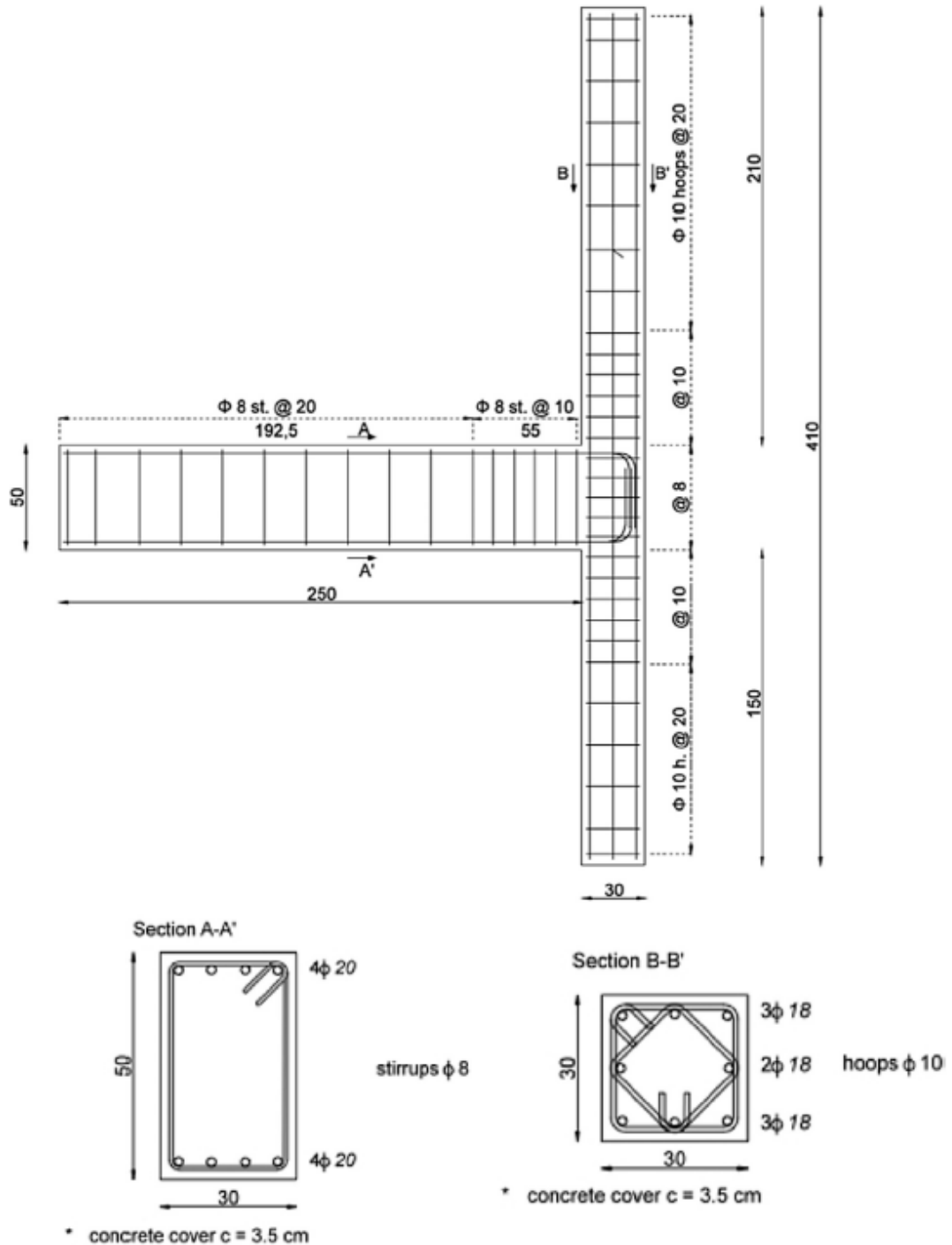


Figura 5.1-14: Dettaglio dei campioni in scala reale

Setup della prova

Un carico orizzontale è stato applicato in maniera quasi-statica in cima alla colonna, seguendo le raccomandazioni ACI 374.1-05⁵⁸ (Figura 5.1-15). La sequenza del test è pensata per fare in modo che le deformazioni applicate aumentino gradualmente per step. Il primo spostamento applicato (2 mm) rientra nel campo lineare elastico del nodo, i successivi assumono un valore pari a 1,25 o 1,5 il precedente (Figura 5.1-16). Sono stati applicati tre cicli per ogni valore di spostamento. Il test continua fino a raggiungere e superare una deformazione dell'elemento pari a 3,5% (θ_{lim}), come indicato da normativa. I cicli di carico sono stati applicati fissando un periodo costante, pari a 360 s.

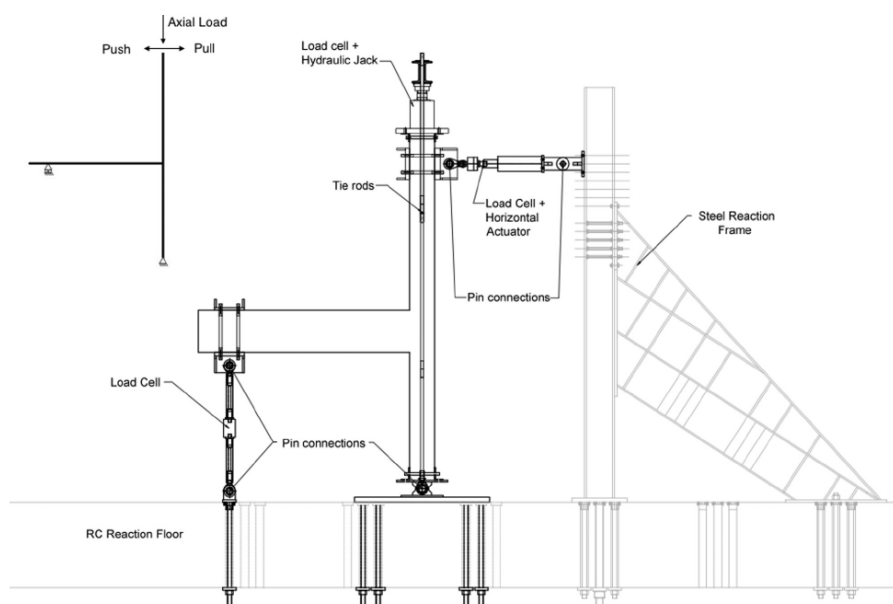


Fig. 4. Test set-up.

Figura 5.1-15: Setup della prova

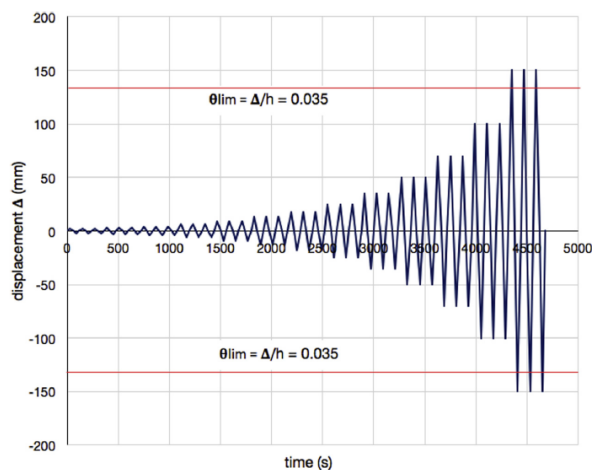


Figura 5.1-16: Sequenza del test per gli spostamenti applicati

⁵⁸ ACI 374.1-05. *Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary*, 2014

La forza orizzontale è stata applicata da un attuatore con capacità +300/-200 kN e spostamento ± 160 mm.

La forza assiale che corrisponde a un carico gravitazionale indotto dai piani superiori è stata applicata in cima alla colonna e mantenuta costante uguale a 400 kN. Sono state utilizzate tre celle di carico per misurare le forze applicate alla colonna e la reazione vincolare in corrispondenza dell'estremo libero della trave. Per misurare spostamenti e deformazioni, sono stati utilizzati trasduttori lineari e strain gauge sulle barre.

Risultati

Modo di collasso e curve carico-spostamento

Il principale obiettivo è quello di valutare l'influenza delle proprietà del calcestruzzo sul comportamento complessivo del giunto, per questo motivo il nodo è stato progettato per raggiungere una rottura a taglio governata principalmente dal calcestruzzo. Il meccanismo di collasso finale è chiamato di tipo B+J, è una modalità di rottura mista in cui le fessure diagonali sono accompagnate da fessure a flessione nella trave (Figura 3.1.7.5).

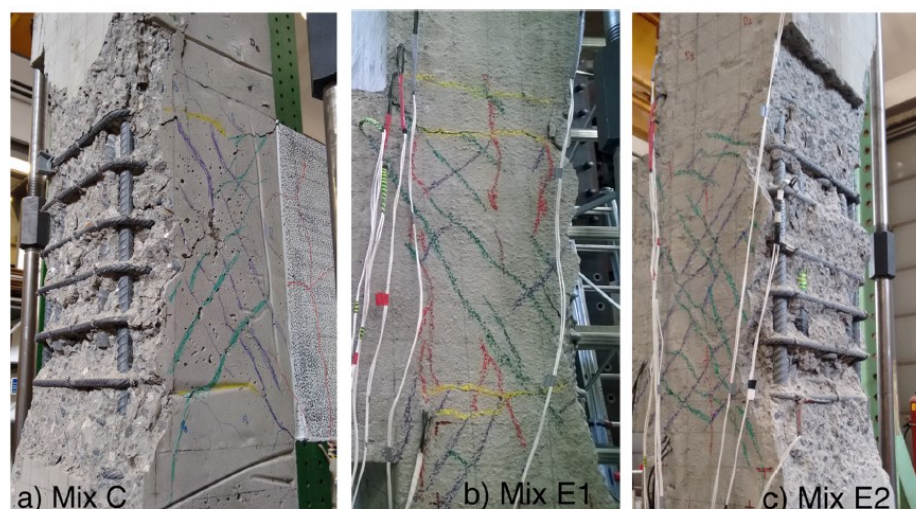


Figura 5.1-17: Meccanismo di collasso B+J nei tre modelli a scala reale testati

La Tabella 5.1-33 riporta i risultati dei test in termini di carico massimo, spostamento al carico ultimo e spostamento massimo. I giunti confezionati con calcestruzzo di scorie hanno un comportamento sperimentale molto simile.

	Mix C	Mix E1	Mix E2
$v = N/(f_c \cdot h \cdot b)$	0.12	0.095	0.10
Failure type	B+J	B+J	B+J
F_{max} (kN)	74.69	80.06	80.57
$\Delta_a @ F_{max}$ (mm)	118.6	96.7	96.4
Δ_{max} (mm)	146.6	146.7	146.5

Tabella 5.1-33: Risultati della prova sui modelli in scala reale

Tutti i giunti riportano un veloce decadimento di resistenza, tipico dei meccanismi di collasso a taglio. La rigidità iniziale è stimata intorno ai 2,8 kN/mm, 3,25 kN/mm e 3,05 kN/mm rispettivamente per i provini realizzati con Mix C, E1 e E2.

Pattern delle fessure

Il pattern delle fratture può essere utilizzato per identificare, da un'ispezione visiva, lo sviluppo del danneggiamento nel tempo.

Nei campioni confezionati con il Mix C si possono notare un forte numero di crepe già a partire dal quarto ciclo nell'estremo libero della trave. La prima frattura in corrispondenza del nodo compare al quinto ciclo. Alcune crepe limitate compaiono sulla colonna soltanto a partire dal decimo ciclo.

Nei pannelli realizzati con il Mix E1 e Mix E2, nessuna frattura è visibile fino al sesto ciclo; la prima frattura appare sulla trave. Il pannello nodale inizia a fessurarsi soltanto dall'ottavo ciclo. Comparandoli con il nodo di calcestruzzo tradizionale, i campioni di scorie sembrano più coesi al termine del test, mostrando un numero inferiore di fratture.

Duttilità e dissipazione di energia

La capacità di assorbire energia è stata calcolata per tutti i provini al fine di valutare il comportamento del giunto in campo plastico. Il calcestruzzo di scorie raggiunge un più alto carico ultimo, e inizia a presentare fessure più tardi rispetto al campione di controllo, da qui si può dimostrare un sensibile incremento della capacità di dissipare energia.

La duttilità viene quantificata attraverso l'indice μ , si tratta del rapporto tra lo spostamento ultimo Δ_u e lo spostamento al momento dello snervamento Δ_y . Il parametro μ assume il valore di 2.58, 2.71 e 2.37 rispettivamente per i provini Mix E1, Mix E2, Mix C.

Comportamento locale del giunto

Per ogni faccia del nodo, la deformazione a taglio $\gamma_{s,i}$ può essere definita dalla formula:

$$\gamma_{s,i} = \frac{\varepsilon_{\theta_s} - \varepsilon_x (\cos \theta_s)^2 - \varepsilon_z (\sin \theta_s)^2}{\sin \theta_s \cos \theta_s} \quad [5-8]$$

in cui ε_x e ε_z sono rispettivamente la deformazione lineare orizzontale e verticale, ε_{θ_s} è la deformazione angolare, definita dall'angolo θ_s , misurato rispetto all'asse orizzontale.

Lo sforzo di taglio agente nel nodo V_{jh} è calcolato come:

$$V_{jh} = T - V_c \quad [5-9]$$

in cui V_c è lo sforzo di taglio agente sulla colonna e T rappresenta lo sforzo di taglio che deriva dalle barre longitudinali della trave.

A sua volta T è definito come:

$$T = \frac{V_b L_b}{0.9 d} \quad [5-10]$$

In cui L_b rappresenta la luce della trave, d è l'altezza utile della sezione della trave.

La Figura 5.1-18 riporta le relazioni tensione-deformazione per i nodi testati: il campione realizzato con il Mix C presenta un comportamento pressoché simmetrico, mentre i Mix E1 e E2 presentano un comportamento asimmetrico, con deformazioni più alte nel braccio negativo.

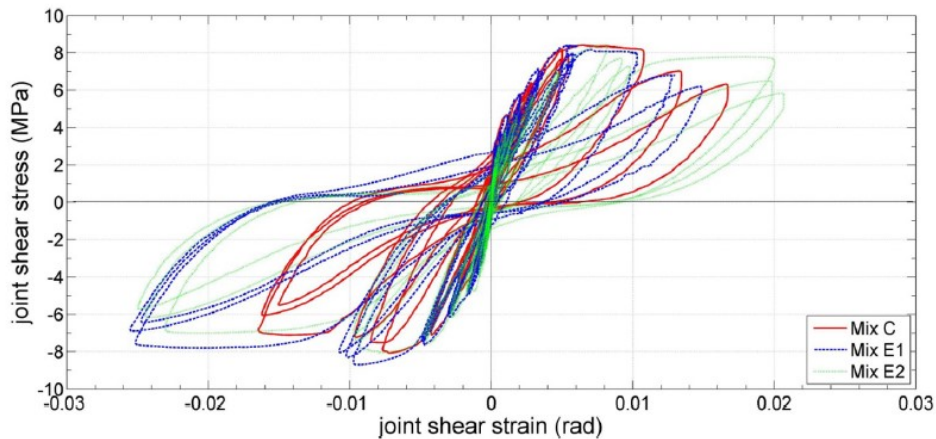


Figura 5.1-18: Diagrammi tensione-deformazione angolari del nodo per i provini testati

Conclusioni

In accordo con le evidenze sperimentali ottenute, si possono definire le seguenti conclusioni:

- I calcestruzzi di scorie usati per confezionare nodi trave-colonna presentano un notevole miglioramento della resistenza a compressione e del modulo elastico rispetto al mix di riferimento;
- Il modo di collasso è lo stesso per tutti i provini;
- L'uso di scorie EAF nei nodi in calcestruzzo consente di raggiungere carichi più alti;
- Il giunto realizzato con il Mix E2, che può essere considerato più "sostenibile" dato il minore contenuto di cemento, dimostra buone performance locali, anche migliori rispetto al nodo confezionato con Mix C;
- La riduzione di rigidezza durante la prova è molto simile per tutti i provini testati, non si sono rilevate differenze significative;
- L'energia dissipata è molto simile per tutti i provini;
- A causa del numero limitato di campioni testati, è importante ricordare che i risultati dovrebbero essere confermati da ulteriori evidenze sperimentali. Ad ogni modo questa ricerca offre le prime indicazioni sul potenziale uso di scorie come aggregato per realizzare strutture in zona sismica.

5.1.8 Flora Faleschini, Paolo Bragolusi, Mariano Angelo Zanini, Paolo Zampieri, Carlo Pellegrino, *Experimental and numerical investigation on the cyclic behaviour of RC column joints with EAF slag concrete* (2017)

In questa ricerca sono stati rielaborati i risultati della pubblicazione al §5.1.7 per validare tre modelli non-lineari agli elementi finiti (FEM) utilizzando il codice ABAQUS. Inoltre, è stato realizzato uno studio parametrico con lo scopo di analizzare l'effetto del carico assiale sulla colonna, del quantitativo di armatura longitudinale della trave, e dell'armatura trasversale della colonna sulla risposta isteretica del giunto, sul carico ultimo e sulla modalità di collasso. Il confronto sperimentale-numerico è da considerarsi essenziale per approfondire la conoscenza del comportamento del giunto: da un lato il numero di test è limitato per motivi pratici; dall'altro i modelli hanno bisogno di essere calibrati a partire da dati sperimentali. Questo paper è da intendersi come un completamento dello studio della campagna sperimentale di cui al §5.1.7.3

Modellazione numerica

Geometria

I modelli sviluppati in questo lavoro, che sono stati verificati in base ai risultati sperimentali, tengono conto della non-linearità geometrica e delle proprietà anelastiche del materiale. Il giunto a scala reale è stato modellato in FEM-ABAQUS 6.12, un software di analisi non-lineare agli elementi finiti. Per definire la geometria del calcestruzzo sono stati usati degli elementi cubici (C3D8R), mentre per l'acciaio sono stati utilizzati due elementi 3D a traliccio (T3D2). Ogni giunto è costituito da 720 elementi solidi e 3272 elementi lineari, il numero di questi è stato scelto con un'analisi preliminare con l'obiettivo di utilizzare la dimensione delle mesh più adeguata in termini di accuratezza e tempi di elaborazione. In questa ricerca si considera per ipotesi una perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo. La Figura 5.1-19 riporta un'illustrazione FE del provino, il modello è definito da: condizioni al contorno, carico e sollecitazioni interne, geometria dell'elemento. Il software usa un passo temporale automatico per realizzare le analisi, si può ad ogni modo aggiustare questo parametro in base al comportamento di iterazione di Newton. FEM-ABAQUS usa di default l'integrazione di Hilber-Hughes-Taylor.

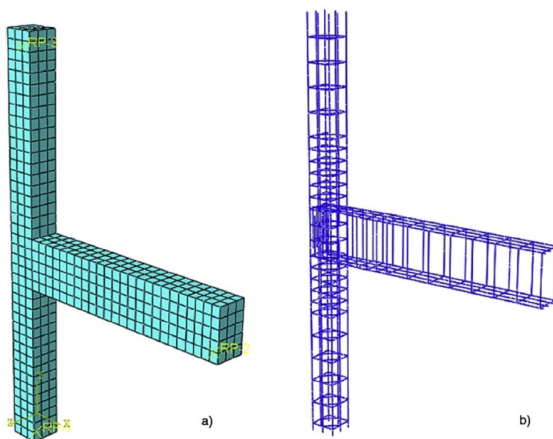


Figura 5.1-19: Modello FE per i provini: (a) calcestruzzo; (b) barre di acciaio

Materiali

Il comportamento elasto-plastico del calcestruzzo sottoposto a carichi orizzontali è stato rappresentato utilizzando il modello di danneggiamento per plasticità del calcestruzzo (CDP). Questo modello, già implementato in ABAQUS, permette di descrivere il comportamento anelastico del calcestruzzo permettendo due modi di collasso: quello per fessurazione a trazione e quello per schiacciamento a compressione.

Il vettore di tensione di Cauchy è definito dal vettore di tensione effettivo attraverso un parametro di degradazione (1-d):

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \quad [5-11]$$

La degradazione della rigidità è governata dalla tensione effettiva $\bar{\sigma}$ e dalle variabili di hardening (o softening) $\widetilde{\varepsilon}^{pl}$:

$$d = d(\bar{\sigma}, \widetilde{\varepsilon}^{pl}) \quad [5-12]$$

Questo parametro è molto diverso tra la sollecitazione di trazione e quella di compressione, pertanto si definiscono d_t e d_c , come riportato in Figura 5.1-20. La relazione tensione-deformazione a compressione del calcestruzzo è una versione modificata di quella proposta da Popovic⁵⁹, per calcestruzzi ad alta resistenza⁶⁰, in base ai risultati sperimentali di caratterizzazione dei materiali:

$$\sigma(\varepsilon_c) = f_c \frac{n(\varepsilon_c/\varepsilon_{c0})}{(n-1) + (\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}})^{nk}} \quad [5-13]$$

In cui k assume valore unitario per $\varepsilon_c < \varepsilon_{c0}$, altrimenti:

$$k = 0,67 + (\frac{f_c}{77,5}) \quad [5-14]$$

e $n = E_{ci}/(E_{ci} - E_s)$, essendo $E_s = f_c/\varepsilon_{c0}$ e E_{ci} è il modulo elastico del calcestruzzo non danneggiato, f_c è la massima resistenza a compressione in corrispondenza del valore di deformazione ε_{c0} , il quale può essere stimato con:

$$\varepsilon_{c0} = 0,002 + 0,001(\frac{f_c - 20}{80}) \quad [5-15]$$

Per la definizione del danneggiamento a compressione d_c si utilizza la funzione esponenziale⁶¹:

$$d_c = 1 - \exp(-k \varepsilon_c^{pl}) \quad [5-16]$$

⁵⁹ Popovic S., "A numerical approach to the complete stress-strain curve for concrete", *Cement and Concrete Research*, vol.3 no.5 (1973), pp.583-599.

⁶⁰ Shah A. A., Ribakov Y., "Recent trends in steel fibered high-strength concrete", *Materials & Research*, vol.32 (2011), pp.4122-4155.

⁶¹ Lee J., Fenves G. L., Plastic-damage model for cyclic loading for structures, *Journal of Engineering Mechanics*, vol.124 no.8 (1998), pp.892-900.

In cui ϵ_c^{pl} è la deformazione plastica del calcestruzzo, il parametro k è stato calibrato attraverso i risultati sperimentali di prove a compressione su cilindri per la caratterizzazione dei materiali.

Per determinare il comportamento post-picco a trazione del calcestruzzo si utilizza il metodo dell'energia di frattura⁶²: questo permette di diminuire la dipendenza delle mesh ed è già implementato all'interno del software. La relazione di tipo bi-lineare che mette in relazione la tensione σ con l'apertura delle fessure w è riportata in Figura 5.1-21. L'energia di frattura G_f è stata stimata pari a 80 J/m² e 110 J/m² rispettivamente per calcestruzzo tradizionale e per conglomerato di scorie EAF⁶³.

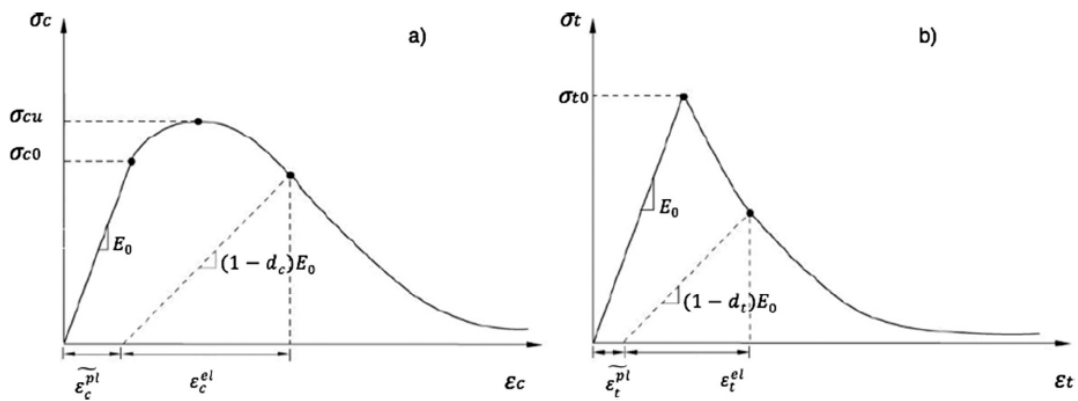


Figura 5.1-20: Curve tensione-deformazione per il calcestruzzo: (a) per la compressione; (b) per la trazione

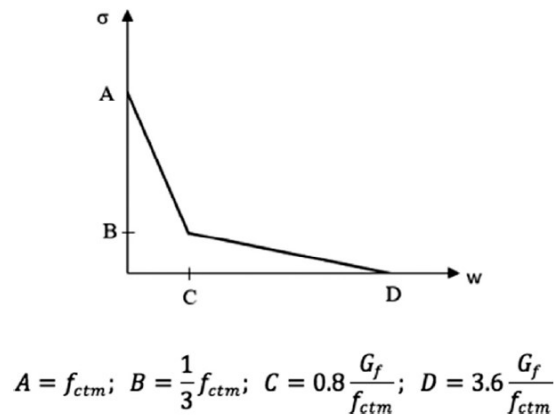


Figura 5.1-21: Modello bi-lineare di Hillerborg (f_{ctm} =resistenza media del calcestruzzo a trazione; G_f =energia di frattura)

Per la modellazione dell'acciaio è stato utilizzato un modello isotropico-cinematico. I valori di tensione di snervamento e di tensione ultima sono definiti in base a test sperimentali per la caratterizzazione dei materiali.

⁶² Hillerborg A. (1978), *A model for fracture analysis*, Report TVBM, vol.3005, Division of Building Materials LTH, Università di Lund.

⁶³ Faleschini F., Pellegrino C. (2011), *Concrete with EAF slag*, Report interno, Università di Padova.

Confronto sperimentale-numeric

Il comportamento sperimentale dei giunti di Mix C e Mix E1 è stato utilizzato per validare i modelli numerici proposti in questo paper. La Figura 5.1-22 riporta un confronto tra il risultato sperimentale e quello numerico per quanto riguarda le curve isteretiche di carico-spostamento.

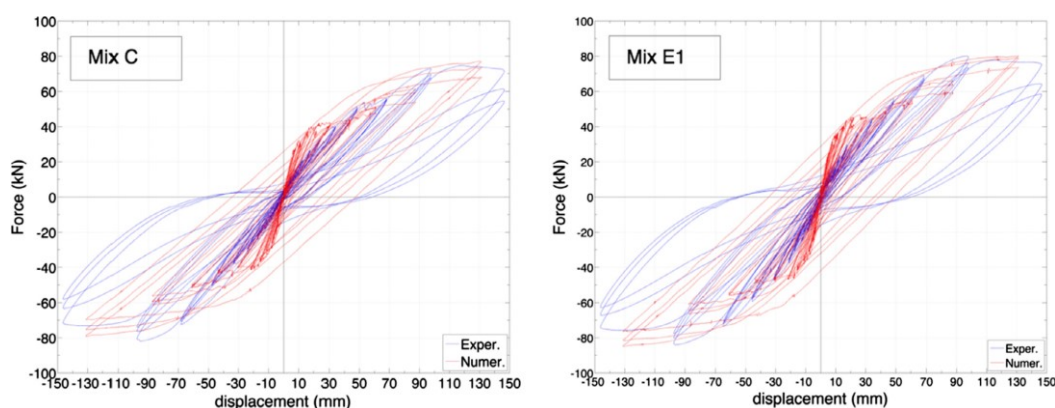


Figura 5.1-22: Confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali in merito alle curve carico laterale-spostamento

Si può notare una buona concordanza tra le curve fino agli ultimi tre cicli di carico, dopo i due comportamenti si discostano. Questo è dovuto al fatto che è stato assunto, in linea teorica, una perfetta aderenza tra il calcestruzzo e le barre. Il modello numerico presenta un comportamento più rigido nei primi cicli: i rulli e i vincoli utilizzati per il setup della prova non sono ideali, ma deformabili seppur in maniera minima. Comunque, è importante notare che si riesce a prevedere sostanzialmente il danneggiamento e il modo di collasso. L'errore tra risultati numerici e risultati sperimentali in condizione di spinta è -3.24% e -0.31% per il Mix C e per il Mix E1 rispettivamente, mentre nella condizione di tiro l'errore è -3.29% per il Mix C e -1.40% per il Mix E1. La Figura 5.1-24 riporta l'evoluzione del danneggiamento del giunto confezionato con Mix E1: questo si sviluppa a partire dalla trave, con lo snervamento delle barre longitudinali, per poi raggiungere il nodo. Al crescere del carico il giunto si fessura per taglio, e allo stesso tempo si snervano le barre longitudinali della trave, infine si raggiunge il collasso in maniera simile a quella che si osserva sperimentalmente. La bontà del modello è stata verificata anche attraverso il monitoraggio delle barre in alcuni punti di riferimento. Per esempio, le deformazioni delle armature longitudinali, monitorate con gli strain gauge, sono state confrontate con quelle ottenute dal modello e sono riportate in Figura 5.1-23. Anche in questo caso c'è una buona concordanza tra i risultati numerici e sperimentali fino all'ultimo ciclo di spostamento.

Conclusioni

Le osservazioni sperimentali permettono di constatare che i campioni in calcestruzzo di scorie hanno un comportamento migliore. È bene ricordare che i nodi in mix EAF non presentano soltanto un più alto carico ultimo, ma sono anche in grado di dissipare più energia. Il collasso lato trave e giunto (B+J), che avviene a seguito della rottura per taglio del pannello di giunto e dello snervamento delle barre longitudinali della trave, permette di osservare meglio il contributo della resistenza del calcestruzzo nel comportamento

complessivo. Con altre modalità di collasso si notano meno differenze tra il calcestruzzo di scorie e quello di riferimento. Il carico assiale ha un effetto positivo, migliora la risposta carico trasversale-spostamento del campione. Lo stesso si può dire per quanto riguarda le armature trasversali della colonna, che migliorano il confinamento del calcestruzzo.

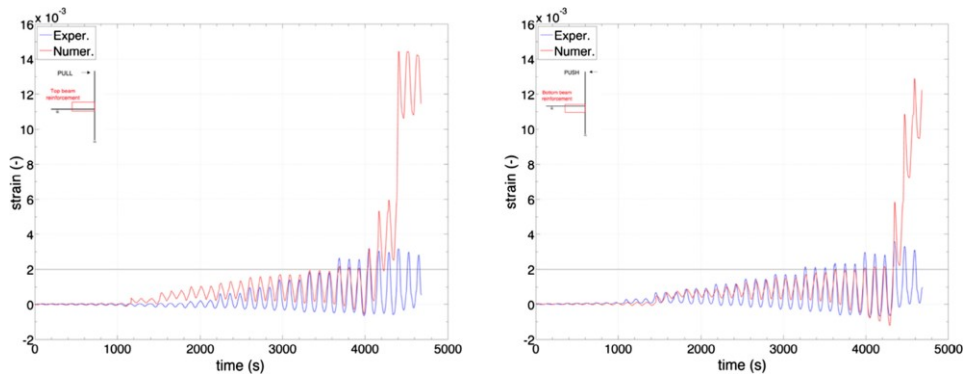


Figura 5.1-23: Confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali in merito alla deformazione delle barre longitudinali della trave (MixE1). Il primo grafico è relativo all'armatura inferiore, il secondo grafico è relativo all'armatura superiore

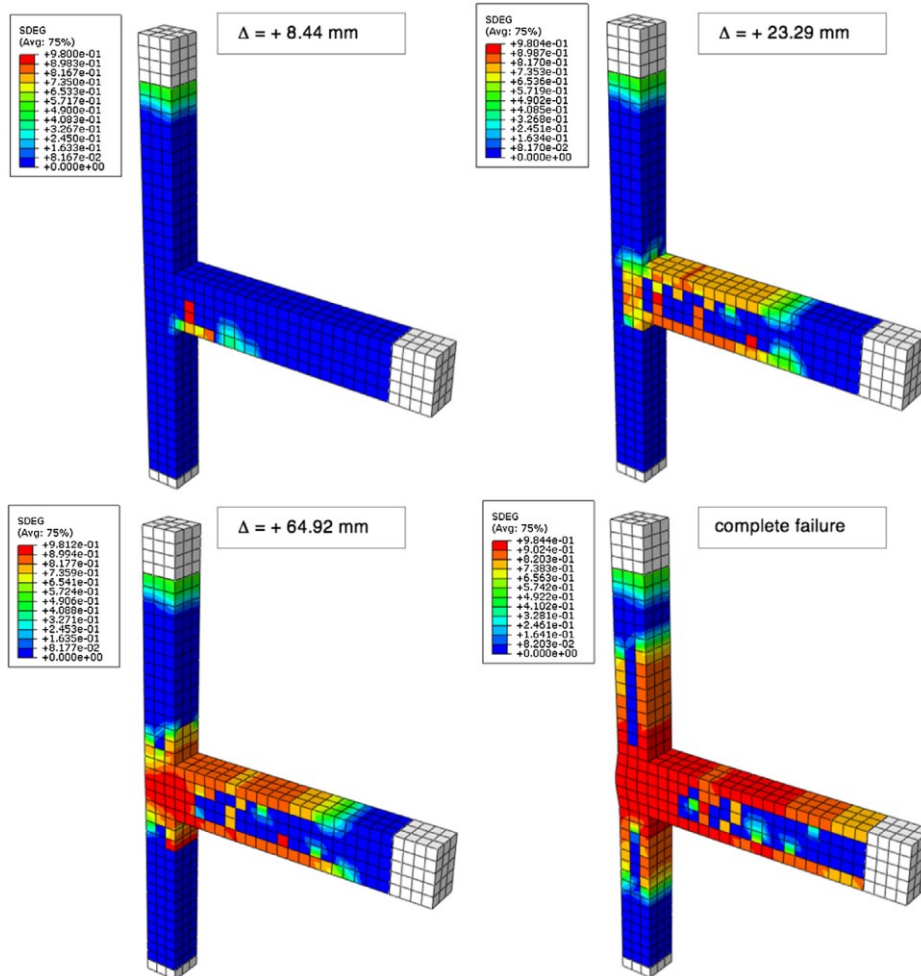


Figura 5.1-24: Sviluppo del danneggiamento nel campione confezionato con il Mix E1

5.2 STUDIO DELLA RESISTENZA A TAGLIO DIRETTA DEI CALCESTRUZZI

5.2.1 Belén Gonzàlez Fonteboa, Fernando Martínez, Diego Carro Lopez, Javier Eiras Lopez, *Shear friction capacity of recycled concretes (2010)*

Lo scopo di questa ricerca è determinare il comportamento di calcestruzzi di aggregati riciclati in risposta a sforzi di taglio diretti. A questo scopo sono stati realizzati due mix: uno di tipo tradizionale e uno contenente aggregati riciclati per il 50% della frazione grossolana. Un altro obiettivo è quello di mettere in luce se il comportamento meccanico possa essere modificato aggiungendo fumi di silice all'impasto.

Scorrimento a taglio è un termine usato per descrivere il comportamento del calcestruzzo in un'interfaccia soggetta contemporaneamente a taglio e compressione. I fattori che influenzano questo fenomeno sono:

- L'ingranamento degli inerti (Aggregate interlock);
- Lo sforzo di compressione applicato perpendicolarmente al piano di taglio: questo aumenta il contributo legato all'attrito degli aggregati;
- L'armatura che attraversa il piano di taglio:
 - staffatura (clamping): le armature tese che passano attraverso il piano di taglio aumentano il confinamento nel calcestruzzo, questo contribuisce a raggiungere carichi più alti;
 - effetto spinotto;
- La resistenza del calcestruzzo: il collasso in corrispondenza dell'interfaccia è dovuto alla perdita di contatto interno, a causa della frattura della pasta cementizia e degli aggregati.

Il metodo più efficace per studiare il comportamento a taglio del calcestruzzo consiste nell'utilizzare provini a S di tipo push-off.

Metodi per la definizione della resistenza ultima a taglio

Nel seguito viene presentato un sommario delle formule disponibili in letteratura per la definizione del comportamento a taglio-scorrimento del calcestruzzo (Tabella 5.2-1). Le prime quattro equazioni derivano da test su calcestruzzi con resistenza a compressione molto simile, per cui non riflettono bene l'effetto dei parametri che devono essere considerati. Gli ultimi quattro modelli, al contrario, tengono conto dei risultati su calcestruzzi con range variabile di resistenza a compressione.

Tutte le equazioni sono valide per prevedere il collasso nel caso in cui non avvenga la rottura degli aggregati: questo non comprende il caso di calcestruzzi ad alta resistenza e calcestruzzi riciclati. Ad ogni modo, per alcuni casi (ad esempio per aggregati leggeri) gli autori prevedono coefficienti specifici.

<p>Birkland & Birkland⁶⁴</p>	$v_n = \rho_v \cdot f_y \cdot \tan \phi$ <p>tan°: 1,7 para hormigón colocado monolíticamente, 1,4 para rugosidad artificial y 0,8 a 1,0 para uniones comunes. <i>tan°: 1.7 for monolithic concrete, 1.4 for artificially roughened, and 0.8 to 1.0 for ordinary joints & steel concrete interfaces.</i></p>
<p>Raths⁶⁵</p>	$v_n = 3.11 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\rho_v \cdot f_y}$ <p>λ: 1,0 para hormigón convencional, 0,87 para hormigón con árido fino ligero, y 0,75 para hormigón ligero. <i>λ: 1 for normal weight concrete, 0.87 for sand lightweight concrete, and 0.75 for all lightweight concrete.</i></p>
<p>Shaikh⁶⁶</p>	$v_n = \lambda \cdot \sqrt{6.90 \cdot \mu} \cdot \sqrt{\rho_v \cdot f_y}$ <p>λ: 1,0 para hormigón convencional, 0,87 para hormigón con árido fino ligero, y 0,75 para hormigón ligero. <i>λ: 1 for normal weight concrete, 0.87 for sand lightweight concrete, and 0.75 for all lightweight concrete.</i> μ: 1,4 para hormigón colocado monolíticamente, 1,0 para hormigón colocado sobre hormigón endurecido, 0,4 para uniones poco rugosas y 0,6 para uniones con armadura pasante. <i>μ: 1.4 for monolithic cast concrete, 1.0 for concrete cast to hardened concrete, 0.4 for smooth concrete interfaces and 0.6 for concrete to steel interfaces.</i></p>
<p>Mattock⁶⁷</p>	$v_n = 0.8 \cdot \frac{A_s}{A_c} \cdot f_y + K_1$ <p>K₁: 2,8 para hormigón convencional, 1,7 para hormigón con árido fino ligero, y 1,5 para hormigón ligero. <i>K₁: 2.8 MPa for normal weight concrete, 1.7 MPa for sand lightweight concrete, and 1.5 MPa for all lightweight concrete.</i></p>
<p>Walraven, Fréney, Pruijssers⁶⁸</p>	$v_n = C_1 \cdot (\rho_v \cdot f_y)^{C_2} \quad C_1 = 0.822 \cdot f_{cc}^{0.406} \quad \text{y} \quad C_2 = 0.159 \cdot f_{cc}^{0.303}$ <p>f_{cc}: resistencia a compresión en probeta cúbica de 150 mm de lado (f_{ck} = 0,85 · f_{cc}). <i>f_{cc}: compressive strength of the 150 mm cube specimen (f_{ck} = 0.85 · f_{cc}).</i></p>
<p>Mattock⁶⁹</p>	$v_n = 0.467 \cdot f_c^{0.545} + 0.8 \left(\rho_v \cdot f_y + \sigma_n \right)$ <p>σ_n: tensión externa normal al plano de la junta. <i>σ_n: normal external stress on the plane of the joint.</i></p>
<p>Mau, Hsu's⁷⁰</p>	$\frac{v_n}{f_c} = 0.66 \cdot \sqrt{\omega} < 0.3 \quad \text{con} \quad \omega = \frac{\rho \cdot f_y}{f_c}$

⁶⁴ Birkeland P. W., Birkeland H. W., "Connections in Precast construction", *ACI Journal*, vol.63 no.3 (1966), pp.345-368.

⁶⁵ Raths H., Comento alla lettura di "Design Proposals for Reinforced Concrete Corbels" di Mattock A. H., *PCI Journal*, vol.22 no.2 (1977), pp.93-98.

⁶⁶ Shaikh A. F., "Proposed Revisions to Shear-Friction Provisions", *PCI Journal*, vol.23 no.2 (1978), pp.12-21.

⁶⁷ Mattock A.H., "Shear Transfer in Concrete having reinforcement at an angle to the shear Plane", *ACI Special Publication*, vol.42 (1974), pp.17-42.

⁶⁸ Walraven J. C., Fréney J., Pruijssers A., "Influence of concrete strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members", *PCI Journal*, vol.32 no.1 (1987), pp.66-84.

⁶⁹ Mattock A. H., Comento alla lettura di "Influence of concrete strength and load History r Friction Capacity of Concrete Members" di Walraven J. C., Fréney J & Pruijssers A., *PCI Journal*, vol.33 no.1 (1988), pp.165-166.

⁷⁰ Mau S.T., Hsu T. T. C., Comento alla lettura di "Influence of concrete strength and load History r Friction Capacity of Concrete Members" di Walraven J. C., Fréney J & Pruijssers A., *PCI Journal*, vol.33 no.1 (1988), pp.166-168.

Loov, Patnaik ⁷¹	$v_n = k \cdot \lambda \cdot \sqrt{(0.1 + \rho_v \cdot f_y) \cdot f_c} \leq 0.25 \cdot f_c \text{ MPa}$ <p>k: 0,6 para hormigón colocado monolíticamente; 0,5 para hormigón colocado sobre hormigón ya endurecido, con superficie rugosa. <i>k: 0.6 for monolithic cast concrete; 0.5 for concrete cast to hardened concrete with a rough surface.</i></p> <p>λ: factor que tiene en cuenta el efecto del hormigón ligero. <i>λ: factor for considering the effect of lightweight concrete beams.</i></p>
--------------------------------	---

Tabella 5.2-1: Equazioni per la definizione del comportamento a taglio-scorrimento

Programma della sperimentazione

In questo studio sono stati realizzati quattro mix: uno di tipo tradizionale (CC-calcestruzzo di controllo senza aggiunte); uno contenente il 50% della frazione grossolana di inerti riciclati (RC-calcestruzzo riciclato); uno di tipo convenzionale con l'aggiunta dell'8% di fumi di silice sul peso di cemento; uno contenente il 50% della frazione grossolana di inerti riciclati e l'8% di fumi di silice riferito al peso di cemento.

In prima istanza tutti questi conglomerati sono stati caratterizzati per definire le proprietà meccaniche di base. Dopodiché, sono state effettuate delle prove per determinare la resistenza a taglio in provini senza armatura e con armatura di rinforzo.

Materiali

I materiali utilizzati in questa ricerca sono i seguenti:

- *Cemento (C)*: Portland ordinario CEM I-42,5 R. Sono state effettuate delle prove per definire le caratteristiche meccaniche, fisiche e chimiche del legante. I risultati ottenuti sono da considerarsi adeguati nei confronti degli standard europei.
- *Additivo fluidificante*: al fine di ottenere una lavorabilità corrispondente a un valore di slump tra 5 e 10 cm si è utilizzato un superfluidificante (S).
- *Aggregati riciclati*: sono stati ottenuti da scarti di demolizione. Sono costituiti principalmente da calcestruzzo (72%) e ghiaia (20%). Il materiale è stato lavato e raccolto in due frazioni:
 - 4-12 mm, che prende il nome 4-12R;
 - 10-25 mm, che prende il nome 10-25R;

Le altre frazioni sono state scartate.

- *Aggregati naturali*: sono stati ottenuti frantumando rocce di tipo calcareo e quarzítico. Le frazioni impiegate per gli aggregati naturali sono:
 - 0-4 mm, che prende il nome 0-4C;
 - 4-12 mm, che prende il nome 4-12C;
 - 10-25 mm, che prende il nome 10-25C;

La Tabella 5.2-2 riporta le principali proprietà meccaniche degli aggregati.

- *Armature*: Le barre impiegate sono delle B500SD (in accordo con lo standard spagnolo EHE), con resistenza caratteristica allo snervamento di 500 MPa e resistenza caratteristica a rottura di 690 MPa.

⁷¹ Loov R. E., Patnaik A.K., "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface", PCI Journal, vol.33 no.1 (1994), pp.48-69.

- *Fumi di silice*: sono costituiti dal 94% di SiO₂, hanno un indice di attività pari a 116,9% (UNE 83-460-94).

	EHE	0-4C	4-12C	10-25C	4-12R	10-25R	
<i>Shape index</i> (UNE 7238:1971)	(≥0.20)	—	0.19	0.22	0.20	0.23	Coefficiente de forma
<i>Fineness modulus</i> (UNE-EN 933-1:1998 and UNE-EN 933-2/1M:1999)	—	5.81	10.73	14.48	9.87	13.25	Módulo granulométrico
<i>Fine content</i> (% passing through a 0.063 mm sieve) (UNE-EN 933-1:1998)	AG < 1 AF < 10	< 8.8	<0.1	<0.1	<0.2	<0.2	Finos (% que pasa por el tamiz 0,063 mm)
<i>Particle content less than 4 mm in size</i> (%) (UNE-EN 933-2/1M:1999)	<10	—	1.5	0.4	4.7	0.6	Partículas de tamaño inferior a 4 mm (%)
<i>Flakiness index</i> (%) (UNE-EN 933-1:1998 and UNE-EN 933-2/1M:1999)	(<35)	—	25	11	9	7	Índice de lascas (%)
<i>Density</i> (g/cm ³) (UNE 83133:1990 and UNE 83134:1990)	—	2.68	2.64	2.64	2.35	2.37	Densidad (g/cm ³)
<i>Water saturated surface dry density</i> (g/cm ³) (UNE 83133:1990 and UNE 83134:1990)	—	2.70	2.65	2.64	2.47	2.48	Densidad real saturada superficie seca (g/cm ³)
<i>Water absorption</i> (%) (UNE 83133:1990 and UNE 83134:1990)	<5	0.88	0.07	0.17	4.82	4.59	Absorción (%)
<i>Porosity</i> (%) (UNE 83133:1990 and UNE 83134:1990)	—	2.36	0.19	0.45	11.33	10.88	Porosidad (%)
<i>Abrasion resistance</i> ("Los Angeles" coefficient) (%) (UNE 1097-2:1999)	(≤40)	—	32	27	32	34	Dureza (Los Ángeles) (%)

Tabella 5.2-2: Proprietà fisiche degli aggregati utilizzati e confronto con i limiti di riferimento degli standard spagnoli EHE

Mix Design

I mix sono stati progettati in base al livello di esposizione previsto e in base al valore di slump, che assume un valore compreso tra 6 e 9 cm. Per tutte le miscele valgono i seguenti parametri:

- rapporto a/c pari 0,55;
- dosaggio nominale pari ad almeno 300 kg/m³;
- resistenza a compressione cilindrica a 28 giorni pari ad almeno 30 MPa.

Il contenuto di ciascun mix è riportato in Tabella 5.2-3.

	0-4C	4-12C	4-12R	10-25C	10-25R	MS/C	C	W/C	S/C	FA/CA	(NCA+RCA+NFA+MS)/C	
	%	%	%	%	%	%	kg/m ³	kg/kg	%	kg/kg	kg/kg	
CC	100	100	0	100	0	0.0	325	0.55	1.35	0.97	6.08	HC
CCS	100	100	0	100	0	8.0	325	0.55	1.19	0.87	5.44	HCS
RC	100	50	50	50	50	0.0	345	0.55	1.26	0.96	5.43	HR
RCS	100	50	50	50	50	8.0	345	0.55	1.24	0.86	4.84	HRS

Tabella 5.2-3: Dettaglio dei mix realizzati

Strumentazione e setup della prova

La geometria dei provini è riportata in Figura 5.2-1. La configurazione delle armature è giustificata dall'analisi di differenti modelli strut-and-tie, nel tentativo di riportare fedelmente la direzione degli sforzi principali. In seguito a diverse analisi, si è deciso di adottare la configurazione in Figura 5.2-2.

Per ogni tipo di calcestruzzo studiato e per differenti quantità di armatura ($\rho_v = 0,00\%$, $0,39\%$ e $0,57\%$), sono stati eseguiti test a taglio diretto in regime di controllo della deformazione. Prima di cominciare la prova è stato applicato un carico di assestamento pari a 10 kN. Poi la macchina è stata scaricata e il test è stato avviato ad una velocità di 1×10^{-3} mm/s fino al raggiungimento della rottura. I tastatori sono stati disposti in modo da misurare lo spostamento relativo tra le superfici addossate al piano di taglio (Figura 5.2-3).

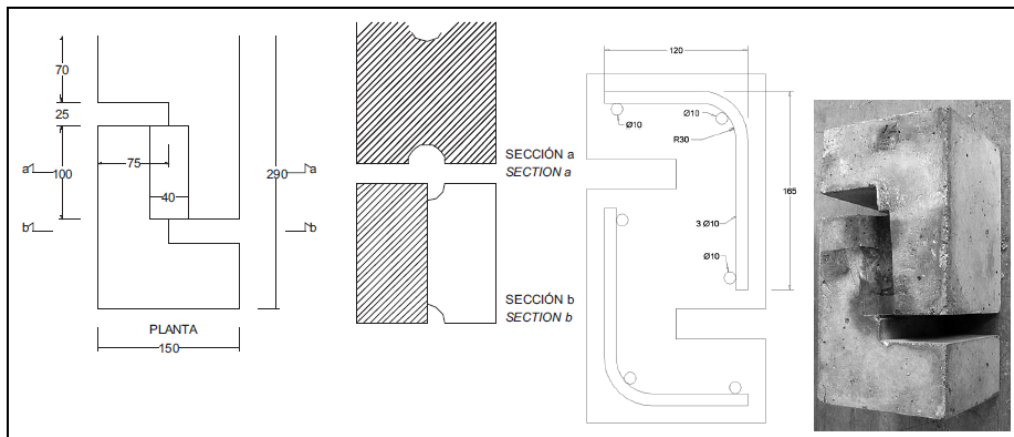


Figura 5.2-1: Dettaglio geometrico dei provini realizzati e dettagli delle armature

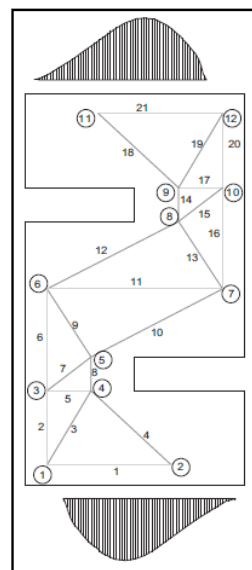


Figura 5.2-2: Modello bietta-spinotto adottato per la modellazione del comportamento interno del provino



Figura 5.2-3: Set-up della prova a taglio diretto

Risultati

Compressione, trazione indiretta e modulo elastico

In Tabella 5.2-4 sono riportati i risultati delle prove relative a compressione, trazione indiretta e modulo elastico. Si può notare che la resistenza a compressione è abbastanza simile per tutti i mix realizzati. L'aggiunta di fumi di silice nell'impasto ha effetti benefici in questo senso. Al contrario, l'inclusione di aggregati riciclati e di fumi sembra non portare miglioramenti in merito alla resistenza a trazione indiretta. Infine, i campioni confezionati con i mix RC e RCS presentano valori del modulo di Young più bassi a causa della presenza di una doppia interfaccia legante-aggregato.

	$f_{c,28}$ (MPa)	$f_{ct,28}$ (MPa)	$E_{c,28}$ (MPa)	
CC	37.87	3.28	32992	HC
CCS	38.13	3.26	32776	HCS
RC	36.87	3.19	30045	HR
RCS	38.75	2.98	30845	HRS

Tabella 5.2-4: Risultato delle prove a compressione, trazione indiretta e modulo elastico eseguite a 28 giorni di maturazione

Taglio diretto

La Tabella 5.2-5 riporta i risultati delle prove a taglio diretto per i 4 mix realizzati al variare della quantità di armatura ρ_v .

	$\rho_v = 0.00\%$	$\rho_v = 0.39\%$	$\rho_v = 0.57\%$	
CC	62.18	88.00	93.26	HC
CCS	64.26 (3.34)	95.22 (8.21)	93.54 (0.29)	HCS
RC	49.32 (-20.68)	78.68 (-10.59)	78.13 (-16.23)	HR
RCS	65.92 (6.00)	84.71 (-3.73)	98.38 (5.49)	HRS

Nota: entre paréntesis (cortante-fricción – HC cortante-fricción) x 100 / HC cortante-fricción. / Note: in brackets (shear friction – CC shear friction) x 100 / CC Shear friction.

Tabella 5.2-5: Resistenza ultima a taglio dei provini push-off testati

In Figura 5.2-4 si può notare un sostanziale abbassamento della resistenza ultima a taglio nel caso di calcestruzzi di aggregati riciclati. Questo effetto viene amplificato nel caso di parziale o totale assenza di armatura trasversale.

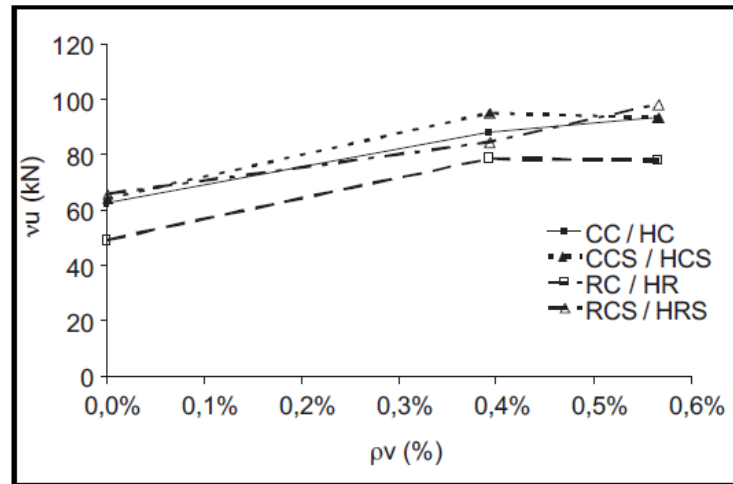


Figura 5.2-4: Relazione tra la percentuale meccanica di armatura (ρ_v) e il carico ultimo a taglio v_u

L'aggiunta dei fumi di silice compensa in qualche modo l'effetto negativo dovuto agli aggregati riciclati.

In Figura 5.2-5 è riportato il grafico carico di taglio-scorrimento per tutti i mix realizzati nel caso di assenza di armatura trasversale.

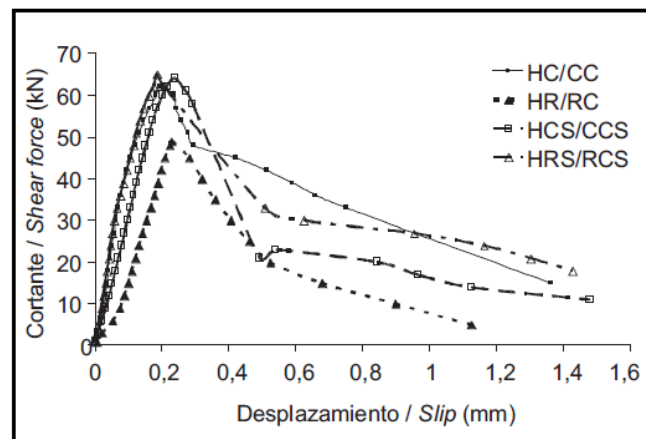


Figura 5.2-5: Relazione tra il carico tagliante applicato e lo scorrimento nel caso di assenza di armatura trasversale

Confronto tra i risultati teorici e quelli sperimentali

Al momento della redazione, non sono presenti specifiche espressioni analitiche per descrivere il comportamento di calcestruzzi di aggregati riciclati. Per questo motivo i modelli riportati in Tabella 5.2-1 sono stati applicati per valutarne la compatibilità con i risultati sperimentali. I risultati sono riportati in Tabella 5.2-6.

	ρ_v (%)	V_{exp} (kN)	Birkeland	Raths	Shaikh	Mattok	Walraven	Mattok	Mau y Hsu's	Loov y Patnaik	EHE	
CC	0.00	62.19				28.00 (2.22)		33.84 (1.84)			22.19 (2.80)	HC
	0.39	88.00	33.38 (2.64)	43.58 (2.02)	43.55 (2.02)	43.71 (2.01)	47.23 (1.85)	49.55 (1.78)	56.91 (1.55)	53.04 (1.66)	35.34 (2.49)	
	0.57	93.26	48.07 (1.94)	52.30 (1.78)	52.26 (1.78)	50.62 (1.84)	56.72 (1.64)	56.46 (1.65)	68.30 (1.37)	63.18 (1.48)	50.90 (1.83)	
CCS	0.00	62.24				28.00 (2.22)		33.97 (1.83)			21.97 (2.83)	HCS
	0.39	95.22	33.38 (2.85)	43.58 (2.19)	43.55 (2.19)	43.71 (2.18)	47.39 (2.01)	49.68 (1.92)	57.11 (1.67)	53.22 (1.79)	35.34 (2.69)	
	0.57	93.54	48.07 (1.95)	52.30 (1.79)	52.26 (1.79)	50.62 (1.85)	56.94 (1.64)	56.59 (1.65)	68.53 (1.36)	63.39 (1.48)	50.90 (1.84)	
RC	0.00	49.33				28.00 (1.76)		33.35 (1.48)			21.88 (2.25)	HR
	0.39	78.68	33.38 (2.36)	43.58 (1.81)	43.55 (1.81)	43.71 (1.80)	46.59 (1.69)	49.06 (1.60)	56.16 (1.40)	52.33 (1.50)	35.34 (2.23)	
	0.57	78.13	48.07 (1.63)	52.30 (1.49)	52.26 (1.49)	50.62 (1.54)	55.87 (1.40)	55.97 (1.40)	67.39 (1.16)	62.34 (1.25)	50.90 (1.54)	
RCS	0.00	65.92				28.00 (2.35)		34.27 (1.92)			19.91 (3.31)	HRS
	0.39	84.71	33.38 (2.54)	43.58 (1.94)	43.55 (1.95)	43.71 (1.94)	47.78 (1.77)	49.98 (1.69)	57.57 (1.47)	53.65 (1.58)	35.34 (2.40)	
	0.57	98.38	48.07 (2.05)	52.30 (1.88)	52.26 (1.88)	50.62 (1.94)	57.46 (1.71)	56.89 (1.73)	69.08 (1.42)	63.91 (1.54)	50.90 (1.93)	

Nota: entre paréntesis (cortante experimental / cortante teórico) / Note: In brackets (experimental shear / code shear).

Tabella 5.2-6: Confronto tra i risultati dei modelli teorici e i risultati sperimentati in merito alla resistenza ultima a taglio

In tutti i casi i risultati teorici ottenuti sono conservativi. Ad ogni modo, il margine di sicurezza è più ridotto per i calcestruzzi RAC. Per questi conglomerati, al fine di mantenere adeguato il livello di sicurezza è consigliabile applicare un coefficiente riduttivo (come avviene per i calcestruzzi di aggregati leggeri e per i calcestruzzi ad alta resistenza) dato che il meccanismo di frattura è diverso da quello che avviene per gli impasti tradizionali. Quando il 50% della frazione grossolana dell'inerte viene sostituita con aggregati riciclati è auspicabile applicare un coefficiente di 0,85 al fine di raggiungere lo stesso livello di sicurezza offerto dai calcestruzzi tradizionali.

Conclusioni

- In assenza di armatura trasversale al piano di taglio, la resistenza ultima tangenziale di calcestruzzi RAC con 50% di aggregati riciclati è inferiore del 20% rispetto a quella di un conglomerato tradizionale;
- L'uso di fumi di silice comporta un sostanziale miglioramento delle proprietà meccaniche dei calcestruzzi RAC. L'effetto migliorativo legato all'utilizzo dei fumi di silice non è stato rilevato nel caso dei conglomerati tradizionali, è probabile che questa aggiunta migliori l'interfaccia pasta cementizia-aggregato;
- In termini di deformazione tutti i mix si comportano in maniera simile;
- I calcestruzzi RCS presentano deformazioni ultime inferiori rispetto agli RC;
- Le equazioni teoriche confermano con adeguato margine di sicurezza i risultati teorici ottenuti. Nel caso di calcestruzzi contenenti aggregati riciclati al 50% della frazione grossolana è consigliabile applicare un fattore riduttivo di 0,85.

5.2.2 Juan Sagaseta, Robert Vollum, *Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete* (2011)

I metodi di progettazione a taglio del calcestruzzo fanno affidamento sul trasferimento tangenziale attraverso fratture. L'effettivo passaggio di sollecitazione tagliante nella matrice legante viene meno quando anche gli aggregati cominciano a fratturarsi, caso frequente nei calcestruzzi contenenti aggregati leggeri. Questa ricerca riporta i risultati di alcuni test su campioni push-off (o a "S") con l'obiettivo di studiare gli effetti della frattura degli aggregati nel trasferimento di taglio diretto.

Test Push-off

I provini

Sono stati realizzati sei provini push-off (o a "S") al fine di valutare la capacità di trasferire taglio nei calcestruzzi. La geometria dei campioni è riportata in Figura 5.2-6 e Tabella 5.2-7. Gli elementi da testare sono stati confezionati in due gruppi. La frazione grossolana dell'aggregato (dimensione massima 10 mm) è di origine calcarea per il primo gruppo (PL), mentre si tratta di inerte proveniente da dragaggio marino nel secondo gruppo (PG). Gli aggregati calcarei hanno forma appuntita in quanto sono stati frantumati prima dell'utilizzo, mentre l'inerte di origine marina ha una forma rotondeggiante. Le fratture passano attraverso gli aggregati calcarei, ma attorno a quelli ottenuti da dragaggio. Questo fenomeno è dovuto al fatto che il calcare può aderire fortemente alla pasta cementizia a causa di una reazione chimica tra la calcite dell'aggregato e l'idrossido di calcio del cemento idratato. Il dettaglio delle armature dei provini è visibile alla Figura 5.2-7.

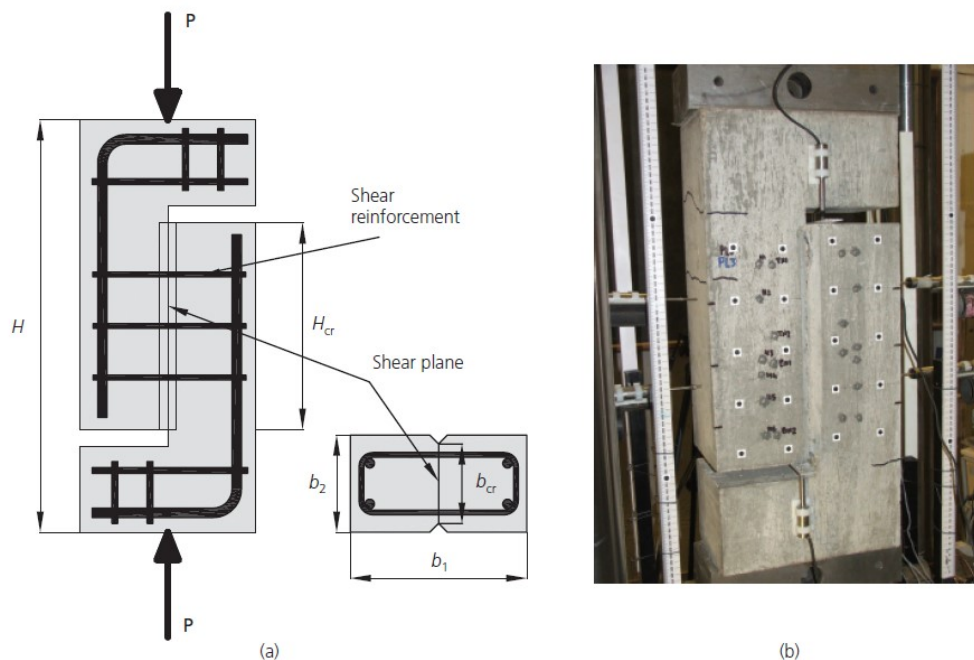


Figura 5.2-6: Provini push-off realizzati: (a) geometria del provino realizzato; (b) strumentazione di prova

Dimension: mm	Mattock <i>et al.</i> (1975)	Hamadi (1976)	Walraven and Reinhardt (1981)	This work
H	660.4	700	600	700
H_{cr}	304.8	350	300	350
b_1	355.6	300	400	300
b_2	177.8	150	120	165
b_{cr}	177.8	120	120	135

Tabella 5.2-7: Dimensioni dei provini push-off

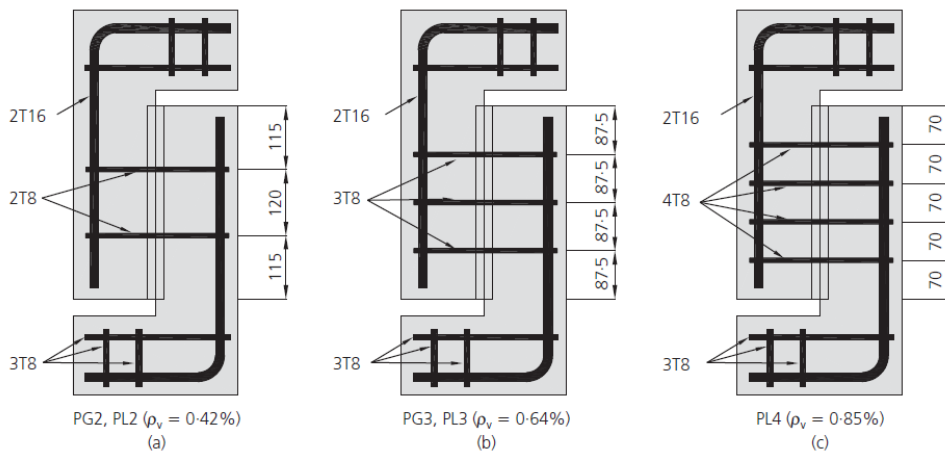


Figura 5.2-7: Dettaglio delle armature per ciascun provino realizzato

Strumentazione

Le deformazioni di ciascun provino sono state misurate con sei trasduttori di spostamento. Gli scorrimenti sono stati monitorati utilizzando anche il rilievo fotogrammetrico digitale: si tratta di una tecnica basata sull'elaborazione di immagini. Sono state scattate foto digitali ad ogni step di carico per entrambi i lati del provino. L'apertura delle fessure (w) e gli scorrimenti (s) sono stati misurati da vari punti lungo il piano di taglio. Le deformazioni delle staffe sono state monitorate con degli strain gauge posizionati direttamente sulle armature prima del getto.

I provini sono stati prefratturati prima della prova applicando lateralmente un carico lineare con un profilo a V. La frattura iniziale risultante ha uno spessore w_0 che varia tra 0,1 e 0,3 mm.

Il test è stato realizzato in modalità di controllo di spostamento, ad una velocità di 0,1 mm/min. I provini sono stati inizialmente caricati fino al carico di picco, il quale è stato raggiunto senza danneggiamenti significativi. Dopodiché, i campioni sono stati scaricati e ricaricati due volte ancora. I cicli di carico successivi al primo forniscono informazioni utili in merito all'influenza dello spessore delle fratture.

Risultati sperimentali

I risultati riportati in Tabella 5.2-8 dimostrano che le fratture sono più importanti nei provini contenenti aggregati da dragaggio. La Figura 5.2-8 presenta graficamente le relazioni w - s e w - s/w . Il rapporto medio tra l'apertura delle fessure e lo scorrimento ($(w-w_0)/s$) è una misura della dilatazione delle fratture.

Specimen	Cycle	w_0 : mm	SD*: mm	τ_{peak} : MPa	w_{peak} : mm	s_{peak} : mm
PL2 ($\rho_v=0.42\%$)	1	0.132	0.051	4.85	0.36	0.29
	2	0.296	0.043	4.52	0.48	0.57
	3	0.705	0.091	3.85	0.93	1.61
PL2b) ($\rho_v=0.42\%$)	1	0.093	0.068	5.82	0.24	0.20
	2	0.491	0.098	4.76	0.57	0.67
	3	0.711	0.146	4.48	0.75	0.98
PL3 ($\rho_v=0.64\%$)	1	0.123	0.043	5.55	0.37	0.40
	2	0.380	0.044	5.17	0.47	0.71
	3	0.545	0.066	4.76	0.61	1.16
PL4 ($\rho_v=0.85\%$)	1	0.120	0.024	7.10	0.38	0.50
	2	0.418	0.021	6.63	0.52	0.89
	3	0.766	0.090	6.03	0.85	1.77
PG2 ($\rho_v=0.42\%$)	1	0.273	0.148	3.67	0.65	0.93
	2	0.714	0.108	3.46	0.79	1.46
	3	0.877	0.043	3.31	0.92	2.02
PG3 ($\rho_v=0.64\%$)	1	0.081	0.039	4.91	0.51	0.60
	2	0.395	0.082	4.72	0.68	1.00
	3	0.628	0.080	4.45	0.92	1.64

* Standard deviation of four readings of w_0 at both sides of the crack

Tabella 5.2-8: Risultati dei test push-off

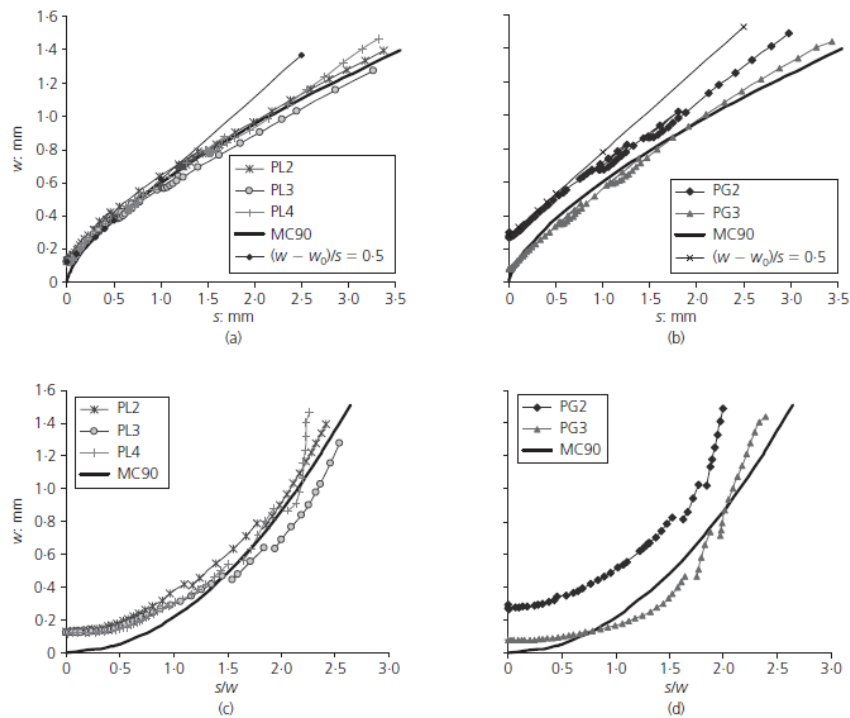


Figura 5.2-8: Grafici relativi a: (a) fratturazione nei provini PL; (b) fratturazione nei provini PG; (c) relazione w - s/w nei provini PL; (d) relazione w - s/w nei provini PG

Deformazione delle staffe

Le deformazioni risultano simili per bracci opposti della stessa staffa, variano parabolicamente da un massimo in corrispondenza della frattura fino a 0 ad una distanza di 100 mm dalla frattura. A valle della sperimentazione è ragionevole pensare che le staffe snervano alla fine del primo ciclo di carico quando lo spessore della frattura varia tra 0,3 e 0,5 mm.

Analisi dei risultatiComparazione con i modelli analitici

Le formule più utilizzate per la valutazione dello sforzo in base agli scorrimenti e all'apertura delle fessure sono le seguenti:

(a) MC90 (CEB-FIP, 1990)⁷² per la relazione sforzo-scorrimento:

Per $s < 0,1$ mm

$$\bullet \tau_{cr} = 5\tau_{ult}s \quad [5-17]$$

Per $s \geq 0,1$ mm

$$\bullet \left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_{ult}} \right]^4 - 0,5 \left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_{ult}} \right]^3 = 0,3s - 0,03 \quad [5-18]$$

$$\text{In cui } \tau_{ult} = 0,4f_c^{2/3} \sigma_{ncr}^{1/3}$$

Per la dilatazione delle fratture:

$$\bullet w = 0,6s^{2/3} \quad [5-19]$$

(b) Hamadi and Regan (1980)⁷³:

$$\bullet \tau_{cr} = k \frac{s}{w} = kr \quad [5-20]$$

$$\bullet \tau_{cr} \leq \tau_{ult} = C + \mu \sigma_{ncr} \quad [5-21]$$

In cui k è pari a 5,4 N/mm² per aggregati naturali e 2,7 N/mm² per aggregati di argilla espansa.

(c) Walraven e Reinhardt (1981)⁷⁴:

$$\bullet \sigma_{ncr} = -\frac{f_u}{20} + [1,35w^{-0,63} + (0,191w^{-0,552} - 0,15)f_{cu}]s \quad [5-22]$$

$$\bullet \tau_{ncr} = -\frac{f_u}{30} + [1,8w^{-0,80} + (0,234w^{-0,707} - 0,20)f_{cu}]s \quad [5-23]$$

(d) Gambarova e Karakoç (1983)⁷⁵:

$$\bullet \sigma_{ncr} = k_1 k_2 \sqrt{w} \frac{r}{(1+r^2)^{0,25}} \tau_{cr} \quad [5-24]$$

⁷² MC1990. *Model Code for concrete structures*.

⁷³ Hamadi Y. D., Regan R. E., "Behaviour of normal and lightweight aggregate beams with shear crack", *The Structural Engineer*, vol.58B no.4 (1980), pp.71-79.

⁷⁴ Walraven J. C., Reinhardt H. W., "Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading", *Heron Concrete Mechanics*, vol.26 no.1 (1981), pp.1-680.

⁷⁵ Gambarova P. G., Karakoç C., "A new approach to the analysis of the confinement role in regularly cracking concrete elements", *Atti del Convegno: Proceedings of the 7th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology* (Chicago, 1983), paper H5/7, pp.71-79.

$$\bullet \quad \tau_{cr} = \tau_0 \left[1 - \left(\frac{2w}{a} \right)^{1/2} \right] r \frac{k_3 + k_4 |r|^3}{1 + k_4 r^4} \quad [5-25]$$

In cui $r=s/w$, a è la dimensione massima dell'aggregato, $k_1 k_2=0,62$; $k_3=2,45/\tau_0$; $k_4=2,44(1-(4/\tau_0))$ e $\tau_0=0,25f'_c$.

(e) Li e altri (1989)⁷⁶:

$$\bullet \quad \sigma_{ncr} = 3,83 f'_c{}^{1/3} \left[\frac{\pi}{2} - \cot^{-1} r - \frac{r}{1+r^2} \right] \quad [5-26]$$

$$\bullet \quad \tau_{ncr} = 3,83 f'_c{}^{1/3} \frac{r}{1+r^2} \quad [5-27]$$

La comparazione dei risultati è riportata in Figura 5.2-9 e Figura 5.2-10. L'incremento della resistenza a taglio dei campioni PL3 e PL4, in confronto a PL2 può essere spiegata in termini di attrito a taglio. L'incremento del ΔF di PL3 e PL4 su PL2 dovuto all'azione dell'armatura viene descritto da Walraven e Reinhardt (1981) con la formula:

$$\Delta F = \Delta T_s \frac{\delta w}{\delta s} \quad [5-28]$$

In cui:

$$\Delta T_s = (n - 2) A_{sw} f_y 10^{-3} \text{ kN} \quad [5-29]$$

A_{sw} è l'area di entrambi i bracci di ciascuna staffa T8, f_y rappresenta la resistenza a snervamento delle staffe (in MPa), n rappresenta il numero totale di staffe.

Formule fornite dai Codici per lo studio del taglio

I codici di progettazione come l'Eurocodice 2 e l'ACI-318-08 definiscono la massima tensione di taglio che può essere trasferita attraverso l'attrito tra gli aggregati con il criterio di rottura di Coulomb ($\tau=C+\mu\sigma_{ncr}$). Il fattore di coesione C di solito viene definito in termini di resistenza del calcestruzzo a trazione, il coefficiente di attrito μ dipende dalla ruvidità della superficie di interfaccia. In Tabella 5.2-9 sono riportati i valori di C e μ proposti dai Codici e dalle pubblicazioni in letteratura.

⁷⁶ Li N., Maekawa L., Okamura H., "Contact density model for stress transfer across cracks in concrete", *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo*, vol.XL no.1, pp.9-52.

	Surface	Cohesion, C	Friction, μ
Eurocode 2 (BSI, 2004)	Rough	$0.4f_{ctd}^*$	0.70
	Smooth	$0.2f_{ctd}$	0.60
	Very smooth	$0.025-0.1f_{ctd}$	0.50
ACI-318-08 (ACI, 2008) (for normal weight concrete)	Monolithic	2.75 MPa	1.4
	Rough	2.75 MPa	1.0
	Medium	—	0.6
Climaco and Regan (2001)	Rough	$0.25(f_c')^{2/3}$	1.4
	Medium	$0.25(f_c')^{2/3}$	0.9
	Smooth	0.5 MPa	0.7
Hamadi and Regan (1980)	Natural gravel	4.0 MPa	0.7
	Expanded clay	2.0 MPa	0.3
	Gravel (PG)	1.20 MPa ($\sim 0.57f_{ctk,0.05}$)	1.06
Linear regression of push-off test data (PG and PL)	($f_c' = 31.7$ MPa)		
	Limestone (PL)	2.50 MPa ($\sim 0.91f_{ctk,0.05}$)	0.95
	($f_c' = 53.1$ MPa)		

* $f_{ctd} = f_{ctk,0.05}/\gamma_c$ where $f_{ctk,0.05}$ is, in Eurocode 2, the lower characteristic (5%) concrete tensile strength and γ_c is the partial factor for concrete. $\gamma_c = 1.5$ for design. $f_{ctk,0.05}$ is equal to $0.21(f_c')^{2/3}$ for $f_c' < 50$ MPa and $1.48\ln(1 + f_{cm}/10)$ for $50 \leq f_c' \leq 90$ MPa

Tabella 5.2-9: Comparazione tra i valori di coesione e frizione forniti da vari modelli

È stata effettuata una regressione lineare per stimare μ e C in corrispondenza del carico di picco quando lo spessore delle fratture varia tra 0,4 e 0,6 mm. I valori risultanti di C sono stati normalizzati rispetto alla resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk,0.05}$, come indicato anche all'Eurocodice 2. Il Coefficiente C assume un valore maggiore per i provini di aggregato calcareo (C=0,91) rispetto a quelli confezionati con aggregati da dragaggio (C=0,57).

Influenza dello spessore delle fratture sulla resistenza a taglio

La resistenza a taglio viene assunta indipendente dallo spessore delle fratture nelle formule riportate precedentemente, anche se sperimentalmente si può notare che i provini con fratture meno spesse raggiungono carichi di picco più alti. Vecchio e Collins⁷⁷ propongono l'equazione seguente per calcolare la massima tensione di taglio in funzione della tensione normale alla frattura f_{ci} e dello spessore della frattura w:

$$\tau = 0,18v_{cimax} + 1,64f_{ci} - 0,82 \frac{f_{ci}^2}{v_{cimax}} \quad [5-30]$$

In cui v_{ciman} è:

$$v_{cimax} = \frac{f_c'^{1/2}}{0,31+24w/(a+16)} \quad [5-31]$$

Queste equazioni prevedono bene il comportamento per i provini PL2 e PL3, ma non per il PL4.

⁷⁷ Vecchio F. J., Collins. M. P., "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear", *ACI Journal*, vol.83 no.2, pp.219-231.

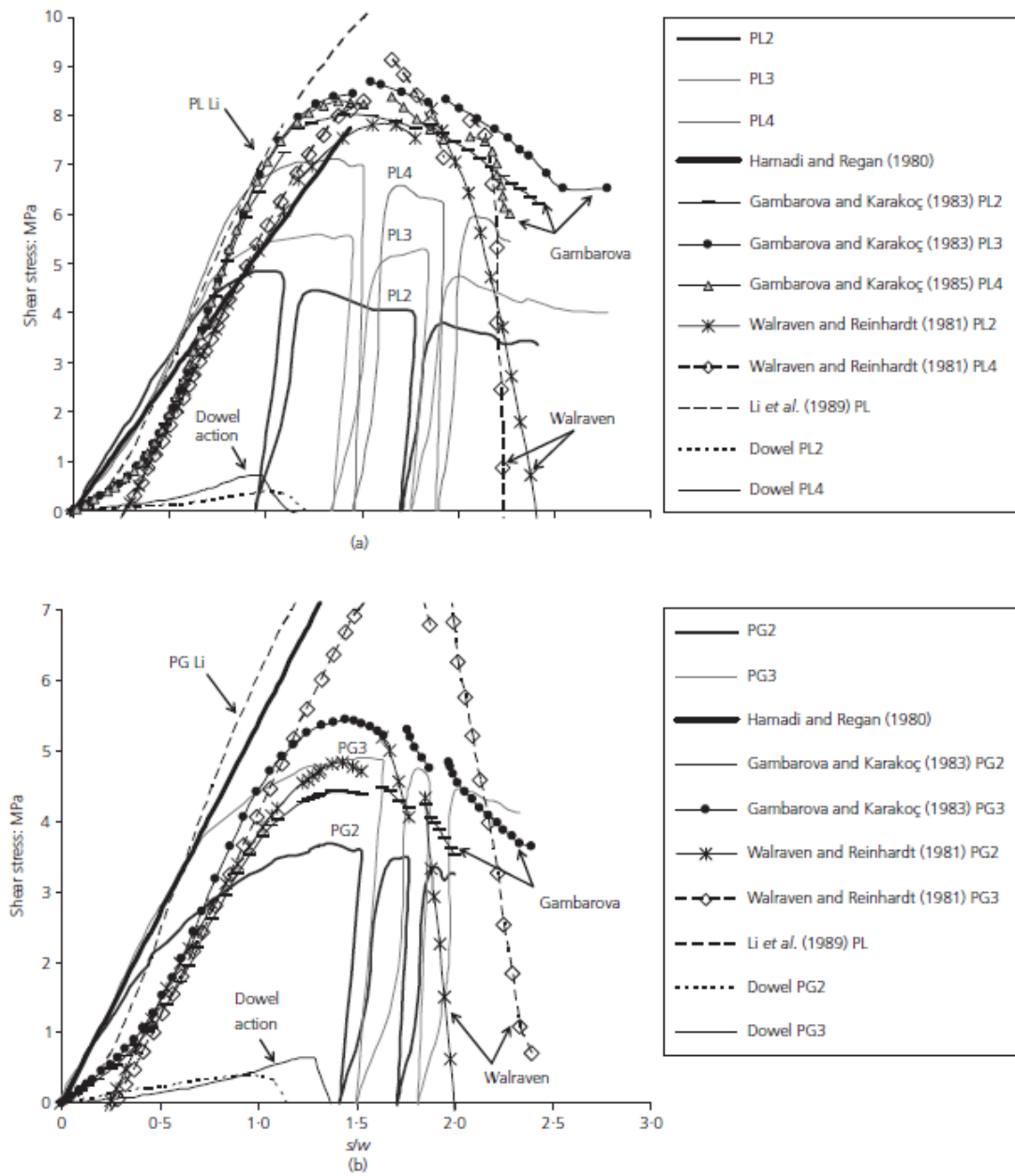


Figura 5.2-9: Tensioni a taglio sperimentali e previste teoricamente in base ai modelli: (a) da PL2 a PL4; (b) PG2 e PG3

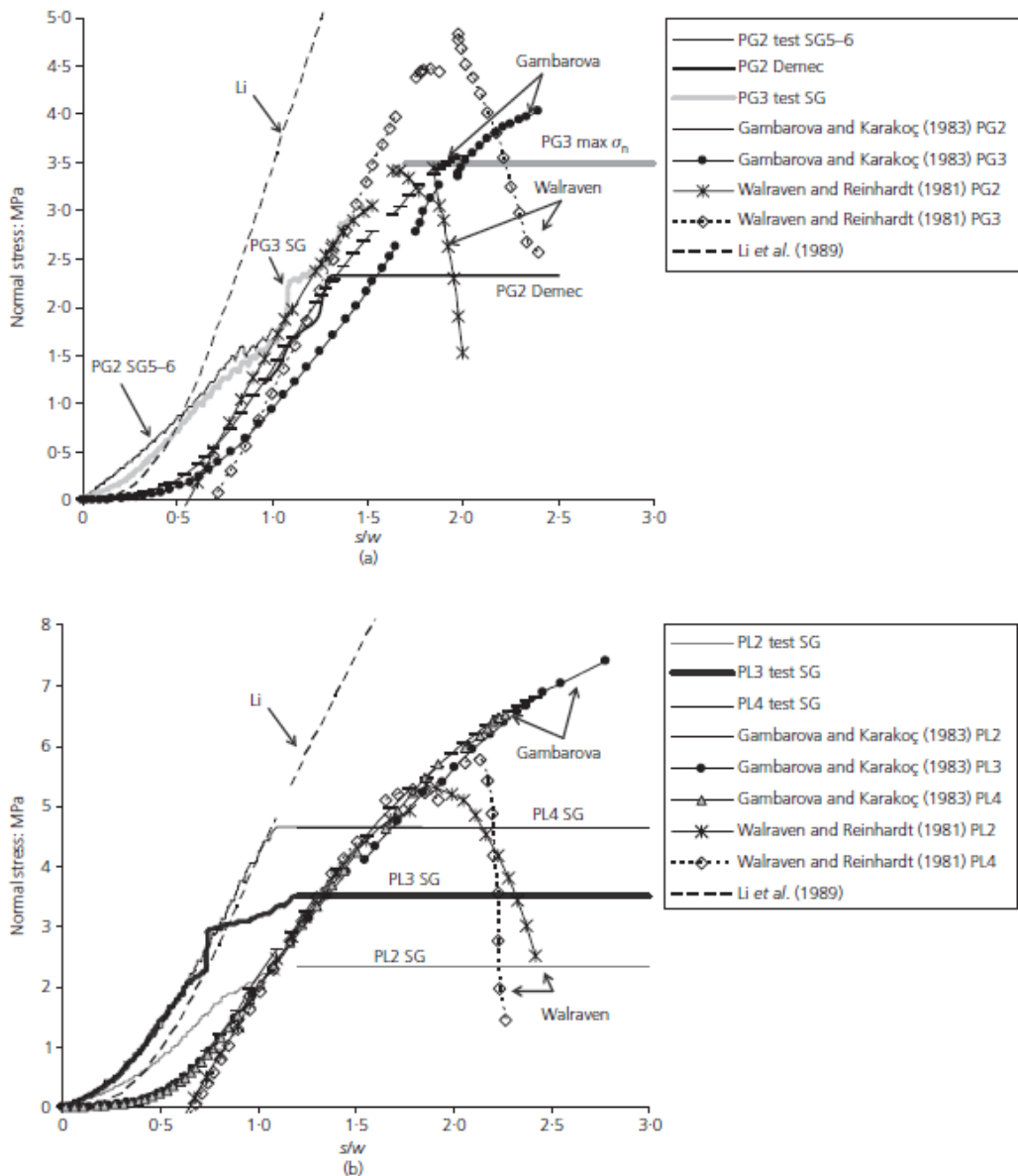


Figura 5.2-10: Tensioni normali sperimentali e previste teoricamente in base ai modelli: (a) da PL2 a PL4; (b) PG2 e PG3

Conclusioni

Questa pubblicazione presenta i risultati sperimentali dei test push-off effettuati su provini contenenti sia aggregati calcarei che inerti da dragaggio. Le fratture passano attraverso gli aggregati nei campioni PL, ma passano attorno nei campioni PG. Durante le prove, sebbene i provini abbiano fratturato, sono state trasferite notevoli tensioni di taglio attraverso le fessure, questo può essere dovuto alla ruvidità delle superfici. I dati sperimentali sono stati comparati con le previsioni di diversi modelli analitici. In generale le tensioni sono sottostimate per scorrimenti minori di 0,2 mm e sovrastimate in corrispondenza di condizioni di carico limite. Tra i modelli teorici riportati, quello di Hamadi e Regan (1980) e del MC90 prevedono meglio il comportamento sperimentale.

5.2.3 Jianzhuang Xiao, He Xie, Zhenjun Yang, *Shear transfer across a crack in recycled aggregate concrete (2012)*

In questa pubblicazione vengono riportati i risultati di una sperimentazione su 32 provini push-off prefratturati confezionati con calcestruzzo di aggregati riciclati (RAC: Recycled Aggregate Concrete). Sono stati studiati gli effetti sul trasferimento di taglio dovuti a: rapporto di sostituzione degli aggregati, rapporto a/c, resistenza del calcestruzzo, confinamento laterale.

Scopo della ricerca

Dal momento che gli aggregati riciclati presentano tracce di legante preesistenti sulla superficie, il meccanismo di unione tra gli aggregati e la capacità di trasferire tensione di taglio risulterà sicuramente differente tra i calcestruzzi RAC e quelli tradizionali. Inoltre, le microfessure e i danneggiamenti interni sono già presenti negli aggregati riciclati prima di essere utilizzati.

La sperimentazione

Materiali

Nei test sono stati usati sia aggregati riciclati (RCA: Recycled Coarse Aggregate) sia aggregati naturali per la frazione grossolana. L'analisi granulometrica degli inerti RCA è riportata in Tabella 5.2-10. Come legante è stato utilizzato cemento Portland P042.5, inoltre è stato aggiunto un additivo superfluidificante JC-3. Le barre in acciaio usate sono HPB235 (per le staffature) e HRB335 (barre longitudinali) laminate a caldo. Sono stati confezionati dieci mix diversi variando il contenuto di RCA e il rapporto acqua-cemento.

(Sample mass = 6300 g).

Mesh size (mm)	Retained amount (g)	Accumulate retained amount (g)	Accumulate retained rate (%)
31.5	0	0	0
26.5	26	26	0.4
19	955	981	15.6
16	809	1790	28.4
9.5	2248	4038	64.1
4.75	1905	5943	94.3
2.36	278	6221	98.7
<2.36	76	6297	100

Tabella 5.2-10: Gradazione degli aggregati riciclati

Provini

Sono stati realizzati 32 provini push-off della stessa misura (Figura 5.2-11). Per fare in modo che le fratture inizino a propagare dal centro del provino sono state realizzate due fessure a V, l'area del piano di taglio è di 36000 mm². Sono state inserite barre trasversali chiuse in modo da ottenere un confinamento laterale (Figura 5.2-12). Per ridurre il contributo delle staffe nella resistenza a taglio queste sono state chiuse con tubi soffici di

40 mm di lunghezza. Le informazioni relative ai mix e ai campioni realizzati sono riportate in Tabella 5.2-11 e Tabella 5.2-12.

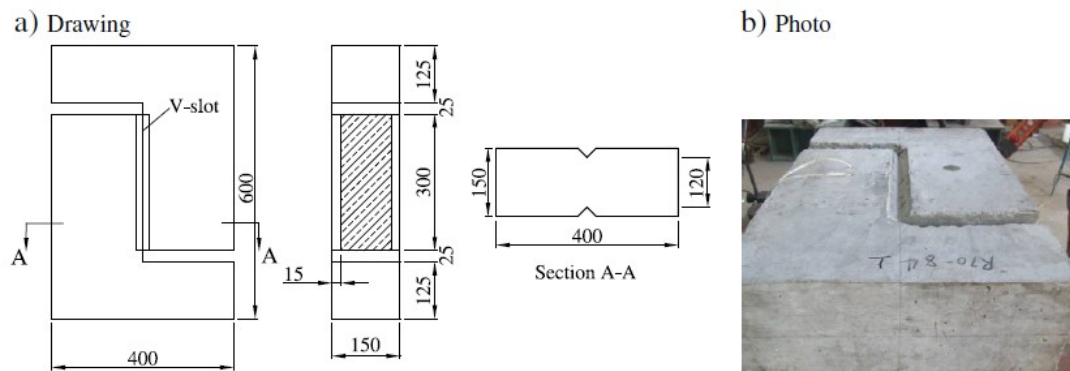


Figura 5.2-11: Geometria e dimensioni del provino push-off

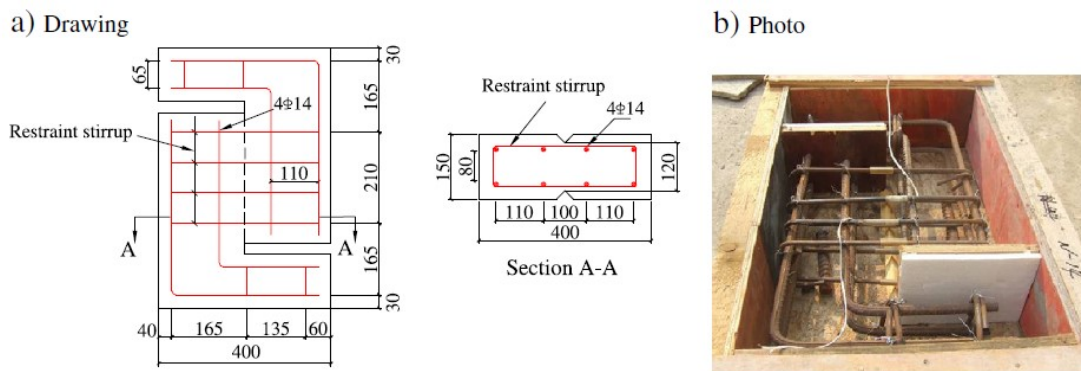


Figura 5.2-12: Dettaglio delle armature all'interno del provino

No.	RCA replacement ratio (%)	Cement (kg)	Sand (kg)	NCA (kg)	RCA (kg)	Water (kg)	Water-cement ratio
Mix 1a	0	373	730	1120	0	182	0.488
Mix 1b	50	373	730	560	560	182	0.488
Mix 1c	100	373	730	0	1120	182	0.488
Mix 2	0	370	730	1100	0	200	0.540
Mix 3	0	440	720	1050	0	190	0.430
Mix 4	100	430	700	0	950	185	0.430
Mix 5	100	430	700	0	1000	165	0.380
Mix 6	30	400	710	742	318	185	0.463
Mix 7	50	406	730	510	510	185	0.456
Mix 8	70	415	720	300	700	185	0.446

Tabella 5.2-11: Dettaglio dei mix realizzati

Specimen	Mix	RCA replacement rates (%)	Amount of stirrups	Cube strength (MPa)	Piece
N-12	1a	0	2 Φ 8	29.0	1
N-13			3 Φ 8		1
N-14			4 Φ 8		3
N-24			4 Φ 8		1
N-32	3	0	2 Φ 8	29.6	1
N-33			3 Φ 8		1
N-34			4 Φ 8		1
R-14	1c	100	4 Φ 8	19.3	2
R-42	4	100	2 Φ 8	27.0	1
R-43			3 Φ 8		1
R-44			4 Φ 8		3
R-52	5	100	2 Φ 8	33.8	1
R-53			3 Φ 8		1
R-54			4 Φ 8		1
R30-64	6	30	4 Φ 8	25.8	3
R50-14	1b	50	4 Φ 8	24.9	2
R50-72	7	50	2 Φ 8	24.7	1
R50-73			3 Φ 8		1
R50-74			4 Φ 8		3
R70-84			8		70

Tabella 5.2-12: Dettaglio delle armature del provino

Realizzazione dei provini e maturazione

La cassaforma è stata posizionata orizzontalmente e il calcestruzzo è stato gettato lungo la direzione dello spessore del provino. Per realizzare le fessure a V sono state impiegate due stecche lunghe 300 mm a forma di triangolo equilatero.

Attrezzature per i test

Prima dell'esecuzione delle prove, tutti i provini sono stati prefratturati lungo il piano di taglio, dopo il campione è stato posizionato verticalmente. Il provino è supportato da cuscinetti a rulli durante la prova, in questo modo si può muovere liberamente nella direzione orizzontale in modo da sollecitare a taglio puro il piano fratturato.

Strumentazione

All'estremità del martinetto idraulico è presente una cella di carico per valutare la forza effettivamente applicata. Due estensimetri sono stati posti verticalmente da un lato e altri tre sono stati posizionati orizzontalmente dall'altro. Sulle staffe sono stati inseriti degli strain gauge per monitorare il comportamento dell'acciaio.

Schema di carico

Il carico è stato applicato diminuendo l'incremento mano a mano che ci si avvicinava al carico ultimo stimato. La prova è stata fermata quando la deformazione delle staffe raggiungeva 600 $\mu\epsilon$, o equivalentemente quando lo spessore delle fratture toccava il limite di 0,2 mm.

Risultati sperimentali

Modi di collasso

Quando il carico applicato è piccolo, nessun segno di frattura si può notare sulla superficie del provino. In corrispondenza della tensione ultima, cominciano ad apparire alcune crepe verticali da taglio. Al termine della prova i campioni presentano varie fratture, lo scorrimento è alto e le armature hanno già raggiunto lo snervamento.

Risultati principali

La Tabella 5.2-13 riporta i risultati dei 32 provini relativamente a: resistenza a compressione uniassiale del calcestruzzo f_c ($f_c=0,76 f_{cu}$); tensione di confinamento delle staffe in corrispondenza del piano di taglio $\rho_v f_y$, in cui $\rho_v=A_v/A_c$ rappresenta il rapporto di rinforzo tra l'area sezionata delle staffe A_v e il piano di taglio A_c , f_y è la tensione di snervamento delle staffe; P_u è il carico ultimo da taglio; τ_u è la tensione ultima da taglio $\tau_u=P_u/A_c$; w_u è lo spessore della frattura principale; infine Δ_u è lo scorrimento in corrispondenza del carico ultimo da taglio.

List of main test results.

Specimen	f_c (MPa)	$\rho_v f_y$ (MPa)	P_u (kN)	τ_u (MPa)	w_u (mm)	Δ_u (mm)
N-12	22.0	1.9	–	–	–	–
N-13		2.9	184	5.10	0.44	0.65
N-14a		3.8	265	7.35	0.30	0.94
N-14b		3.8	273	7.59	0.29	0.98
N-14c		3.8	296	8.23	0.43	0.69
N-24	24.2	3.8	223	6.21	0.59	0.76
N-32	22.5	1.9	137	3.80	0.60	0.54
N-33		2.9	245	6.80	0.32	0.99
N-34		3.8	246	6.82	0.51	0.86
R-14a	14.6	3.8	230	6.39	0.54	0.73
R-14b		3.8	227	6.31	0.59	0.48
R-42	20.5	1.9	171	4.74	0.24	0.65
R-43		2.9	199	5.52	0.48	0.49
R-44a		3.8	264	7.34	0.46	0.54
R-44b		3.8	244	6.78	0.51	0.80
R-44c		3.8	222	6.18	0.31	0.73
R-52	25.7	1.9	154	4.27	0.46	0.81
R-53		2.9	220	6.12	0.21	0.47
R-54		3.8	245	6.80	0.50	0.46
R30-64a	19.6	3.8	286	7.93	1.16	1.26
R30-64b		3.8	295	8.20	1.01	0.79
R30-64c		3.8	290	8.05	0.56	0.89
R50-14a	18.9	3.8	242	6.72	0.64	0.84
R50-14b		3.8	238	6.60	0.45	0.91
R50-72	18.8	1.9	102	2.82	0.94	1.10
R50-73		2.9	220	6.10	0.85	0.76
R50-74a		3.8	249	6.93	0.52	0.80
R50-74b		3.8	251	6.97	0.38	0.82
R50-74c		3.8	232	6.45	0.80	0.79
R70-84a	22.2	3.8	244	6.78	0.46	0.66
R70-84b		3.8	238	6.62	0.74	1.07
R70-84c		3.8	253	7.02	0.68	0.97

N-12 has an operation mistake during testing.

Tabella 5.2-13: Lista dei risultati principali

Curve tensione di taglio-scorrimento

In Figura 5.2-13 si può notare che tutte le curve hanno forma simile: una linea retta sta a rappresentare il comportamento lineare elastico allo stato iniziale della prova, la parte non lineare indica la propagazione di microfessure, questa fase è seguita da un andamento orizzontale che ha il significato di una stabile propagazione di microfessure. Nella parte finale si può notare una decrescita della curva a causa delle sempre maggiori fessure e della graduale perdita di connessione interna.

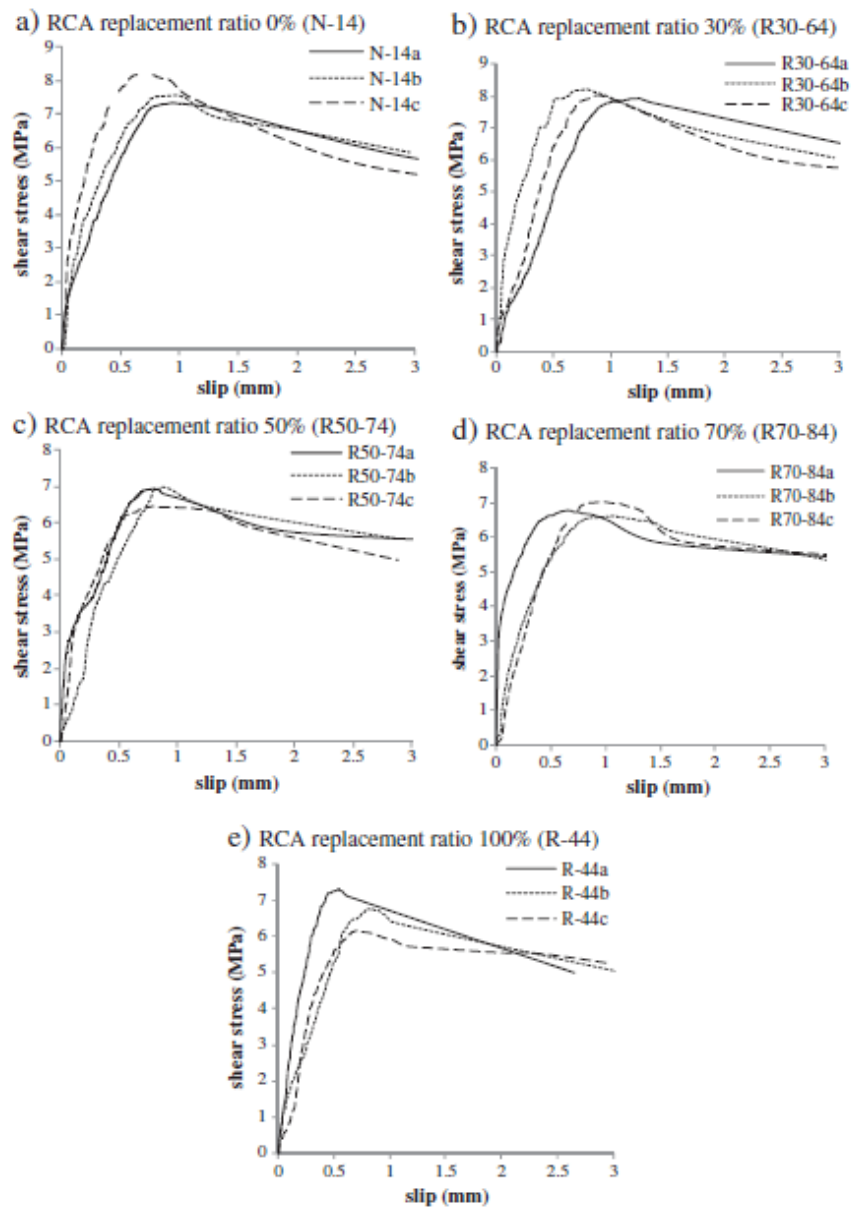


Figura 5.2-13: Curve tensione di taglio-scorrimento

Curve slittamento-apertura delle fessure

In Figura 5.2-14 sono riportati i grafici slittamento tangenziale-apertura delle fessure. Lo spessore delle fratture è stato misurato utilizzando tre trasduttori posti orizzontalmente a diverse altezze, da cui ne risultano tre curve per ogni provino. Si può notare che all'inizio della prova lo spessore delle fratture aumenta velocemente, per poi rallentare l'incremento verso la fine.

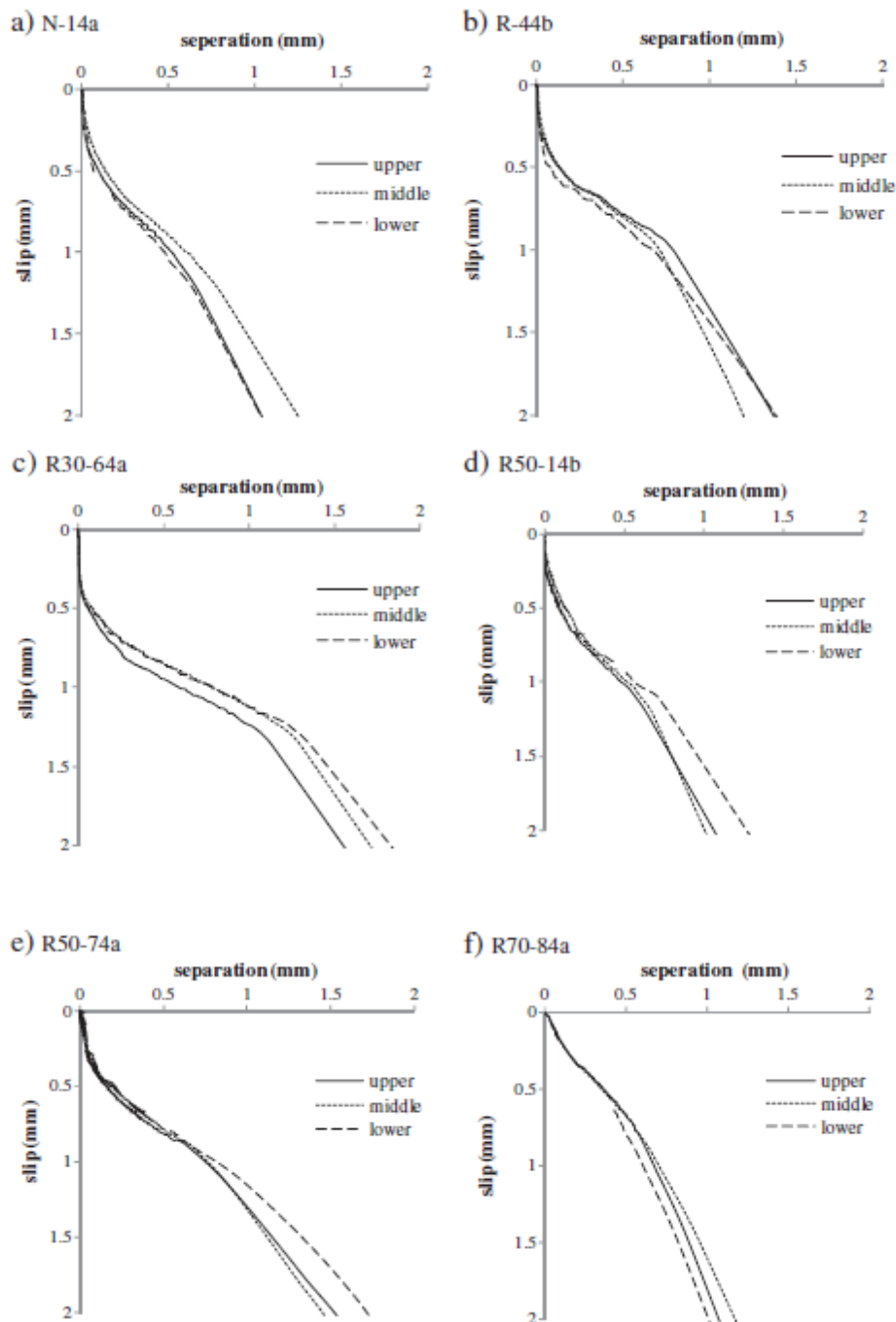


Fig. 8. Typical crack opening curve.

Figura 5.2-14: Curve slittamento-apertura delle fessure

Analisi dei risultati

Effetti delle staffature

In generale si può notare che una più consistente staffatura comporta una maggiore resistenza a taglio iniziale, una più alta tensione di taglio a parità di scorrimento, e una più alta tensione ultima di taglio.

Effetti dovuti alla resistenza del calcestruzzo

Dal confronto dei dati sperimentali è facile notare come la tensione ultima da taglio tenda ad aumentare con la stessa tendenza della resistenza del calcestruzzo.

Effetti dovuti alla percentuale di sostituzione di RCA

Il rapporto di sostituzione di RCA è un parametro importante che influenza il carico ultimo di taglio a causa delle caratteristiche diverse degli aggregati riciclati (Figura 5.2-15). All'aumentare del rapporto di sostituzione di RCA, le zone di transizione legante-aggregato aumentano, questo contribuisce a una riduzione della connessione interna del materiale.

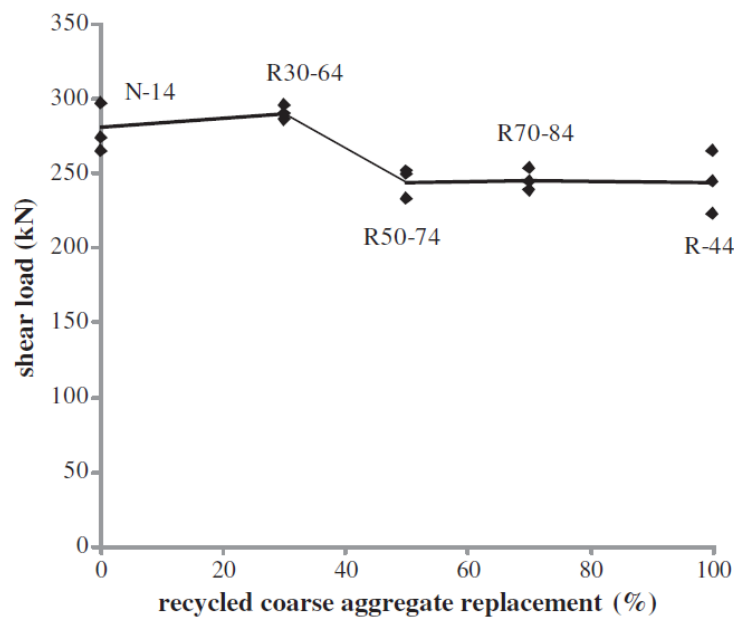


Figura 5.2-15: Effetti del rapporto di sostituzione di RCA sulla resistenza ultima a taglio

La Figura 5.2-16 mette a confronto le curve tensione-slittamento di tre provini aventi stesso valore a/c, stesso contenuto di staffe, ma diversa percentuale di aggregati RCA. Si può notare che il rapporto di sostituzione di RCA ha un effetto limitato sulla rigidità a taglio iniziale; anche se un'alta percentuale di aggregati riciclati comporta una più bassa tensione ultima da taglio.

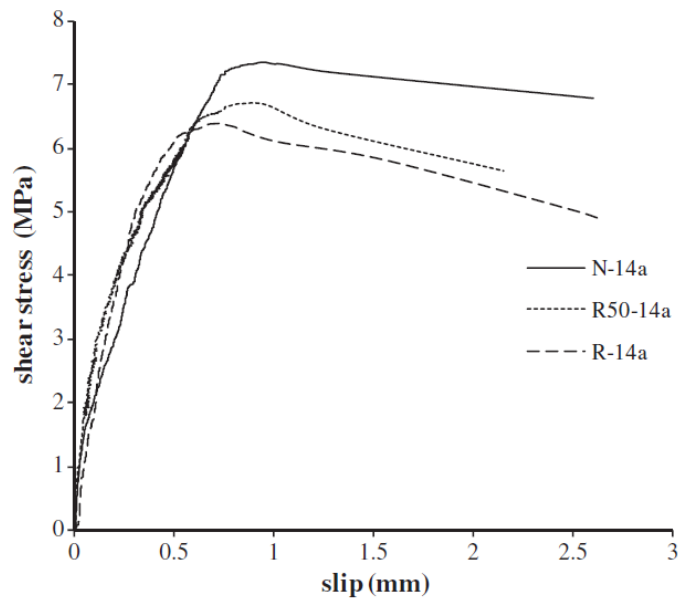


Figura 5.2-16: Curve tensione-scorrimento per calcestruzzi con diverso contenuto di RCA

Conclusioni

In base alle prove sperimentali su 32 campioni push-off, si possono definire le seguenti conclusioni:

- Il trasferimento del taglio nel calcestruzzo prefabbricato è simile per conglomerati di aggregati riciclati e per calcestruzzi convenzionali;
- Per i provini RAC con lo stesso mix design il trasferimento del taglio viene significativamente migliorato dal confinamento laterale;
- Il contenuto crescente di aggregati riciclati ha un effetto peggiorativo sul carico ultimo a taglio di provini con la stessa quantità di armatura;
- Bassi contenuti di aggregati riciclati comportano resistenze più alte del calcestruzzo;
- Le equazioni raccomandate da ACI e PCI possono essere utilizzate per prevedere la capacità di trasferire taglio in provini di calcestruzzo riciclato.

5.2.4 Khaldoun Rahal, Abdul-Lateef Al-Khaleefi, *Shear-Friction Behaviour of Recycled and Natural Aggregate Concrete-An Experimental Investigation* (2015)

Esistono vari modelli per studiare il trasferimento di taglio in elementi in calcestruzzo armato (Figura 5.2-17). L'interfaccia critica può essere una frattura esistente, oppure una superficie piana che è soggetta alla formazione di fratture. Il modello più utilizzato per valutare la resistenza a taglio diretta è sicuramente quello con provini push-off: in questi elementi la forza di compressione applicata attraversa tangenzialmente il piano di taglio che si trova al centro grazie alla presenza di due aperture ai lati del provino.

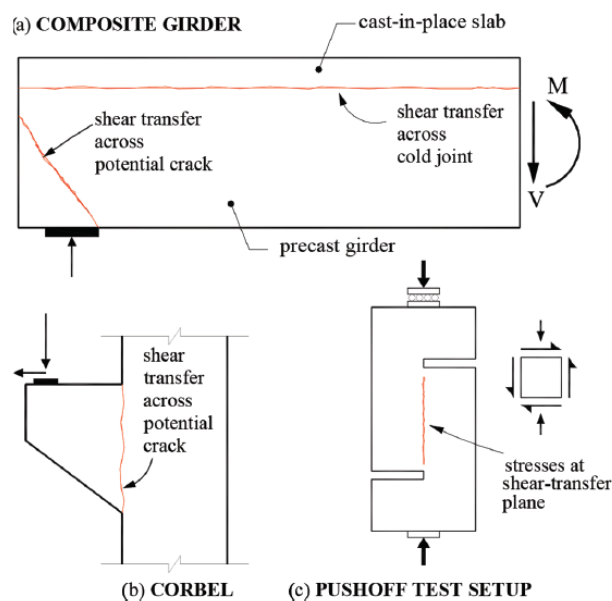


Figura 5.2-17: Esempi di elementi utilizzati per lo studio del trasferimento di taglio

Gli aggregati riciclati (RAs) hanno generalmente caratteristiche meccaniche peggiori rispetto agli aggregati naturali (NAs) a causa della pasta di cemento aderente alla superficie e dell'incerta qualità degli scarti di calcestruzzo.

Scopo della ricerca

L'obiettivo è quello di capire meglio il comportamento a taglio di elementi strutturali in calcestruzzo confezionati con aggregati riciclati (RA). Questo lavoro di ricerca riporta i risultati in merito al comportamento a taglio di provini push-off non prefabbricati confezionati con RAC e con NAC. Sono inoltre stati comparati i risultati sperimentali con quelli teorici forniti dall'ACI Code.

Programma della sperimentazione

Sono stati realizzati 18 provini push-off: tre di questi contenenti solo NAC (100% NAC), altri nove contenenti solo RAC (100% RAC), i rimanenti sei contenenti 50% RAC e 50% NAC.

I provini

La dimensione nominale del provino e le armature di rinforzo sono mostrate in Figura 5.2-18. Le staffature passanti per il piano di taglio sono una delle variabili prese in considerazione. Uno strain gauge è stato attaccato alla staffa centrale in corrispondenza del piano di taglio. Il nome di ciascun provino permette di identificarne le proprietà; considerando per esempio il 35-2T8-0: il numero 35 è un riferimento per il grado di resistenza del calcestruzzo (25 per resistenza bassa, 35 per resistenza media, e 45 per resistenza alta); 2T8 si riferisce alle staffe impiegate, in questo caso sono $\Phi 8$ a due braccia; il numero finale, infine, indica la percentuale di RA utilizzata. Il dettaglio di tutti i provini confezionati è riportato in Tabella 5.2-14.

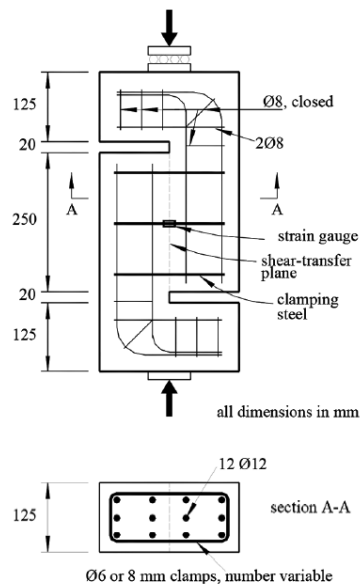


Figura 5.2-18: Dimensioni e disposizione delle armature dei provini push-off realizzati (dimensioni in mm)

Series	Mixture	Specimen	RA*, %	Clamping steel	$\rho_v f_{yv}$, MPa (psi)	f_{cu} , MPa (psi)
N	1	35-2T6-0	0	2 $\phi 6$	0.934 (135)	43.4 (6300)
		35-2T8-0		2 $\phi 8$	2.63 (381)	
		35-3T8-0		3 $\phi 8$	3.94 (571)	
R100	2	35-0T-100	100	None	0 (0)	40.1 (5810)
		35-2T6-100		2 $\phi 6$	0.934 (135)	
		35-2T8-100		2 $\phi 8$	2.63 (381)	
		35-3T8-100		3 $\phi 8$	3.94 (571)	
		35-4T8-100		4 $\phi 8$	5.25 (761)	
		35-6T8-100		6 $\phi 8$	7.88 (1142)	
R50	3	35-2T6-50	50	2 $\phi 6$	0.934 (135)	50.5 (7320)
		35-2T8-50		2 $\phi 8$	2.63 (381)	
		35-4T8-50		4 $\phi 8$	5.25 (761)	
R50L	4	25-2T6-50	50	2 $\phi 6$	0.934 (135)	29.3 (4250)
		25-2T8-50		2 $\phi 8$	2.63 (381)	
		25-4T8-50		4 $\phi 8$	5.25 (761)	
R50H	5	45-2T8-50	50	2 $\phi 8$	2.63 (381)	54.7 (7930)
		45-4T8-50		4 $\phi 8$	5.25 (761)	
		45-6T8-50		6 $\phi 8$	7.88 (1142)	

*Percentage of coarse aggregate replacement with recycled aggregates.

Tabella 5.2-14: Dettaglio dei provini push-off realizzati

Aggregati

La frazione fine degli aggregati è sabbia proveniente dalle cave locali, mentre la frazione grossolana naturale (NA) è costituita da scisti e rocce calcaree frantumate. Gli inerti riciclati sono stati prodotti in Kuwait da un'azienda locale specializzata sfruttando scarti di demolizione.

Mix-design del calcestruzzo

Sono stati realizzati tre differenti mix per confezionare i provini. In tutte le miscele si è utilizzato: cemento Portland tipo I, acqua proveniente dalla rete idrica locale e un superfluidificante. Il rapporto acqua/cemento è più basso nei mix RAC al fine di compensare la resistenza minore degli aggregati riciclati rispetto a quelli naturali. Prima della miscelazione tutte le frazioni grossolane degli aggregati sono state portate a una condizione satura a superficie asciutta. La sabbia è stata impiegata nella sua condizione di umidità naturale. Il dosaggio di ciascun mix è riportato in Tabella 5.2-15.

Mixture No.	Series	Cement, kg/m ³	NA, kg/m ³			RA, kg/m ³			Sand, kg/m ³	w/c
			19 mm	12.5 mm	9.5 mm	19 mm	12.5 mm	9.5 mm		
1	N	410	260	340	500	—	—	—	705	0.46
2	R100		—	—	—	260	340	500		0.40
3	R50		130	170	250	130	170	250		0.42
4	R50L		130	170	250	130	170	250		0.65
5	R50H		130	170	250	130	170	250		0.32

Notes: 1 mm = 0.0394 in.; 1 kg/m³ = 1.686 lb/yd³.

Tabella 5.2-15: Proporzioni dei mix realizzati

Confezionamento e test sui provini

Al fine di ottenere una misura della resistenza a compressione del calcestruzzo, sono stati realizzati anche quattro cubi di lato 150 mm per ogni mix di calcestruzzo. Completato il getto, tutti i provini sono stati conservati in laboratorio coprendoli con teli umidi. Dopo 24 ore, sono stati scasserati e posti in un serbatoio d'acqua per 6 giorni, infine sono stati asciugati esponendoli alla temperatura ambiente.

Sui provini push-off sono stati applicati degli estensimetri al fine di valutare gli spostamenti in vicinanza al piano di taglio. L'applicazione del carico avviene in maniera monotona e ad una velocità costante pari a 1 mm/min.

Risultati sperimentali

La Tabella 5.2-16 riporta i risultati della sperimentazione. La tensione tangenziale è stata calcolata dividendo la forza applicata per l'area nominale del piano di taglio.

Proprietà degli aggregati grossolani

In generale gli aggregati riciclati dimostrano un più alto assorbimento d'acqua rispetto a quelli naturali, questo è dovuto alla presenza di pasta cementizia all'interno degli RA. La densità degli inerti da riciclo è sensibilmente inferiore rispetto a quella della ghiaia.

Series	Specimen	f_{cu} , MPa	v_{cr} , MPa	v_y , MPa	v_u , MPa	v_p , MPa	v_y/v_u	v_p/v_u	v_u/v_{calc}	v_p/v_{calc}	
N	35-2T6-0	43.4	5.44	5.25*	5.55	2.0	0.95	0.36	4.24	1.53	
	35-2T8-0		6.72	7.55	7.94	3.9	0.95	0.49	2.16	1.06	
	35-3T8-0		5.44	7.75	8.68	4.9	0.89	0.56	1.58	0.89	
R100	35-0T-100	40.1	4.68	—	4.68	0	—	—	—	—	
	35-2T6-100	48.7	5.2	5.3	5.63	1.6	0.94	0.28	4.31	1.22	
	35-2T8-100		5.0	7.33	7.54	4.0	0.97	0.53	2.05	1.09	
	35-3T8-100		5.12	8.44	8.71	5.6	0.97	0.64	1.58	1.02	
	35-4T8-100		5.82	9.15*	9.36	5.7	0.98	0.61	1.42	0.86	
	35-6T8-100		8.35	9.9*	10.8	7.1	0.92	0.66	1.63	1.07	
35-2T6-50	50.5		3.9	4.1*	4.5	2.2	0.91	0.49	3.44	1.68	
35-2T8-50		5.1	7.4	7.86	3.9	0.94	0.50	2.13	1.06		
35-4T8-50		5.4	7.5*	7.97	4.8	0.94	0.60	1.18	0.71		
R50L	25-2T6-50	29.3	3.9 [†]	3.9 [†]	3.97	1.7	0.98	0.43	3.04	1.30	
	25-2T8-50		3.8	5.1	5.27	3.1	0.97	0.59	1.43	0.84	
	25-4T8-50		4.7	6.65	6.65	4.9	1.00	0.74	1.34	0.98	
R50H	45-2T8-50	54.7	4.9	—	8.1	4.0	—	0.49	2.20	1.09	
	45-4T8-50		8.0	8.5	10.6	5.9	0.80	0.56	1.51	0.84	
	45-6T8-50		8.9	12.7	12.8	5.2	0.99	0.41	1.82	0.74	
							Average	0.94	0.53	2.18	1.06
							COV, %	5.1	21.7	45.3	24.6

*Yield was recorded slightly after ultimate stress was reached.

[†]Cracks were observed and steel yield was recorded slightly after ultimate stress was reached.

Tabella 5.2-16: Sommario dei risultati sperimentali ottenuti

Comportamento generale dei provini

La Figura 5.2-19 mostra il comportamento tipico di un provino push-off rinforzato con staffe. Il grafico riporta sull'asse delle ascisse lo spostamento attraverso il piano di taglio e sull'asse delle ordinate la tensione di taglio. Lungo la curva di risposta del grafico si possono distinguere tre parti. La prima parte ascendente è generalmente lineare, la pendenza diminuisce progressivamente a causa della formazione di microfratture. La tensione massima si rileva appena dopo il primo snervamento dell'acciaio. Proseguendo si nota un brusco calo della resistenza. La terza parte del grafico è caratterizzata da una stabilizzazione della resistenza in corrispondenza di un valore relativamente alto di slittamento tra le parti del provino. Nel caso dell'unico provino senza staffatura, si osserva uno slittamento in due pezzi lungo il piano di taglio non appena le prime fratture superficiali compaiono, in questa modalità il campione non possiede alcuna resistenza oltre il carico massimo.

Curve di risposta

L'ammontare di staffatura ha un effetto limitato nella forma delle curve di risposta in merito alle tre parti del grafico individuate precedentemente. L'utilizzo di aggregati riciclati incrementa i valori di scorrimento facendo diminuire, di conseguenza, anche il modulo di taglio.

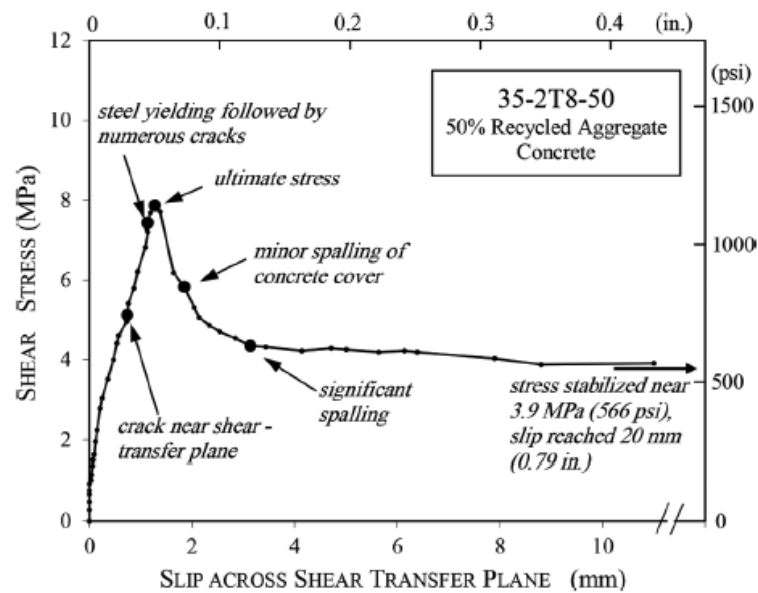


Figura 5.2-19: Grafico taglio-scorrimento per il provino 35-2T8-50

Tensione di frattura

In generale il pattern di frattura non dipende dal tipo di aggregati utilizzati. La comparsa di crepe è generalmente accompagnata da un abbassamento del modulo di taglio.

I risultati evidenziano che nel caso di calcestruzzi di aggregati riciclati la tensione tangenziale al momento della prima frattura è inferiore di circa il 10% rispetto a quella dei corrispondenti provini NAC. A valle della sperimentazione, si è notato che una parziale sostituzione dell'aggregato è più dannosa di una completa sostituzione.

Tensione di snervamento

Gli strain gauge sulle barre rilevano un improvviso incremento della deformazione prima che si osservino fratture sulla superficie del calcestruzzo. Questo potrebbe indicare che lo sviluppo di fratture interne avviene prima della comparsa di fratture superficiali. La resistenza ultima a taglio viene raggiunta appena dopo lo snervamento delle staffature. Il pattern delle fratture dei provini è riportato in Figura 5.2-20.

Tensione ultima

In generale un incremento del quantitativo di staffatura causa un incremento della resistenza ultima a taglio. Dai risultati si può notare che i provini R100 hanno resistenza ultima più bassa del 7% rispetto ai corrispondenti campioni confezionati con NAC, similmente i provini R50 presentano in media una resistenza ultima più bassa del 12% rispetto ai campioni contenenti solo aggregati naturali. Complessivamente i risultati dimostrano che una completa sostituzione degli aggregati è più dannosa in termini di resistenza rispetto a una parziale.

Resistenza a taglio di post-picco

La resistenza a taglio di post-picco assume importanza significativa in quanto si stabilizza a livelli di scorrimento relativamente alti. La percentuale di aggregati riciclati ha un effetto limitato sulla resistenza residua, al contrario l'ammontare della staffatura è un parametro determinante.

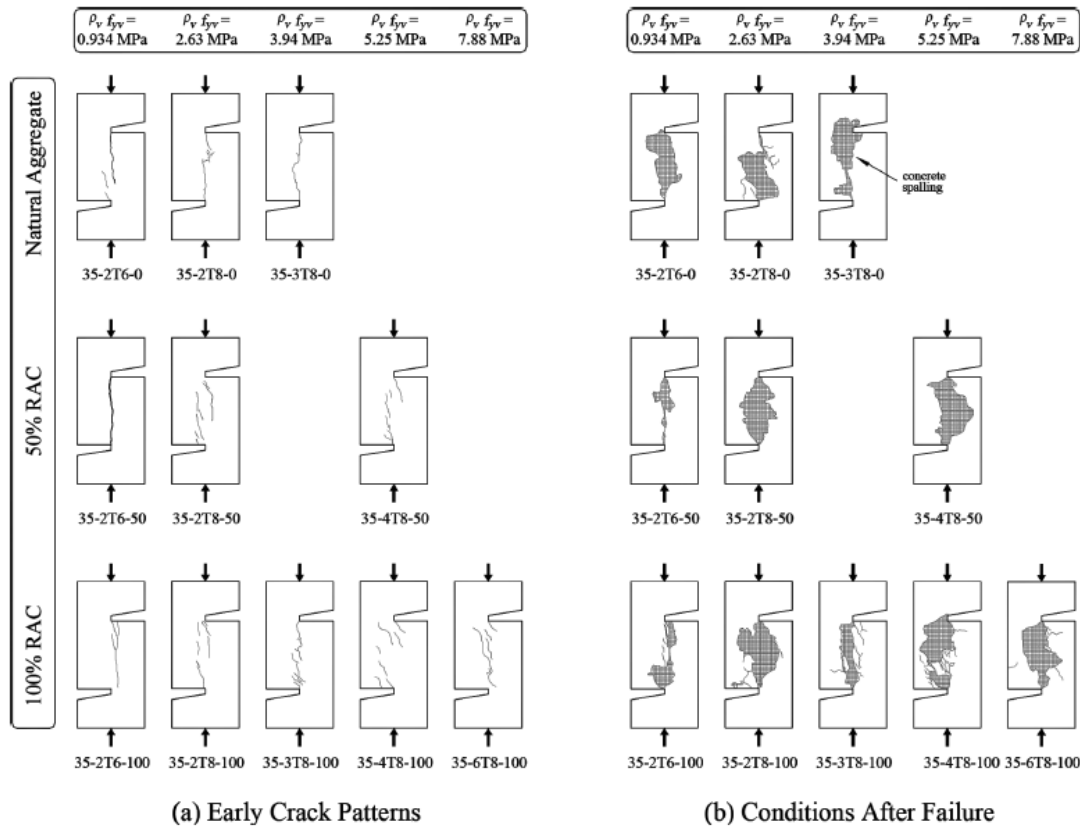


Figura 5.2-20: Pattern delle fratture dei provini: (a) fratture alle fasi iniziali di carico; (b) fratture dopo il collasso.

Equazioni dal Codice ACI

Per calcestruzzo gettato monoliticamente e per calcestruzzo contro calcestruzzo di superficie scabra, la resistenza a taglio in base al Codice ACI è definita da:

$$v_{ACI} = \rho_v f_{yv} \mu \leq \begin{cases} 0.2 f'_c \\ 3.3 + 0.08 f'_c \text{ MPa} \\ 11 \text{ MPa} \end{cases} \quad [5-32]$$

In cui il coefficiente di attrito μ assume il valore: 1,4 per calcestruzzo gettato monoliticamente; 1,0 nel caso di calcestruzzo contro calcestruzzo di superficie scabra.

La resistenza fornita dalla precedente equazione è stata confrontata con le resistenze ultime e residue ottenute sperimentalmente (si veda Tabella 5.2-16). Il rapporto v_u/v_{ACI} mostra risultati molto conservativi, viceversa v_p/v_{ACI} assume un valore medio di 1,06 e questo dimostra una certa vicinanza al comportamento sperimentale.

Conclusioni

Queste sono le principali osservazioni in relazione al comportamento dei provini:

- Le fratture superficiali del calcestruzzo si sviluppano prevalentemente vicino al piano di taglio;
- La resistenza ultima a scorrimento si manifesta poco dopo il raggiungimento dello snervamento delle staffe. Per l'accuratezza raggiunta in questa ricerca si può assumere che la tensione ultima è raggiunta quando le staffe snervano;
- In generale la tensione di taglio ultima aumenta all'aumentare della quantità di armatura e della resistenza a compressione del calcestruzzo;
- La resistenza di post-picco dipende principalmente dall'ammontare della staffatura e in misura minore dalla resistenza a compressione del calcestruzzo. Gli effetti della sostituzione degli aggregati riciclati con quelli naturali sono limitati;
- La completa e parziale sostituzione degli aggregati naturali con aggregati riciclati incrementa in maniera significativa lo scorrimento lungo il piano di taglio;
- La completa sostituzione degli aggregati con aggregati riciclati ha un limitato effetto nella resistenza ultima e nella resistenza di post-picco;
- La parziale sostituzione degli aggregati con inerti riciclati ha un effetto limitato nella resistenza di post-picco, ma causa un decremento significativo della resistenza ultima e della resistenza di frattura.

5.2.5 Khaldoun N. Rahal, Abdul-Lateef Al-Khaleefi, Abdul Al-Sanee, *An experimental investigation of shear-transfer strength of normal and high strength self-compacting concrete* (2016)

Sono stati realizzati quindici provini push-off per studiare il trasferimento di taglio in calcestruzzi tradizionali e in calcestruzzi SCC ad alta resistenza. I campioni raggiungono valori elevati di tensione tangenziale e scorrimenti fino a 20 mm. Incrementando la resistenza a compressione si ottiene un notevole aumento della resistenza ultima a taglio. Le previsioni di quattro modelli teorici sono state comparate con le evidenze sperimentali.

Programma della sperimentazione

Sono stati realizzati e poi testati a rottura quindici provini push-off. I campioni sono stati gettati in tre gruppi: il primo con calcestruzzo SCC a resistenza normale (SCC35), il secondo con calcestruzzo SCC ad alta resistenza (SCC70), il terzo che serve da riferimento (N35). La Tabella 5.2-17 riporta i dettagli dei provini confezionati. I provini dello stesso gruppo si differenziano per la quantità e la dimensione delle staffature. La resistenza nominale a compressione è pari a 35 MPa per SCC35 e N35, pari a 70 MPa per SCC70.

Series	Specimen	Clamp. steel	ρ_{dfyv} (MPa)	f_{cu} (MPa)	f_{cy} (MPa)	v_{cr} (MPa)	v_y (MPa)	v_u (MPa)	v_f (MPa)	$\frac{v_u}{v_c}$	$\frac{v_u}{v_f}$
SCC35	35-2T6-SCC	2 ϕ 6	0.93	43.7	-	4.4	5.5	6.1	1.6	0.90	0.26
	35-2T8-SCC	2 ϕ 8	2.63			5.0	7.0 ^a	7.33	3.3	0.95	0.45
	35-3T8-SCC	3 ϕ 8	3.94			4.9	7.6	7.70	5.6	0.99	0.73
	35-3T8-SCC ^b	3 ϕ 8	3.94			5.2	8.5	8.79	4.2	0.97	0.48
	35-4T8-SCC	4 ϕ 8	5.25			6.5	9.0 ^a	9.70	5.3	0.93	0.55
	35-6T8-SCC	6 ϕ 8	7.88			6.6	10.8 ^a	11.1	5.5	0.97	0.50
SCC70	70-2T6-SCC	2 ϕ 6	0.93	79.2	81.2	3.9	6.4	8.69	2.0	0.74	0.23
	70-2T8-SCC	2 ϕ 8	2.63			6.8	9.0	11.50	4.6	0.78	0.40
	70-3T8-SCC	3 ϕ 8	3.94			6.0	11.7	12.57	4.6	0.93	0.37
	70-3T8-SCC ^b	3 ϕ 8	3.94			5.6	12.2	12.3	4.9	0.99	0.40
	70-4T8-SCC	4 ϕ 8	5.25			5.3	12.7	12.77	6.1	0.99	0.48
	70-6T8-SCC	6 ϕ 8	7.88			6.8	15.8	15.85	5.6	1.00	0.35
N35	35-2T6-0	2 ϕ 6	0.93	43.4	41.8	5.44	5.25 ^a	5.55	2.0	0.95	0.36
	35-2T8-0	2 ϕ 8	2.63			6.72	7.55	7.94	3.9	0.95	0.49
	35-3T8-0	3 ϕ 8	3.94			5.44	7.75	8.68	4.9	0.89	0.56
Average										0.93	0.44
Coefficient of variation (%)										8.2	28.2

^a Yield was recorded slightly after ultimate stress was reached.

^b Longitudinal reinforcement 8 ϕ 12.

Tabella 5.2-17: Dettaglio dei provini realizzati e risultati sperimentali

Provini push-off

La Figura 5.2-21 riporta la dimensione dei provini realizzati. Sono stati misurati gli scorrimenti lungo il piano di taglio, le deformazioni dell'acciaio sono state monitorate attraverso uno strain gauge attaccato alla staffa centrale in corrispondenza dell'intersezione con il piano di taglio.

Materiali e mix

La Tabella 5.2-18 riporta il dettaglio dei mix di calcestruzzo realizzati: è stato utilizzato cemento di tipo I per tutti i conglomerati. Nel SCC70 l'impasto è stato additivato anche con fumi di silice. La frazione grossolana dell'aggregato è costituita da rocce calcaree frantumate; mentre come frazione fine è stata impiegata sabbia. Sono stati utilizzati additivi superfluidificanti al fine di ridurre la richiesta d'acqua del mix. Il valore di slump

flow (in base alla ASTM C1161) è pari a 670 mm per SCC35, e 620 mm per SCC70. L'abbassamento al cono di Abrams per il mix N35 è di 140 mm.

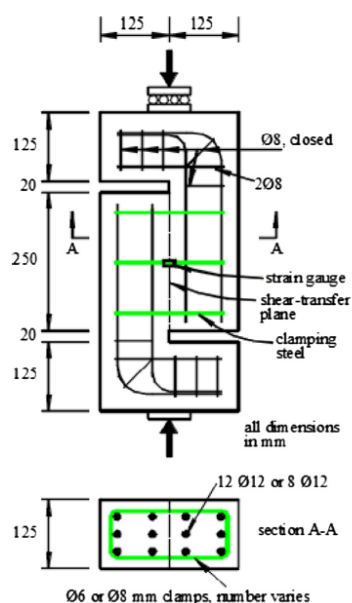


Figura 5.2-21: Dimensioni del provino push-off e dettaglio delle armature

Series	Cement (kg/m ³)	Silica (kg/m ³)	Coarse Aggregates (kg/m ³)				Natural sand (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	HRWR (t/m ³)
			20-mm	12.5-mm	10-mm	3-mm			
SCC35	489	-	556	-	402	-	858	190	12.5
SCC70	509	54.5	-	-	808	462	548	165	15.7
N35	410	-	260	340	500	-	705	185	6.0

Tabella 5.2-18: Dettaglio dei mix realizzati

Dopo la realizzazione dei getti, sono state valutate la resistenza a compressione cubica del calcestruzzo f_{cu} e la resistenza cilindrica f_{cy} . Per eseguire la prova di taglio diretto i campioni push-off sono stati posizionati verticalmente, il carico è stato applicato in maniera monotona ad una deformazione imposta di 1 mm/min. Sono state monitorate le deformazioni delle staffe e gli scorrimenti lungo il piano di taglio.

Risultati sperimentali

I risultati sperimentali sono riportati in Tabella 5.2-17.

Comportamento generale dei provini push-off

La Figura 5.2-22 riporta le curve tensione-deformazione da taglio per due provini SCC. La risposta del campione 35-3T8-SCC è caratterizzata da tre zone distinte. All'aumentare del carico nella prima zona il calcestruzzo si comporta in maniera lineare fino alla comparsa della prima frattura (v_{cr}). Proseguendo il caricamento si generano ulteriori crepe e deformazioni, questo determina una riduzione della pendenza della curva (fino a v_y). Lo snervamento è seguito presto dalla resistenza ultima (v_u). Dopo il raggiungimento dello stress di picco, la resistenza cala drasticamente. La fine del tratto di curva discendente è caratterizzata da un significativo spalling del calcestruzzo. L'applicazione di ulteriori

deformazioni, a questo punto, avviene a tensione costante (v_r). La prova si ritiene conclusa al raggiungimento di uno scorrimento pari a 20 mm.

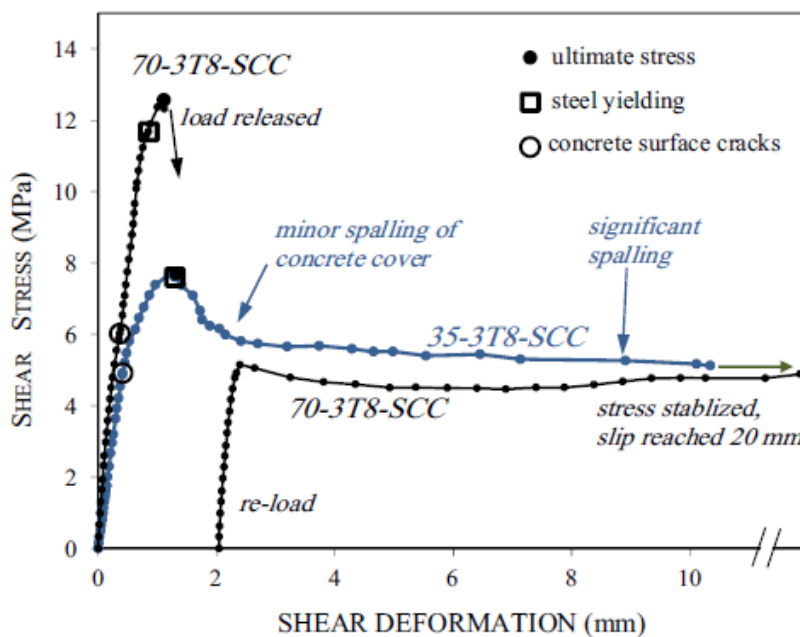


Figura 5.2-22: Curve tensione-deformazione da taglio per due provini SCC

Nel campione 70-3T8-SCC avviene una perdita di resistenza improvvisa subito dopo aver raggiunto il carico di picco. La prova è stata interrotta manualmente e poi ripresa, ma la resistenza risulta molto più bassa rispetto alla fase precedente. I danneggiamenti coinvolgono non soltanto il copriferro, ma anche parte del calcestruzzo interno legato alle barre. La resistenza residua del provino in calcestruzzo HSC è confrontabile con quella del calcestruzzo NSC.

Tensioni di frattura

Le fratture appaiono lungo il piano di taglio, si presentano in maniera verticale, o limitatamente inclinate. Si può notare in generale che la resistenza a compressione del calcestruzzo ha un effetto limitato sulla tensione di frattura nei campioni SCC. Un'equazione usata comunemente per prevedere v_{cr} in elementi soggetti prevalentemente a taglio è data dal codice ACI:

$$v_{cr-A} = 0,33\sqrt{f'_c} \leq 2,74 \text{ MPa} \quad [5-33]$$

Questa equazione riporta però una stima molto conservativa rispetto ai risultati sperimentali. Aumentando la quantità di armatura trasversali si nota anche un lieve aumento di v_{cr} . Al contrario non si riscontrano effetti significativi al variare del contenuto di barre longitudinali.

Tensioni di snervamento

I rapporti v_y/v_u variano tra 0,74 e 1,0, con un valore medio pari a 0,92. Questo risultato è in linea con l'assunzione comune per i modelli a taglio per i quali l'acciaio si snerva appena prima di raggiungere il carico ultimo.

Resistenza ultima e residua

In generale, un alto contenuto di staffe aumenta la resistenza ultima. Si nota un effetto simile anche per la resistenza residua fino a un rapporto di armatura $\rho_v f_{yv}$ di 4 MPa, per contenuti di armatura più alti la resistenza residua si stabilizza tra 5 e 6 MPa. La Figura 5.2-23 presenta la relazione tra tensione ultima e residua rispetto al contenuto di staffatura $\rho_v f_{yv}$.

I campioni N35 mostrano comportamento simile, anche al variare del contenuto di armatura, rispetto agli SCC35. I provini in SCC70 riportano una resistenza ultima significativamente più alta rispetto agli altri mix. È importante notare che la dimensione massima dell'aggregato nel mix SCC70 e SCC35 è rispettivamente 10 mm e 20 mm. Una dimensione dell'inerte maggiore comporta una resistenza più alta dovuta all'ingranamento interno una volta iniziata la fessurazione. Dopo aver raggiunto la resistenza di picco, i campioni confezionati con il mix SCC70 si comportano in maniera simile agli altri.

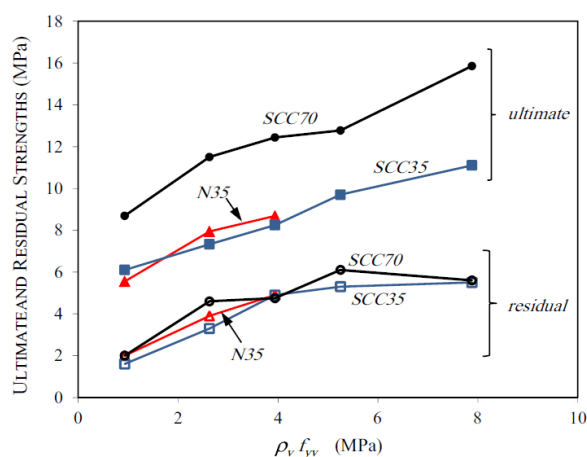


Figura 5.2-23: Tensione ultima e residua in relazione al contenuto di staffe

Comparazione con i risultati analitici

I risultati sperimentali relativi alla resistenza massima a taglio sono stati comparati con quattro modelli analitici: il modello ACI a taglio, il modello modificato a taglio AASHTO⁷⁸, il modello di Mattock⁷⁹, il modello semplificato SMCS di Rahal⁸⁰, e quello definito dall'EC2.

⁷⁸ AASHTO 2007. *LRFD bridge design specification*. American Association of State Highway and Transportation Official.

⁷⁹ Mattock A. H., "Shear-friction and high-strength concrete", *American Concrete Institute Structural Journal*, vol.98 no.5 (2001), pp.50-59.

⁸⁰ Rahal K. N., "Shear-transfer strength of reinforced concrete". *ACI Structural Journal*, vol.107 no.4 (2010), pp.419-426.

Con riferimento alla resistenza ultima, tutti i modelli (tranne quello dell'EC2 che non è direttamente applicabile) risultano conservativi. Lo scarto quadratico medio più basso si ottiene con il modello SMCS.

Calcolo della resistenza residua

In base ai risultati relativi alla resistenza residua in relazione alla quantità di staffatura, gli autori definiscono la seguente formula:

$$v_r = 1,0\rho_v f_{yv} \leq 5,5 \text{ MPa} \quad [5-34]$$

Questa relazione è rappresentata graficamente in Figura 5.2-24 e confrontata con i risultati sperimentali.

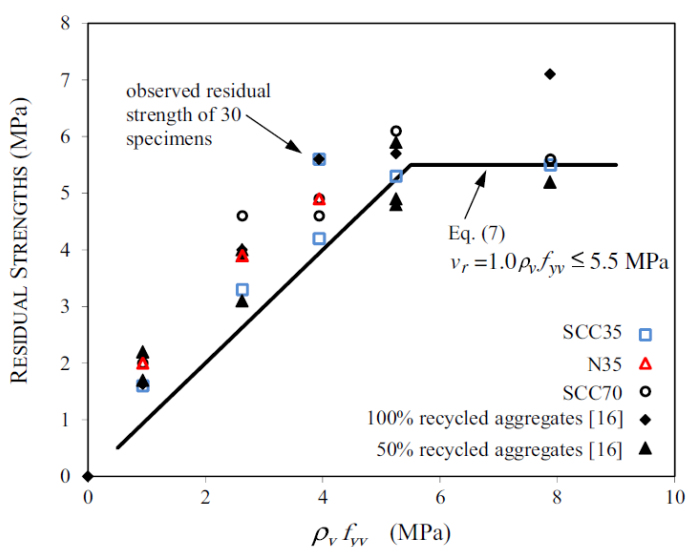


Figura 5.2-24: Resistenza residua in relazione alla quantità di staffatura

Conclusioni

I test sono stati condotti su 15 provini push-off non prefratturati per studiare il comportamento a taglio di calcestruzzi SCC a resistenza normale e ad alta resistenza. Si possono definire le seguenti conclusioni:

- Aumentando la resistenza a compressione del calcestruzzo si ottiene un certo miglioramento della resistenza ultima a taglio per provini push-off; tuttavia, la differenza è molto più limitata in termini di resistenza alla prima frattura e resistenza residua;
- Aumentando il quantitativo di staffe aumenta anche la resistenza ultima;
- La resistenza ultima viene raggiunta poco dopo lo snervamento delle staffe;
- A valle del confronto con i modelli teorici, la miglior correlazione tra resistenza ultima sperimentale e teorica è definita dal modello AASHTO, ma il minor scarto quadratico medio si ottiene usando il modello SMCS.

5.2.6 Yusuf Md., Patrick St-Onge, Salah Sarhat, Mark Green, *Shear transfer strength of concrete made with recycled concrete aggregate after exposure to high temperatures (2019)*

Questa pubblicazione presenta i risultati di 24 prove su dei provini appositamente realizzati per ottenere una rottura a taglio diretta (provini push-off). I campioni sono stati confezionati utilizzando aggregati naturali e aggregati di calcestruzzo riciclati (Recycled Coarse Aggregate: RCA), variandone le percentuali. I provini sono stati testati dopo essere stati immersi in acqua per un'ora ed esposti ad una temperatura di 500°C. I risultati mostrano che il calcestruzzo costituito totalmente o parzialmente da RCA si può considerare simile al calcestruzzo tradizionale in termini di resistenza al taglio a temperatura ambiente. Al contrario, dopo l'esposizione ad elevate temperature, si registra una maggiore riduzione di resistenza per il calcestruzzo con RCA.

Programma della sperimentazione

Il principale obiettivo di questa sperimentazione è quello di valutare la capacità di trasferire sforzo di taglio utilizzando provini push-off in calcestruzzo. Sono stati realizzati quattro impasti variando la percentuale di RCA. I campioni a "S" sono 24 in totale, che corrispondono a sei per ogni mix. Di questi sei, tre sono stati impiegati per la misura della resistenza a taglio a temperatura ambiente, mentre gli altri tre sono stati utilizzati per la valutazione della resistenza tangenziale dopo l'esposizione a 500 °C. Oltre ai provini push-off, sono stati gettati 40 cilindri in totale (10 cilindri per ogni mix) con le stesse miscele di calcestruzzo: per ogni miscela sei campioni cilindrici sono stati utilizzati per prove a compressione e trazione indiretta senza riscaldamento; gli altri quattro sono stati impiegati per valutare le stesse caratteristiche, ma dopo l'esposizione a 500 °C. In Tabella 5.2-19 è riportato un sommario dei campioni confezionati.

Temperature (°C)		20°C			500°C		
Type of Specimen		Cylinders		Push-off Specimen	Cylinders		Push-off Specimen
Concrete type/Test	Compressive Strength	Splitting Tensile Strength	Shear Transfer strength	Compressive Strength	Splitting Tensile Strength	Shear Transfer strength	
100%CL-0%RCA	3	3	3	2	2	3	
70%CL-30%RCA	3	3	3	2	2	3	
30%CL-70%RCA	3	3	3	2	2	3	
0%CL-100%RCA	3	3	3	2	2	3	

Tabella 5.2-19: Sommario dei campioni confezionati

Con i campioni push-off si misura la resistenza a taglio diretta, il piano medio misura 9000 mm². Durante le fasi di getto due tondini ad L di diametro 10 mm sono stati posizionati parallelamente al piano di taglio al fine di evitare comportamenti a flessione. La Figura 5.2-25 riporta la geometria dei campioni a "S" realizzati.

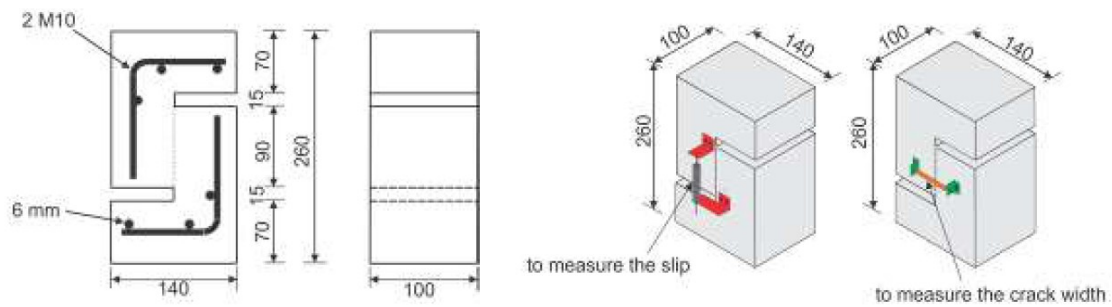


Figura 5.2-25: Dettaglio dei provini push-off realizzati

Materiali

È stato impiegato cemento Portland di tipo calcareo per tutti i mix. La frazione fine dell'aggregato è sabbia naturale di fiume con un modulo di finezza di 2,66. La frazione grossolana dell'aggregato è costituita da ghiaia naturale, le RCA sono state ottenute dalla demolizione di cordoli stradali in calcestruzzo (Figura 5.2-26). Questo tipo di aggregato riciclato contiene un 12% di aggregato naturale. Tutti gli inerti sono stati setacciati e ripuliti dalle impurità prima dell'uso.

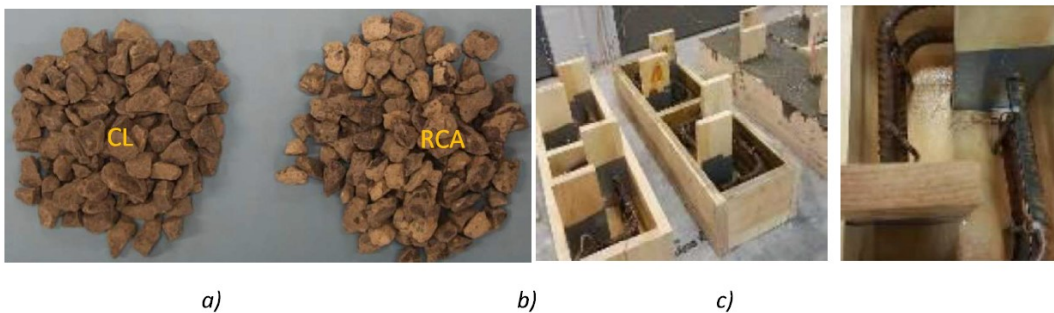


Figura 5.2-26: (a) Ghiaia naturale frantumata CL e aggregati riciclati RCA; (b) Casseri pronti per il getto; (c) dettaglio delle armature in corrispondenza del piano di taglio

I mix di calcestruzzo

È stato confezionato un calcestruzzo di controllo con solo inerte naturale. Gli altri mix contengono una percentuale di RCA variabile: 30%, 70%, 100%. Gli aggregati sono stati introdotti nel mix in una condizione satura-a superficie asciutta. Agli impasti è stato aggiunto anche un superfluidificante per mantenere uno slump di 90-100 mm. La Tabella 5.2-20 riporta le proporzioni per ogni mix.

Concrete type	RRR (%)	CL	RCA	FA	Cement	Water	SP
100%CL0%RCA	0	912		804	416	216	0
0%CL100%RCA	100	0	804	804	416	216	0.75
30%CL70%RCA	70	273.6	562.74	804	416	216	0.5
70%CL30%RCA	30	638.4	241.17	804	416	216	0.25

Tabella 5.2-20: Proporzioni per i mix realizzati [kg/m³]. RRR: contenuto percentuale di RCA; CL: ghiaia naturale frantumata; FA: aggregati fini; SP: superfluidificante

Riscaldamento dei provini

I provini push-off e i cilindri sono stati preriscaldati a 80°C in una camera chiusa per 24 ore, in modo da far evaporare l'umidità interna e da scongiurare possibili fenomeni di spalling. La velocità di riscaldamento è 5°C/minuto, e la temperatura massima (500°C) è stata mantenuta per un'ora, dopodiché il forno è stato spento e la porta mantenuta chiusa per le seguenti 3 ore in modo da evitare possibili shock termici. Poi i provini sono stati raffreddati a temperatura ambiente.

Testing setup

Il carico è stato applicato con un incremento costante di 0,3 mm/minuto. Sopra e sotto al provino sono stati posti due piatti di acciaio da 20 mm, in modo da ottenere una distribuzione uniforme delle tensioni. Per monitorare lo spessore delle fratture e gli spostamenti/deformazioni sono stati applicati degli estensimetri come indicato in Figura 5.2-25.

Risultati

Alla fine del test tutti e venti i provini push-off hanno riportato una rottura di tipo fragile lungo il piano di taglio, causando la rottura in due pezzi (Figura 5.2-27). In ogni caso il tipo di rottura dei campioni non dipende dalla quantità di RCA.



Figura 5.2-27: Modi di collasso dei provini

La Tabella 5.2-21 riporta i risultati dei test: la resistenza a taglio corrisponde alla media delle prove su tre provini a S. A temperatura ambiente la resistenza a compressione varia da 42,88 a 48,35 MPa e la resistenza a trazione indiretta è circa un decimo di quella a compressione del calcestruzzo. L'esposizione a 500°C causa la perdita di circa la metà delle prestazioni del conglomerato. Si può notare che non ci sono differenze significative nel trasferimento del taglio tra provini in calcestruzzo tradizionale e provini con calcestruzzo di RCA. Dopo l'esposizione a 500 °C, i provini push-off mostrano un decremento nel taglio trasferito che oscilla tra il 63% e il 69%, i conglomerati di inerti riciclati presentano una riduzione di resistenza più significativa in questo caso (Figura 5.2-28). La riduzione delle prestazioni a taglio dopo l'esposizione ad elevate temperature è dovuta alla crescente debolezza in corrispondenza della zona di transizione tra l'aggregato e la matrice

cementizia. A parità di carico, si sono misurate deformazioni più alte per i provini push-off esposti ad elevate temperature.

Temperature (°C)	20°C						500°C					
Concrete Type	f_c' MPa	f_t MPa	P_{peak} kN	τ_s MPa	Slip mm	Crack width mm	f_c' MPa	f_t MPa	P_{peak} kN	τ_s MPa	Slip mm	Crack width mm
100%CL0%RCA	45.25	4.31	58.63	6.73	1.33	0.22	19.70	2.05	20.52	2.44	0.36	0.10
70%CL30%RCA	42.88	4.42	59.23	6.49	1.37	0.18	19.32	2.10	19.57	2.07	0.48	0.20
30%CL70%RCA	47.35	4.87	61.94	7.02	1.58	0.18	23.33	2.07	20.49	2.34	0.59	0.12
0%CL100%RCA	48.35	4.41	56.32	6.44	1.62	0.33	20.42	2.31	17.56	2.01	0.34	0.18

Tabella 5.2-21: Risultati delle prove su campioni push-off e cilindri

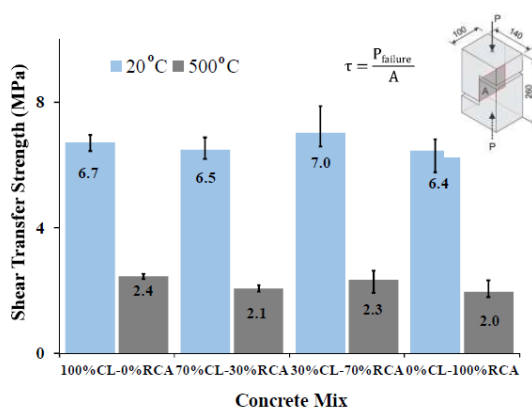


Figura 5.2-28: Resistenza a taglio trasferita per campioni preriscaldati e non preriscaldati in base al contenuto di RCA

Conclusioni

Alla fine di questa attività di ricerca si possono definire le seguenti conclusioni:

- La rottura per i provini push-off è del tipo a taglio fragile per tutti i test effettuati;
- La riduzione della resistenza a taglio dopo l'esposizione a 500 °C è più significativa rispetto alla riduzione di resistenza a compressione e a trazione;
- A temperatura ambiente non ci sono particolari differenze nella resistenza a taglio tra i provini in calcestruzzo naturale e quelli in calcestruzzo contenente RCA. Dopo l'esposizione a 500°C i campioni mostrano un decremento nella capacità di trasferire taglio di circa il 70%. I calcestruzzi contenenti RCA presentano una più marcata riduzione di resistenza rispetto agli stessi con aggregato naturale;
- L'esposizione ad elevate temperature non riduce soltanto il taglio trasferito, ma influenza anche la deformazione. Sono state osservate fratture e spostamenti più importanti nei provini push-off esposti ad elevate temperature;
- I test dimostrano che l'esposizione ad elevate temperature conduce alla formazione di microfratture nel calcestruzzo, riducendo anche la connessione interna tra l'aggregato e la matrice cementizia. Questo effetto è più accentuato nel caso di calcestruzzi confezionati con RCA.

5.3 STUDIO DEL COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE CICLICO DEL CALCESTRUZZO

5.3.1 Young Youl Bahn, Cheng-Tzu Thomas Hsu, *Stress-Strain Behaviour of Concrete under Cyclic Loading* (1998)

In generale il comportamento meccanico del calcestruzzo dipende dalla sua storia di carico. Nella maggior parte dei casi è difficile ottenere previsioni accurate sulla risposta carico-deformazione. Il carattere fortemente non lineare del calcestruzzo non è facile da interpretare utilizzando formule matematiche. In questa pubblicazione viene presentato uno studio approfondito in merito al comportamento del calcestruzzo sottoposto a compressione uniassiale monotona o ciclica.

Obiettivo della ricerca

L'obiettivo primario della ricerca è quello di definire delle formule empiriche che possano prevedere il comportamento tensione-deformazione del calcestruzzo sottoposto a carico ciclico. Il modello proposto sembrerebbe avere sostanziale applicabilità, con un'ottima flessibilità delle espressioni matematiche.

Programma della sperimentazione

Nel seguito vengono presentate le curve tensione-deformazione ottenute per cilindri di base 3 in. e altezza 6 in., queste serviranno per analizzare e calibrare i modelli analitici proposti. Sono stati utilizzati quattro tipi di regimi di caricamento ciclico.

Provini realizzati e valutazione dei parametri

La proporzione utilizzata per i mix è costante per tutti i provini e può essere descritta dalla relazione (in peso):

Cement: Sand: Aggregate: Water=1: 2: 2,5: 0,55

Il conglomerato è un mix di cemento tipo III, sabbia di fiume, ghiaia di dimensione massima 3/8 in., e acqua. La miscela è stata gettata all'interno di casseri cilindrici e lasciata maturare all'interno di questi per un giorno. Una volta rimossi dalle casseforme, i campioni sono stati immersi in una vasca d'acqua per una settimana, e poi asciugati a temperatura ambiente.

Al fine di definire il comportamento a tensione-deformazione del calcestruzzo sottoposto a compressione ciclica, vengono considerati nel seguito quattro diversi regimi di carico:

1. Caricamento monotono;
2. Cicli alla curva di inviluppo;
3. Cicli al punto comune;
4. Cicli con caricamento random.

Il primo schema di carico serve a definire la relazione tensione-deformazione nella condizione di caricamento monotono.

Il secondo schema di carico, cicli alla curva di inviluppo, prevede lo scaricamento fino a quasi zero, e un successivo caricamento a partire dalla deformazione plastica residua in corrispondenza del carico nullo.

Il terzo schema di carico, cicli al punto comune, è un caricamento ripetuto fino a ciascun punto comune con successivo scaricamento a zero. Il punto comune è definito dall'intersezione tra la curva di carico e quella di scarico. Questo tipo di schema di carico viene utilizzato per studiare l'accumulo di deformazione in quanto la pendenza della curva di carico varia quasi linearmente, ma cambia nettamente dopo il punto comune.

Il quarto regime di carico ciclico, cicli con caricamenti random, vengono ottenuti per combinazione di tutti i possibili schemi precedenti.

Set-up della prova e acquisizione dei dati

La prova è stata realizzata con un sistema MTS (Material Testing System) con una capacità idraulica di 100 kips (circa 445 kN). Durante le prove, il carico e le deformazioni sono stati registrati da un sistema di acquisizione dati IBM DACA. Tutti i test sono stati eseguiti in modalità di controllo dello spostamento, con una velocità pari a $16,7 \mu\text{e/s}$.

Analisi dei cicli di carico

Il test di caricamento monotono è stato condotto per i provini di ciascun mix. In generale, il comportamento tensione-deformazione osservato è quello tipico per la compressione uniassiale monotona. Si può notare un comportamento asintotico della curva tensione-deformazione in corrispondenza del ramo di softening del grafico (Figura 5.3-1).

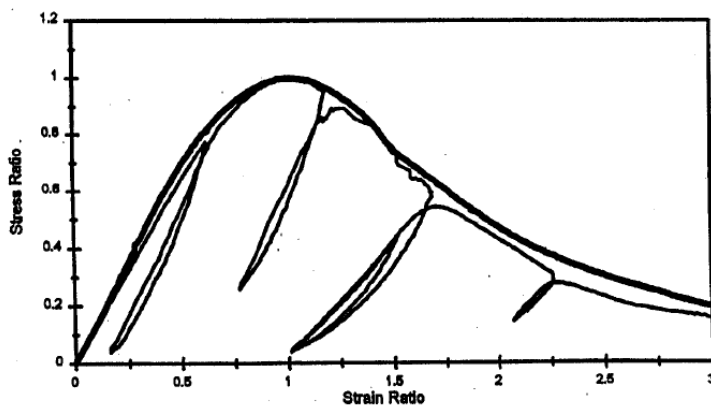


Figura 5.3-1: Curva di inviluppo per carico ciclico e curva tensione-deformazione per carico monotono

Un comportamento generalmente accettato per il calcestruzzo sottoposto a compressione ciclica è quello definito da una curva di inviluppo. Le evidenze sperimentali confermano che la curva a compressione monotona è confrontabile con quella definita dall'inviluppo da carico ciclico (detta anche curva skeleton). La deformazione residua o plastica è quella quota di deformazione rimanente in corrispondenza di una tensione vicina a zero a seguito dello scarico, può variare in base al tipo di cicli di carico.

Nel caso di completo scaricamento e caricamento, il punto comune mostra una posizione che varia stabilmente per l'intera curva tensione-deformazione. Al contrario, nel caso di cicli random la posizione dei punti comuni varia in base al livello di tensione dei bracci di

scarico precedenti. In altre parole, la posizione dei punti comuni varia a seconda del tipo di caricamento applicato.

Le curve di carico e di scarico ottenute nei test non sono tra loro coincidenti e parallele. La pendenza media di queste è inversamente proporzionale all'entità della deformazione plastica. Questo implica una progressiva diminuzione della rigidità.

Nella presente ricerca si ritiene importante considerare anche il caso di parziale caricamento e scaricamento al fine di definire il comportamento con cicli random (Figura 5.3-2). Nella maggior parte delle ricerche disponibili in letteratura si è studiato il comportamento ciclico del conglomerato soltanto con completo scaricamento e caricamento.

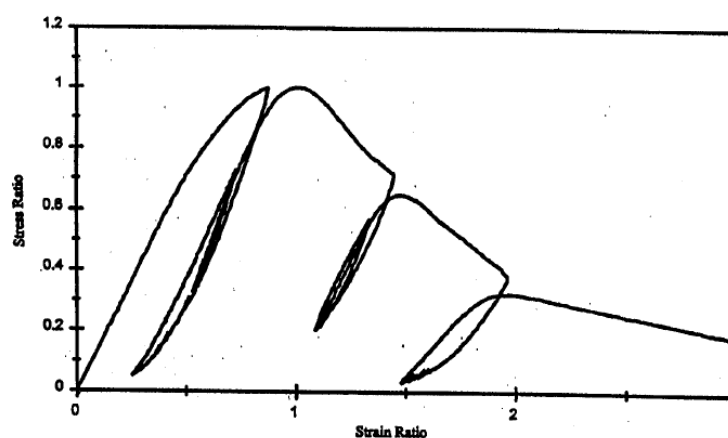


Figura 5.3-2: Risposta tensione-deformazione nel caso di caricamento per cicli random

Modellazione del calcestruzzo sottoposto a carico ciclico

A questo punto ci si pone l'obiettivo di sviluppare le espressioni analitiche per la definizione del comportamento a compressione ciclico del calcestruzzo. Il modello sviluppato si basa su uno studio parametrico e sui dati sperimentali ottenuti. Considerando il comportamento non-lineare tensione-deformazione, le convenzionali procedure di regressione non vanno bene in questo caso.

Deformazione plastica (o residua)

Nelle ricerche precedenti la maggior parte delle relazioni matematiche per definire il comportamento tra la curva di inviluppo e la deformazione residua sono state sviluppate a partire dal concetto di plasticità. Nel presente studio si è adottata una equazione di tipo potenza:

$$S_{pu} = c_p (S_{eu})^{n_p} \quad [5-35]$$

In cui S_{pu} è la deformazione unitaria plastica allo scaricamento, S_{eu} è la deformazione unitaria in corrispondenza della curva di inviluppo, c_p è un coefficiente di deformazione residua, n_p definisce la variazione in curvatura. Questa relazione soddisfa le condizioni teoriche al contorno per cui la deformazione plastica deve essere sempre maggiore di zero nel caso di sforzo di compressione. In Figura 5.3-3 è riportata una correlazione S_{pu} - S_{eu} tra i dati teorici e sperimentali. In base all'esperienza si considera un valore costante di c_p pari

a 0,30 e un esponente n_p pari a 2 per ottimizzare i dati sperimentali. Ovviamente questi coefficienti possono essere tarati in base ai risultati. L'espressione precedente può essere usata, con opportuni aggiustamenti, anche per calcestruzzo confinato.

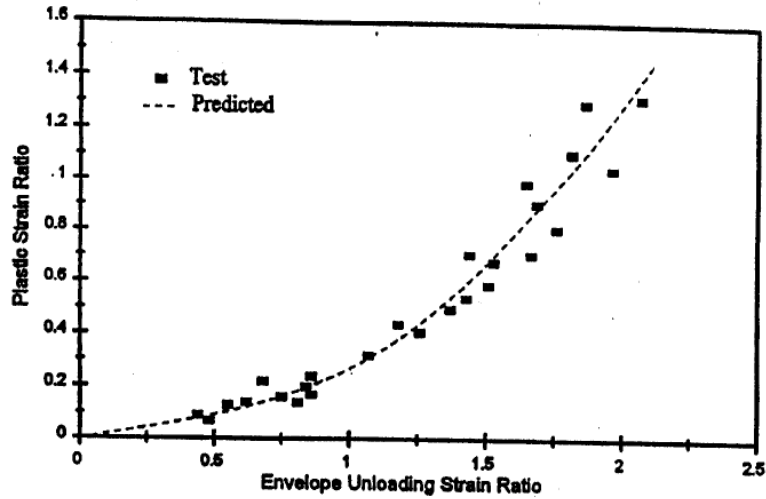


Figura 5.3-3: Relazione tra la deformazione plastica e la deformazione di scaricamento in corrispondenza della curva di involuppo

Deformazione di ricaricamento

Osservando un ciclo qualsiasi di un grafico tensione-deformazione si può notare che la deformazione in fase di ricaricamento è sempre maggiore di quella di scarico. I cicli random sono costituiti da una combinazione di parziali o completi caricamenti e scaricamenti. Si ritiene opportuno definire un'equazione che metta in relazione la deformazione di scaricamento con quella di ricaricamento. La relazione tra queste due è riportata in Figura 5.3-4. I risultati dei test possono essere approssimati con:

$$S_{er} = S_{eu} + \delta S_{er} \quad [5-36]$$

In cui S_{er} è la deformazione di caricamento in corrispondenza della curva di involuppo alla fine del loop, δS_{er} rappresenta la differenza tra la deformazione di caricamento e quella di scaricamento per un ciclo completo.

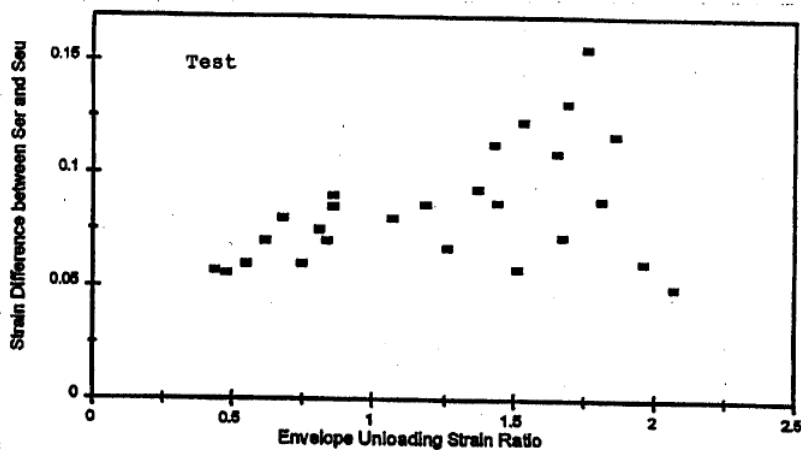


Figura 5.3-4: Deformazione di caricamento e deformazione di scaricamento in corrispondenza dell'involuppo

Curve di scaricamento e ricaricamento

Dall'osservazione delle caratteristiche delle curve di scaricamento, si possono delineare diversi tipi di equazioni per studiare il comportamento ciclico del calcestruzzo. Si può notare che una funzione di tipo parabolica definisce in maniera abbastanza precisa la fase di scarico del comportamento sperimentale.

La forma della curva di scaricamento è fortemente dipendente dall'entità della deformazione plastica. Si assume una relazione di tipo lineare che collega la deformazione di scaricamento in corrispondenza dell'inviluppo con la deformazione plastica:

$$\frac{S-S_p}{S_{eu}-S_p} = \frac{U}{U_{eu}} \quad [5-37]$$

In cui (S; U) è un punto qualsiasi lungo la linea retta definita; U è la tensione unitaria f_c/f'_c ; S_p è la deformazione unitaria plastica; S_{eu} è la deformazione allo scaricamento in corrispondenza della curva di inviluppo; U_{eu} è la tensione in corrispondenza di S_{eu} . In altri termini la formula precedente può essere anche riscritta come:

$$U_{unlo} = U_{eu} f \left[\frac{S-S_p}{S_{eu}-S_p} \right] \quad [5-38]$$

In questo modo la funzione U_{unlo} può essere pensata come una funzione non lineare della curva di scarico, con $f[x]$ da definirsi sperimentalmente. L'espressione matematica proposta in questo studio è:

$$U_{unlo} = c_u U_{eu} \left(\frac{S-S_p}{S_{eu}-S_p} \right)^{n_u} \quad [5-39]$$

In cui c_u è un parametro definito in base alla curva di scaricamento, mentre n_u dipende dalla deformazione residua.

L'equazione precedente vale nel caso di completo scaricamento e ricaricamento. Qualora il punto finale dello scaricamento non raggiunga il livello di tensione pari a 0, allora deve essere considerato un termine aggiuntivo U_{pu} . Quindi, nel caso di parziale scaricamento la relazione diventa:

$$U_{unlo} = U_{pu} + c_u (U_{eu} - U_{pu}) \left(\frac{S-S_p}{S_{eu}-S_p} \right)^{n_u} \quad [5-40]$$

Il valore di c_u varia tra 0,95 e 1, in questo studio si considera appropriato utilizzare un c_u pari a 0,95. Il termine n_u , invece, può essere espresso in funzione della deformazione plastica, in base alle prove effettuate si può considerare n_u pari a $1,0 + \sqrt{S_p}$.

La Figura 5.3-5 mostra una certa concordanza tra i risultati sperimentali e quelli teorici ottenuti.

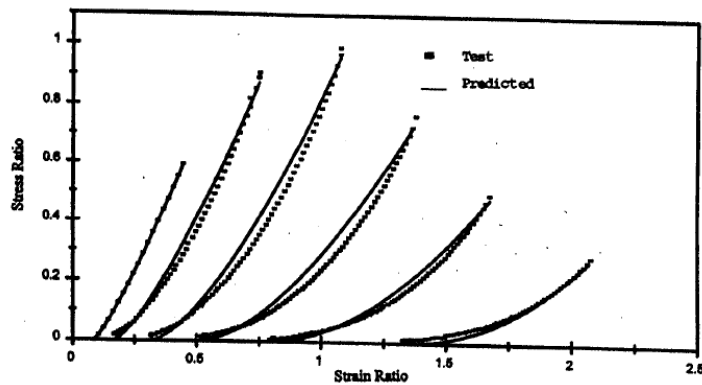


Figura 5.3-5: Confronto tra i risultati delle espressioni analitiche e i risultati sperimentali relativi al braccio di scarico

In merito alla deformazione di ricaricamento, a causa dell'incerto comportamento e della maggior dispersione dei dati, la curva viene proposta in maniera più approssimata. In questo caso è utile definire una relazione lineare:

$$U_{relo} = c_r U_{er} \left(\frac{S - S_p}{S_{er} - S_p} \right) \quad [5-41]$$

In cui c_r è un coefficiente di caricamento, S_{er} è la deformazione unitaria di caricamento, U_{er} è il corrispondente valore di tensione.

Come fatto precedentemente, nel caso di parziale scaricamento l'equazione precedente si può riscrivere come segue:

$$U_{relo} = U_{ppu} + c_r (U_{er} - U_{ppu}) \left(\frac{S - S_p}{S_{er} - S_p} \right)^{n_r} \quad [5-42]$$

In cui il coefficiente di caricamento c_r e n_r sono posti pari a 1 in questo studio, U_{er} è la tensione di caricamento in corrispondenza del valore di deformazione S_{er} , U_{ppu} è la tensione finale di parziale scaricamento ed è pari a 0 nel caso di completo unloading.

Conclusioni

È stato valutato il comportamento sperimentale del calcestruzzo sottoposto a carichi ciclici sviluppando uno studio parametrico. Si è notato che i modelli già presenti in letteratura non possono essere usati per diversi regimi di carico, per cui le formulazioni teoriche adottate in questa ricerca propongono un metodo con sostanziale applicabilità e flessibilità. Le espressioni matematiche sono state ottenute attraverso un largo numero di simulazioni grafiche e numeriche. Sono stati condotti test a compressione su cilindri con quattro diversi regimi di carico al fine di calibrare il valore dei parametri per le equazioni proposte.

5.3.2 Xiaobin Hu, Qinwang Lu, Zihao Xu, Wenliang Zhang, Shanshan Cheng, *Compressive stress-strain relation of recycled aggregate concrete under cyclic loading (2018)*

Questa ricerca presenta i risultati di una serie di prove su calcestruzzi Recycled Aggregate Concrete (RAC) sottoposti a prove di carico cicliche e monotone. I provini RAC sono stati confezionati sostituendo l'aggregato naturale, parzialmente o totalmente, a Recycled Coarse Aggregate (RCA) variandone la percentuale: 0%, 25%, 50%, 75%, 100%. La relazione tensione-deformazione e il metodo di rottura sono stati studiati per ciascun mix.

Programma della sperimentazione

Materiali

È stato utilizzato Cemento Portland con resistenza pari a 32,5 MPa a 28 giorni. La frazione fine dell'aggregato è sabbia fine di fiume, mentre la parte grossolana è costituita da ghiaia naturale e RCA ottenute dalla demolizione di elementi in calcestruzzo. La densità delle RCA è sensibilmente inferiore rispetto a quella della ghiaia, mentre l'assorbimento d'acqua risulta più alto.

Preparazione dei provini

Sono stati confezionati cinque gruppi di provini RAC in totale considerando cinque diverse percentuali di sostituzione di RCA, che sono: 0%, 25%, 50%, 75% e 100%. Per ogni mix sono stati realizzati sei campioni prismatici di dimensione 150 mm x 150 mm x 300 mm e tre campioni cubici di dimensione 150 mm x 150 mm x 150 mm. Tre prismi sono stati utilizzati per determinare la resistenza a compressione ciclica, mentre il resto è stato impiegato per valutare la compressione monotona. Per tutte le miscele il rapporto a/c è costante e pari a 0,43, tuttavia sono state fatte delle opportune aggiunte d'acqua per tenere conto del maggiore assorbimento degli inerti riciclati (Tabella 5.3-1).

No.	RCA replacement percentage (%)	Cement (kg/m ³)	Sand (kg/m ³)	NCA (kg/m ³)	RCA (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	Additional water (kg/m ³)
NC	0	430	618	1200	0	185	0
RAC-25	25	430	607	883	295	185	12.4
RAC-50	50	430	595	578	578	185	24.3
RAC-75	75	430	585	284	851	185	35.7
RAC-100	100	430	574	0	1114	185	46.8

Tabella 5.3-1: Dettaglio dei mix realizzati

Setup delle prove

Tutti i campioni prismatici sono stati testati utilizzando la pressa INSTRON elettro-idraulica. La forza assiale è stata applicata tramite dei trasduttori di forza, gli spostamenti longitudinali e trasversali sono stati monitorati con opportuni tastatori. Per le prove di carico monotone si è imposto un incremento di spostamento pari a 0,02 mm/s, corrispondente a una velocità di deformazione di 67×10^{-6} /s. Per i test di tipo ciclico, invece, la tensione è stata applicata per un certo numero di cicli fino alla rottura del provino, aumentando la massima deformazione di 1×10^{-3} ad ogni loop.

Risultati delle prove

Caratteristiche della rottura

Nelle fasi iniziali delle prove a compressione monotona non sono presenti fratture sulla superficie. Incrementando il carico compaiono piccole microfratture longitudinali, che progressivamente si sviluppano diventando inclinate. Al raggiungimento della tensione di picco, le crepe si presentano più larghe e più lunghe, per poi portare al completo collasso del campione. Le modalità di rottura sono abbastanza simili indipendentemente dal modo di applicazione del carico e dalla percentuale di RCA impiegata. In ogni caso nei campioni RAC compaiono molte piccole fratture diagonali sulla superficie, mentre nei provini in cui è maggiore il contenuto di inerte naturale si sviluppa tendenzialmente un'unica frattura principale longitudinale (Figura 5.3-6). Questo fenomeno può essere spiegato attraverso l'osservazione al microscopio della struttura del calcestruzzo. Nei campioni RAC la zona di transizione tra aggregato e matrice cementizia si presenta più debole e diffusa.

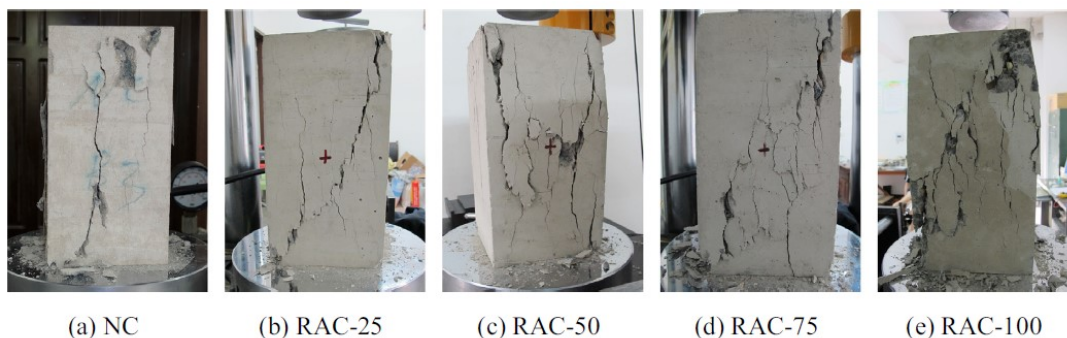


Figura 5.3-6: Condizioni superficiali dei provini al raggiungimento del collasso

Curve tensione-deformazione

In base ai test effettuati sono stati ricavati i diagrammi forza assiale – spostamento, questi possono essere convertiti in termini di tensione – deformazione in base alle:

$$\sigma = N/A, \quad \varepsilon = \Delta l/l \quad [5-43]$$

in cui ε e σ rappresentano la deformazione e la tensione rispettivamente; N è la forza assiale che agisce sul provino; A è l'area del provino perpendicolare alla forza, l è la lunghezza del campione. Ogni curva sui diagrammi tensione–deformazione di Figura 5.3-7 è il risultato dalla media dei risultati sul test di tre campioni. Per le prove cicliche la curva skeleton è stata tracciata connettendo i picchi di carico di ciascun loop, questa è tendenzialmente simile alla curva di carico monotona.

È importante notare che per ogni ciclo isteretico la pendenza media dei rami di carico e di scarico diminuisce all'aumentare della massima deformazione. Questo fenomeno può essere attribuito allo sviluppo di microfratture interne al provino.

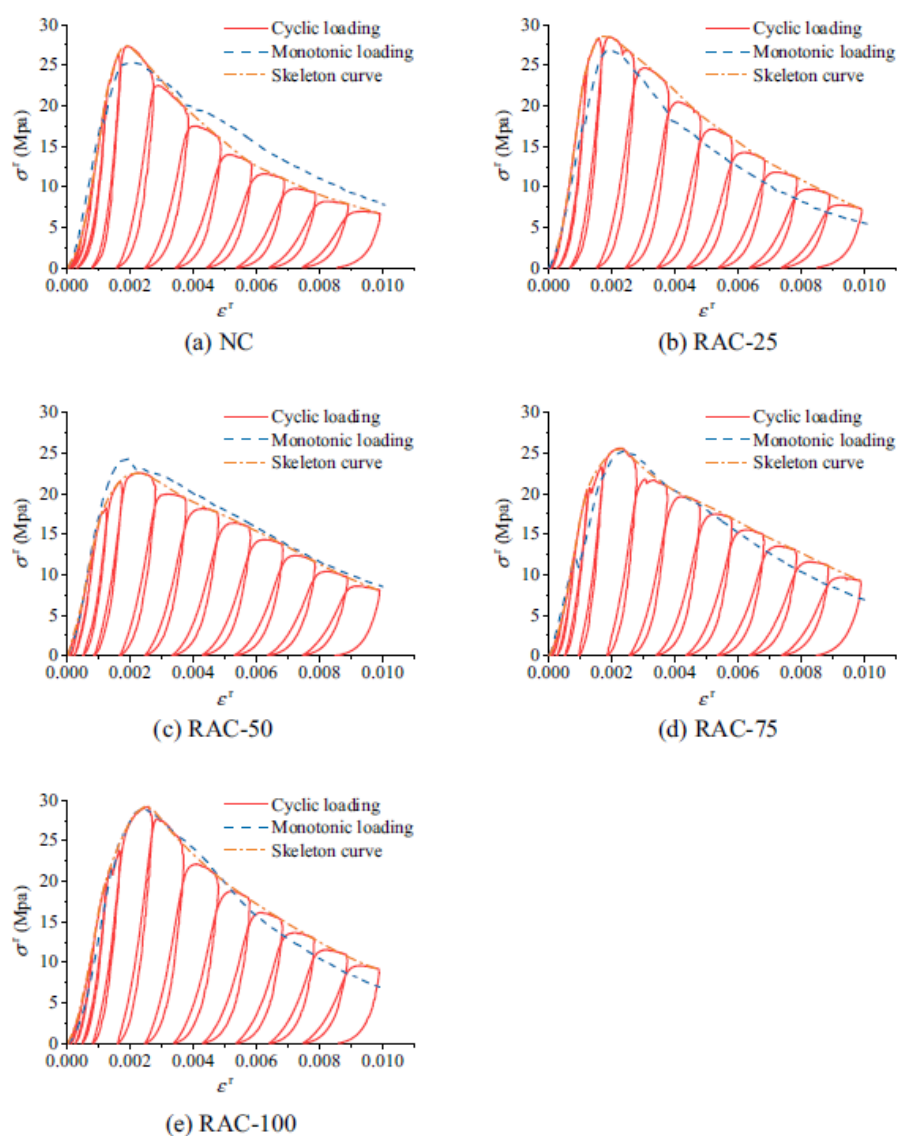


Figura 5.3-7: Curve tensione-deformazione per provini RAC

Influenza della percentuale di RCA utilizzata

Per tutti i mix le curve tensione–deformazione sono simili fino al valore di 16 MPa (Figura 5.3-8), oltre si possono notare importanti differenze in termini di resistenza di picco e di pendenza del ramo discendente dei cicli di carico. Sia i provini cubici sia quelli prismatici presentano variazioni di resistenza simili in base al contenuto percentuale di RCA. Quando la RCA è inferiore al 50% rispetto al totale degli aggregati, la resistenza a compressione diminuisce all’aumentare del contenuto di aggregato riciclato. Al contrario, quando la percentuale di RCA è maggiore del 50%, la resistenza a compressione aumenta con l’incremento del contenuto di inerte riciclato (Figura 5.3-10).

Al contrario della resistenza, le proprietà deformative sono largamente influenzate dalla percentuale di RCA contenuta. Aumentando la percentuale di RCA generalmente si assiste a un incremento della deformazione di picco, ma anche a un decremento del coefficiente di Poisson.

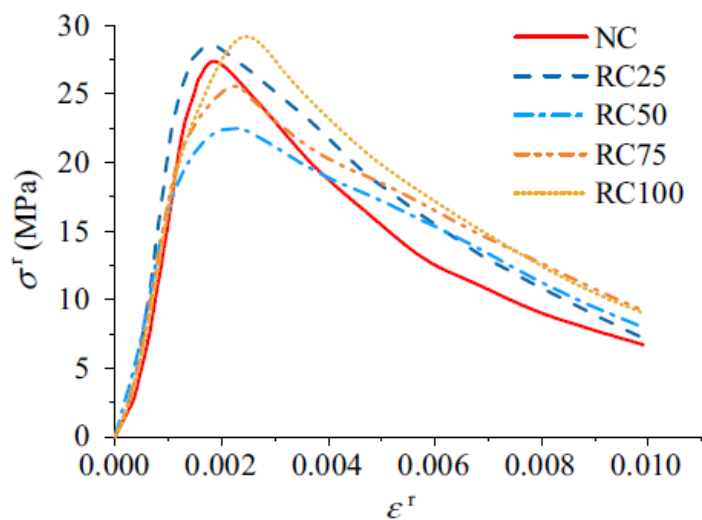


Figura 5.3-8: Curve skeleton a confronto per ciascun mix

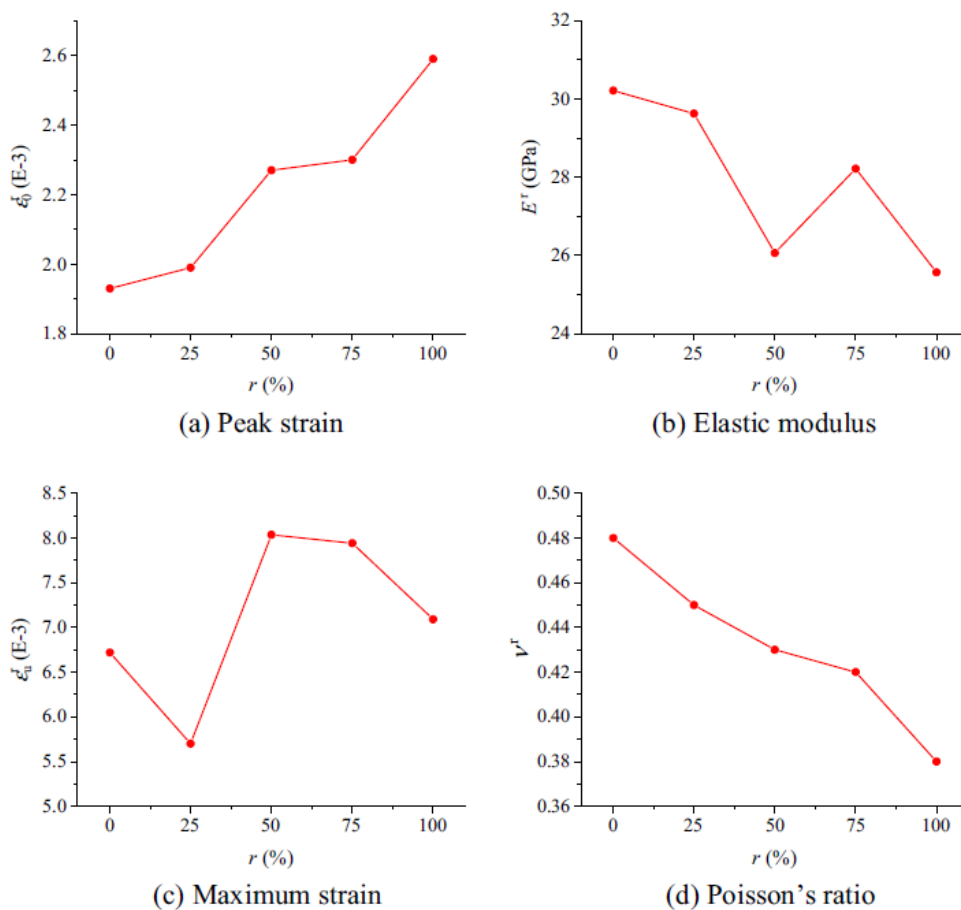


Figura 5.3-9: Effetti del contenuto di RCA sulle proprietà del calcestruzzo

Relazioni costitutive per caricamenti ciclici

Per facilitare la definizione delle equazioni costitutive, si definiscono i seguenti parametri di tensione e deformazione adimensionali:

$$x = \varepsilon^r / \varepsilon_0^r \quad [5-44]$$

$$y = \sigma^r / f_c^r \quad [5-45]$$

I cicli isteretici comprendono un braccio di carico e uno di scarico come indicato in Figura 5.3-10. Si possono definire quattro punti caratteristici in ciascun loop: punto di scarico (u), punto residuo (r), punto comune (c), e punto finale (e).

Punto residuo

Quando lo scarico avviene prima di raggiungere lo stress di picco allora il braccio di scarico è pressoché lineare e interseca l'asse orizzontale con ridotto stress residuo. Ad ogni modo x_r può essere espresso in funzione di x_u con la seguente equazione:

$$x_r = ax_u^b \quad [5-46]$$

in cui a e b sono parametri da determinarsi sperimentalmente.

Punto comune

Il punto comune è definito dall'intersezione tra il braccio di scarico e quello di carico. La deformazione del punto comune x_c aumenta all'aumentare della deformazione di x_u . Si può assumere la seguente relazione lineare:

$$x_c = cx_u + d \quad [5-47]$$

in cui c e d sono entrambi parametri da determinarsi.

Punto finale

Aumentando la deformazione di scarico x_u , allora il punto finale presenta una tendenza simile al punto residuo. Si può assumere la seguente relazione:

$$x_e = mx_u^n \quad [5-48]$$

in cui m e n sono parametri da determinarsi sviluppando una regressione lineare a partire dai dati sperimentali.

I provini RAC sperimentalmente presentano una curva skeleton (per interpolazione dei risultati delle prove cicliche) comparabile alle curve tensione-deformazione delle prove monotone.

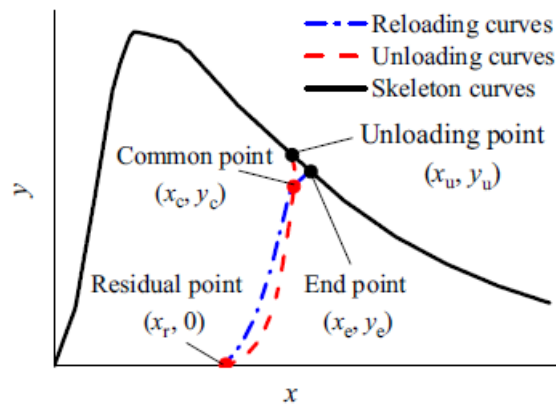


Figura 5.3-10: Tipico ciclo isteretico per provini sottoposti a caricamento ciclico

Curve di scarico

In seguito all'esperienza sperimentale, si può assumere che il braccio di scarico segue l'espressione analitica:

$$\frac{y}{y_u} = m_u \left(\frac{x - x_r}{x_u - x_r} \right)^{n_u} \quad [5-49]$$

In cui m_u e n_u sono parametri da determinarsi sperimentalmente.

Curve di carico

Come si può vedere in Figura 5.3-10, la curva di carico può essere divisa in due bracci: uno che connette il punto residuo al punto comune, e uno tra il punto comune e il punto finale. Il primo segue un andamento di tipo esponenziale, mentre il secondo è lineare:

$$y = y_c m_r \left(\frac{x - x_r}{x_u - x_r} \right)^{n_r}, \quad x < x_c \quad [5-50]$$

$$y = \frac{y_e - y_c}{x_e - x_c} (x - x_c) + y_c, \quad x \geq x_c \quad [5-51]$$

In cui m_r e n_r sono parametri da determinarsi sperimentalmente.

Verifica delle equazioni costitutive

Utilizzando le equazioni proposte precedentemente sono stati confrontati i risultati teorici con quelli sperimentali (Figura 5.3-11). In generale le curve costitutive prevedono bene il comportamento dei provini.

Sebbene il modello proposto precedentemente abbia una buona accuratezza, questo ha lo svantaggio di essere relativamente complesso. Per gestire questo problema, si può pensare a un modello semplificato in cui le curve di carico e di scarico sono coincidenti e lineari:

$$\frac{y}{y_u} = \frac{x - x_r}{x_u - x_r} \quad [5-52]$$

L'equazione precedente, assieme alla curva skeleton, definisce il comportamento semplificato a compressione ciclica della Figura 5.3-11.

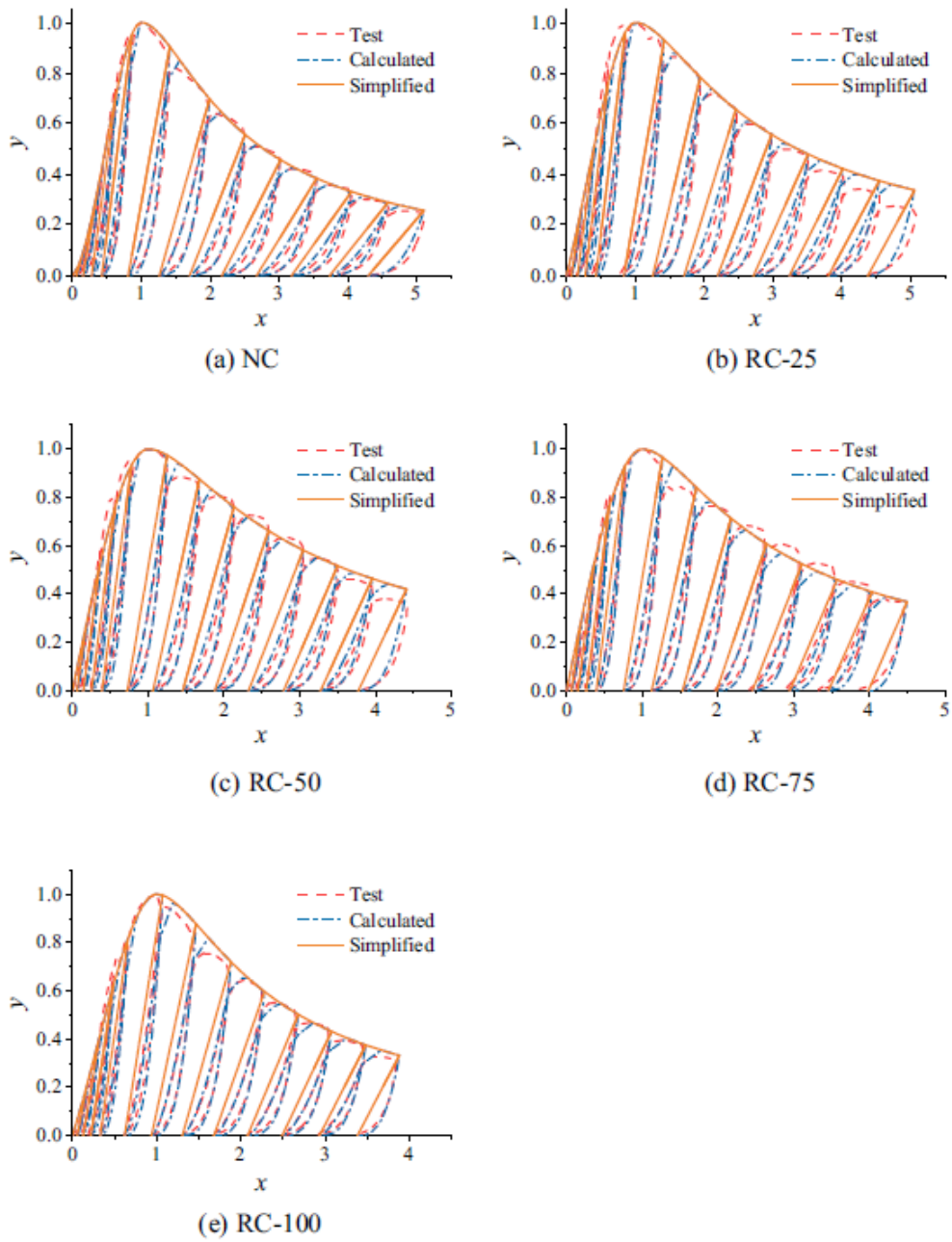


Figura 5.3-11: Comparazione tra le curve tensione-deformazione e i risultati sperimentali

Applicazione del modello analitico proposto

Le relazioni costitutive proposte sono state validate con i dati sperimentali. Ai fini della verifica dei risultati è stato analizzato anche il comportamento di una colonna incastrata alla base in calcestruzzo RAC. La sezione dell'elemento misura 150mm x 150mm, e l'altezza è pari a 300mm. I risultati ottenuti dall'applicazione di carichi ciclici sulla colonna concordano complessivamente con i risultati sperimentali.

Conclusioni

In questa pubblicazione è stato studiato il comportamento meccanico di provini RAC sottoposti a carichi ciclici e carichi monotoni ottenendo anche le curve tensione-deformazione per diversi contenuti di inerte RAC. In base ai risultati sperimentali sono stati definiti quattro punti caratteristici per ciascun ciclo isteretico. Alla fine della sperimentazione si può affermare che:

- I provini in calcestruzzo RAC e quelli tradizionali presentano modalità di rottura simile sia per modalità di carico ciclica, che per modalità di carico monotona. Ad ogni modo nei provini RAC si sviluppano più fratture, ma di dimensione più ridotta, rispetto ai provini in calcestruzzo tradizionale.
- Le curve skeleton presentano forma simile alle curve tensione-deformazione dei calcestruzzi sottoposti a carico monotono; tuttavia, all'aumentare della percentuale di RCA si nota una maggiore discrepanza tra i due grafici;
- Le relazioni costitutive proposte hanno un'accuratezza relativamente alta, possono essere utili a prevedere il comportamento isteretico dei calcestruzzi.

6 PROGRAMMA DELLA SPERIMENTAZIONE

La sperimentazione presentata in seguito ha lo scopo di approfondire la ricerca in merito al possibile impiego di scorie EAF nei calcestruzzi, in particolare ci si pone l'obiettivo di studiare il comportamento a taglio diretto e a compressione ciclica di due miscele: una contenente le scorie come frazione grossolana dell'aggregato e una di controllo di tipo tradizionale. Nel seguito vengono definiti nello specifico i materiali impiegati e la composizione dei mix.

6.1 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Prima di iniziare con la sperimentazione sono state raccolte le principali informazioni relative ai materiali utilizzati per gli impasti. Qualora non fossero disponibili le caratteristiche/proprietà di interesse, queste sono state determinate direttamente in laboratorio.

6.1.1 Gli aggregati

Gli aggregati impiegati per la sperimentazione sono:

- sabbia silicea di fiume (0-4 mm);
- ghiaia di fiume (4-16 mm);
- scoria EAF (4-8 mm);
- scoria EAF (8-12 mm);
- scoria EAF (8-16 mm).

Per tutti gli inerti sopra riportati, tranne che per la ghiaia, sono state determinate la distribuzione granulometrica e l'umidità. Il contenuto d'acqua, nel particolare, diventa un dato utile nel momento della realizzazione degli impasti.

La distribuzione granulometrica

La distribuzione granulometrica è stata definita facendo riferimento alla UNI EN 933-1/2012.

La norma prevede che il campione abbia una massa minima definita in base alla granulometria (nel caso della sabbia 0-4 mm deve avere una massa minima pari a 0,2 kg, per esempio). Tenendo conto di queste indicazioni, il provino è stato innanzitutto pesato e poi asciugato in forno ad una temperatura di 110 ± 5 °C fino a raggiungere una massa costante M_1 . Il campione è stato poi lavato al fine di rimuovere il più possibile le particelle fini: è stata versata acqua sul provino e poi svuotata per diverse volte (Figura 6.1-1). In questa fase si è fatta attenzione a non disperdere materiale, in base alla norma l'operazione si considera conclusa quando l'acqua rimane trasparente durante il lavaggio. A questo punto il campione è stato inserito nuovamente in forno a temperatura di 110 ± 5 °C fino ad ottenere una massa costante M_2 . Completata anche questa operazione comincia la vera e propria vagliatura del materiale.

Il campione è stato inserito in cima alla colonna di setacci e poi agitato manualmente fino al momento in cui non vi fossero variazioni di massa per ciascuna frazione ritenuta (Figura

6.1-2). A questo punto è stata registrata la massa di materiale contenuta in ciascun setaccio, compreso il fondo della colonna (Pan).



Figura 6.1-1: Fase di lavaggio della sabbia 0-4 mm



Figura 6.1-2: La colonna di setacci pronta per la vagliatura, in questo caso eseguita in maniera manuale

Come indicato alla norma UNI EN 933-1/2012, sono state determinate la curva granulometrica e la percentuale di materiale fine f (passante al setaccio di apertura 0,063 mm) in base alla formula:

$$f = \frac{(M_1 - M_2) + P}{M_1} \times 100 \quad [4.1-1]$$

in cui M_1 è la massa asciutta del campione, M_2 è la massa asciutta del ritenuto al setaccio di apertura 0,063 mm, P è la massa contenuta alla fine della vagliatura nel Pan.

Per la sabbia silicea di fiume (0-4 mm) l'analisi granulometrica è stata eseguita in data 06/07/2021 e i risultati sono riportati in Tabella 6.1-1 e alla Figura 6.1-3.

Apertura vagli [mm]	Massa passante cumulativa [%]
4	100,00
2	97,72
1	75,79
0,5	48,77
0,25	23,86
0,125	6,32
0,063	1,23
Pan	0,00

Tabella 6.1-1: Risultato dell'analisi granulometrica della sabbia 0-4 mm

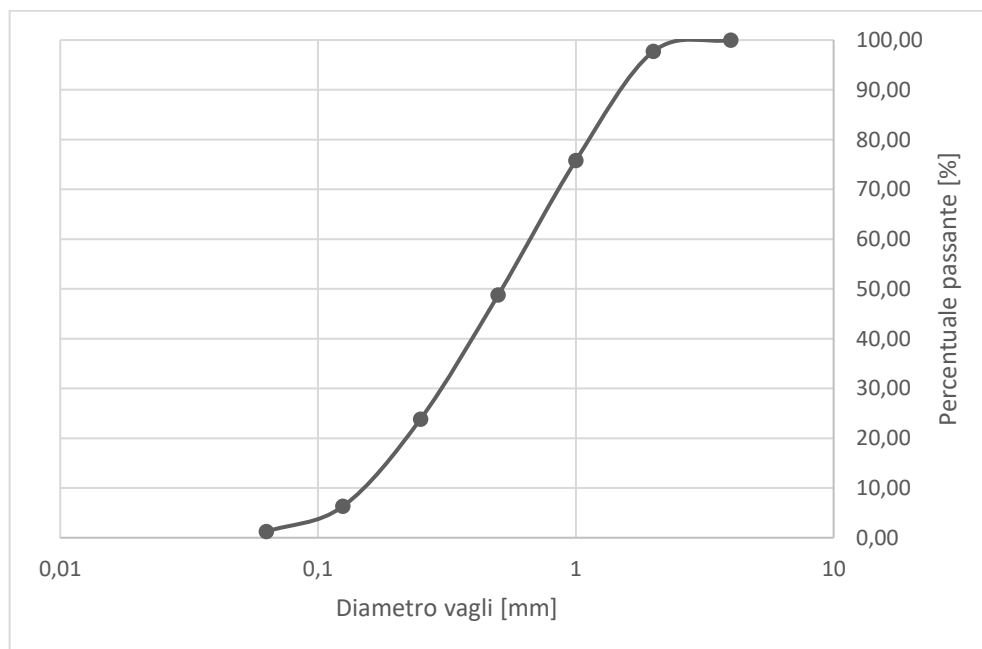


Figura 6.1-3: Curva granulometrica della sabbia 0-4 mm

La percentuale di fini per la sabbia 0-4 mm risulta pari a: 3,10%.

Allo stesso modo si è determinata la curva granulometrica anche per le scorie EAF. La setacciatura in questo caso è stata eseguita in data 09/07/2021 e i risultati sono riportati in Tabella 6.1-2 e Figura 6.1-4.

Apertura vagli [mm]	Massa passante cumulativa [%]		
	Scoria EAF 4-8 mm	Scoria EAF 8-12 mm	Scoria EAF 8-16 mm
20	100,00	100,00	100,00
16	100,00	100,00	98,91
14	100,00	100,00	90,63
12,5	100,00	96,69	69,06
10	100,00	44,56	35,35
8	98,07	8,26	7,19
6,3	75,69	0,23	0,30
4	25,03	0,06	0,12
2	3,49	0,06	0,12
1	1,44	0,00	0,00
0,5	1,20	0,00	0,00
0,25	0,96	0,00	0,00
0,125	0,48	0,00	0,00
Pan	0,00	0,00	0,00

Tabella 6.1-2: Risultato delle analisi granulometriche delle scorie EAF

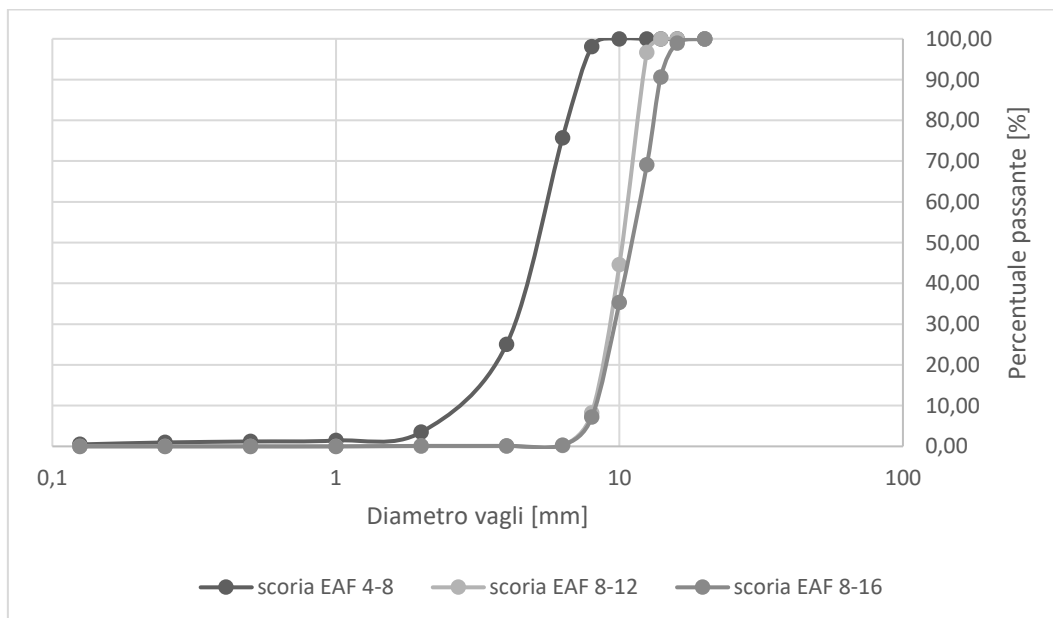


Figura 6.1-4: Curve granulometriche delle scorie EAF

L'umidità

Lo stesso giorno di esecuzione dei getti sono state determinate anche le quantità d'acqua all'interno degli aggregati. Per eseguire questa operazione il giorno precedente è stato preso e pesato un campione come definito nella UNI EN 933-1/2012. Il valore di massa visualizzato in questo momento rappresenta quella del provino umido, poi il campione è stato inserito in forno a temperatura di 110 ± 5 °C per 24 ore. Al termine, è stata misurata nuovamente la massa, questa rappresenta il peso del provino secco. Il contenuto d'acqua a questo punto può essere determinato in base alla formula:

$$U\% = \frac{m_u - m_s}{m_s} \times 100 \quad [4.1.2]$$

In cui m_u rappresenta la massa del provino umido, mentre m_s è la massa del provino secco.

I risultati della misura dell'umidità degli aggregati sono riportati in Tabella 6.1-3:

	m_u [kg]	m_s [m _s]	U%
Sabbia 0-4 mm	0,5570	0,5430	2,58
Scoria EAF 4-8 mm	0,5200	0,5170	0,58
Scoria EAF 8-12 mm	0,5255	0,5245	0,19
Scoria EAF 8-16 mm	0,5030	0,5025	0,10

Tabella 6.1-3: Risultati relativi alla misura dell'umidità

L'umidità è un dato di cui si è tenuto conto in fase di mix design al fine di definire l'acqua da immettere nell'impasto.

6.1.2 Cemento, acqua e superfluidificante

Il cemento utilizzato per la sperimentazione è un CEM IV/A 42,5 R: si tratta di un legante con un contenuto variabile di materiale pozzolanico tra l'11% e il 35%. L'acqua impiegata proviene dall'acquedotto della città di Padova e non contiene solfati o altre sostanze che possano in qualche modo influenzare il comportamento del conglomerato, è stato utilizzato anche un additivo superfluidificante per ottenere una buona lavorabilità contenendo l'acqua dell'impasto.

6.2 MIX DESIGN

Sono stati realizzati due mix:

- Mix REF: contiene sabbia e ghiaia, è il mix tradizionale di riferimento;
- Mix EAF: contiene sabbia come frazione fine dell'aggregato e scorie per la frazione grossolana.

I dati relativi ai mix realizzati con riferimento ad un metro cubo di impasto sono riportati in Tabella 6.2-1.

Il Mix REF ha un dosaggio nominale di cemento pari a 400 kg/m³, il rapporto a/c è 0,477, a cui corrispondono 190,8 litri d'acqua. Il contenuto di additivo superfluidificante corrisponde allo 0,8% del peso di cemento, ovvero 3,20 kg.

Il Mix EAF ha un dosaggio nominale di cemento pari a 400 kg/m³, il rapporto a/c è 0,457, a cui corrispondono 182,8 litri d'acqua. In questo caso si è deciso di utilizzare il superfluidificante all'1,2% del peso di cemento, che corrisponde a 4,80 kg, questo per compensare la maggiore richiesta d'acqua nei calcestruzzi di scorie in base alle esperienze sperimentali precedenti.

	Mix REF	Mix EAF
Cemento CEM IV/A 42,5 R [kg]	400	400
Acqua [kg]	190,80	182,80
w/c	0,477	0,457
NA 0-4 mm [kg]	862,46	862,46
NA 4-16 mm [kg]	1026,54	
EAF 4-8 mm [kg]		501,88
EAF 8-12 mm [kg]		358,65
EAF 8-16 mm [kg]		563,00
Additivo fluidificante [kg]	3,20	4,80

Tabella 6.2-1: Mix Design per 1 m³ di impasto

6.3 PROVINI E PREPARAZIONE PER I GETTI

L'obiettivo, come già detto in precedenza, è quello di studiare il comportamento del calcestruzzo di scorie EAF in riferimento al taglio diretto. Con questa premessa sono stati definiti di conseguenza la quantità e il tipo di provini. Per ciascun mix si è deciso di realizzare:

- 9 provini cilindrici di altezza 20 cm e diametro 10 cm;
- 3 provini a "S".

I provini cilindrici sono stati confezionati con dei casseri in plastica già disponibili presso il Laboratorio "Materiali da Costruzione" dell'Università degli studi di Padova.

I campioni a "S" sono stati realizzati con la stessa geometria e le stesse caratteristiche di quelli utilizzati nella ricerca presentata al §5.2.6. Si tratta di provini di altezza 260 cm e larghezza 140 cm, aventi due fessure intermedie (Figura 6.3-1 e Figura 6.3-2). In questo caso il cassero è stato realizzato appositamente in legno, visto che nel laboratorio di

Padova non era già disponibile. I pannelli impiegati per realizzare la cassaforma sono di legno lamellare di spessore 18 mm, soltanto per le alette delle S si è dovuto utilizzare un pannello di spessore 15 mm. I pezzi, dopo esser stati tagliati della misura giusta, sono stati uniti mediante avvitatura. La scelta di utilizzare le viti per il collegamento delle parti è giustificata dal più agevole montaggio e smontaggio. Il cassero è stato poi verniciato più volte in modo da rendere il legno quanto più impermeabile possibile. I provini push-off contengono al loro interno anche delle armature, in ciascuno di questi sono presenti:

- 4 ferri $\Phi 10$ piegati a L;
- 6 ferri $\Phi 6$ che forniscono supporto e collegamento alle L.

Le armature sono state tagliate e piegate direttamente in laboratorio. Gli spezzoni sono stati collegati tra loro utilizzando filo di ferro dolce. L'acciaio impiegato è di tipo B450C, sono state eseguite 3 prove di trazione per ogni diametro impiegato, i risultati sono presentati in Tabella 6.3-1 e Tabella 6.3-2. In base ai risultati, le barre rispettano i limiti imposti dalle NTC 2018.

Φ	Nr	ϵ_y [%]	f_y [MPa]	ϵ_t [%]	f_t [MPa]
6	1	0,33	516,86	8,52	596,9
6	2	0,32	515,94	10,57	603,47
6	3	0,27	514,37	10,28	605,97
10	1	0,33	556,01	8,79	687,89
10	2	0,33	544,25	9,50	679,52
10	3	0,31	537,14	10,72	672,01

Tabella 6.3-1: Risultati delle prove a trazione sulle barre impiegate

Φ	ϵ_y [%]	f_y [MPa]	ϵ_t [%]	f_t [MPa]
6	0,31	515,72	9,79	602,11
10	0,32	545,80	9,67	679,81

Tabella 6.3-2: Risultati medi delle prove a trazione sulle barre impiegate

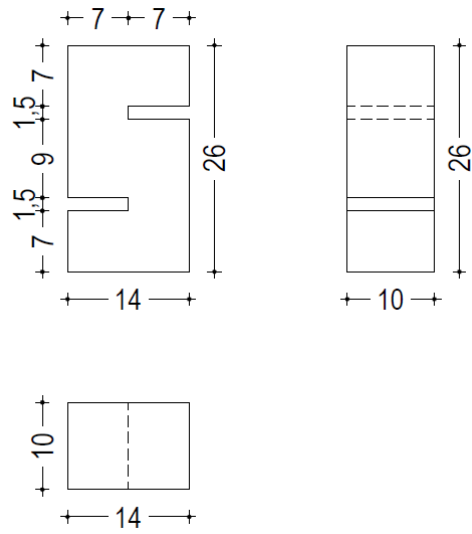


Figura 6.3-1: Dettagli geometrici dei provini push-off (scala 1:10)

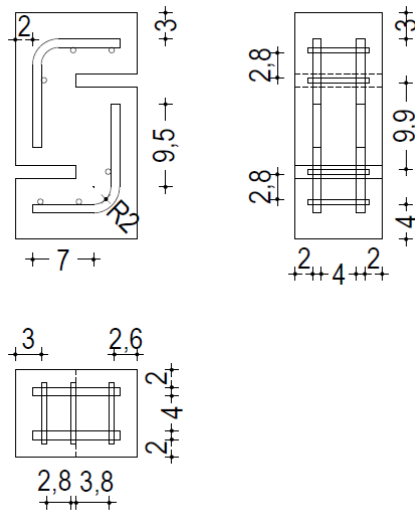


Figura 6.3-2: Dettaglio delle armature dei provini push-off (scala 1:10)

6.4 IL CONFEZIONAMENTO DEGLI IMPASTI

I campioni sono stati confezionati in data 14/09/2021 e 15/09/2021 rispettivamente per il mix REF e per il mix EAF, nel rispetto delle indicazioni di cui alla UNI EN 12390-1:2021. Prima di iniziare, tutti i casseri sono stati oleati con il disarmante. Gli impasti sono stati realizzati pesando prima tutti gli aggregati, il cemento, l'acqua e il superfluidificante, poi si è proceduto versando progressivamente i materiali nella betoniera e lasciando miscelare fino ad ottenere un mix omogeneo.

A questo punto è stata effettuata la prova di abbassamento sul calcestruzzo fresco come definito alla norma UNI EN 12350-2/2019. Il cono di Abrams è stato riempito in tre step: l'impasto è stato versato fino a raggiungere circa un terzo dell'altezza ed è stato compattato premendo 25 volte con un pestello. Questa operazione è stata ripetuta per altre due volte, fino a raggiungere la sommità dello strumento. Completata la preparazione, il cono è stato alzato, lasciando che il calcestruzzo si espandesse. Il valore dell'abbassamento corrisponde alla differenza tra l'altezza iniziale dello stampo e quella finale dopo averlo estratto (Figura 6.4-1).



Figura 6.4-1: Esecuzione della prova di abbassamento al cono

I risultati sono: 5,5 cm per il mix REF e 12 cm per il mix EAF. I valori di abbassamento corrispondono ad una classe di consistenza S2 e S3 rispettivamente per il mix REF e per il mix EAF.

Il conglomerato, miscelato nuovamente, è stato poi versato all'interno degli stampi e coperto con panni umidi (Figura 6.4-2). Dopo 24 ore dal getto i provini sono stati scasserati, nominati e pesati. I campioni sono stati immersi in una vasca d'acqua fino al completamento della maturazione e conservati all'interno di una camera a temperatura e umidità controllate⁸¹. A ciascun provino è stato assegnato un nome definito da un numero progressivo e da una sigla che indica il mix.

In Tabella 6.4-1 e Tabella 6.4-2 sono riportate le masse dei provini a 24 ore dal getto. In base a questi valori sono state calcolate la densità medie dei mix, il risultato è riportato in Tabella 6.4-3 e Figura 6.4-3.

⁸¹ La camera adibita alla maturazione dei provini è mantenuta alla temperatura di 28°C e umidità relativa pari al 70%.



Figura 6.4-2: Il calcestruzzo fresco all'interno del cassero

Provini cilindrici	Massa (kg)
1_REF	3,7590
2_REF	3,8155
3_REF	3,7780
4_REF	3,7760
5_REF	3,7755
6_REF	3,7635
7_REF	3,7945
8_REF	3,7610
9_REF	3,7645
1_EAF	4,4410
2_EAF	4,4245
3_EAF	4,4255
4_EAF	4,4165
5_EAF	4,4725
6_EAF	4,4340
7_EAF	4,4205
8_EAF	4,4305
9_EAF	4,4585

Tabella 6.4-1: Massa dei provini cilindrici a 24 ore dal getto

Provini push-off	Massa (kg)
shear1_REF	8,8485
shear2_REF	8,7795
shear3_REF	8,7650
shear1_EAF	10,2610
shear2_EAF	10,1105
shear3_EAF	10,4485

Tabella 6.4-2: Massa dei provini push-off a 24 ore dal getto

Mix	Densità media (kg/m ³)	Deviazione standard
REF	2407,33	12,68
EAF	2823,59	21,32

Tabella 6.4-3: Densità dei mix realizzati a 24 ore di maturazione

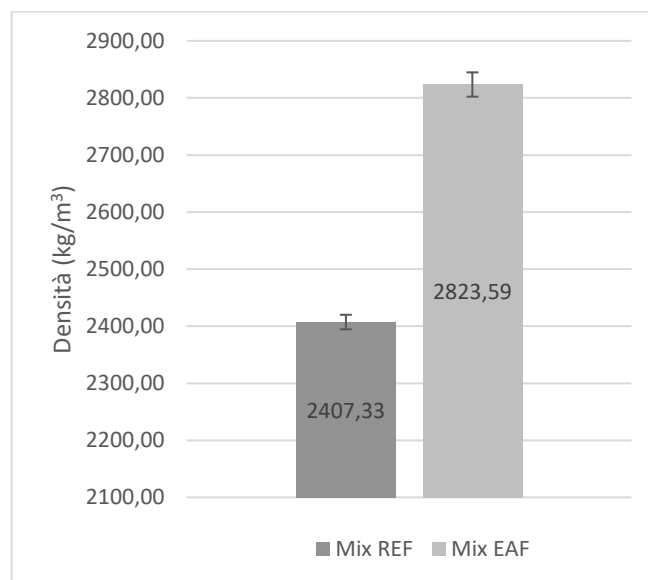


Figura 6.4-3: Densità media dei calcestruzzi realizzati a 24 ore dal getto

A 28 giorni di maturazione i campioni sono stati pesati nuovamente ed è stata ricalcolata la densità. I risultati sono presentati in Tabella 6.4-4.

Mix	Densità media a 24 ore dal getto (kg/m ³)	Densità media a 28 giorni dal getto (kg/m ³)
REF	2407,33	2428,70
EAF	2823,59	2833,22

Tabella 6.4-4: Densità dei mix realizzati a 24 ore e a 28 giorni di maturazione

In entrambe le miscele si osserva un aumento della densità. In particolare, la massa specifica del mix REF aumenta del +0,56%, mentre quella del mix EAF aumenta di +0,34%.

6.5 IL PROGRAMMA DELLE PROVE

Sono stati realizzati 9 provini cilindrici e 3 provini push-off per ciascun mix. Con l'ottica di sfruttare al massimo i campioni per ottenere quanti più dati possibili si è deciso di effettuare le seguenti prove per ciascuna miscela:

- 1 prova a compressione a 14 giorni di maturazione su cilindro;
- 2 prove a compressione a 28 giorni di maturazione su cilindri;
- 2 prove a trazione indiretta a 28 giorni di maturazione su cilindri;
- 2 prove a compressione ciclica a 28 giorni di maturazione su cilindri;
- 3 prove a taglio diretto a 28 giorni di maturazione;
- 2 prova a compressione a 56 giorni di maturazione su cilindri.

I provini cilindrici sono molto versatili, con questi è possibile eseguire molte prove diverse. Al contrario i campioni a "S" sono stati confezionati appositamente per studiare la resistenza a taglio diretta. In Tabella 6.5-1 e Tabella 6.5-2 è riportato un sommario dei campioni realizzati e le prove eseguite su ognuno.

	Data getto	Tipo prova	Giorni maturazione	Data prova
1_REF	14/09/2021	Compressione	14	28/09/2021
2_REF	14/09/2021	Compressione	56	09/11/2021
3_REF	14/09/2021	Compressione	28	12/10/2021
4_REF	14/09/2021	Compressione	28	12/10/2021
5_REF	14/09/2021	Trazione indiretta	28	12/10/2021
6_REF	14/09/2021	Trazione indiretta	28	12/10/2021
7_REF	14/09/2021	Compressione ciclica	28	12/10/2021
8_REF	14/09/2021	Compressione ciclica	28	12/10/2021
9_REF	14/09/2021	Compressione	56	09/11/2021
1_EAF	15/09/2021	Compressione	14	29/09/2021
2_EAF	15/09/2021	Compressione	56	10/11/2021
3_EAF	15/09/2021	Compressione	28	13/10/2021
4_EAF	15/09/2021	Compressione	28	13/10/2021
5_EAF	15/09/2021	Trazione indiretta	28	13/10/2021
6_EAF	15/09/2021	Trazione indiretta	28	13/10/2021
7_EAF	15/09/2021	Compressione ciclica	28	13/10/2021
8_EAF	15/09/2021	Compressione ciclica	28	13/10/2021
9_EAF	15/09/2021	Compressione	56	10/11/2021

Tabella 6.5-1: Programma di prova dei provini cilindrici

	Data getto	Tipo prova	Giorni maturazione	Data prova
shear1_REF	14/09/2021	Taglio diretto	28	12/10/2021
shear2_REF	14/09/2021	Taglio diretto	28	12/10/2021
shear3_REF	14/09/2021	Taglio diretto	28	12/10/2021
shear1_EAF	15/09/2021	Taglio diretto	28	13/10/2021
shear2_EAF	15/09/2021	Taglio diretto	28	13/10/2021
shear3_EAF	15/09/2021	Taglio diretto	28	13/10/2021

Tabella 6.5-2: Programma di prova dei provini push-off

6.6 MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE PROVE

Le prove di caratterizzazione presentate nel seguito sono state eseguite nel rispetto delle norme di riferimento. Per tutti i test è stata utilizzata la Pressa Galdabini 60 t disponibile presso il Laboratorio Materiali da Costruzione dell'Università di Padova.

6.6.1 Prova a compressione

La prova a compressione monotona è stata eseguita seguendo le specifiche di cui alla UNI EN 12390-3:2019. Alcune ore prima di eseguire il test, i provini sono stati preparati lisciando le superfici con malta, cercando comunque di mantenere il calcestruzzo umido. La prova prevede che il cilindro venga posizionato verticalmente sulla macchina, la quale applica una pressione fino a rompere il provino. In Figura 6.6-1 è riportato il setup di prova. È stato impostato un incremento di carico costante pari a 3500 N/s (che corrisponde a 0,45 MPa/s nel caso di un cilindro di diametro 100 mm).

La rottura avviene in maniera soddisfacente nei casi rappresentati in Figura 6.6-2, mentre si considera insoddisfacente nelle modalità di Figura 6.6-3.



Figura 6.6-1: Set up della prova a compressione monotona

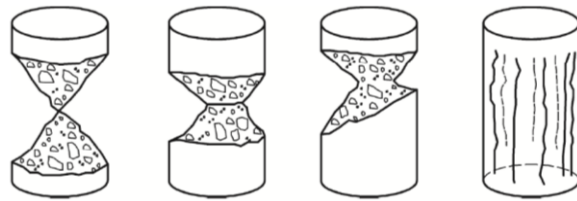


Figura 6.6-2: Rotture soddisfacenti per i provini di tipo cilindrico

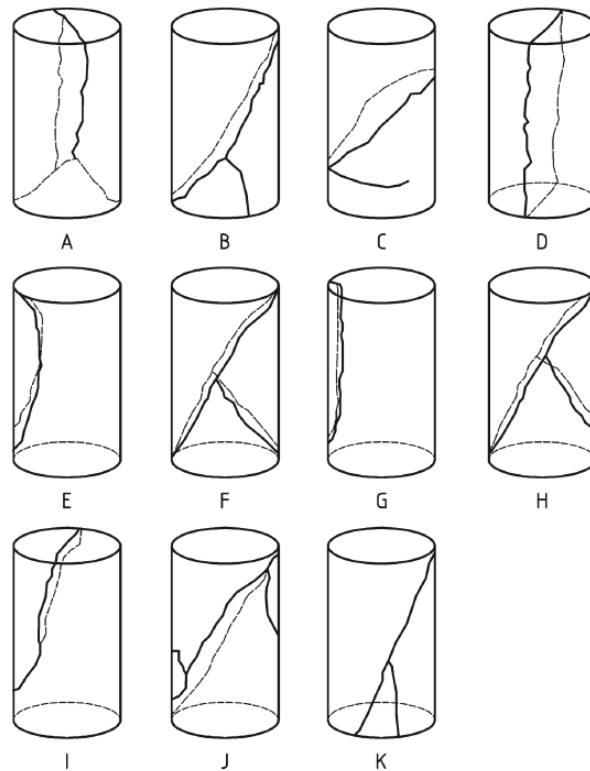


Figura 6.6-3: Rotture insoddisfacenti per i provini di tipo cilindrico

La resistenza a compressione è definita dalla formula:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad [6-1]$$

In cui f_c rappresenta la resistenza a compressione, in MPa; F è il carico massimo a rottura, in N; A_c è l'area della sezione su cui agisce lo sforzo di compressione.

6.6.2 Prova a trazione indiretta

La prova a trazione indiretta o prova brasiliana permette di valutare indirettamente la resistenza a trazione del calcestruzzo a partire dallo schiacciamento di un provino, è stata eseguita seguendo le specifiche di cui alla norma UNI EN 12390-6:2009. Prima di iniziare il test, i campioni sono stati asciugati dall'acqua, ripulendo particolarmente la superficie laterale da eventuali parti estranee. Il provino è stato posizionato orizzontalmente, facendo attenzione a mantenere un allineamento verticale che passi per il centro della pressa. Per l'applicazione del carico lineare è stata utilizzata una barra orizzontale in acciaio interposta tra il campione e il martinetto. Inoltre, per distribuire al meglio il carico sono state posizionate due strisce di cartone nei punti di contatto con il campione (Figura 6.6-4).

Dopo l'applicazione di un carico di assestamento pari a circa il 20% del carico di rottura, la prova è stata avviata fino a raggiungere il collasso. L'incremento di carico utilizzato è 350 N/s. La prova si considera terminata nel momento in cui il provino si rompe.

La resistenza a trazione indiretta è definita dalla formula:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi L d} \quad [6-2]$$

In cui f_{ct} è la resistenza a trazione indiretta, in MPa; F è il carico massimo, in N.



Figura 6.6-4: Setup della prova a trazione indiretta

6.6.3 Prova a taglio diretto

La prova a taglio diretta è stata eseguita esclusivamente su provini a "S" specificamente realizzati. Il test consiste nell'applicazione di una forza verticale sul provino, il quale per la sua particolare geometria viene sollecitato a taglio lungo il piano intermedio. Il setup della prova è riportato in Figura 6.6-5. Prima di eseguire il test, sono stati applicati estensimetri LVDT ed estensimetri DD1 sul provino. I Linear Variable Displacement Transducer, o semplicemente LVDT, servono a valutare lo spostamento in determinati punti dei campioni. Nel caso in esame è interessante valutare lo scorrimento puro per taglio, per questo motivo in ciascuna faccia è stato posizionato un LVDT nella porzione destra ed uno nella porzione sinistra del provino. Gli estensimetri DD1, invece, servono a monitorare aperture o contrazioni sulla superficie, per ogni campione ne è stato applicato uno per faccia. In seguito, si considera fronte (o faccia 1) del provino la superficie visibile dalla parte anteriore della macchina; al contrario si considera retro (o faccia 2) la superficie visibile dalla parte posteriore della pressa. In tutti i test eseguiti il fronte del provino poggiava sul cassero durante la fase di getto, mentre il retro del provino è la superficie che è stata lisciata a cazzuola, e per questo motivo è più scabra.



Figura 6.6-5: Setup della prova a taglio diretto

Gli LVDT sono stati fissati e regolati con dei cavalletti metallici in maniera il più possibile verticale. L'asta di cui sono composti va in battuta su degli L metallici, i quali sono stati applicati con colla a caldo sulla superficie di ciascun provino. I DD1, invece, si sostengono

autonomamente direttamente sulla superficie del provino. In base alla Figura 6.6-6 e alla Figura 6.6-7 gli estensimetri sono stati nominati come segue:

- LVDT1 è l'estensimetro LVDT a sinistra sulla faccia 1 del provino;
- LVDT2 è l'estensimetro LVDT a destra sulla faccia 1 del provino;
- LVDT3 è l'estensimetro LVDT a sinistra sulla faccia 2 del provino;
- LVDT4 è l'estensimetro LVDT a destra sulla faccia 2 del provino;
- DD1_1 e l'estensimetro posizionato sulla faccia 1 del provino;
- DD1_2 e l'estensimetro posizionato sulla faccia 2 del provino;

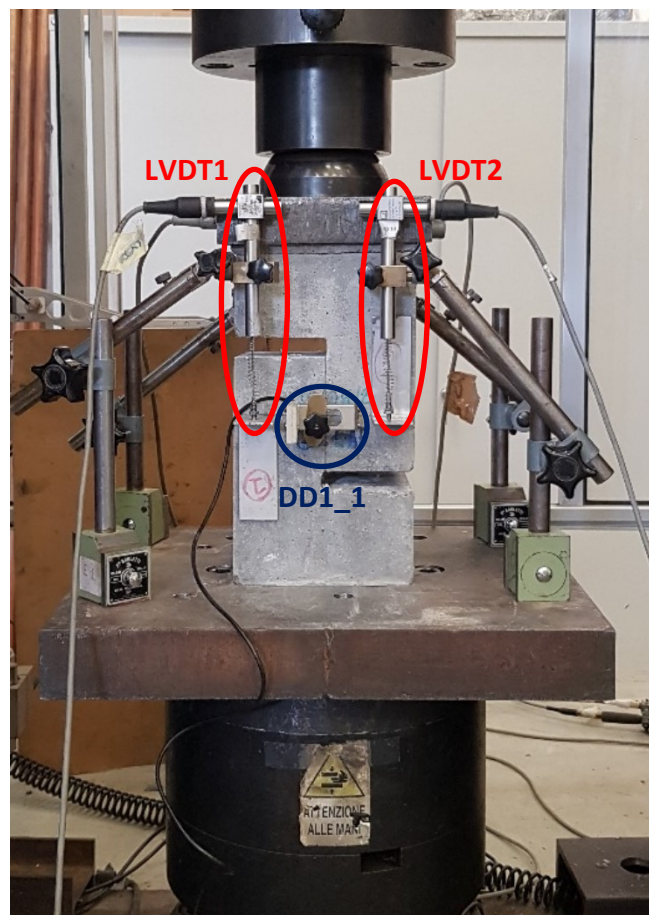


Figura 6.6-6: Setup della prova sul fronte (o faccia 1) del provino

Il valore di apertura dei dispositivi DD1 si traduce già nella misura dell'ampiezza delle fessure lungo il piano di taglio. Per valutare lo scorrimento netto per taglio, invece, è necessario fare la differenza tra il valore di abbassamento sulla porzione alta del provino e il valore di abbassamento registrato sulla porzione bassa del provino: in questo modo si ottiene lo scorrimento al netto delle deformazioni longitudinali del calcestruzzo. In questo caso specifico, quindi sono stati calcolati due valori di scorrimento puro per taglio: uno per il fronte e uno per il retro.

Il valore di scorrimento s lungo la faccia frontale è:

$$s_1 = d_{LVDT2} - d_{LVDT1} \quad [6-3]$$

In cui d_{LVDT1} indica l'abbassamento registrato dall'LVDT1, mentre d_{LVDT2} indica l'abbassamento registrato dall'LVDT2.

Allo stesso modo lo scorrimento s lungo la faccia 2 è definito come:

$$s_2 = d_{LVDT3} - d_{LVDT4} \quad [6-4]$$

In cui d_{LVDT3} indica l'abbassamento registrato dall'LVDT3, mentre d_{LVDT4} indica l'abbassamento registrato dall'LVDT4.

La sensibilità degli estensimetri LVDT utilizzati in questa esperienza sperimentale è di 0,00125 mm; mentre i DD1 ha una corsa massima di $\pm 2,5$ mm con una sensibilità di 0,00012 mm.

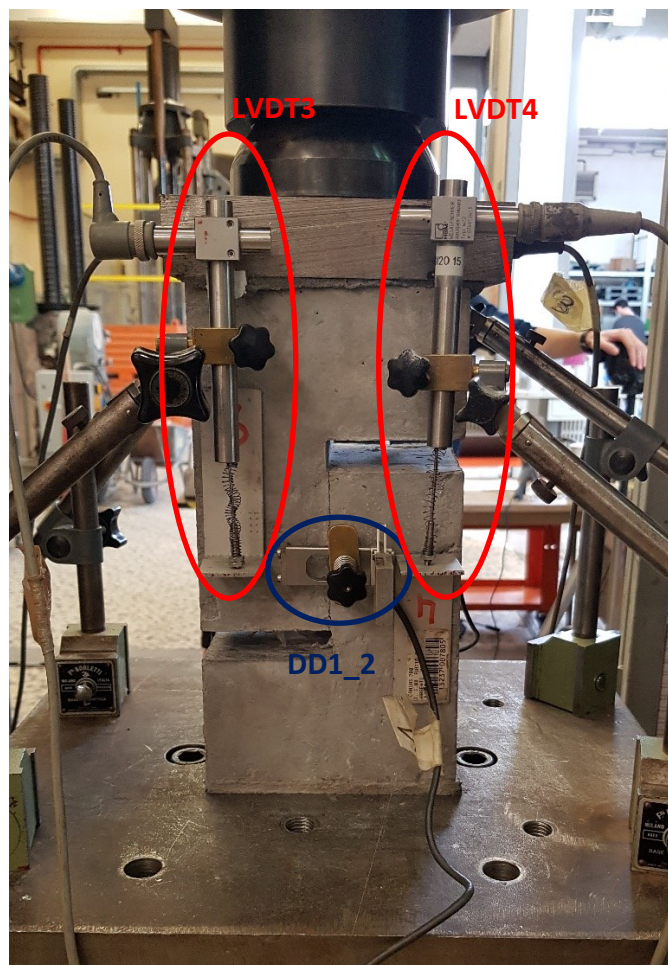


Figura 6.6-7: Setup della prova sul retro (o faccia 2) del provino

La prova è stata eseguita con uno spostamento imposto pari a 0,3 mm/minuto, seguendo le modalità della pubblicazione di cui al §5.2.6.

6.6.4 Prova a compressione ciclica

Le prove a compressione ciclica prevedono l'alternanza di una serie di step di carico, stabilizzazione e scarico. Il setup della prova è simile a quello descritto per la compressione monotona, con la differenza che, in questo caso sono stati applicati anche degli strain gauge sulla superficie laterale del cilindro al fine di monitorare le deformazioni longitudinali e trasversali. In Figura 6.6-8 è riportata l'impostazione della prova.



Figura 6.6-8: Setup della prova a compressione ciclica

Gli estensimetri strain gauge sono dei sensori nei quali la deformazione elastica subita da un elemento metallico si riflette nella variazione di resistenza elettrica. I dispositivi utilizzati in questa prova hanno una lunghezza deformabile di 60 mm, in uno stato di assenza di sollecitazione la resistenza elettrica dell'elemento è pari a $120,0 \pm 1,0 \Omega$. Gli strain gauge sono stati collegati tramite cavi ad un'unità che converte il segnale elettrico in segnale digitale, i dati sono stati poi raccolti in un PC per l'acquisizione e l'elaborazione. Lo stesso computer è stato collegato anche alla pressa utilizzata durante la prova al fine di acquisire contemporaneamente anche il carico e la corsa traversa.

Come già anticipato in precedenza, il test è stato realizzato alternando fasi di carico, stabilizzazione e scarico. La prova in questione, in particolare, è stata eseguita nel modo seguente:

La prima parte del test viene eseguito in controllo di forza:

- 1) carico fino a 1 MPa;
- 2) stabilizzazione di 10 s;
- 3) carico al 10% della resistenza media a compressione ($f_{c,m}$);
- 4) stabilizzazione di 10 s;
- 5) scarico a 1 MPa;
- 6) stabilizzazione di 10 s;
- 7) carico al 10% della resistenza media a compressione ($f_{c,m}$);
- 8) stabilizzazione di 10 s;
- 9) scarico a 1 MPa;
- 10) stabilizzazione di 10 s;
- 11) carico al 30% della resistenza media a compressione ($f_{c,m}$);
- 12) stabilizzazione di 10 s;
- 13) scarico a 1 MPa;
- 14) stabilizzazione di 10 s;
- 15) carico al 30% della resistenza media a compressione ($f_{c,m}$);
- 16) stabilizzazione di 10 s;
- 17) scarico a 1 MPa;
- 18) stabilizzazione di 10 s;
- 19) carico al 50% della resistenza media a compressione ($f_{c,m}$);
- 20) stabilizzazione di 10 s;
- 21) scarico a 1 MPa;
- 22) stabilizzazione di 10 s;
- 23) carico al 50% della resistenza media a compressione ($f_{c,m}$);
- 24) stabilizzazione di 10 s;
- 25) scarico a 1 MPa;
- 26) stabilizzazione di 10 s.

A questo punto la prova prosegue, però si passa in regime di controllo di spostamento. A partire dalla deformazione massima registrata nella precedente fase di carico si continua la prova incrementando la deformazione di 0,3 mm ad ogni ciclo.

- 27) carico fino a +0,3 mm della deformazione massima registrata al ciclo precedente;
- 28) stabilizzazione di 10 s;
- 29) scarico a 1 MPa;
- 30) stabilizzazione di 10 s;
- 31) carico fino a +0,3 mm della deformazione massima registrata al ciclo precedente;
- 32) stabilizzazione di 10 s;
- 33) scarico a 1 MPa;
- 34) stabilizzazione di 10 s;
- 35) carico fino a +0,3 mm della deformazione massima registrata al ciclo precedente;
- 36) stabilizzazione di 10 s;
- 37) scarico a 1 MPa;
- 38) carico fino a +0,3 mm della deformazione massima registrata al ciclo precedente;
- 39) stabilizzazione di 10 s;
- 40) scarico a 1 MPa.

Quello descritto finora è il programma completo impostato per la macchina. I cicli in controllo di deformazione sono 4, ma in tutte le prove eseguite i cilindri raggiungono il collasso prima di completare tutto il programma. Uno schema complessivo è riportato Figura 6.6-9.

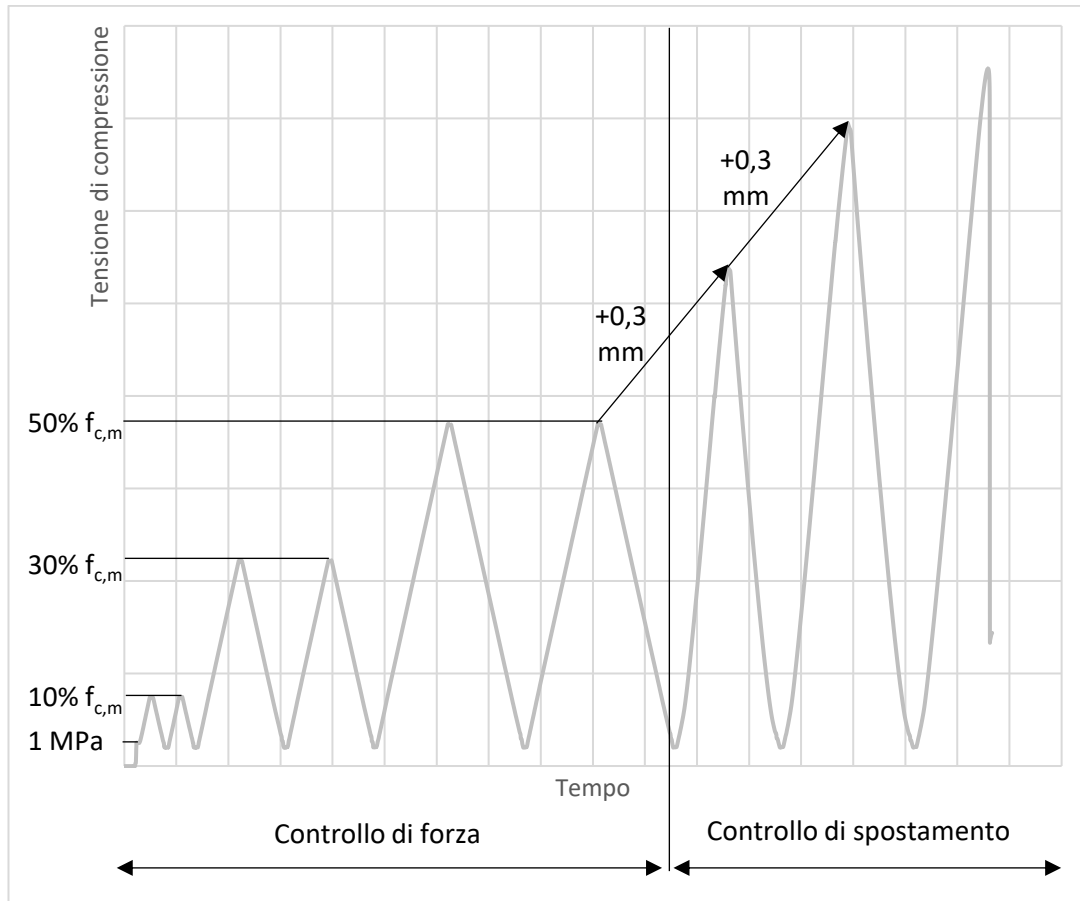


Figura 6.6-9: Schema complessivo della modalità di esecuzione della prova a compressione ciclica

La velocità di carico per la fase in controllo di forza è 500 N/s per i provini 7_REF e 7_EAF, mentre è pari a 1000 N/s per i campioni 8_REF e 8_EAF. La scelta di utilizzare due modalità di controllo della prova (controllo di forza e controllo di deformazione) è giustificata dal comportamento elastico e poi plastico del materiale. Il test è stato programmato in controllo di forza fino al punto in cui presumibilmente termina la fase elastica del materiale; dopodiché la prova prosegue in controllo di spostamento.

7 RISULTATI

7.1 RISULTATI DELLE PROVE A COMPRESSIONE

Le prove a compressione monotona sono state eseguite con le modalità di cui al §6.6.1. I risultati dei test sono riportati in Tabella 7.1-1, f_c indica la resistenza cilindrica a compressione.

	$f_{c,14gg}$ [MPa]	$f_{c,28gg}$ [MPa]	$f_{c,56gg}$ [MPa]
1_REF	32,48		
2_REF			45,87
3_REF		39,25	
4_REF		38,67	
9_REF			41,90
1_EAF	46,98		
2_EAF			58,78
3_EAF		52,09	
4_EAF		54,59	
9_EAF			58,84

Tabella 7.1-1: Risultati della prova a compressione monotona

In tutte le prove la macchina applica un carico di assestamento, dopodiché prosegue in modalità di controllo di forza, con un incremento pari a 3500 N/s. In tutti i test il collasso è avvenuto in maniera fragile al raggiungimento della resistenza a compressione, con riferimento alla Figura 6.6-2 la rottura si può considerare soddisfacente per tutti i casi. In Figura 7.1-2, Figura 7.1-3, Figura 7.1-4 e Figura 7.1-5 si può notare lo stato di alcuni provini dopo la prova.

La media dei risultati è presentata in Tabella 7.1-2.

	$f_{c,14gg}$ [MPa]	$f_{c,28gg}$ [MPa]	$f_{c,56gg}$ [MPa]
REF	32,48	38,96	43,89
EAF	46,98	53,34	58,81

Tabella 7.1-2: Media dei risultati della prova a compressione monotona

In generale il calcestruzzo contenente scorie EAF dimostra resistenza a compressione più alta rispetto al mix di riferimento. Le migliori prestazioni del conglomerato EAF sono dovute alle ottime proprietà fisiche della scoria e alla ruvidità superficiale che permette un maggior legame con la matrice cementizia. A 14 giorni dal getto il calcestruzzo EAF presenta una resistenza f_c più alta del +44,64% rispetto al mix tradizionale. Al proseguire dell'indurimento, le prestazioni di entrambi i calcestruzzi migliorano, però nel mix REF l'incremento è più evidente. Nel lasso di tempo tra i 14 e i 28 giorni la resistenza f_c del mix REF aumenta del +19,95%, contro il +13,53% del calcestruzzo EAF. A 28 giorni di maturazione, i provini EAF presentano una tensione media di compressione ultima più

alta del +36,91% rispetto alla miscela REF. A 56 giorni dal getto la resistenza è diventata ancora più alta: l'incremento rispetto a 28 giorni è di +12,65% e +10,25% rispettivamente per il calcestruzzo REF e per il EAF. In Figura 7.1-1 è riportato un grafico che presenta la crescita della resistenza a compressione all'aumentare del tempo di indurimento.

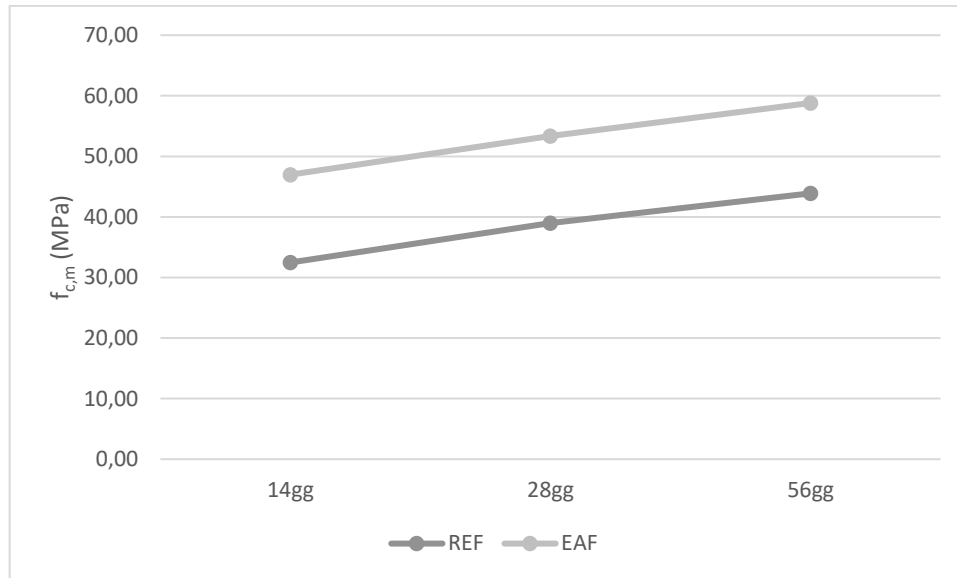


Figura 7.1-1: Crescita della resistenza a compressione all'aumentare del tempo di indurimento

In generale l'incremento della resistenza è più alto per il mix tradizionale; tuttavia, il valore di tensione ultima rimane sempre più alto nei cilindri di scoria

Come già detto in precedenza, tutti i provini hanno collassato in maniera fragile e improvvisa. Questo comportamento è abbastanza tipico, soprattutto quando la prova avviene in controllo di forza. All'aumentare del tempo di indurimento il collasso avviene in maniera più esplosiva, con proiezione di frammenti e pezzi di calcestruzzo. Questo avviene a causa delle maggiori pressioni che si raggiungono.

RISULTATI

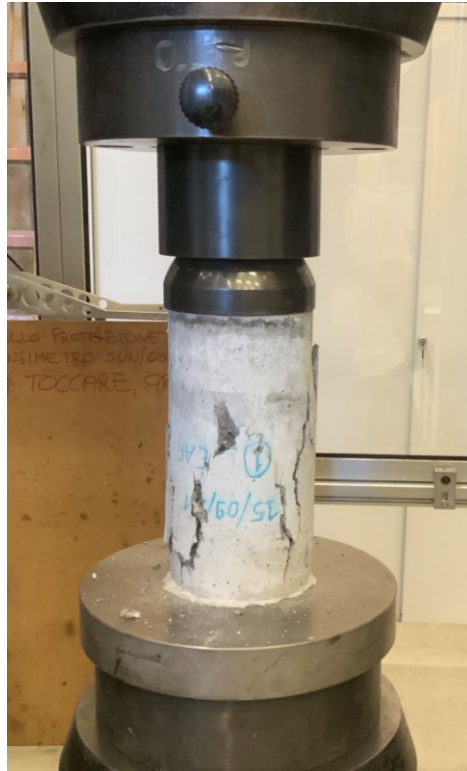


Figura 7.1-2: Configurazione di rottura del provino 1_EAF dopo la prova a compressione a 14 giorni



Figura 7.1-3: Configurazione di rottura del provino 4_REF dopo la prova a compressione a 28 giorni



Figura 7.1-4: Configurazione di rottura del provino 4_EAF dopo la prova a compressione a 28 giorni



Figura 7.1-5: Configurazione di rottura del provino 9_EAF dopo la prova a compressione a 56 giorni

7.2 RISULTATI DELLE PROVE A TRAZIONE INDIRETTA

I risultati delle prove a trazione indiretta sono riportati in Tabella 7.2-1 e Figura 7.2-1. P_u indica il carico di picco raggiunto durante la prova, mentre f_{ct} è la resistenza calcolata seguendo le indicazioni di cui al §6.6.2. I risultati medi per il mix REF e per il mix EAF sono riportati in Tabella 7.2-2.

	P_u [N]	f_{ct} [MPa]
5_REF	109669	3,49
6_REF	114180	3,63
5_EAF	155438	4,95
6_EAF	131021	4,17

Tabella 7.2-1: Risultati delle prove a trazione indiretta

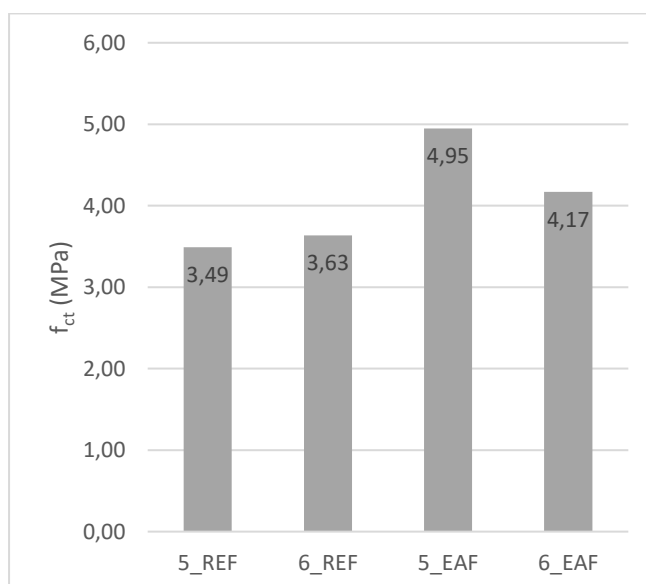


Figura 7.2-1: Risultati delle prove a trazione indiretta

	P_u [N]	f_{ct} [MPa]
REF	111925	3,56
EAF	143230	4,56

Tabella 7.2-2: Risultati medi per i mix REF e EAF delle prove a trazione indiretta

In Figura 7.2-2 e Figura 7.2-3 si può notare il risultato della prova a trazione indiretta sul provino 6_REF.



Figura 7.2-2: Configurazione di rottura del provino 6_REF dal fronte della macchina al termine dello splitting test



Figura 7.2-3: Configurazione di rottura del provino 6_REF dal retro della macchina al termine dello splitting test

I calcestruzzi contenenti scorie EAF dimostrano una migliore resistenza a trazione. In media la f_{ct} del conglomerato EAF è più alta del +28,09%, che corrisponde a circa 1 MPa, rispetto a quella del mix REF.

In Tabella 7.2-3 vengono mostrate le superfici di frattura per tutti i provini testati. Osservando si può notare che in alcuni casi le fratture coinvolgono anche gli aggregati, in altri punti coinvolgono solo la matrice cementizia. Nelle porzioni in cui anche l'aggregato frattura è evidente una maggiore coesione interna tra inerte e legante, al contrario quando l'aggregato si distacca senza rompersi dalla superficie vuol dire che questo non era particolarmente legato al resto del conglomerato. La scoria EAF ha una forma appuntita e una superficie particolarmente ruvida. Queste caratteristiche le permettono di legare meglio con il cemento e con la frazione fine dell'aggregato.



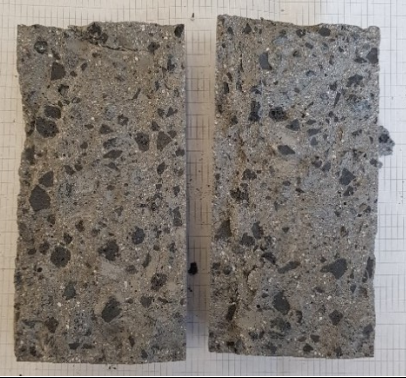
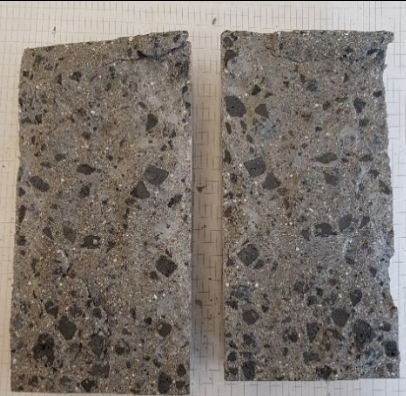
<p>5_REF</p>	
<p>6_REF</p>	
<p>5_EAF</p>	
<p>6_EAF</p>	

Tabella 7.2-3: Superficie di frattura per tutti i provini testati a trazione indiretta

7.3 RISULTATI DELLE PROVE A TAGLIO DIRETTO

I risultati delle prove a taglio diretto sono riportati in Tabella 7.3-1: P_u indica il carico massimo, in corrispondenza del quale è avvenuto il collasso del provino; τ_u è la tensione tangenziale corrispondente; s_u è lo scorrimento ultimo netto per taglio; w_u indica l'apertura delle fessure. La tensione τ_u è definita dividendo il carico applicato P per la superficie del piano di taglio A :

$$\tau = \frac{P}{A} \quad [7-1]$$

Nel caso in esame A assume il valore di 9000 mm^2 ($90\text{mm} \times 100\text{mm}$). I risultati sono presentati anche in maniera grafica in Figura 7.3-1, Figura 7.3-2, Figura 7.3-3 e Figura 7.3-4.

La media dei risultati con riferimento ai due mix realizzati è riportata in Tabella 7.3-2, Figura 7.3-5, Figura 7.3-6, Figura 7.3-7 e Figura 7.3-8. In generale tutti i campioni hanno collassato in maniera improvvisa e fragile. Si può notare che i provini EAF raggiungono carichi ultimi e quindi anche tensioni tangenziali più alte. Nel momento del collasso si sono registrati valori di scorrimento netto da taglio e apertura delle fessure più alti nei calcestruzzi di riferimento. Per la valutazione dello scorrimento medio e dell'apertura delle fessure media non si è tenuto conto del provino shear2_EAF, in quanto presenta risultati troppo diversi rispetto a quelli dei campioni dello stesso mix.

	P_u [kN]	τ_u [MPa]	s_u [mm]	w_u [mm]
shear1_REF	54,98	6,11	0,511	0,0539
Shear2_REF	46,44	5,16	0,311	0,025
Shear3_REF	57,00	6,33	0,466	0,0372
Shear1_EAF	70,37	7,82	0,316	0,0262
Shear2_EAF	60,98	6,78	0,248	0,0017
Shear3_EAF	73,80	8,20	0,393	0,0400

Tabella 7.3-1: Risultati delle prove a taglio diretto

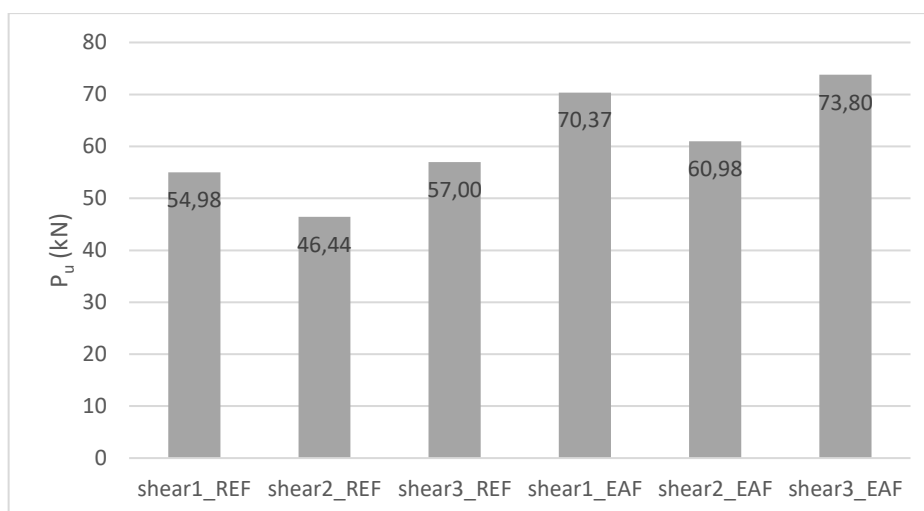


Figura 7.3-1: Carico massimo raggiunto dai provini push-off durante la prova a taglio

RISULTATI

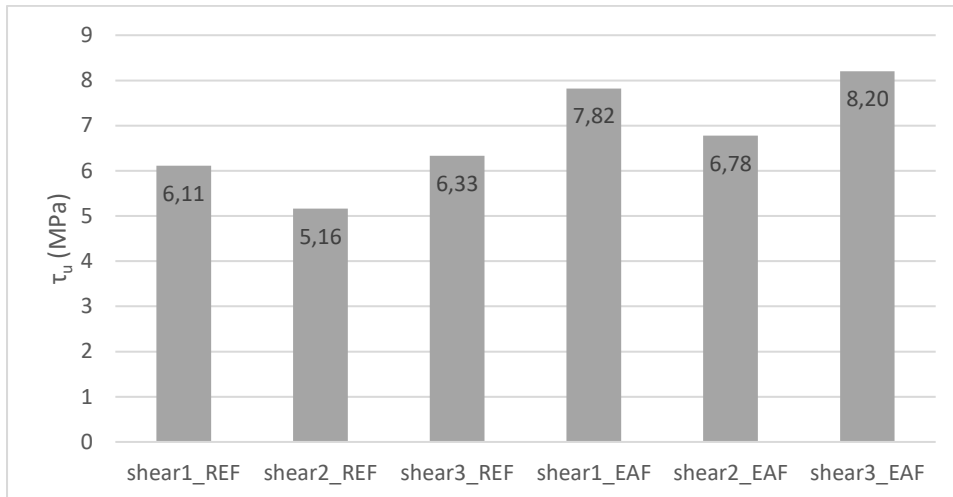


Figura 7.3-2: Tensione tangenziale massima in corrispondenza del piano di taglio

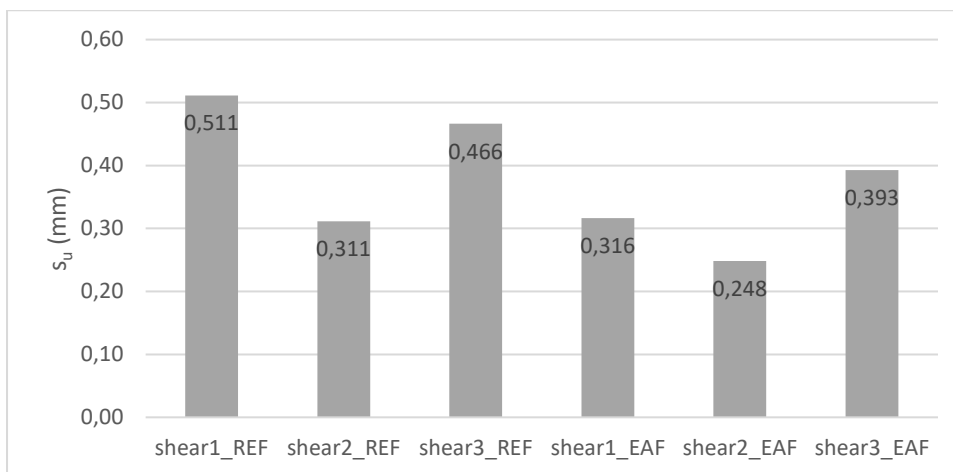


Figura 7.3-3: Scorrimento ultimo netto per taglio

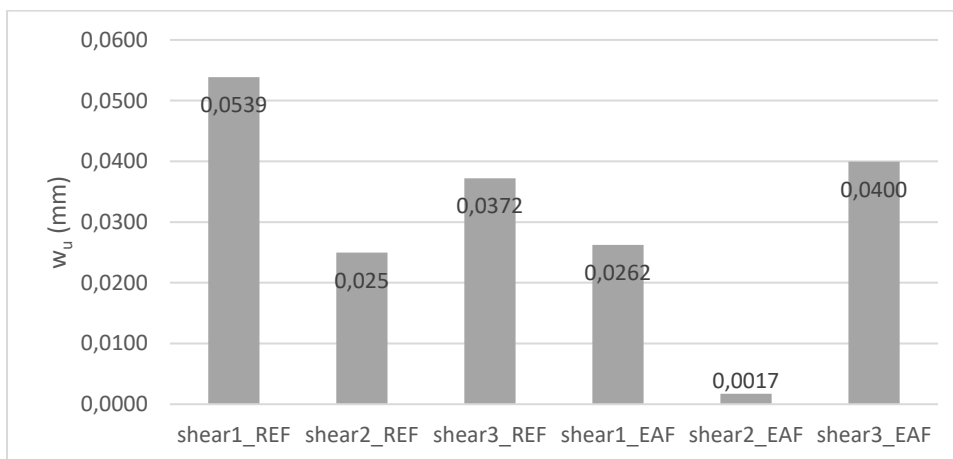


Figura 7.3-4: Apertura delle fessure nel momento del collasso del provino

		P_u [N]	τ_u [MPa]	S_u [mm]	W_u [mm]
shear_REF	Media	52808	5,87	0,430	0,039
	Dev. St.	5606	0,62	0,105	0,0145
shear_EAF	Media	68384	7,60	0,343	0,033
	Dev. St.	6634	0,74	0,070	0,010

Tabella 7.3-2: Media e deviazione standard dei risultati con riferimento al mix REF e EAF

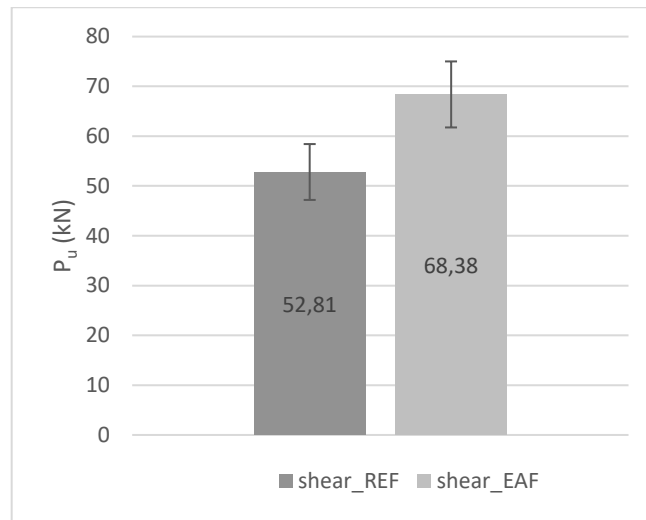


Figura 7.3-5: Media e dispersione del carico ultimo

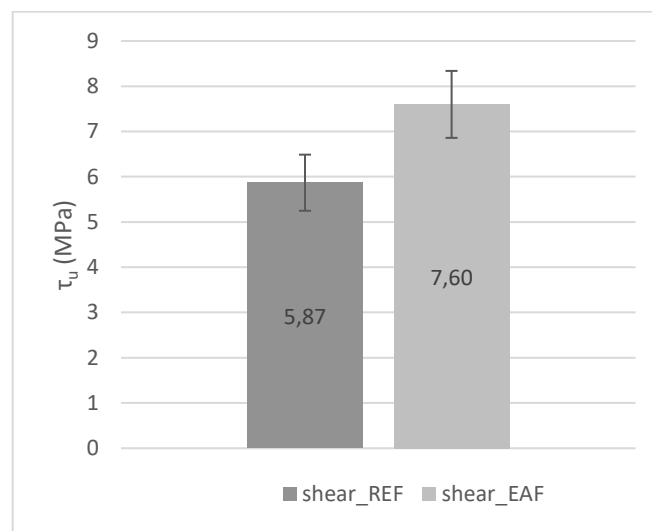


Figura 7.3-6: Media e dispersione della tensione tangenziale ultima

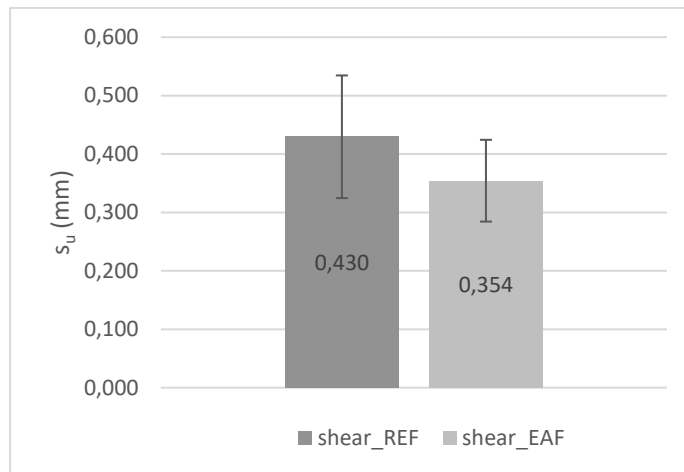


Figura 7.3-7: Media e dispersione dello scorrimento ultimo netto da taglio

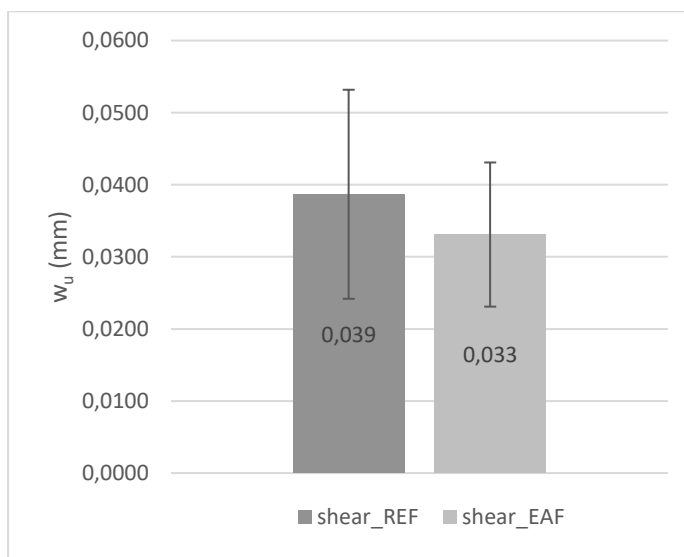


Figura 7.3-8: Media e dispersione dell'apertura delle fessure nel momento del collasso

Il carico ultimo e la tensione tangenziale ultima sono mediamente più alti del +29,48% nei provini EAF rispetto a quelli tradizionali. Al contrario lo scorrimento netto da taglio è più alto del +25,36% nel mix tradizionale; mentre il valore di apertura delle fessure è più alto del +17,27% per la stessa miscela.

Nel seguito vengono riportati gli andamenti dello scorrimento netto e dell'apertura delle fessure per ciascun provino sia per il fronte (o faccia 1), sia per il retro (o faccia 2) del provino; per lo scorrimento viene presentata anche la media tra i dati registrati sulle due superfici:

- shear1_REF: Figura 7.3-9 e Figura 7.3-10;
- shear2_REF: Figura 7.3-11 e Figura 7.3-12;
- shear3_REF: Figura 7.3-13 e Figura 7.3-14;
- shear1_EAF: Figura 7.3-15 e Figura 7.3-16;
- shear2_EAF: Figura 7.3-17 e Figura 7.3-18;
- shear3_EAF: Figura 7.3-19 e Figura 7.3-20.

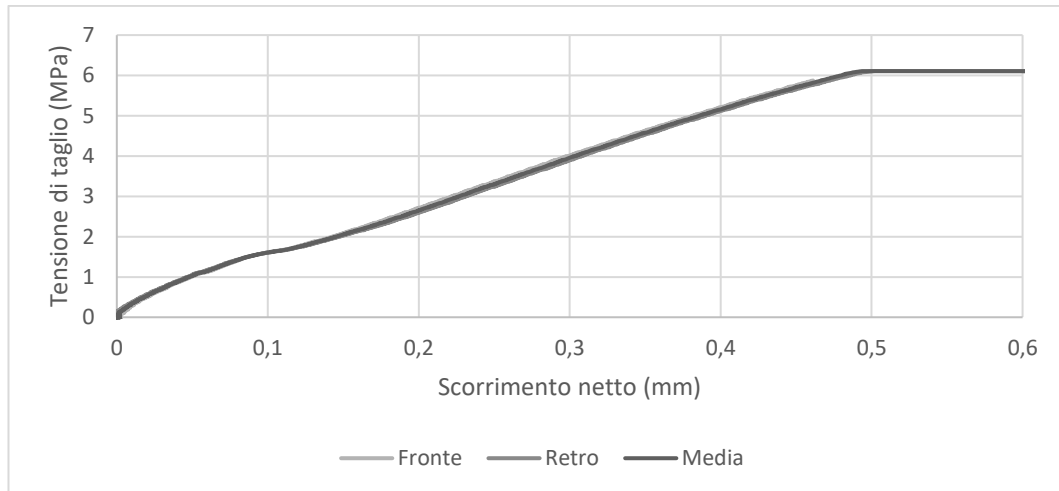


Figura 7.3-9: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear1_REF

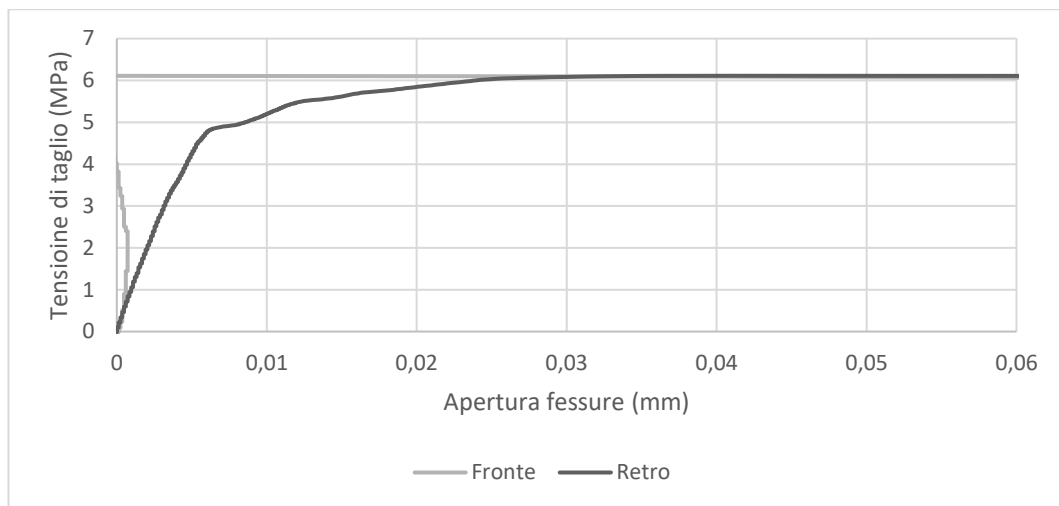


Figura 7.3-10: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear1_REF

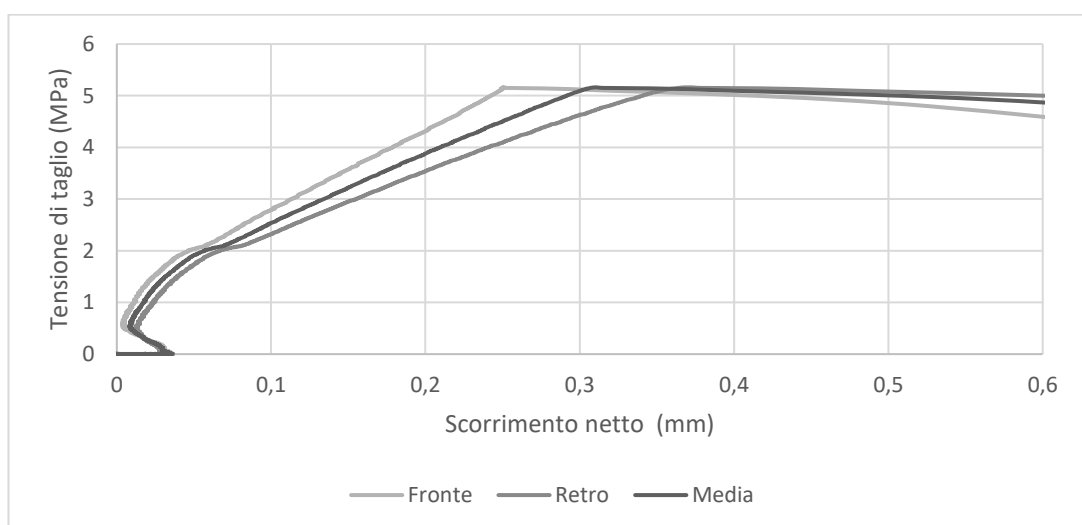


Figura 7.3-11: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear2_REF

RISULTATI

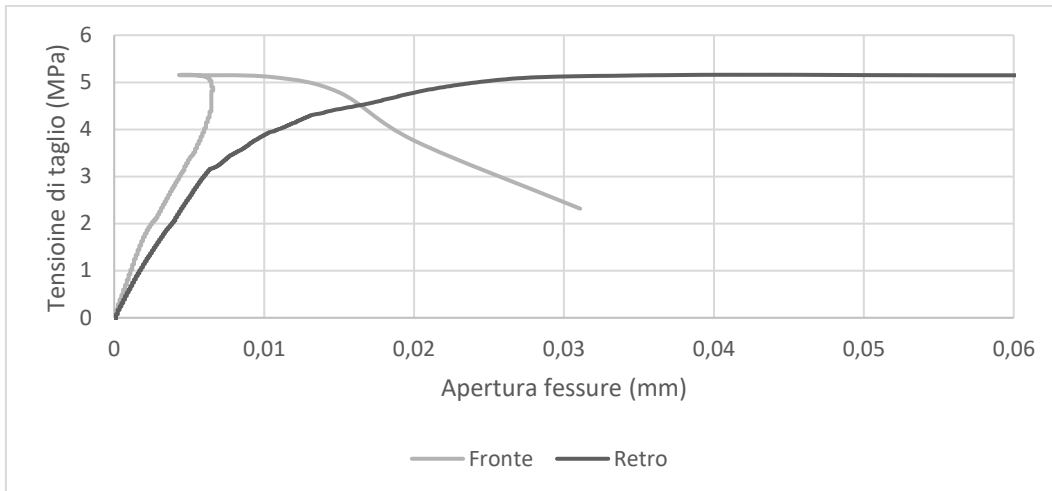


Figura 7.3-12: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear2_REF

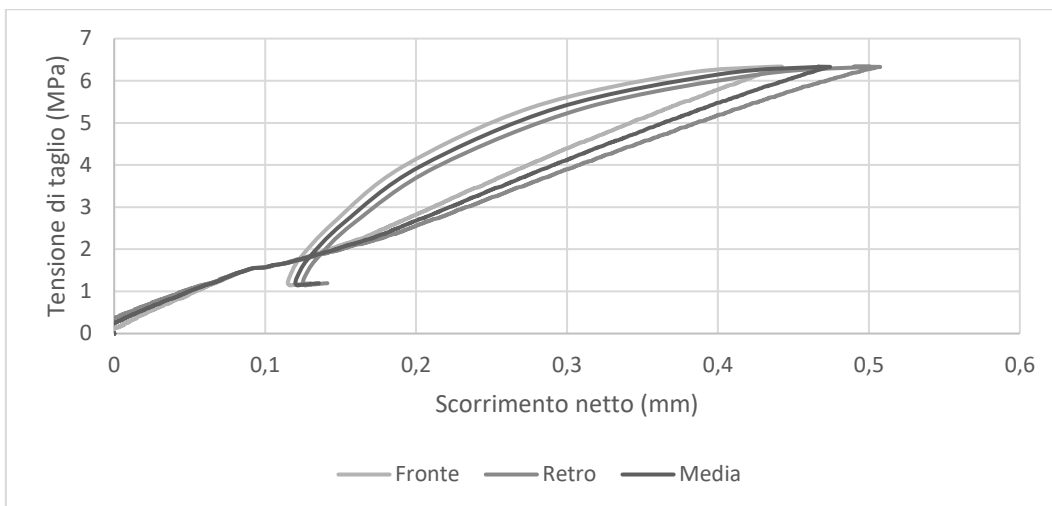


Figura 7.3-13: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear3_REF

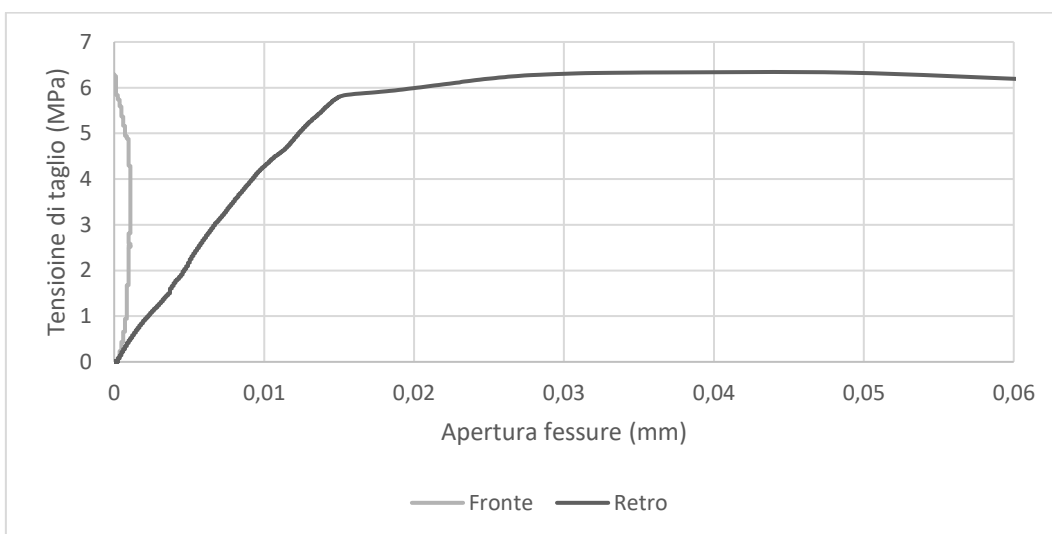


Figura 7.3-14: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear3_REF

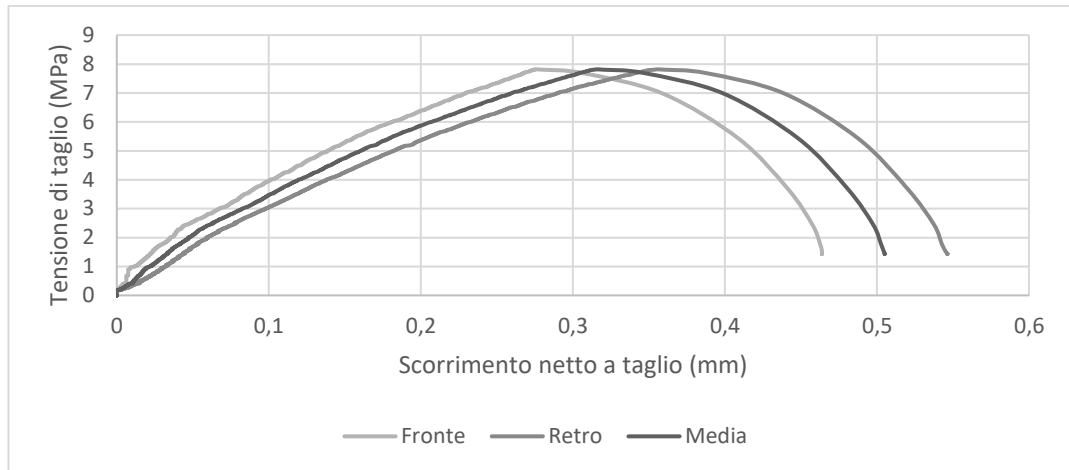


Figura 7.3-15: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear1_EAF

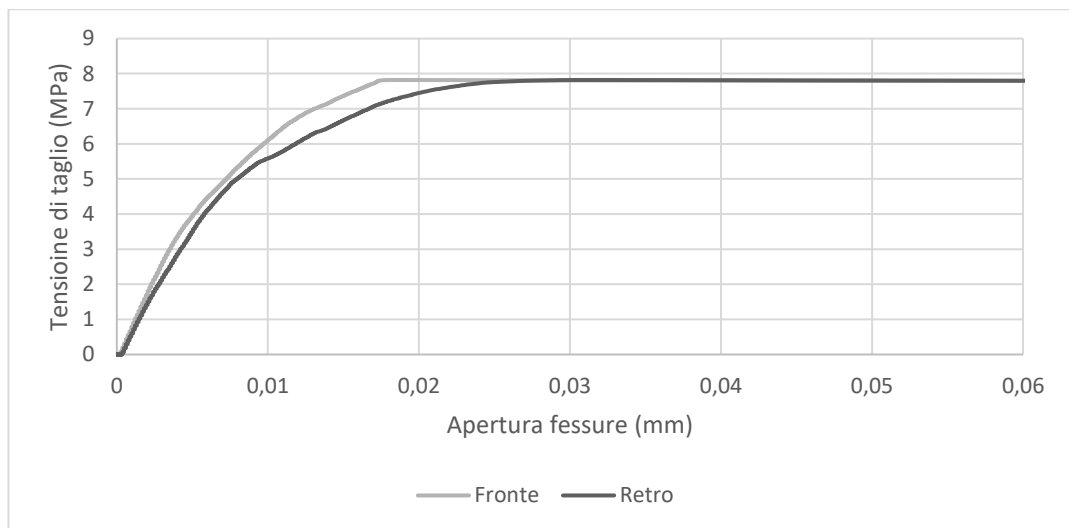


Figura 7.3-16: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear1_EAF

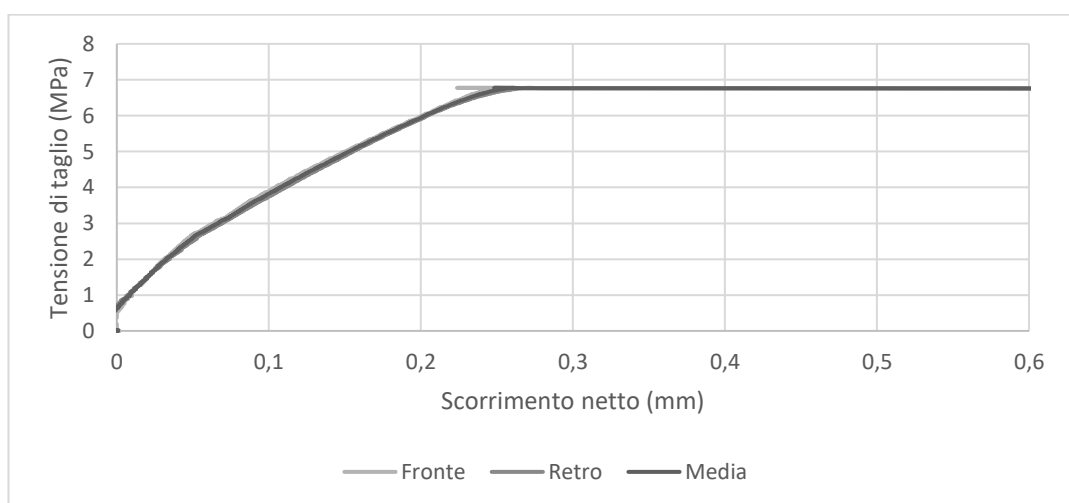


Figura 7.3-17: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear2_EAF

RISULTATI

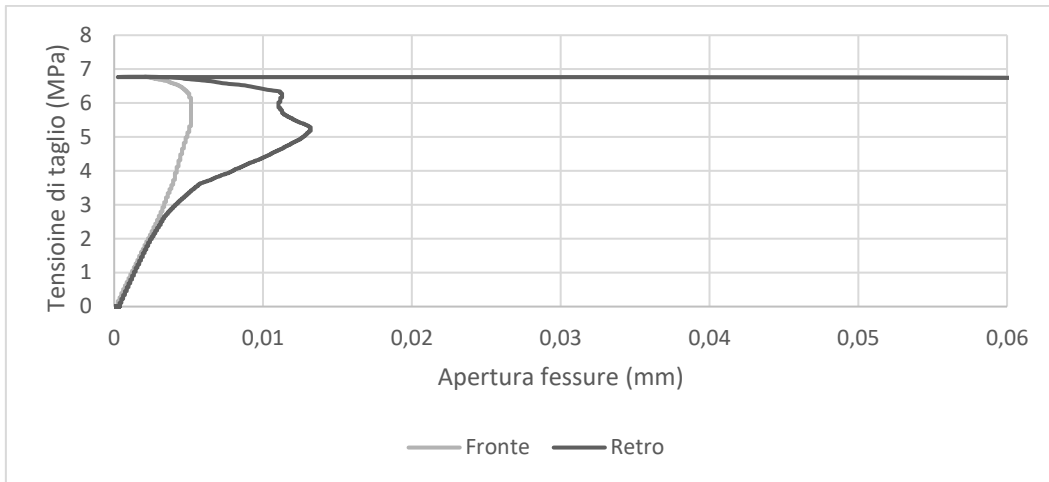


Figura 7.3-18: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear2_EAF

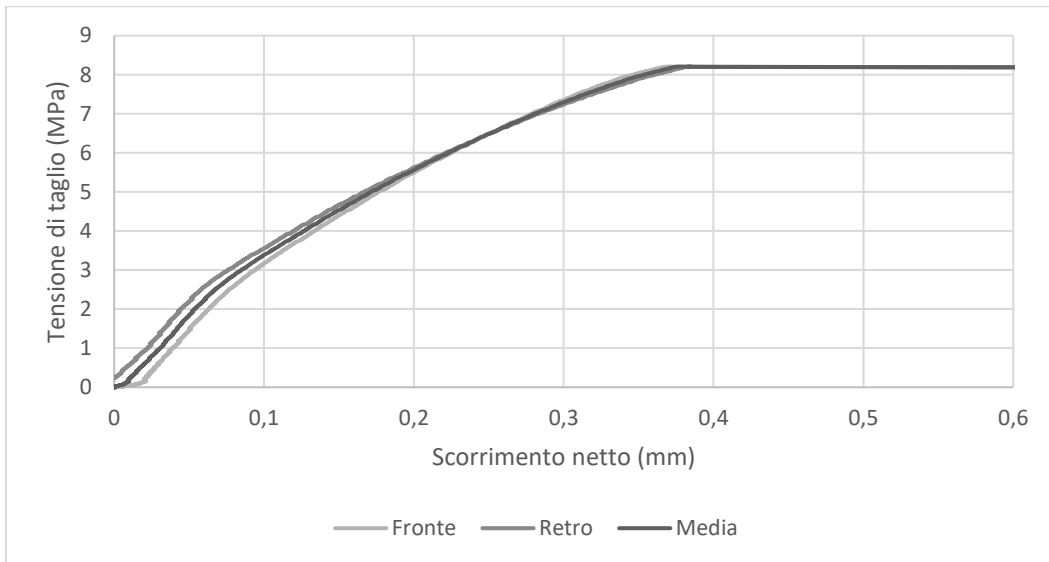


Figura 7.3-19: Andamento dello scorrimento netto per taglio nel provino shear3_EAF

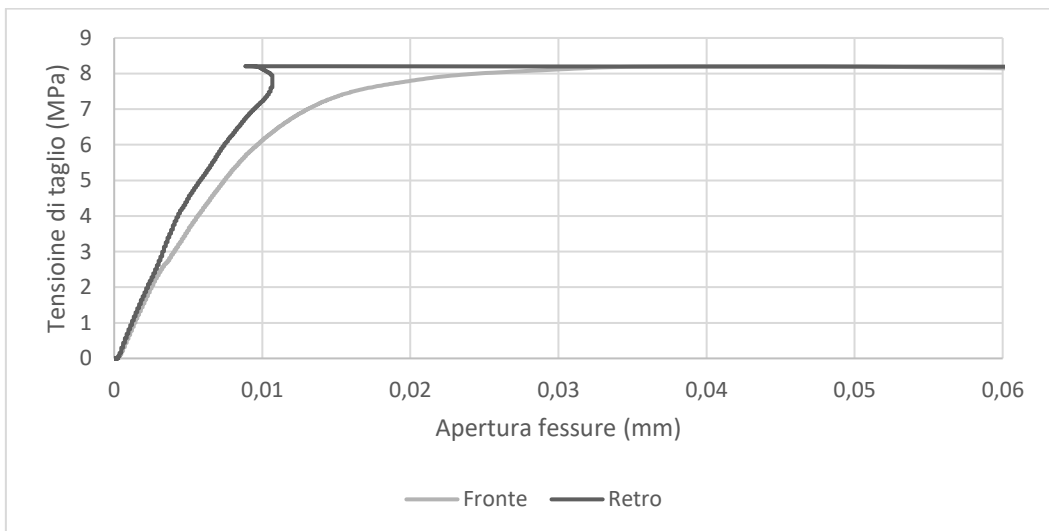


Figura 7.3-20: Andamento dell'apertura delle fessure nel provino shear3_EAF

In tutti i casi lo scorrimento netto ha un andamento simile tra il fronte e il retro del provino. Non si può dire la stessa cosa riguardo all'apertura delle fessure: in alcuni campioni si sono registrati valori quasi opposti dagli estensimetri DD1 tra le due superfici. L'ampiezza negativa delle fessure ha il significato di una contrazione, restringimento della superficie del calcestruzzo.

Il comportamento post-ultimo del provino shear3_REF è molto diverso rispetto a quello degli altri campioni: questo è dovuto probabilmente all'innalzamento per rotazione della parte più alta del provino (e quindi anche degli estensimetri LVDT2 E LVDT3) a seguito del collasso.

Il pattern fessurativo per il fronte e il retro dei provini è riportato in Tabella 7.3-3. In alcuni casi è evidente la formazione di un puntone compresso in direzione diagonale. In tutti i campioni la fessura che si forma lungo il piano di taglio non è una sola, ma si possono notare più fessure verticali e sub-verticali vicine tra loro.

In Figura 7.3-21 e Figura 7.3-22 vengono presentate le superfici di frattura rispettivamente di un campione di riferimento, shear3_REF, e di un provino di calcestruzzo EAF, shear1_EAF.



Figura 7.3-21: Superficie di frattura del provino shear3_REF

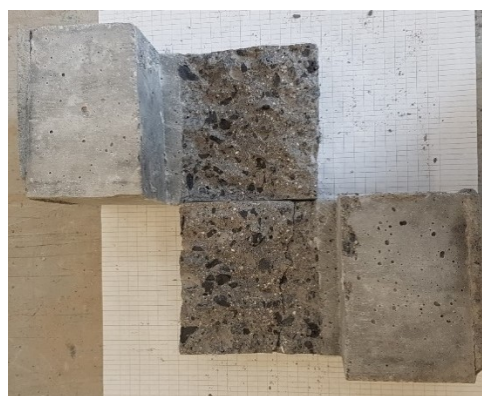


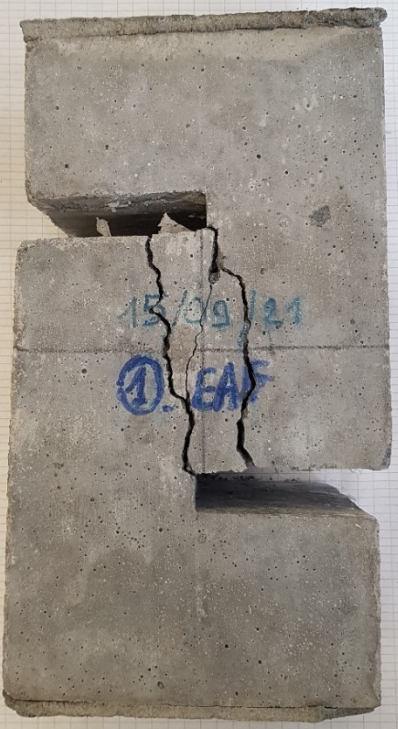



Figura 7.3-22: Superficie di frattura del provino shear1_EAF

Osservando attentamente si può notare che le fratture coinvolgono anche gli inerti nella maggior parte della superficie. In alcuni punti del campione di riferimento le crepe si sviluppano sulla superficie degli aggregati, senza frantumarli.

	Fronte	Retro
shear1_REF		
shear2_REF		

	Fronte	Retro
shear3_REF	 <p>14/09/21 ③ REF</p>	
shear1_EAF	 <p>15/09/21 ① EAF</p>	

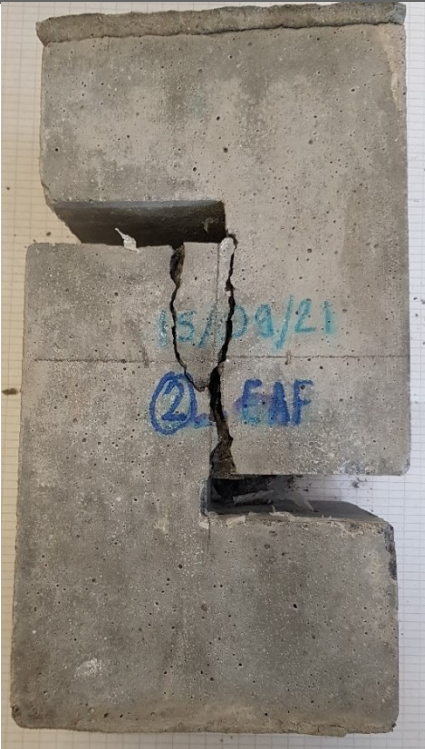



	Fronte	Retro
Shear2_EAF		
Shear3_EAF		

Tabella 7.3-3: Pattern fessurativo del fronte e del retro dei provini testati

7.4 RISULTATI DELLE PROVE A COMPRESSIONE CICLICA

Il programma e la modalità generale di esecuzione della prova sono stati presentati al §6.6.4. In seguito, vengono riportate le relazioni tensione di compressione-tempo per ciascuna prova:

- 7_REF: Figura 7.4-1;
- 8_REF: Figura 7.4-2;
- 7_EAF: Figura 7.4-3;
- 8_EAF: Figura 7.4-4.

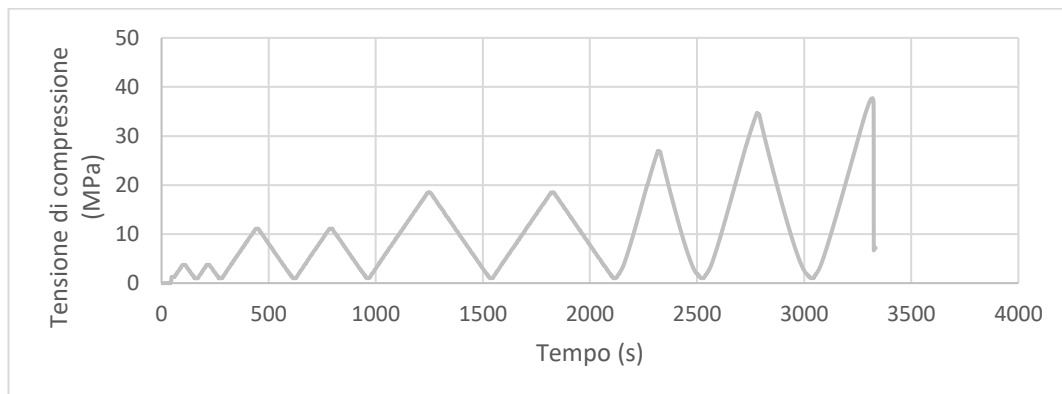


Figura 7.4-1: Relazione tensione di compressione-tempo registrata durante la prova sul campione 7_REF

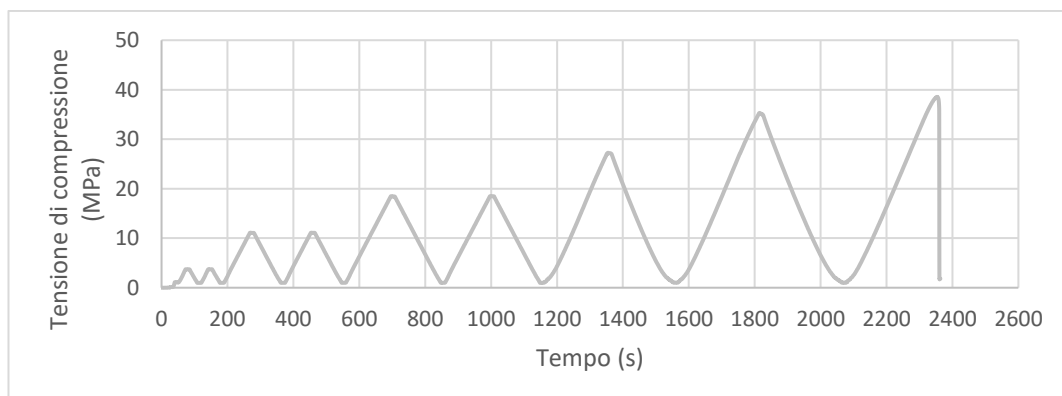


Figura 7.4-2: Relazione tensione di compressione-tempo registrata durante la prova sul campione 8_REF

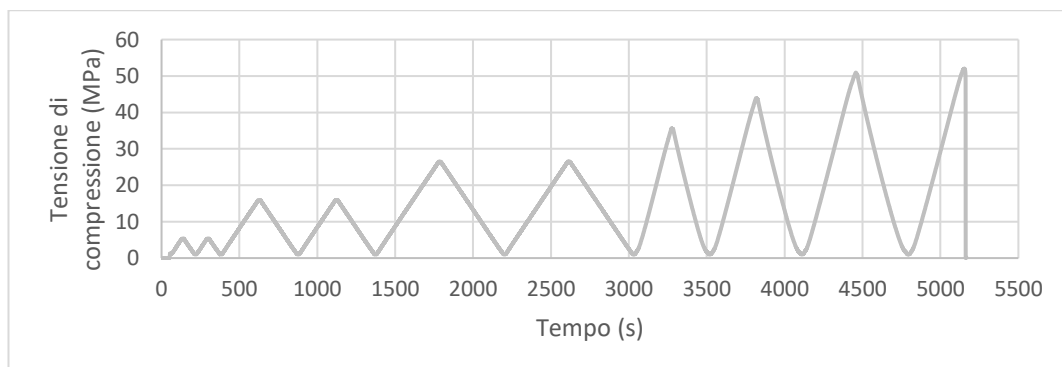


Figura 7.4-3: Relazione tensione di compressione-tempo registrata durante la prova sul campione 7_EAF

RISULTATI

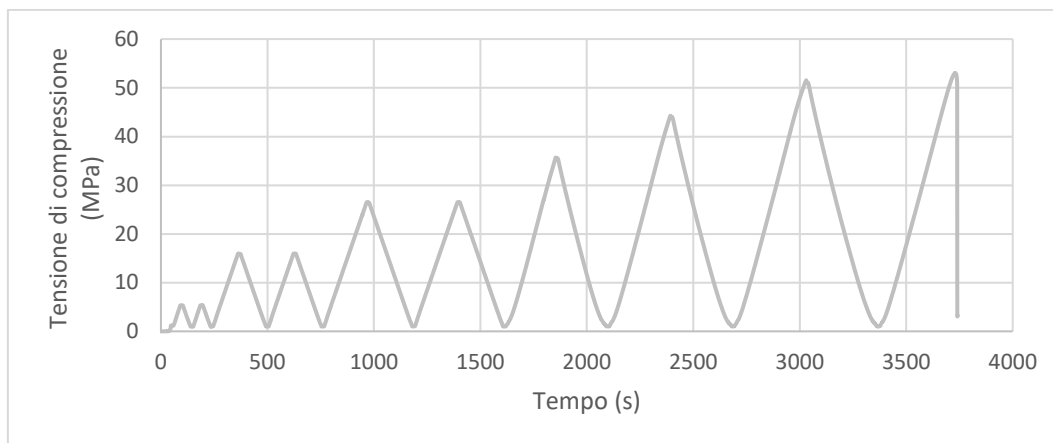


Figura 7.4-4: Relazione tensione di compressione-tempo registrata durante la prova sul campione 8_EAF

I risultati delle prove sono riportati in Tabella 7.4-1, Figura 7.4-5, Figura 7.4-6. P_u indica il carico ultimo, f_c è la tensione di compressione in corrispondenza di P_u , $\epsilon_{l,u}$ è la deformazione unitaria longitudinale ultima; $\epsilon_{t,u}$ è la deformazione unitaria trasversale ultima.

	P_u [N]	f_c [MPa]	$\epsilon_{l,u}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\epsilon_{t,u}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
7_REF	296029	37,69	-2000	967
8_REF	302801	38,55	-1984	1724
7_EAF	408525	52,01	-2676	1150
8_EAF	416600	53,04	-2565	1444

Tabella 7.4-1: Risultati delle prove a compressione ciclica

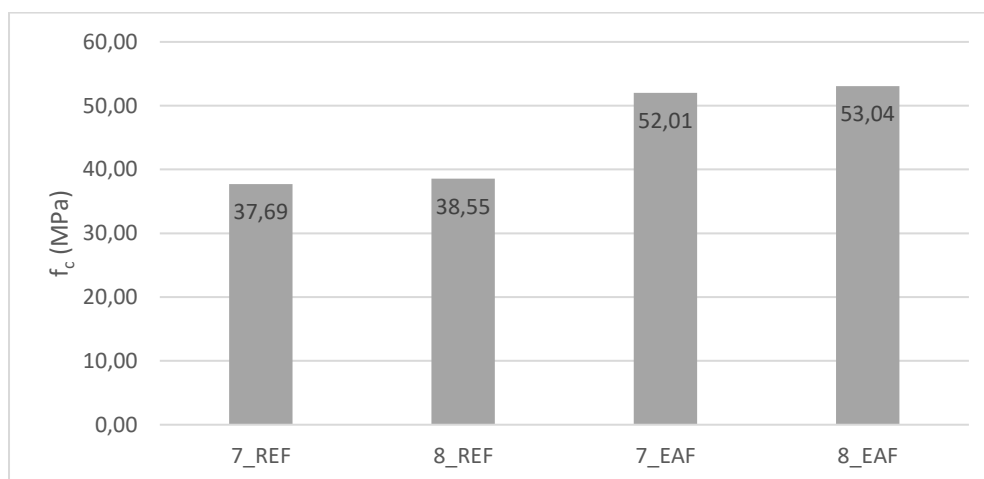


Figura 7.4-5: Resistenza a compressione nelle prove cicliche

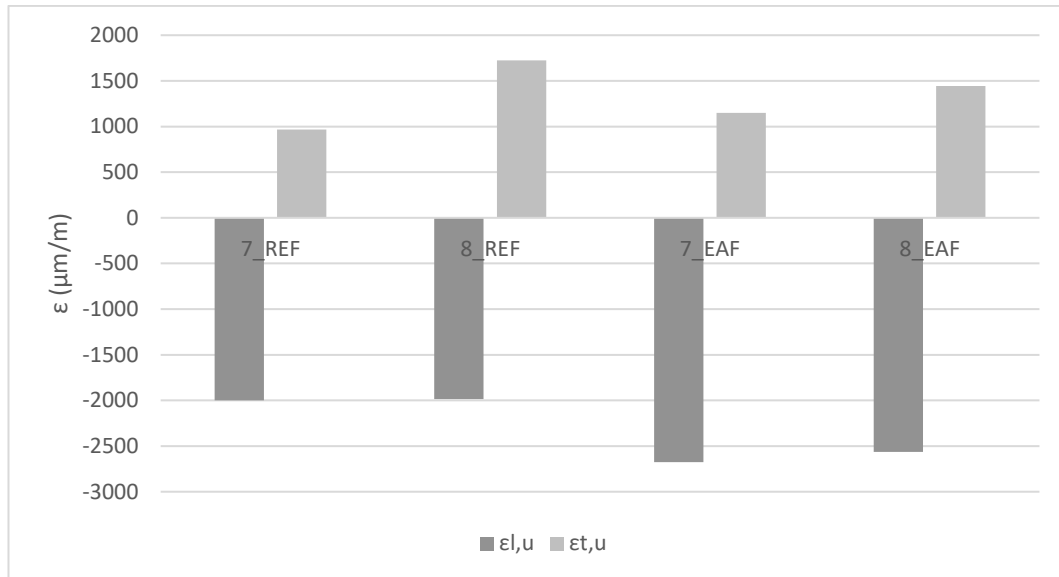


Figura 7.4-6: Deformazioni longitudinali e trasversali ultime registrate durante le prove cicliche

I risultati medi delle prove a compressione ciclica sono riportati in Tabella 7.4-2.

	P_u [N]	f_c [MPa]	ε_{l,u} [μm/m]	ε_{t,u} [μm/m]
REF	299415	38,12	-1992	1345
EAF	412562	52,53	-2620	1297

Tabella 7.4-2: Risultati medi delle prove a compressione ciclica con riferimento ai due mix realizzati

In Figura 7.4-7, Figura 7.4-8, Figura 7.4-9, Figura 7.4-10 sono riportate le deformazioni dagli strain gauge per ciascun provino. Si ricorda che SG1 e SG2 sono stati applicati verticalmente, pertanto monitorano le deformazioni longitudinali, mentre SG3 e SG4 sono stati posizionati orizzontalmente, per cui rilevano le deformazioni trasversali.

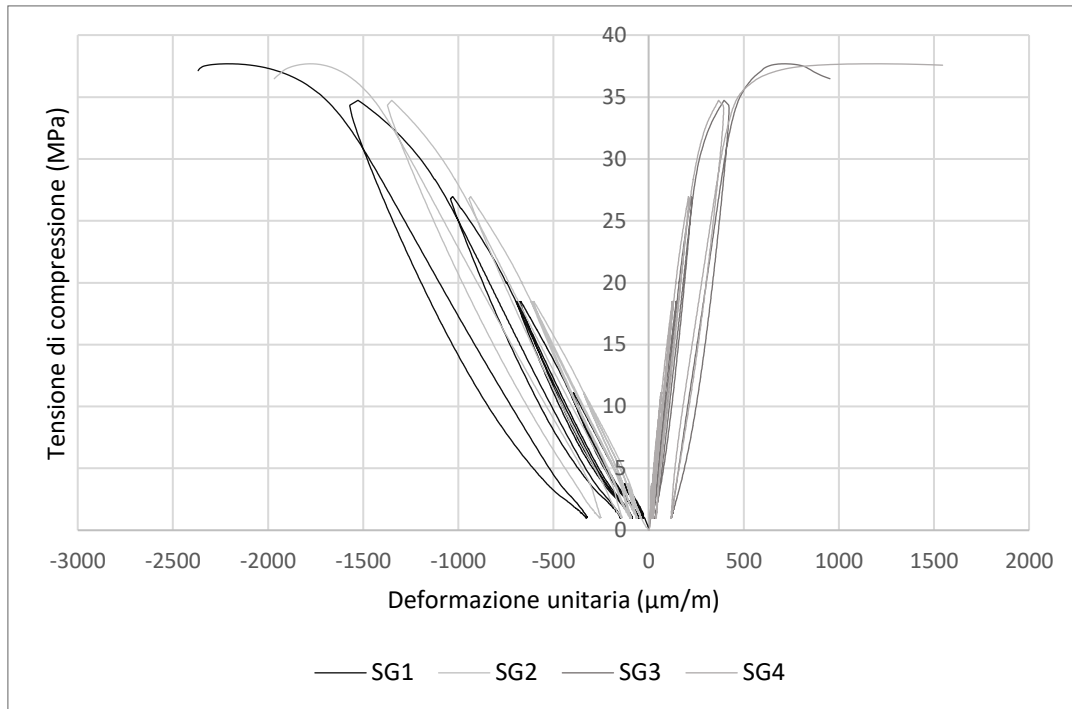


Figura 7.4-7: Deformazioni degli strain gauge sul provino 7_REF

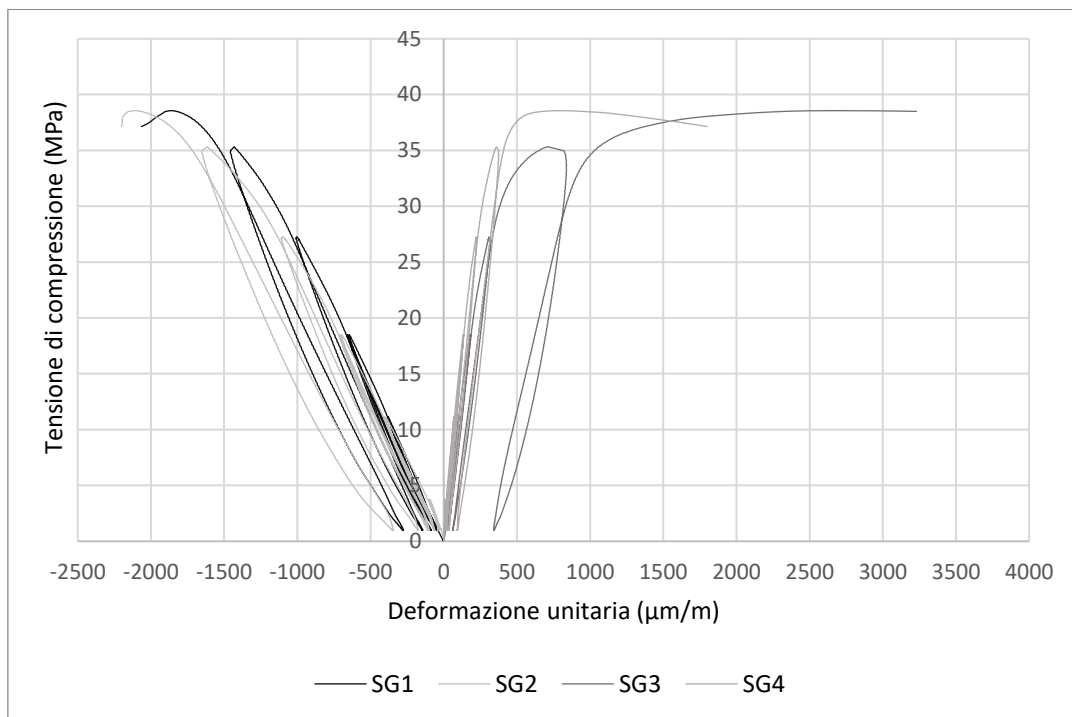


Figura 7.4-8: Deformazioni degli strain gauge sul provino 8_REF

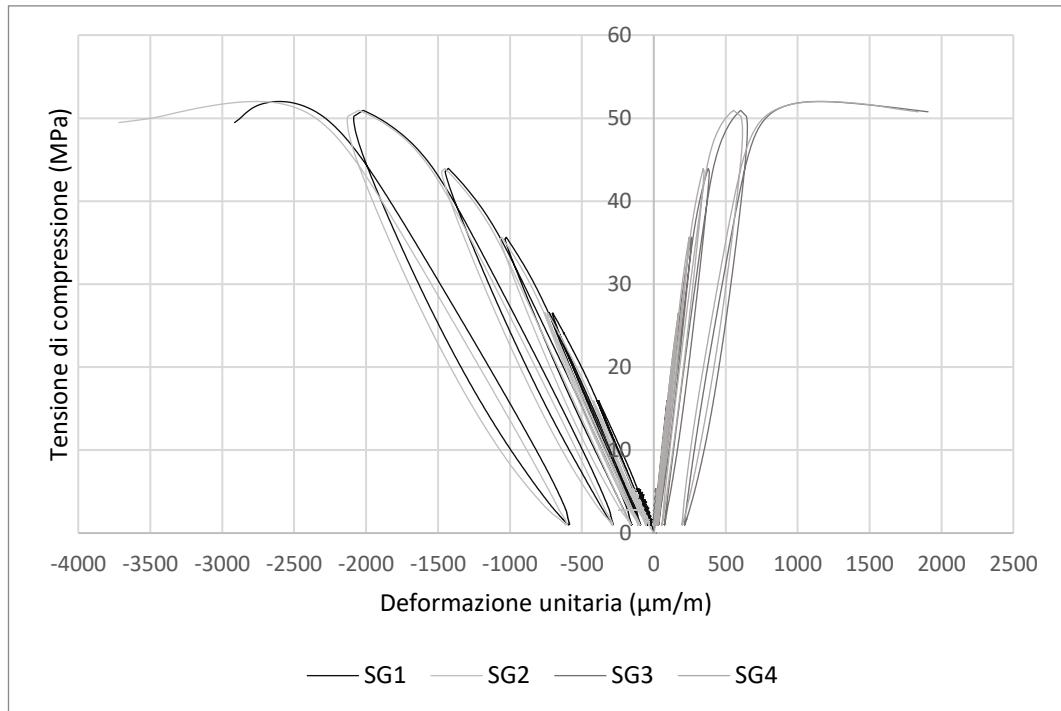


Figura 7.4-9: Deformazioni degli strain gauge sul provino 7_EAF

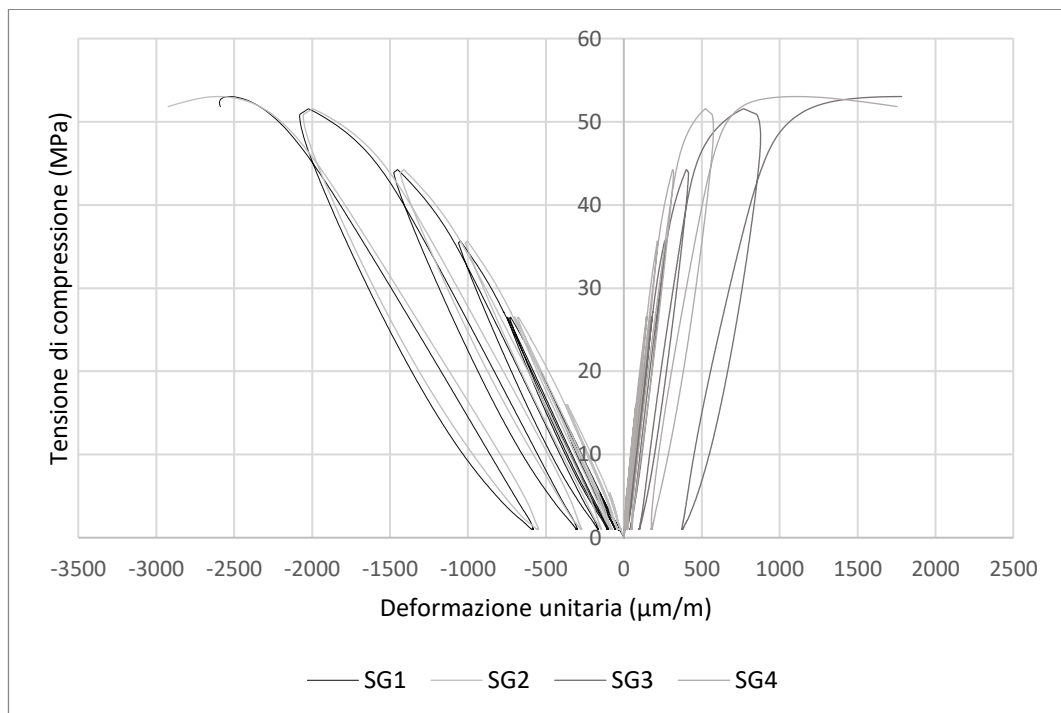


Figura 7.4-10: Deformazioni degli strain gauge sul provino 8_EAF

Si può notare che SG1 e SG2 hanno misurato soltanto valori negativi di deformazione, che corrispondono a una contrazione, al contrario SG3 e SG4 riportano solo deformazioni positive, ovvero dilatazioni.

Anche in questa prova i campioni hanno collassato in maniera improvvisa e fragile. I provini in calcestruzzo EAF raggiungono valori di carico più alti e sono più deformabili in direzione longitudinale, mentre la deformazione trasversale è confrontabile tra i due mix. A seguito della compressione ciclica, il conglomerato di scorie collassa raggiungendo una tensione più alta del +37,77% rispetto al mix tradizionale. Il calcestruzzo EAF presenta una deformazione longitudinale ultima più alta del +32,53% e una deformazione trasversale ultima più bassa del -3,70%. Durante la stessa prova si sono misurati valori simili di deformazione per gli strain gauge posizionati nel medesimo verso. Soltanto nel caso di 8_REF e 8_EAF la dilatazione trasversale misurata da SG3 e SG4 è abbastanza diversa.

Al fine di poter confrontare al meglio i comportamenti sperimentali si è deciso di approfondire l'analisi. Prendendo come esempio l'esperienza di cui al §5.3.2, sono state ricavate le curve skeleton tramite il collegamento per interpolazione dei punti di picco di ciascun ciclo del grafico tensione di compressione-deformazione longitudinale media. In Figura 7.4-11 è riportato un esempio per quanto riguarda il campione 8_EAF. Per avere una visione d'insieme, le curve skeleton sono state riportate in un unico grafico, in cui si nota la differenza di comportamento tra il calcestruzzo REF e il calcestruzzo EAF (Figura 7.4-12). I comportamenti dei provini confezionati con lo stesso mix sono abbastanza simili, nel caso del calcestruzzo di scorie la resistenza e la deformabilità sono più alte. I grafici assumono una pendenza decrescente all'aumentare del carico, ma la prima porzione fino a circa il 40% di f_c assume un andamento quasi lineare. Oltre questa soglia le deformazioni aumentano progressivamente, il tracciato delle skeleton giunge ad avere una tendenza orizzontale in corrispondenza di una deformazione dell'1,5‰ e del 2‰ rispettivamente per il mix REF e per il mix EAF. I campioni di riferimento raggiungono la rottura quando la deformazione è pari a circa il 2‰, mentre quelli di scoria collassano ad un valore di 2,5‰.

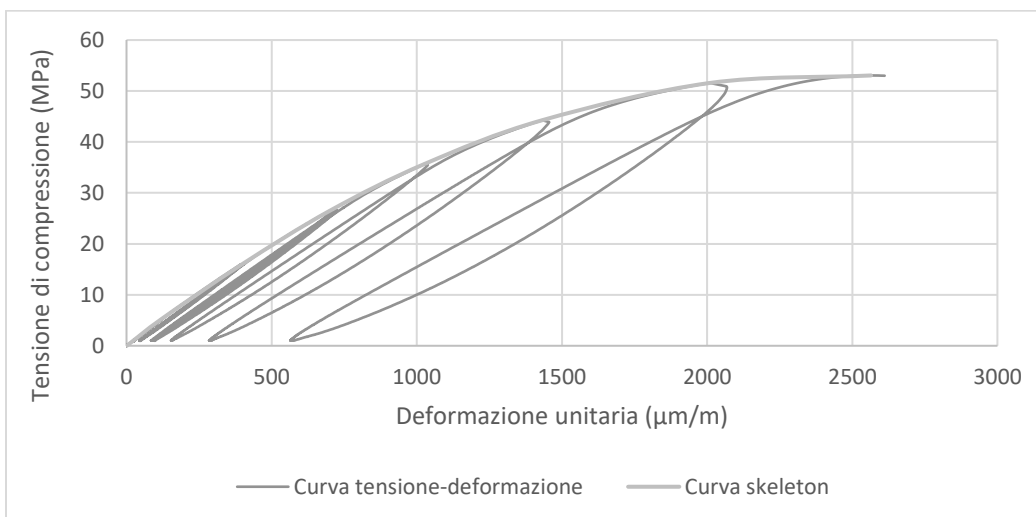


Figura 7.4-11: Curva tensione-deformazione in regime ciclico e curva skeleton per la prova sul provino 8_EAF

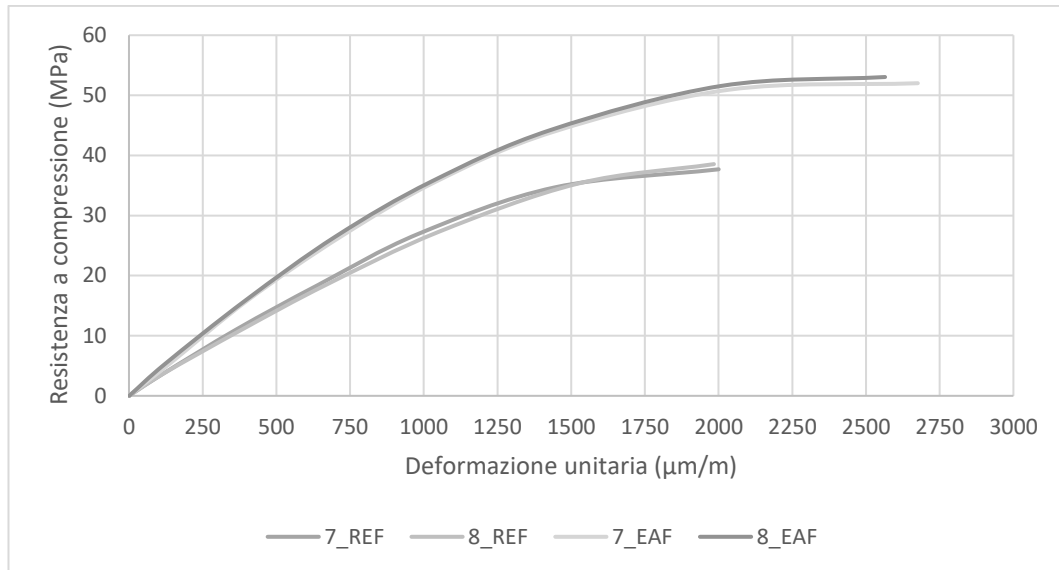


Figura 7.4-12: Curve Skeleton per i campioni testati a compressione ciclica

A partire dalle curve skeleton, nel seguito viene presentata una valutazione del modulo elastico e del coefficiente di Poisson sperimentali.

Il modulo elastico E è pari al rapporto tra la tensione di compressione e la deformazione longitudinale unitaria:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_l}$$

L'EC2 consiglia di calcolare il modulo elastico medio in corrispondenza di un carico pari al 40% di f_c , con riferimento alla Figura 7.4-13.

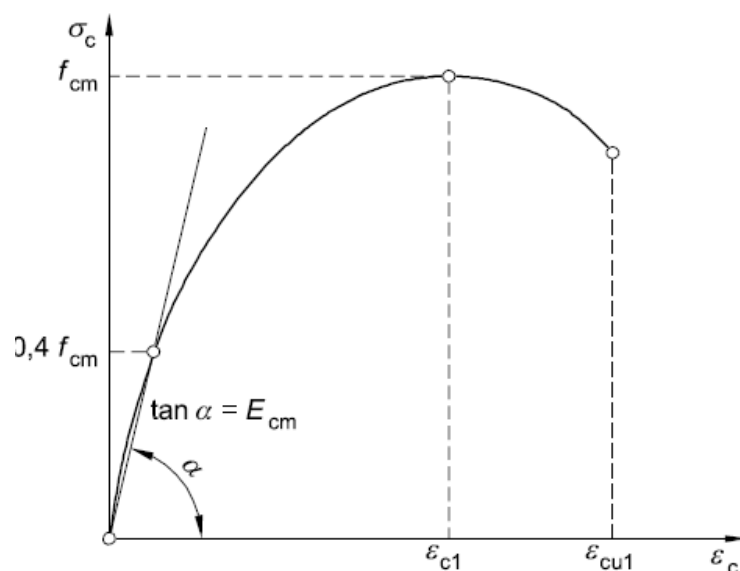


Figura 7.4-13: Rappresentazione schematica della relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturale (l'utilizzo di $0,4 f_{cm}$ per la definizione di E_{cm} è approssimato)

Dal punto di vista teorico, E rappresenta la pendenza della retta passante per l'origine e intersecante in un punto definito la curva tensione-deformazione. In questo caso, invece, la retta non viene fatta passare per l'origine, ma per il punto del grafico corrispondente a una deformazione dello 0,05‰, questo per non considerare la prima fase di stabilizzazione del carico. In generale il modulo di Young secante E_{40} è rappresentativo del comportamento del materiale nella prima parte del grafico, viene utilizzato per definire il comportamento in fase elastica di calcestruzzi ordinari:

$$E_{40} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0,05\text{‰}} \quad [7-2]$$

In cui σ_1 è la tensione corrispondente a una deformazione unitaria di 0,05‰, σ_2 è pari al 40% di f_c e ε_2 è il valore di deformazione al livello di stress σ_2 ;

Il coefficiente di Poisson tiene conto del rapporto tra la deformazione unitaria trasversale e quella longitudinale del materiale:

$$\nu = \frac{\varepsilon_{tr}}{\varepsilon_l} \quad [7-3]$$

In cui ε_{tr} e ε_l sono definiti in corrispondenza di un punto definito del grafico tensione-deformazione. In questa ricerca ν viene calcolato in corrispondenza del 40% di f_c per valutare il comportamento in fase elastica dei calcestruzzi:

$$\nu_{40} = \frac{\varepsilon_{tr}}{\varepsilon_l} \quad [7-4]$$

In cui ε_{tr} e ε_l sono i valori di deformazione al 40% di f_c .

L'EC2 evidenzia il fatto che calcolare il Modulo Elastico e il Coefficiente di Poisson in corrispondenza del 40% del carico medio è un'approssimazione. Per questo motivo si ritiene utile calcolare i valori dei parametri ad incrementi del 10% della resistenza, partendo dal 40% di f_c .

I risultati sono riportati in Tabella 7.4-3, Figura 7.4-14 e Figura 7.4-15. I risultati medi con riferimento ai due mix sono presentati in Tabella 7.4-4.

% di f _c	7_REF		8_REF		7_EAF		8_EAF	
	E [MPa]	ν [-]	E [MPa]	ν [-]	E [MPa]	ν [-]	E [MPa]	ν [-]
40	28971	0,211	27313	0,226	37914	0,237	38664	0,226
50	28493	0,214	26245	0,234	36548	0,238	37416	0,228
60	27871	0,217	26322	0,241	34974	0,241	35436	0,229
70	27166	0,220	25648	0,254	32412	0,243	32709	0,234
80	25830	0,229	24413	0,272	31175	0,247	31294	0,244
90	24263	0,265	23146	0,325	27408	0,258	27589	0,272
100	18429	0,483	19049	0,869	19000	0,430	20232	0,563

Tabella 7.4-3: Valori del Modulo di Young e del Coefficiente di Poisson calcolati al variare del valore del carico di compressione a cui vengono calcolati

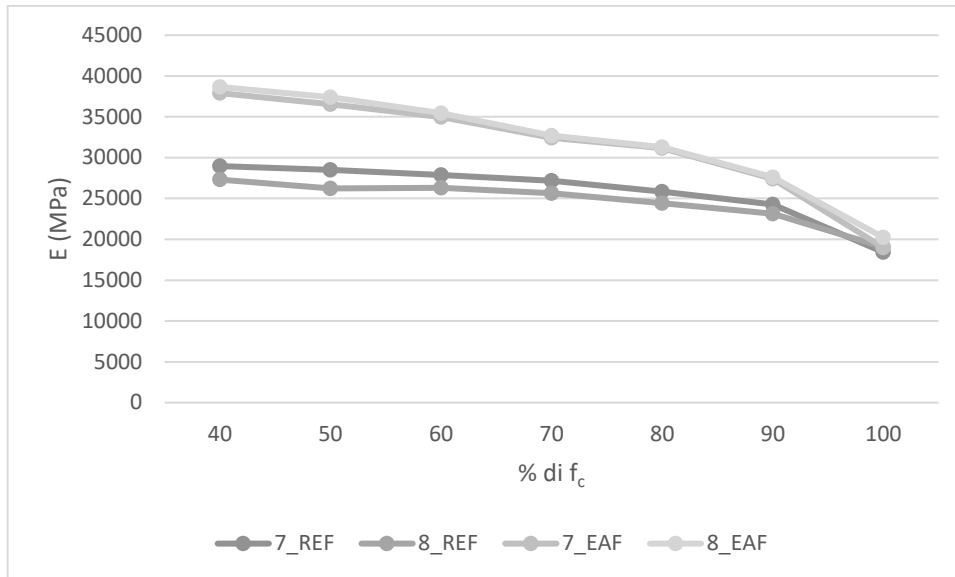


Figura 7.4-14: Valori del Modulo di Young al variare del carico di compressione a cui viene calcolato

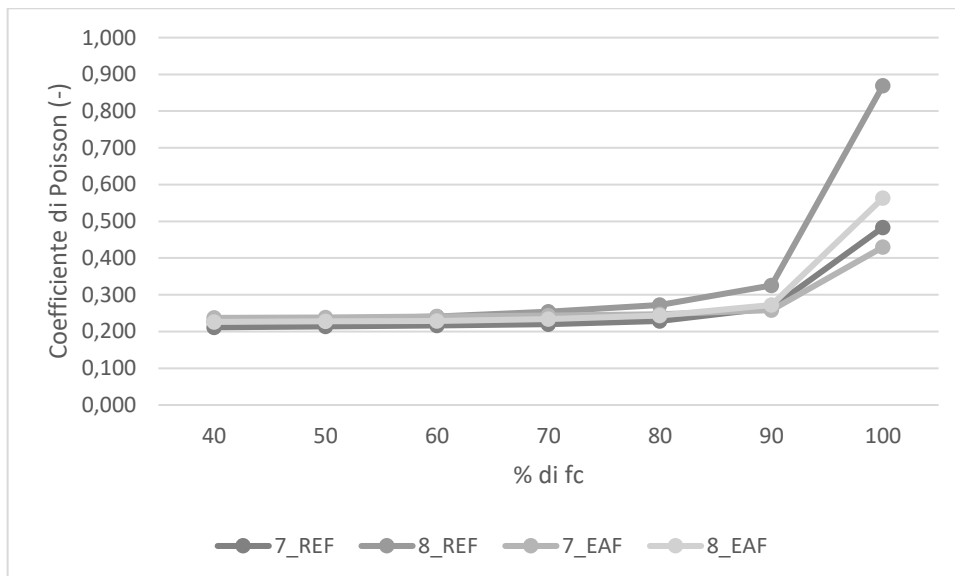


Figura 7.4-15: Valori del Coefficiente di Poisson iniziale al variare del carico a cui viene calcolato

% di f_c	REF		EAF	
	E [MPa]	ν [-]	E [MPa]	ν [-]
40	28142	0,219	38289	0,232
50	27369	0,224	36982	0,233
60	27097	0,229	35205	0,235
70	26407	0,237	32561	0,239
80	25122	0,251	31235	0,246
90	23704	0,295	27499	0,265
100	18739	0,676	19616	0,496

Tabella 7.4-4: Valori medi del Modulo di Young e del Coefficiente di Poisson per ciascun mix

Il Modulo elastico iniziale E_{40} del calcestruzzo EAF assume mediamente un valore più alto del +36,06%, ovvero circa 10 MPa, rispetto a quello calcolato per il mix di riferimento. E_{40} ha un valore abbastanza simile tra i campioni della stessa miscela. Per quanto riguarda il Modulo elastico ultimo E_{100} , invece, si nota una differenza più limitata. Questo parametro ha un valore simile per tutti i campioni, mediamente è più alto nei campioni EAF di soltanto il +4,68%. Quindi E assume un valore molto superiore nei calcestruzzi di scorie solo nelle fasi iniziali di carico, mentre è simile per i due mix se si considera l'aumento della deformabilità fino al limite ultimo. Il Modulo elastico diminuisce all'aumentare della tensione rispetto a cui viene calcolato, soprattutto se si osserva la tendenza per i provini EAF. I grafici di Figura 7.4-14 tendono quasi a convergere in un unico punto in corrispondenza del carico pari alla resistenza a compressione. Il Coefficiente di Poisson è abbastanza simile per tutti i provini testati, nelle fasi iniziali assume mediamente un valore più alto del +5,94% nell'impasto con le scorie. Questo significa che, a parità di deformazione longitudinale, i provini confezionati con il mix EAF si deformano di più trasversalmente nei cicli iniziali. All'aumentare del carico tutti i provini presentano un aumento del coefficiente di Poisson, l'incremento è più evidente per il mix di riferimento. Infatti, in corrispondenza del carico ultimo, ν è più basso del -26,6% nei provini in calcestruzzo EAF.

8 ANALISI DEI RISULTATI

8.1 RESISTENZA A TRAZIONE E MODULO ELASTICO: CONFRONTO CON L'EC2 E IL CODICE ACI

Per una reale comprensione dei risultati sperimentali, è interessante confrontare i dati delle prove con quelli previsti dai codici di progettazione per il calcestruzzo armato. A partire dalla resistenza cilindrica media a compressione sono state calcolate altre grandezze per confrontarle con i risultati dei test. L'Eurocodice 2 presenta le seguenti formule analitiche:

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ (MPa)} \quad [8-1]$$

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad [8-2]$$

$$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3} \quad (f_{cm} \text{ in MPa}) \quad [8-3]$$

$$f_{ctm,ax} = 0,9f_{ctm,sp} \quad [8-4]$$

In cui f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione; f_{cm} è la resistenza cilindrica media a compressione; f_{ctm} è la resistenza media a trazione; E_{cm} è il modulo di Young medio; $f_{ctm,ax}$ è la resistenza a trazione per prova assiale; $f_{ctm,sp}$ è la resistenza a trazione ottenuta dallo splitting test. Tutte le proprietà precedenti si intendono calcolate a 28 giorni di maturazione. Per la determinazione di E_{cm} l'Eurocodice consiglia di utilizzare un coefficiente correttivo del -10% nel caso di conglomerati con aggregato calcareo, e un coefficiente del +20% nel caso di aggregati di basalto. Al fine di seguire le indicazioni della norma, è stata applicata la correzione del -10% ai provini del mix REF, e del +20% per il mix EAF. Dal punto di vista fisico e chimico il basalto ha caratteristiche molto simili alle scorie EAF, per questo motivo è ragionevole pensare che i calcestruzzi confezionati con questi aggregati siano simili dal punto di vista prestazionale.

A partire dalla f_{cm} definita in base al risultato delle prove a compressione monotona, sono stati calcolati gli altri parametri con le formule precedenti. I risultati sono riportati in Tabella 8.1-1.

	f_{cm} [MPa]	$f_{ck,EC2}$ [MPa]	$f_{ctm,EC2}$ [MPa]	$E_{cm,EC2}$ [MPa]
REF	38,96	30,96	2,96	29774
EAF	53,34	45,34	3,81	43624

Tabella 8.1-1: Valori teorici della resistenza a trazione e del modulo elastico ottenuti applicando le formule dell'EC2

Il confronto dei risultati con i dati sperimentali è riportato in Tabella 8.1-2 e Tabella 8.1-3. Il Modulo Elastico teorico ottenuto con le formule dell'EC2 viene confrontato con E sperimentale secante e passante per il punto di tensione pari al 40% di f_c .

	$f_{ctm,sp}$ [MPa]	$f_{ctm,ax} =$ $f_{ctm,exp}$ [MPa]	$f_{ctm,EC2}$ [MPa]	Variazione [%] = $(f_{ctm,exp} - f_{ctm,EC2})/f_{ctm,exp}$
REF	3,56	3,21	2,96	+7,76
EAF	4,56	4,10	3,81	+7,03

Tabella 8.1-2: Confronto dei dati sperimentali con il valore di trazione calcolato teoricamente utilizzando l'EC2

	$E_{cm,exp}$ [MPa]	$E_{cm,EC2}$ [MPa]	Variazione [%] = $(E_{cm,exp} - E_{cm,EC2})/E_{cm,ex}$
REF	28142	29774	-5,80
EAF	38289	43624	-13,93

Tabella 8.1-3: Confronto dei dati sperimentali con il valore di modulo elastico calcolato teoricamente utilizzando l'EC2

Il Codice ACI 318:2011 presenta un altro metodo per valutare il modulo elastico, tenendo conto anche della densità del calcestruzzo:

$$E_c = w_c^{1,5} 33 \sqrt{f'_c} \quad (E_c \text{ in psi}) \quad [8-5]$$

In cui w_c è la densità media del calcestruzzo (in lb/ft³), f'_c è la resistenza media a compressione (in psi). Per poter applicare questo metodo sono state opportunamente convertite le unità di misura. I risultati sono riportati in Tabella 8.1-4.

	$E_{cm,exp}$ [MPa]	Densità [Kg/m ³]	$E_{cm,ACI}$ [MPa]	Variazione [%] = $(E_{cm,exp} - E_{cm,ACI})/E_{cm,ex}$
REF	28142	2407,33	31509	-11,96
EAF	38289	2823,59	46836	-22,32

Tabella 8.1-4: Confronto dei dati sperimentali con il valore di modulo elastico calcolato teoricamente utilizzando il codice ACI

L'ACI indica di utilizzare la formula per valori di w_c compresi tra 90 e 160 lb/ft³, che corrispondono rispettivamente a 1440 e 2560 kg/m³.

L'Eurocodice 2 prevede bene il comportamento a trazione del calcestruzzo. Il valore sperimentale è leggermente più alto di quello teorico ottenuto, ma in misura limitata e a favore di sicurezza. Non si può dire la stessa cosa per quanto riguarda il Modulo di Young. Già altre esperienze in letteratura, come quella di Pellegrino e Gaddo al §5.1.2, hanno messo in evidenza che il metodo dell'EC2 sopravvaluta il valore del modulo elastico per i mix di tipo tradizionale. In base alla presente esperienza, si può affermare che la formula dell'Eurocodice stima valori più alti di E per entrambi i calcestruzzi. I risultati del Codice ACI devono essere valutati tenendo conto che il metodo è stato applicato anche per il mix EAF, che presenta una densità maggiore di quella imposta per l'applicabilità della formula. Effettivamente il valore ACI calcolato per il conglomerato di scorie è molto diverso da quello che si è ottenuto sperimentalmente. Per quanto riguarda il mix di riferimento questo metodo si avvicina meno alla media sperimentale rispetto dell'EC2.

8.2 RESISTENZA A TAGLIO: CONFRONTO CON I RISULTATI PREVISTI DAI METODI DI PROGETTAZIONE

L'Eurocodice 2 e la norma ACI 318:2011 forniscono metodi specifici per calcolare i valori teorici di carico ultimo per taglio, in presenza di apposita armatura o meno.

Per elementi non armati a taglio, l'Eurocodice definisce il carico massimo di progetto a taglio come il massimo di due espressioni:

$$V_{Rd} = \max\left\{ \left[0,18k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{\min} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d \right\} \quad [8-6]$$

In cui:

- f_{ck} è la resistenza cilindrica caratteristica a compressione in MPa;
- k è un termine che tiene conto dell'effetto dell'ingranamento degli inerti. k è definito in base alla formula:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

- v_{\min} fornisce un limite minimo per l'applicabilità della formula, risulta pari a:

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

- d è l'altezza utile della sezione in mm;
- ρ_l tiene conto dell'effetto bietta/spinotto ed è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa. Viene calcolata nel seguente modo:

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$$

A_{sl} è l'area di armatura longitudinale in corrispondenza della sezione considerata;

- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione in MPa:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2f_{cd}$$

- b_w è la larghezza minima della sezione.

La norma impone che nel caso in cui lo sforzo di taglio agente V_{Ed} sia maggiore di V_{Rd} venga dimensionata specifica armatura a taglio.

Il metodo fornito dal Codice ACI tiene conto anche del contributo dell'eventuale armatura trasversale minima:

$$V_c = [0,16(f'_c)^{1/2} + 17\rho_w(V_u d / M_u)] b_w d \quad [8-7]$$

In cui:

- f'_c è la resistenza cilindrica a compressione in MPa;
- ρ_w è il rapporto geometrico di armatura trasversale, pari a:

$$\rho_w = A_{sw} / (b_w s)$$

A_{sw} è l'area di armatura trasversale in corrispondenza della sezione considerata;

- V_u è lo sforzo di taglio;
- M_u è il momento che agisce sulla sezione considerata.

Appare chiaro che per analizzare i dati della presente sperimentazione si annullano tutti i contributi legati alle armature. Inoltre, nei provini push-off non agiscono tensioni di compressione perpendicolari al piano di taglio, per questo motivo si annullano tutti i termini σ_{cp} .

I risultati sono riportati in Tabella 8.2-1 Tabella 8.2-2. Tutti e due i metodi sottovalutano molto la resistenza ultima a taglio sperimentale. Si ritiene importante sottolineare che entrambi gli approcci vengono presentati con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, ma non sono mai stati validati su provini push-off. Inoltre, questi metodi sono proposti per la progettazione e la verifica di elementi, ma non per la previsione del comportamento sperimentale, quindi è normale che siano conservativi.

	$P_{ult,exp}$ [kN]	$P_{ult,EC2}$ [kN]	Variazione [%] = $(P_{ult,exp}-P_{ult,EC2})/P_{ult,exp}$
shear1_REF	54,98	22,94	+58,28
shear2_REF	46,44	22,94	+50,61
shear3_REF	57,00	22,94	+59,76
shear1_EAF	70,37	33,60	+52,26
shear2_EAF	60,98	33,60	+44,91
shear3_EAF	73,80	33,60	+54,48

Tabella 8.2-1: Risultato della valutazione del carico ultimo secondo l'EC2

	$P_{ult,exp}$ [kN]	$P_{ult,ACI}$ [kN]	Variazione [%] = $(P_{ult,exp}-P_{ult,ACI})/P_{ult,exp}$
shear1_REF	54,98	28,05	+48,99
shear2_REF	46,44	28,05	+39,60
shear3_REF	57,00	28,05	+50,79
shear1_EAF	70,37	38,41	+45,42
shear2_EAF	60,98	38,41	+37,02
shear3_EAF	73,80	38,41	+47,96

Tabella 8.2-2: Risultato della valutazione del carico ultimo secondo il Codice ACI

Gli stessi risultati, ma in termini di tensione, sono riportati in Tabella 8.2-3.

	$\tau_{ult,exp}$ [MPa]	$\tau_{ult,EC2}$ [MPa]	$\tau_{ult,ACI}$ [MPa]
shear1_REF	6,11	2,55	3,12
shear2_REF	5,16	2,55	3,12
shear3_REF	6,33	2,55	3,12
shear1_EAF	7,82	3,73	4,27
shear2_EAF	6,78	3,73	4,27
shear3_EAF	8,20	3,73	4,27

Tabella 8.2-3: Risultato della valutazione della tensione di taglio ultima in base all'EC2 e al Codice ACI

Per i provini dello stesso mix rimangono invariati tutti i parametri che definiscono il carico ultimo. La resistenza cilindrica a compressione è il parametro determinante per entrambi i metodi. Nel metodo dell'EC2 la differenza tra mix REF e mix EAF è dovuta unicamente alla f_{ck} , allo stesso modo il discostamento tra risultato sperimentale e risultato teorico ACI è legato solo a f'_c . Entrambi i metodi sono molto conservativi, però l'approccio dell'EC2 si discosta di più dai risultati. La formula dell'ACI e quella dell'EC2 prevedono meglio il comportamento del calcestruzzo di scorie.

Quelli appena presentati sono gli approcci comunemente utilizzati per elementi lineari come per esempio travi e pilastri. L'Eurocodice 2 e il codice ACI propongono anche un altro metodo che si basa sul criterio di rottura di Coulomb per studiare il comportamento a taglio di elementi tozzi:

$$\tau_u = C + \mu\sigma_{ncru} \quad [8-8]$$

In cui C è il coefficiente di coesione, μ è il coefficiente di attrito superficiale, σ_{ncru} è lo sforzo normale al piano di taglio (positivo per la compressione).

Questa formula viene utilizzata anche per la progettazione di nodi di telaio, ma anche per esaminare il taglio lungo elementi fessurati in calcestruzzo. Il coefficiente C è definito in base alla resistenza a trazione del calcestruzzo, mentre μ dipende dalla ruvidità della superficie. La Tabella 8.2-4 e presenta i valori raccomandati dai Codici e da varie pubblicazioni in letteratura.

Comunemente il valore di σ_{ncru} dipende dalle staffature che attraversano il piano di taglio, assumendo un valore di sforzo normale pari a:

$$\sigma_{ncru} = \rho_v f_y \quad [8-9]$$

Non essendo presenti staffature il termine $\mu\sigma_{ncru}$ si annulla e quindi la formula diventa:

$$\tau_u = C \quad [8-10]$$

	Superficie	Coesione, C	Coefficiente di attrito, μ
Eurocodice 2	Ruvida	0,4 f_{ctd}	0,7
	Liscia	0,2 f_{ctd}	0,6
	Molto liscia	0,025- 0,1 f_{ctd}	0,5
ACI 318:2011 (per calcestruzzo di densità ordinaria)	Monolitica	2,75 MPa	1,4
	Ruvida	2,75 MPa	1
	Media	-	0,6
Climaco and Regan (2011) ⁸²	Ruvida	0,25(f'_c) ^{2/3}	1,4
	Media	0,25(f'_c) ^{2/3}	0,9
	Liscia	0,5	0,7
Hamadi and Regan (1980) ⁸³	Ghiaia naturale	4 MPa	0,7
	Argilla espansa	2 MPa	0,3
Sagaseta and Vollum (2011) ⁸⁴	Roccia da dragaggio	0,57 f_{ctk}	1,06
	Roccia calcarea	0,91 f_{ctk}	0,95

Tabella 8.2-4: Confronto tra i valori di C e μ proposti dai Codici e dalle pubblicazioni in letteratura

⁸² Climaco J. C. T. S., Regan P. E., "Evaluation of bond strength between old and new concrete in structural repairs", *Magazine of Concrete Research*, vol.53 no.6 (2001), pp.377-390.

⁸³ Hamadi Y. D., Regan R. E., "Behaviour of normal and lightweight aggregate beams with shear crack", *The Structural Engineer*, vol.58B no.4, pp.71-79.

⁸⁴ Si veda il §5.2.2.

In merito alla Tabella 8.2-4: Confronto tra i valori di C e μ proposti dai Codici e dalle pubblicazioni in letteratura

, f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione, f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto. Vengono calcolati come segue:

$$f_{ctk} = 0,7f_{ctm} \quad [8-11]$$

$$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c \quad [8-12]$$

In cui γ_c assume un valore pari a 1,5.

Il risultato di questa valutazione con il criterio di rottura di Coulomb è riportato in Tabella 8.2-5. Per calcolare i valori di tensione ultima si è considerata verosimilmente una superficie di rottura ruvida e monolitica per entrambi i mix.

	$\tau_{u,exp}$	EC2	ACI 318:2011	Climaco and Regan (2001)	Hamadi and Regan (1980)	Sagaseta and Vollum (2011)
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
shear1_REF	6,11	0,60	2,75	2,87	4,00	2,04
shear2_REF	5,16	0,60	2,75	2,87	4,00	2,04
shear3_REF	6,33	0,60	2,75	2,87	4,00	2,04
shear1_EAF	7,82	0,77	2,75	3,54	-	-
shear2_EAF	6,78	0,77	2,75	3,54	-	-
shear3_EAF	8,20	0,77	2,75	3,54	-	-

Tabella 8.2-5: Tensione ultima di taglio sperimentale e tensioni ultime calcolate con il criterio di Coulomb per diversi coefficienti

Appare evidente che tutti i metodi sono abbastanza conservativi e non rappresentano molto bene il comportamento sperimentale. I valori che si ottengono utilizzando l'EC2 sono molto distanti da quelli reali, probabilmente nel caso di assenza di armatura questo metodo perde molta accuratezza. Utilizzando il Codice ACI si ottengono valori più vicini alla realtà, seppur uguali per entrambi i mix. Questo tiene conto solamente delle caratteristiche superficiali del calcestruzzo, ma non prende in considerazione alcun tipo di resistenza. Effettivamente il Codice ACI fornisce i valori di C e μ indicandoli soltanto per calcestruzzi di densità ordinaria. Climaco e Regan si avvicinano ulteriormente ai risultati sperimentali, il coefficiente di coesione che propongono tiene conto della resistenza a compressione. Hamadi e Regan, invece, propongono soltanto due valori per C: uno per la ghiaia naturale e uno per l'argilla espansa. Tra tutti i metodi questo è quello che più si avvicina alla realtà; tuttavia, non fornisce dei valori che possano essere applicati al calcestruzzo di scorie. Sagaseta e Vollum (§5.2.2) propongono un approccio che tiene conto della resistenza caratteristica a trazione, purtroppo viene presentato soltanto per due tipi di aggregati.

Un altro metodo molto noto per il calcolo delle strutture è il Metodo alle Tensioni Ammissibili. Si tratta di un approccio molto semplice che prevede lo studio e la verifica di parti strutturali tramite una semplice limitazione delle tensioni. Attualmente questo metodo non è più utilizzabile, se non per campi molto limitati e in base alle indicazioni di cui alle NTC2018 e all'EC2. Per la verifica a taglio di elementi in calcestruzzo armato si possono individuare tre scenari:

- $\tau_{max} \leq \tau_{c0}$: non sono necessarie armature per il taglio: si dispone la sola staffatura minima prevista dalla normativa;
- $\tau_{c0} < \tau_{max} \leq \tau_{c1}$: si deve calcolare l'armatura specifica per il taglio;
- $\tau_{max} > \tau_{c1}$: si devono aumentare le dimensioni dell'elemento per rientrare nel caso precedente.

In cui: τ_{max} è la massima tensione tangenziale per taglio sull'elemento di cui si vuole eseguire la verifica; τ_{c0} è la tensione tangenziale limite per elementi privi di armatura al taglio e alla torsione; τ_{c1} è la tensione tangenziale limite per travi o pilastri con apposita armatura al taglio. Il valore di τ_{max} è definito in base alle sollecitazioni sull'elemento studiato; mentre τ_{c0} e τ_{c1} sono definiti in base alle formule seguenti:

$$\tau_{c0} = 0,4 + \frac{R_{ck}-15}{75} \quad [8-13]$$

$$\tau_{c1} = 1,4 + \frac{R_{ck}-15}{35} \quad [8-14]$$

In cui R_{ck} è la resistenza a compressione caratteristica di un cubo di dimensioni standard.

È importante notare che l'approccio che propone il metodo alle Tensioni Ammissibili è utile alle verifiche per taglio, ma non presenta un procedimento per il progetto e la previsione del comportamento sperimentale. In Tabella 8.2-6 sono riportati i valori di τ_{c0} e τ_{c1} calcolati.

	τ_{c0} [MPa]	τ_{c1} [MPa]
shear1_REF	0,70	2,04
shear2_REF	0,70	2,04
shear3_REF	0,70	2,04
shear1_EAF	0,93	2,53
shear2_EAF	0,93	2,53
shear3_EAF	0,93	2,53

Tabella 8.2-6: Valori di τ_{c0} τ_{c1} con riferimento al Metodo alle Tensioni Ammissibili

Risulta difficile confrontare i valori numerici ottenuti con i risultati sperimentali, per questo motivo nella tabella precedente non sono riportati anche i valori di τ_{exp} . Ad ogni modo il provino a S dovrebbe essere sollecitato con una τ inferiore a τ_{c0} per essere verificato in presenza di sola armatura minima. Se il campione push-off avesse anche delle staffature appositamente progettate allora la tensione tangenziale nel piano medio non dovrebbe superare i valori τ_{c1} .

Appare evidente che il Metodo alle Tensioni Ammissibili è molto conservativo, approssimativo e fornisce valori poco confrontabili con i risultati sperimentali.

8.3 RESISTENZA A TAGLIO: CONFRONTO CON I RISULTATI PREVISTI DAI METODI IN LETTERATURA

In letteratura esistono molte altre formulazioni per la previsione della resistenza a taglio; tuttavia, quasi tutti i metodi sono legati alla presenza di armatura lungo il piano di taglio e per questo motivo non sono applicabili in questo caso. In Tabella 5.2-1 è riportato un sommario dei metodi disponibili in letteratura con i rispettivi autori. Osservando si può notare facilmente che gli unici metodi applicabili in questa ricerca sono: Mattock (1974)⁸⁵, Mattock (1988)⁸⁶ e Loov e Patnaik⁸⁷. Il modello proposto nel 1974 è il primo proposto in letteratura a non considerare nulla la resistenza a taglio in assenza di armatura. In base a questo la resistenza ultima a taglio è definita:

$$\tau_u = 0,8 \frac{A_s}{A_c} f_y + K_1 \quad [8-15]$$

In cui f_y rappresenta la resistenza a snervamento delle barre, A_c è l'area del piano sollecitato a taglio, A_s è l'area delle armature che lo attraversano. K_1 è un coefficiente che assume valore diverso in base al tipo di mix:

- 2,8 per calcestruzzo tradizionale;
- 1,7 per calcestruzzo leggero ma contenente sabbia;
- 1,5 per calcestruzzo leggero.

Non essendo presenti armature trasversali nei provini push-off di questa sperimentazione, allora si annulla il primo addendo della formula precedente.

Lo stesso Mattock propone un altro metodo nel 1988. In questo caso la resistenza ultima a taglio in assenza di armatura è espressa in funzione della resistenza a compressione:

$$\tau_u = 0,467 f_c'^{0,545} + 0,8(\rho_v f_y + \sigma_{ncr}) \quad [8-16]$$

In cui f_c' è la resistenza cilindrica a compressione, ρ_v è il rapporto geometrico di armatura e σ_{ncr} è la tensione normale al piano di taglio. Per l'assenza di staffatura e di σ_{ncr} si annulla la seconda parte della formula precedente.

Un altro approccio è quello di Loov e Patnaik (1994), secondo cui la resistenza ultima per taglio è definita come:

$$\tau_u = k \lambda \sqrt{(0,1 + \rho_v f_y) f_c'} \leq 0,25 f_c' \quad [8-17]$$

In cui k assume il valore di:

- 0,6 nel caso di calcestruzzo monolitico in corrispondenza del piano di taglio;

⁸⁵ Mattock A.H., "Shear Transfer in Concrete having reinforcement at an angle to the Shear Plane", *ACI Special Publication*, vol.42 (1974), pp.17-42.

⁸⁶ Mattock A. H., Commento alla lettura di "Influence of concrete strength and load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members" di Walraven J. C., Frenay J & Pruijssers A., *PCI Journal*, vol.33 no.1 (1988), pp.165-166.

⁸⁷ Loov R. E., Patnaik A.K., "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface", *PCI Journal*, vol.33 no.1 (1994), pp.48-69.

- 0,5 nel caso di calcestruzzo gettato contro altro calcestruzzo di superficie scabra.

Il coefficiente λ è un coefficiente di correzione da applicare nel caso di calcestruzzi leggeri.

Il risultato della valutazione della resistenza ultima a taglio con i metodi presenti in letteratura è riportato in Tabella 8.3-1.

	$\tau_{u,exp}$	Mattock (1974)	Mattock (1988)	Loov e Patnaik
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
shear1_REF	6,11	2,80	3,44	1,18
shear2_REF	5,16	2,80	3,44	1,18
shear3_REF	6,33	2,80	3,44	1,18
shear1_EAF	7,82	-	4,08	1,39
shear2_EAF	6,78	-	4,08	1,39
shear3_EAF	8,20	-	4,08	1,39

Tabella 8.3-1: Tensione ultima di taglio sperimentale e tensioni ultime calcolate con i metodi presenti in letteratura

Tutti i metodi disponibili in letteratura sono abbastanza conservativi. Il Metodo di Mattock (1974) sottostima di circa la metà la resistenza ultima dei provini REF, i valori di K_1 disponibili valgono solo per calcestruzzi ordinari o leggeri. Applicando la formula di Mattock (1988) ci si avvicina molto di più ai risultati sperimentali, questo approccio tiene conto della resistenza cilindrica ed è applicabile anche al mix EAF. I risultati di Loov e Patnaik sono molto distanti da quelli reali, probabilmente questo metodo è stato pensato solo per calcestruzzi con armatura lungo il piano di taglio.

8.4 RESISTENZA A TAGLIO: CONFRONTO CON UN POSSIBILE MODELLO A TIRANTE-PUNTONE

Un altro metodo di per la valutazione della resistenza ultima a taglio prevede l'applicazione di un modello strut-and-tie sui provini push-off. In merito a questo già altri autori⁸⁸ hanno proposto lo studio dei provini a S con una serie di tiranti e puntone disposti in base alla posizione delle armature. Il modello proposto da Fonteboa, Martínez, Carro ed Eiras tiene conto della presenza delle staffe lungo il piano di taglio, per questo motivo non è direttamente applicabile a questa ricerca. Al fine di capire al meglio il meccanismo di rottura dei provini push-off, si è cominciato considerando i flussi di compressione e di trazione interni (Figura 8.4-1).

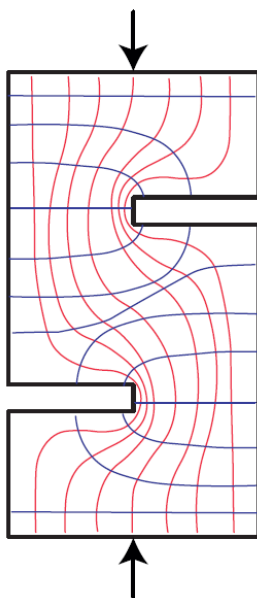


Figura 8.4-1: Schematizzazione dei flussi di compressione e di trazione all'interno del provino. In rosso: flussi di compressione; in blu: flussi di trazione

A causa della forma particolare del provino, i flussi deviano in più punti adattandosi alla geometria. Nel caso di una compressione semplice su un provino cilindrico o cubico i flussi attraversano il campione senza deviare in alcun punto, questo è dovuto al fatto che i cilindri e i cubi non presentano parti in discontinuità. Nel caso dei provini a S, si può notare che lo sforzo di compressione si concentra in corrispondenza di una fascia inclinata che attraversa il piano di taglio. In questa parte tutti i flussi di compressione deviano, poi si ridistribuiscono oltre gli intagli per ricoprire tutta la superficie del provino. In direzione perpendicolare alla compressione si generano anche delle trazioni. Quando si applica una compressione verticale a un cilindro o a un cubo, i provini entrano in uno stato di sforzo triassiale, per questo motivo vengono sollecitati contemporaneamente anche a trazione in direzione orizzontale. Con riferimento al provino a S, le fibre sono tese in direzione orizzontale vicino ai punti di appoggio, ma in corrispondenza del piano di taglio la trazione ha un andamento inclinato e perpendicolare ai flussi di compressione. In base all'osservazione delle modalità di collasso dei provini, è chiaro che il provino si rompe proprio nella zona di concentrazione delle sollecitazioni. Osservando la Tabella 7.3-3, è

⁸⁸ Si veda il §5.2.1

facile notare che in molti provini si forma un puntone nella direzione quasi verticale dei flussi di compressione. Altri autori hanno già studiato il comportamento di provini a S secondo modelli strut-and-tie approfonditi. Hwang e altri⁸⁹ ipotizzano che il collasso avvenga per lo schiacciamento del puntone inclinato di calcestruzzo lungo la direzione della prima frattura, come avevano previsto anche Hofbeck e altri⁹⁰. Per questo motivo si può pensare, in via semplificativa, a un modello strut-and tie che preveda: un puntone di calcestruzzo lungo la direzione quasi-verticale, e un tirante nella direzione esattamente ortogonale. In Figura 8.4-2 viene riportata una schematizzazione dei due meccanismi che si formano attraverso il piano di taglio. Quello presentato non intende essere un modello strut-and-tie esaustivo e completo, sarebbe difficile raffinare il modello per le molte variabili da considerare. In più non si è ritenuto necessario modellare in maniera completa perché la rottura avviene sicuramente lungo il piano di taglio; inoltre, il provino a S non è stato armato e progettato seguendo i criteri di progettazione usualmente noti per i tralicci tirante-puntone. In linea con le esperienze sperimentali precedenti, si considera verosimilmente che il collasso avvenga per schiacciamento del puntone compresso.

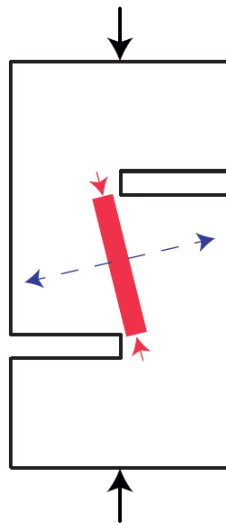


Figura 8.4-2: Schematizzazione del puntone (in rosso) che si forma per compressione del provino a S

In base a tutte queste premesse si procede al calcolo del carico ultimo $P_{u,st}$ necessario per raggiungere la rottura. Il collasso avviene per raggiungimento della massima resistenza a compressione nel calcestruzzo.

Il comportamento in corrispondenza del piano di taglio di un provino push-off può essere studiato considerando un elementino di dimensioni infinitesime (Figura 8.4-3). Nelle due dimensioni, quindi senza considerare la profondità, l'elemento infinitesimo assume la forma di un quadrato con l'orientamento indicato in Figura 8.4-3. In condizione di carico ultimo, questo quadrato è sollecitato da una tensione normale $-\sigma_h$ e da tensione tangenziale τ_{max} . Per la teoria della tensione esiste sicuramente un'inclinazione di piano α rispetto alla verticale per cui si annulla la τ , ma agiscono soltanto tensioni normali, dette

⁸⁹ Hwang S., Yu H., Lee H., "Theory of Interface Shear Capacity of Reinforced Concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol.126 no.6 (2000), pp.700-707.

⁹⁰ Hofbeck J. A., Ibrahim I. O., Mattock A. H., "Shear Transfer in reinforced concrete", *PCI Journal Proceedings*, vol.66 no.2 (1969), pp.119-128

anche tensioni principali. Sperimentalmente α può essere determinato misurando la pendenza della prima frattura che compare nel campione. In assenza di armatura il provino collassa nel momento in cui compare la prima crepa, in questo caso bisogna ricorrere a un metodo analitico.

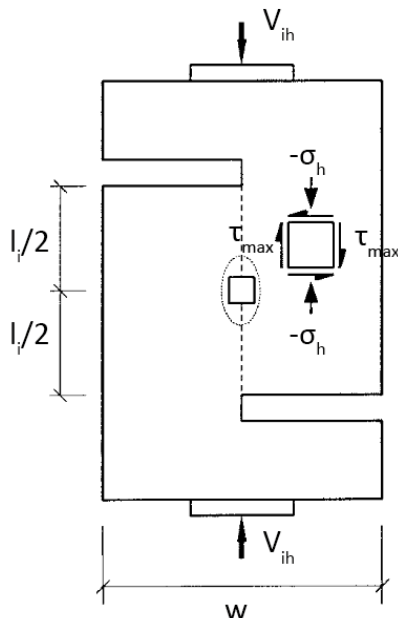


Figura 8.4-3: Provino a S: tensioni che agiscono su un elementino infinitesimo in corrispondenza del piano di taglio

Hwang e altri forniscono anche un metodo teorico per la determinazione di α :

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_{max}}{-\sigma_h} \quad [8-18]$$

La tensione τ_{max} corrisponde al valore massimo di tensione nel piano di taglio ottenuto per applicazione della formula di Jourawsky ad una sezione rettangolare:

$$\tau_{max} = \frac{3V_{ih}}{2bl_i} \quad [8-19]$$

Mentre σ_h corrisponde alla tensione di compressione a metà dell'altezza del provino a S:

$$-\sigma_h = \frac{V_{ih}}{(1+(n-1)\rho_h)bw} \quad [8-20]$$

In cui:

- V_{ih} è il carico verticale che causa il collasso del provino;
- b è lo spessore del provino (in questo caso 10 cm);
- n è il coefficiente di omogeneizzazione;
- ρ_h è il rapporto geometrico di armatura calcolato lungo il piano orizzontale a metà dell'altezza del provino;
- l_i è l'altezza del piano di taglio (in questo caso 9 cm);
- w è la larghezza del provino (in questo caso 14 cm).

Eseguendo i calcoli si può facilmente arrivare a determinare l'angolo α per ciascun provino.

L'elementino infinitesimo con un'inclinazione α rispetto all'orizzontale non è sollecitato da tensioni tangenziali, ma soltanto da tensioni normali. La rottura può avvenire imponendo come tensione principale massima la resistenza a compressione del calcestruzzo, oppure imponendo come tensione principale minima la resistenza a trazione del materiale. Questo è il metodo con cui si arriva a definire il carico ultimo previsto in base al modello strut-and-tie.

Nel caso di collasso per schiacciamento del calcestruzzo, l'area del puntone è definita come:

$$A_{str} = a_s b_s \quad [8-21]$$

In cui:

b_s è la profondità del puntone di calcestruzzo, si può assumere pari alla profondità del provino (in questo caso 10 cm);

a_s è la larghezza del puntone di calcestruzzo, ed è pari a:

$$a_s = (0,25 - 0,85 \frac{\sigma_v}{f'_c}) l_i \quad [8-22]$$

Il parametro σ_v indica la tensione normale agente in direzione orizzontale con riferimento alla Figura 8.4-3 (in questo caso è 0, si considera positiva la trazione); mentre f'_c è la resistenza cilindrica a compressione.

Prendendo in considerazione la Figura 8.4-2 ed immaginandola estesa nelle tre dimensioni, il rettangolo rosso diventa un parallelepipedo. La superficie A_{str} corrisponde a quella della faccia superiore e inferiore di questo parallelepipedo rosso.

In base alla teoria, la forza massima a cui può essere sottoposto il puntone di calcestruzzo è pari alla resistenza a compressione media per l'area del puntone. La forza P_{ult} che agisce verticalmente sul provino è stata determinata per composizione geometrica di forze. I risultati dei calcoli sono riportati in Tabella 8.4-1.

	$P_{ult,exp}$ [kN]	τ_{max} [MPa]	$-\sigma_h$ [MPa]	$\tan(2\alpha)$	α°	A_{str} [mm ²]	f_{cm} [MPa]	$P_{ult,strut}$ [kN]
shear1_REF	54,98	9,16	3,64	5,03	39,38	2250	38,96	67,75
shear2_REF	46,44	7,74	3,08	5,03	39,38	2250	38,96	67,75
shear3_REF	57,00	9,50	3,77	5,03	39,38	2250	38,96	67,75
shear1_EAF	70,37	11,73	4,66	5,03	39,38	2250	53,34	92,77
shear2_EAF	60,98	10,16	4,04	5,03	39,38	2250	53,34	92,77
shear3_EAF	73,80	12,30	4,89	5,03	39,38	2250	53,34	92,77

Tabella 8.4-1: Determinazione del carico ultimo per collasso del puntone di calcestruzzo

I risultati del metodo strut-and-tie sovrastimano i dati sperimentali, va tenuto conto che per sviluppare i calcoli sono state utilizzate le resistenze medie determinate a partire dai risultati delle prove a compressione. Appare chiaro che i calcestruzzi di scorie offrano, anche per le previsioni, resistenze ultime più alte. Si ritiene opportuno sottolineare che, con riferimento alla Figura 8.4-2, il puntone di calcestruzzo considerato è sollecitato anche a trazione nella direzione ortogonale. Di questo aspetto non si tiene conto nei calcoli, ma è chiaro che provoca un abbassamento della resistenza complessiva.

8.5 DETERMINAZIONE DEL MODULO DI TAGLIO E CONFRONTO DEI RISULTATI DELLE PROVE

In base ai risultati delle prove sui provini push-off è possibile determinare il modulo elastico tangenziale G . Dal punto di vista teorico questo parametro può essere calcolato direttamente con:

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad [8-23]$$

In cui τ rappresenta lo sforzo tagliante, mentre γ è la deformazione trasversale. Con riferimento alla Figura 8.5-1, γ è pari al rapporto tra lo scorrimento e la lunghezza ortogonale rispetto a cui viene misurato. Nel caso della prova a taglio diretto su provini push-off, lo scorrimento netto era già stato definito per differenza tra i valori misurati dagli LVDT, mentre la lunghezza l rappresenta la distanza tra gli assi verticali degli LVDT.

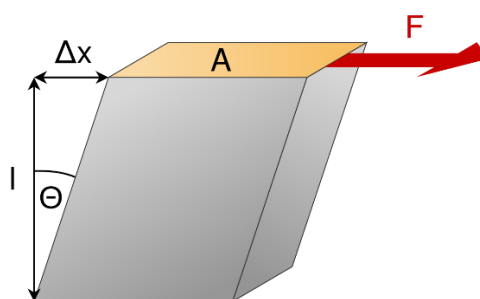


Figura 8.5-1: La deformazione tangenziale

In questo paragrafo si propone un confronto tra il modulo di taglio calcolato direttamente in base ai risultati sui provini push-off, e quello calcolato conoscendo il Modulo di Young e il Coefficiente di Poisson. Nella pratica non si va quasi mai a valutare il modulo elastico in maniera diretta con prove di taglio, ma viene quasi sempre ottenuto a partire da E e ν :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [8-24]$$

Le norme non presentano particolari indicazioni sulle modalità di valutazione del Modulo elastico tangenziale per via diretta; pertanto, si ritiene opportuno valutare tale parametro in corrispondenza di un valore di sollecitazione tagliante pari al 40% di quella massima. E e ν sono stati calcolati al §7.4, vengono utilizzati i valori del Modulo di Young e del Coefficiente di Poisson in corrispondenza del 40% della resistenza a compressione. La valutazione che si vuole presentare si limita al campo elastico del materiale.

I risultati della valutazione in merito al calcolo del Modulo elastico tangenziale per via diretta e indiretta sono riportati in Tabella 8.5-1. In tutti i casi si può notare che i valori di G calcolati in maniera diretta sono molto inferiori a quelli ottenuti tramite il modulo di Young e ν . Il modulo G_{dir} per i campioni shear2_REF e shear_2_EAF si discosta dalla media per i relativi mix di riferimento. Al §7.3 erano già stati constatati dei risultati diversi nel provino shear2_EAF rispetto a quelli della stessa miscela in termini di scorrimento e di apertura delle fessure. Osservando lo scorrimento netto del provino shear2_REF in Figura 7.3-11 si può notare un cambiamento della pendenza in corrispondenza di un τ pari a circa 2 MPa, questo può essere un motivo del valore di G_{dir} così diverso.

	τ_{40fc} [MPa]	γ_{40fc} [MPa]	G_{dir} [MPa]	G_{ind} [MPa]
shear1_REF	2,44	0,00184	1330	11546
shear2_REF	2,06	0,00064	3206	11546
shear3_REF	2,53	0,00190	1333	11546
shear1_EAF	3,13	0,00088	3549	15542
shear2_EAF	2,71	0,00054	5043	15542
shear3_EAF	3,28	0,00096	3430	15542

Tabella 8.5-1: Risultati della valutazione del Modulo elastico tangenziale per via diretta e indiretta

In ogni caso il modulo elastico tangenziale è molto più alto per il mix contenente le scorie EAF. In media G assume un valore maggiore del +34,61% nel mix EAF rispetto al mix REF, nel caso in cui lo si calcoli indirettamente. Scartando i valori troppo distanti dalla media, G_{dir} assume un valore di 1332 MPa per il calcestruzzo tradizionale, e di 3490 MPa per il calcestruzzo di scorie. Il Modulo elastico tangenziale calcolato direttamente è più alto del +162,01% nel mix EAF rispetto al mix REF.

8.6 COMPORTAMENTO A TAGLIO: MODELLI DI PREVISIONE DEL MC 90

Al §5.2.2 sono stati presentati vari modelli per la previsione del comportamento sperimentale a taglio. Purtroppo, la maggior parte delle formulazioni presenti in letteratura sono utilizzabili soltanto in presenza di apposita armatura a taglio. Il Model Code 90 propone delle equazioni predittive valide anche in assenza di barre trasversali in corrispondenza del piano su cui agisce la sollecitazione tagliante. Le equazioni non contengono parametri da determinarsi in base ai risultati sperimentali, per cui sono applicabili direttamente.

Il primo modello che propone il MC90 lega lo scorrimento netto per taglio s alla τ in corrispondenza del piano di sollecitazione:

$$\tau_{cr} = 5\tau_{ult}s \quad [8-25]$$

Questa formula è valida per $s < 0,1$ mm. Per valori di s più alti viene proposta un'altra formula che però perde significato in assenza di sforzo normale al piano di taglio; quindi, non è utilizzabile in questo caso. È utile notare che τ_{ult} è costante, per cui τ_{cr} dipende in maniera lineare soltanto da s . In Figura 8.6-1, Figura 8.6-2, Figura 8.6-3 e Figura 8.6-4 sono riportate le relazioni taglio-scorrimento per alcuni campioni push-off. In questi grafici viene riportato lo slittamento fino ad un valore massimo di circa 0,1 mm al fine di poter applicare la formula precedente.

L'altro modello del MC90 propone una relazione tra lo scorrimento netto da taglio s e l'apertura delle fessure w :

$$w = 0,6s^{2/3} \quad [8-26]$$

In questa equazione w dipende in maniera esponenziale soltanto da s . In Figura 8.6-5, Figura 8.6-6, Figura 8.6-7 e Figura 8.6-8 sono riportate le relazioni scorrimento-apertura delle fessure per alcuni campioni push-off.

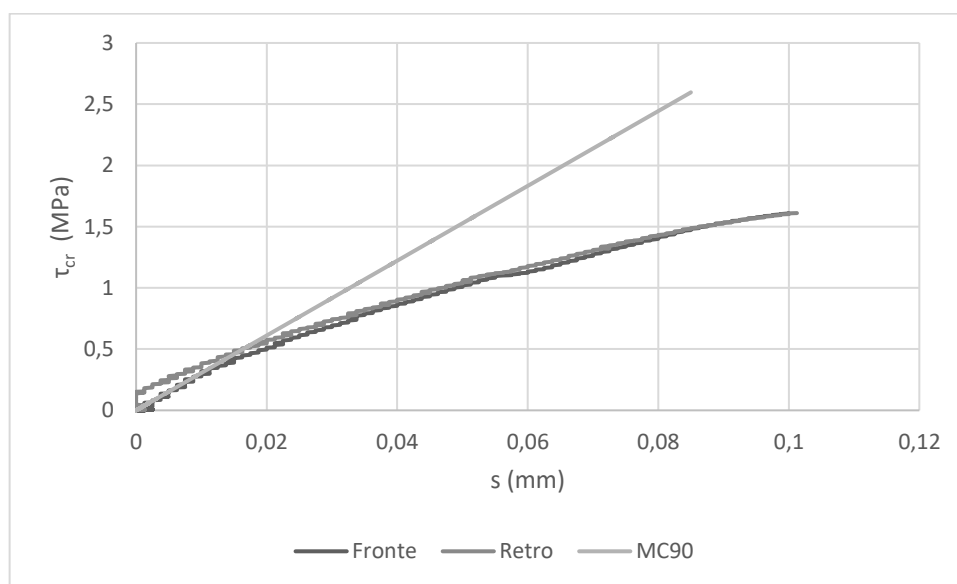


Figura 8.6-1: Relazione taglio-scorrimento per il campione shear1_REF

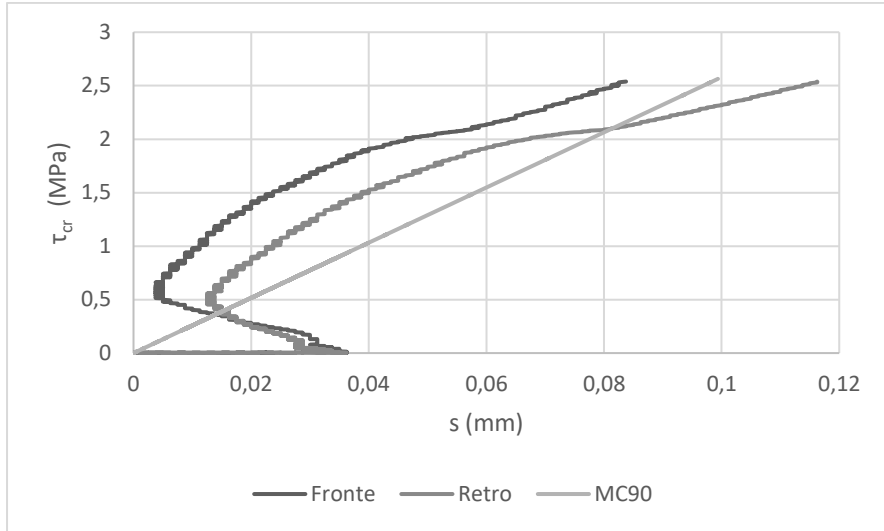


Figura 8.6-2: Relazione taglio-scorrimento per il campione shear2_REF

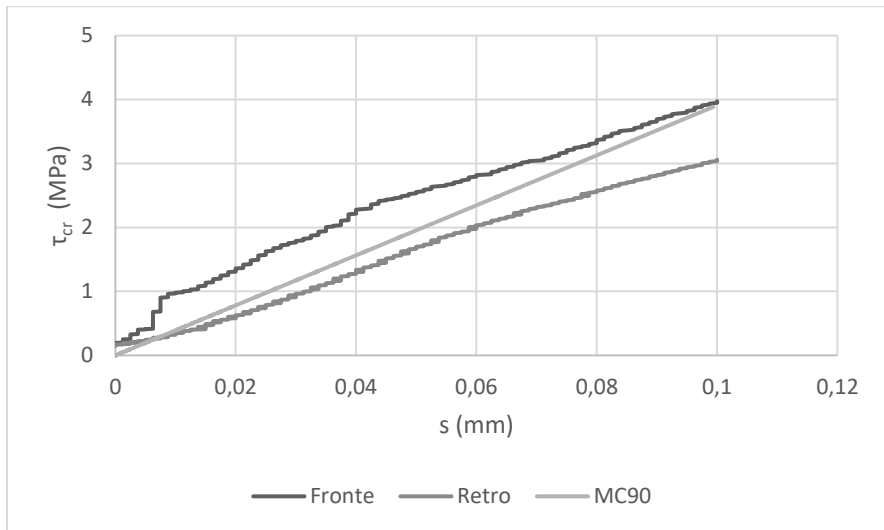


Figura 8.6-3: Relazione taglio-scorrimento per il campione shear1_EAF

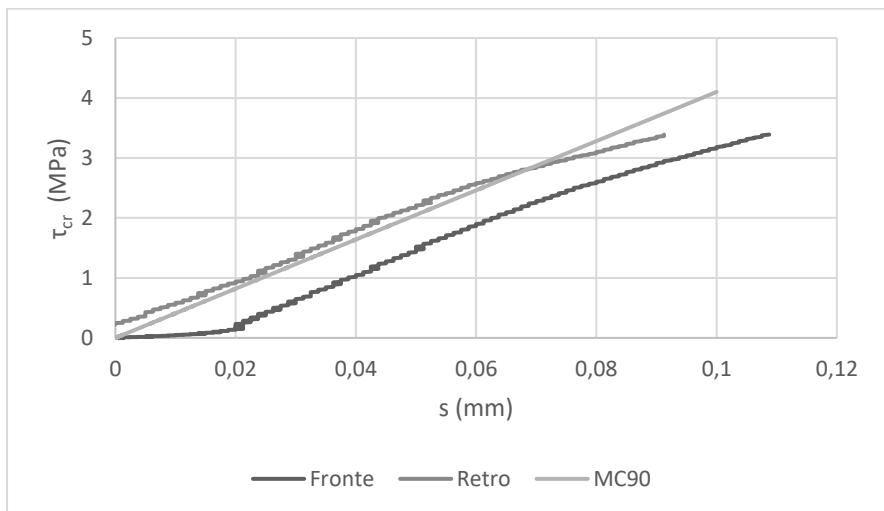


Figura 8.6-4: Relazione taglio-scorrimento per il campione shear3_EAF

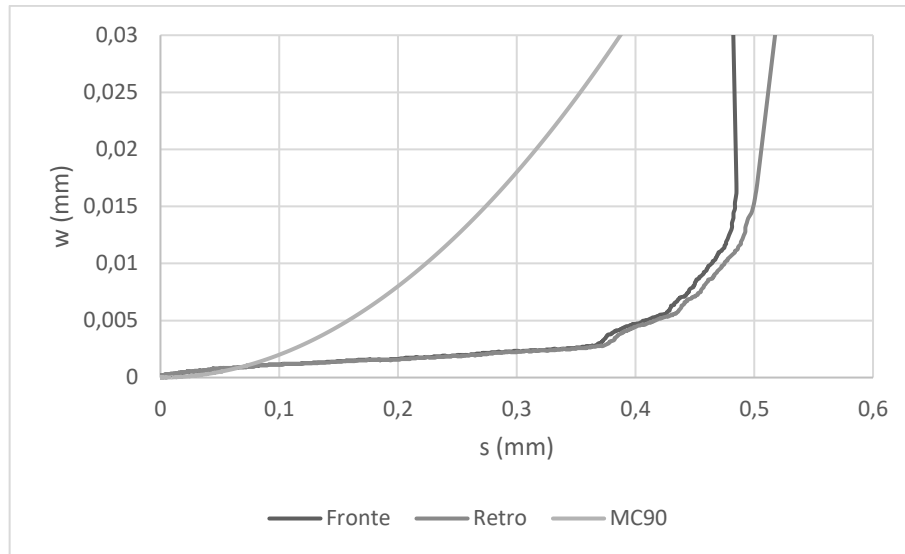


Figura 8.6-5: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per il campione shear1_REF

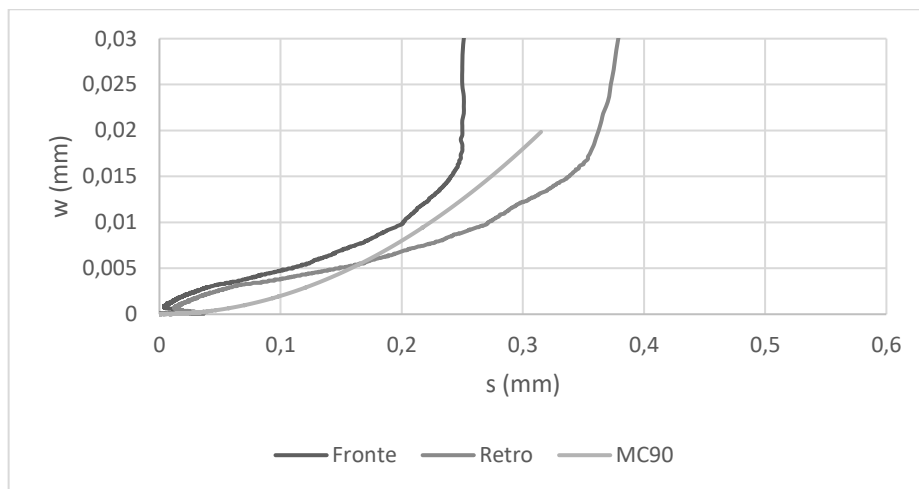


Figura 8.6-6: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per il campione shear2_REF

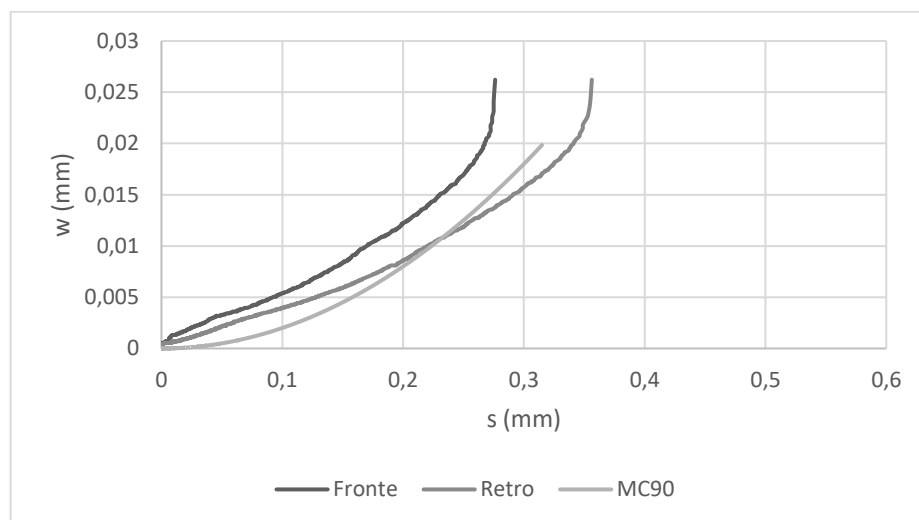


Figura 8.6-7: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per il campione shear1_EAF

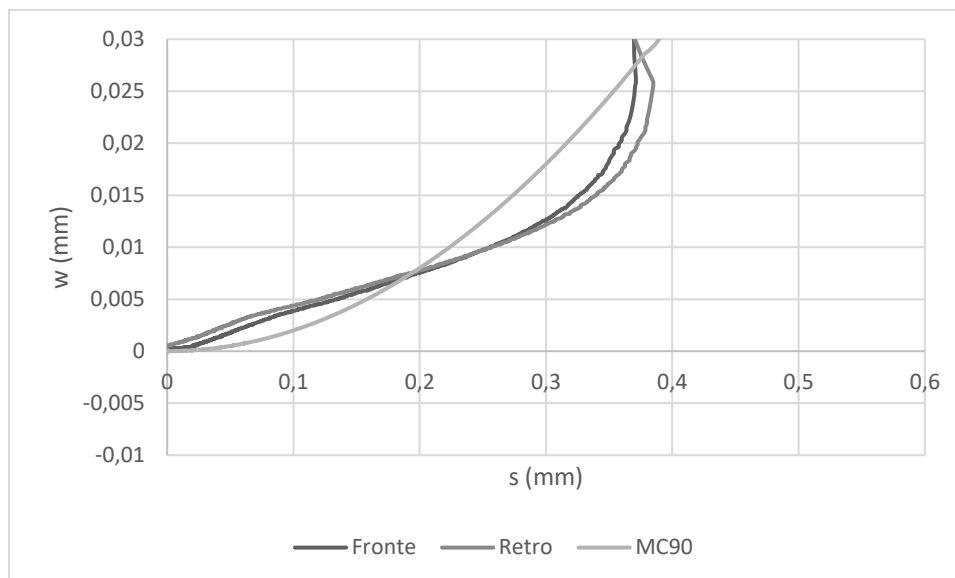


Figura 8.6-8: Relazione scorrimento-apertura delle fessure per il campione shear3_EAF

Le relazioni tensione-scorrimento sperimentali sono abbastanza simili tra i campioni testati. A parità di slittamento il calcestruzzo EAF raggiunge una tensione più alta. In corrispondenza di una s pari a 0,1 mm i provini di scorie raggiungono una τ media di circa 3,5 MPa, contro un valore circa 2 MPa per quelli di conglomerato tradizionale. Effettivamente l'andamento di queste curve è pressoché lineare, a parte il caso di shear2_REF in cui si osserva un comportamento leggermente diverso, imputabile alla stabilizzazione iniziale. Il modello proposto dal MC90 approssima abbastanza bene le relazioni taglio-scorrimento. Nel campione shear1_REF l'equazione sovrastima la tensione tangenziale all'aumentare dello slittamento.

Le relazioni scorrimento-apertura delle fessure sperimentali sono molto diverse, anche per campioni della stessa miscela. Per questo motivo appare difficile definire una relazione teorica, l'equazione del MC90 si avvicina poco ai risultati. Il provino shear1_REF collassa in corrispondenza di un valore di scorrimento pari a circa 0,5 mm e l'apertura delle fessure si comincia ad apprezzare soltanto poco prima della rottura. Il campione shear2_REF ha una buona correlazione con il modello teorico fino a circa 0,3 mm di scorrimento, valore in corrispondenza del quale collassa.

8.7 COMPORTAMENTO A COMPRESSIONE CICLICA: MODELLI TEORICI PER LA PREVISIONE DEL COMPORTAMENTO

Al fine di facilitare lo studio del comportamento ciclico dei calcestruzzi, da qui in poi si fa riferimento a curve tensione-deformazione normalizzate, ottenute attraverso le relazioni:

$$x = \varepsilon/\varepsilon_0 \quad [8-27]$$

$$y = \sigma/f_c \quad [8-28]$$

In cui f_c rappresenta la resistenza a compressione, mentre ε_0 è la deformazione corrispondente. Un risultato di esempio è riportato in Figura 8.7-1. Nel seguito si farà sempre riferimento a tensioni e deformazioni normalizzate.

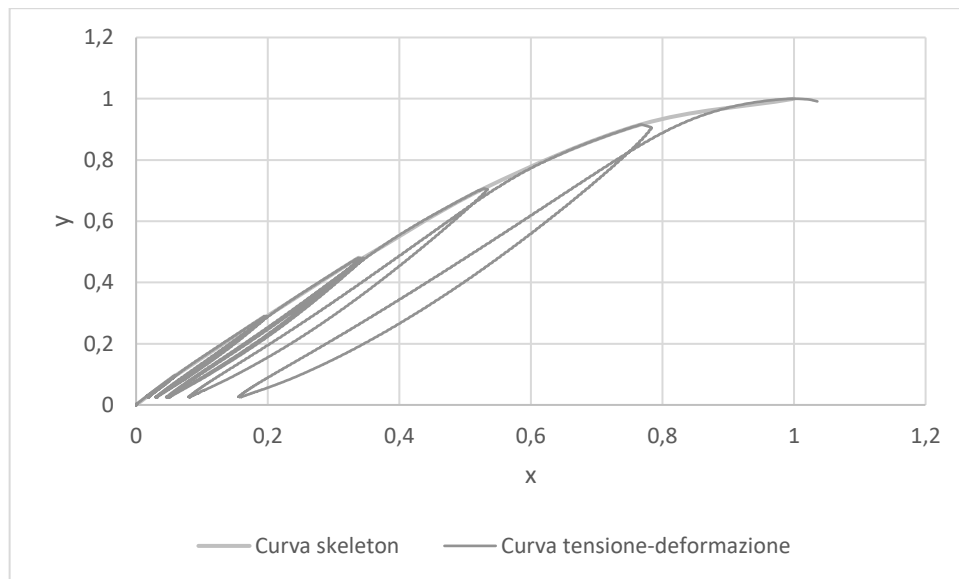


Figura 8.7-1: Esempio di curve tensione-deformazione normalizzate per il campione 8_REF

Prendendo spunto dall'esperienza sperimentale di Hu e altri⁹¹, si è deciso di studiare i cicli isteretici ottenuti a seguito delle prove cicliche. Per ogni loop del diagramma tensione-deformazione si possono individuare quattro punti significativi: il punto di scarico, il punto residuo, il punto comune (in cui si interseca la curva di scarico con quella di carico) e il punto finale (in cui la curva di carico interseca la curva skeleton). Una dimostrazione grafica è riportata in Figura 8.7-2.

Hu e altri propongono un metodo per determinare la deformazione in corrispondenza del punto residuo, del punto comune e del punto finale conoscendo soltanto il punto di scarico:

- la deformazione residua x_r può essere definita in base alla deformazione di scarico x_u con la formula:

$$x_r = ax_u^b \quad [8-29]$$

⁹¹ Si veda il §5.3.2.

- la deformazione al punto comune x_c può essere definita in base alla deformazione di scarico x_u con la formula:

$$x_c = cx_u + d \quad [8-30]$$

- la deformazione finale x_e può essere definita in base alla deformazione di scarico x_u con la formula:

$$x_e = mx_u^n \quad [8-31]$$

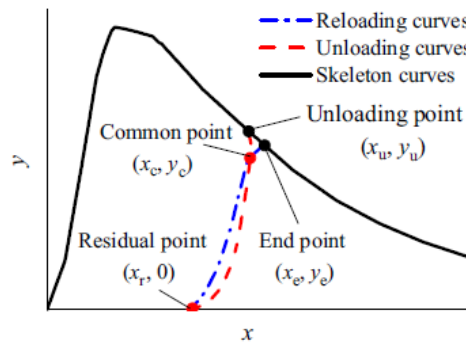


Figura 8.7-2: I punti caratteristici di un ciclo nelle prove a compressione ciclica

I parametri a , b , c , d , m ed n sono da determinarsi a partire dai risultati sperimentali. Nel caso in esame, le equazioni sono state calibrate in base alle prove sui campioni 7_REF, 8_REF, 7_EAF e 8_EAF. I risultati sono riportati in Tabella 8.7-1, Tabella 8.7-2 e Tabella 8.7-3.

	7_REF	8_REF	7_EAF	8_EAF
a	0,269	0,262	0,400	0,395
b	1,792	1,750	2,111	2,077

Tabella 8.7-1: Valori dei parametri a e b ottenuti in base alle prove sperimentali

	7_REF	8_REF	7_EAF	8_EAF
c	1,034	1,039	1,073	1,061
d	-0,051	-0,060	-0,062	-0,068

Tabella 8.7-2: Valori dei parametri c e d ottenuti in base alle prove sperimentali

	7_REF	8_REF	7_EAF	8_EAF
m	1,221	1,192	1,253	1,248
n	1,063	1,088	0,995	1,026

Tabella 8.7-3: Valori dei parametri m e n ottenuti in base alle prove sperimentali

Quelli appena presentati sono i valori dei parametri letterali da inserire nelle formule proposte da Hu e altri per determinare teoricamente la deformazione dei punti caratteristici. Il modello prevede bene i risultati sperimentali per ciascun provino, i valori di a , b , c , d , m ed n sono abbastanza simili per i campioni dello stesso mix. Si è notata una particolare vicinanza tra risultati teorici e sperimentali nell'equazione che definisce la deformazione residua in funzione di quella di scarico.

Da precedenti esperienze sperimentali si è notato che le curve skeleton ottenute per inviluppo dei punti di massimo di ciascun ciclo sono abbastanza simili alle curve per compressione monotona. Alcuni autori, tra cui Guo⁹² e successivamente Xiao e altri⁹³, propongono la seguente funzione per la previsione teorica della curva skeleton:

$$y = px + (3 - 2p)x^2 + (p - 2)x^3 \quad [8-32]$$

Questa relazione vale per $0 \leq x < 1$. Il valore di p è da determinarsi in base ai dati sperimentali. I risultati sono presentati in Tabella 8.7-4. Guo propone anche un'estensione dell'equazione precedente per la previsione del comportamento nel ramo di softening del calcestruzzo ($x > 1$), ma in questo caso non è possibile studiare il comportamento di post-picco dato che i campioni collassano al raggiungimento della resistenza ultima.

	7_REF	8_REF	7_EAF	8_EAF
p	1,954	1,277	2,839	2,519

Tabella 8.7-4: Valori del parametro p ottenuti in base ai risultati sperimentali

In base ai valori di p riportati nella tabella precedente si possono ottenere le equazioni di previsione del comportamento per ogni provino (Figura 8.7-3 e Figura 8.7-4). Il modello di Guo si avvicina bene ai risultati, in generale i grafici ottenuti dall'equazione teorica hanno una curvatura leggermente più pronunciata rispetto a quelli sperimentali. Si ritiene opportuno fare presente che i valori di p possono essere determinati in base a vari criteri, da cui dipende la qualità e la più o meno buona approssimazione del modello.

In tutti i casi si può notare che i provini in calcestruzzo di scorie hanno una pendenza superiore rispetto ai REF fino a circa il 50% di x . Oltre questo valore la resistenza continua ad aumentare, ma l'incremento normalizzato è più alto nei conglomerati tradizionali.

In base alle osservazioni sperimentali, diversi autori, tra cui anche Hu e altri, propongono un modello per la previsione del comportamento ciclico del calcestruzzo. Le equazioni che si trovano in letteratura sono abbastanza simili, se non identiche in molti casi, tanto che alcuni le descrivono come equazioni costitutive per carico ciclico. In questo paragrafo viene applicato il modello con le indicazioni di Hu e altri. Secondo questi la curva di scarico può essere definita dall'equazione:

$$\frac{y}{y_u} = m_u \left(\frac{x - x_r}{x_u - x_r} \right)^{n_u} \quad [8-33]$$

⁹² Guo Z. H. (1997), *Strength and Deformation of Concrete: Experimental basis and Constitutive Relations*, Beijing: Tsinghua University Press.

⁹³ Xiao J., Li J., Zhang C., "Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading", *Cement and Concrete Research*, vol.35 no.6 (2005), pp.1187-1194

In cui m_u e n_u sono parametri da determinarsi in base ai risultati sperimentali.

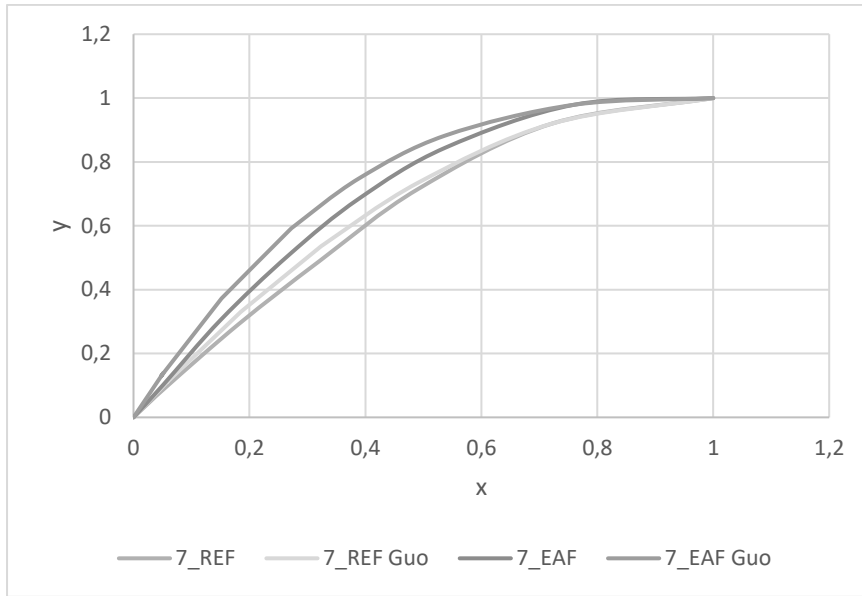


Figura 8.7-3: Comparazione tra i risultati sperimentali e quelli teorici secondo il modello di Guo

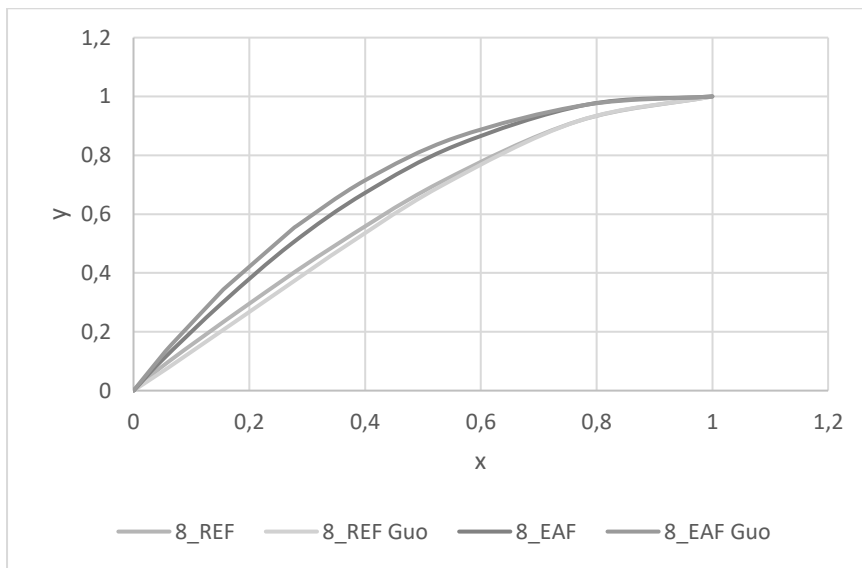


Figura 8.7-4: Comparazione tra i risultati sperimentali e quelli teorici secondo il modello di Guo

Invece, il legame tensione-deformazione in fase di caricamento può essere descritto in base alle seguenti equazioni:

$$y = y_c m_r \left(\frac{x - x_r}{x_u - x_r} \right)^{n_r}, \quad x < x_c \quad [8-34]$$

$$y = \frac{y_e - y_c}{x_e - x_c} (x - x_c) + y_c, \quad x \geq x_c \quad [8-35]$$

Anche in questo caso m_r e n_r sono da ricavare in base ai risultati delle prove.

Questo modello serve a definire in via teorica la relazione tensione deformazione in un ciclo completo di scarico e ricarico. In Figura 8.7-5 e Figura 8.7-6 sono riportati due esempi di applicazione di questo metodo in corrispondenza dell'ultimo ciclo rispettivamente per il cilindro 7_REF e per il provino 7_EAF.

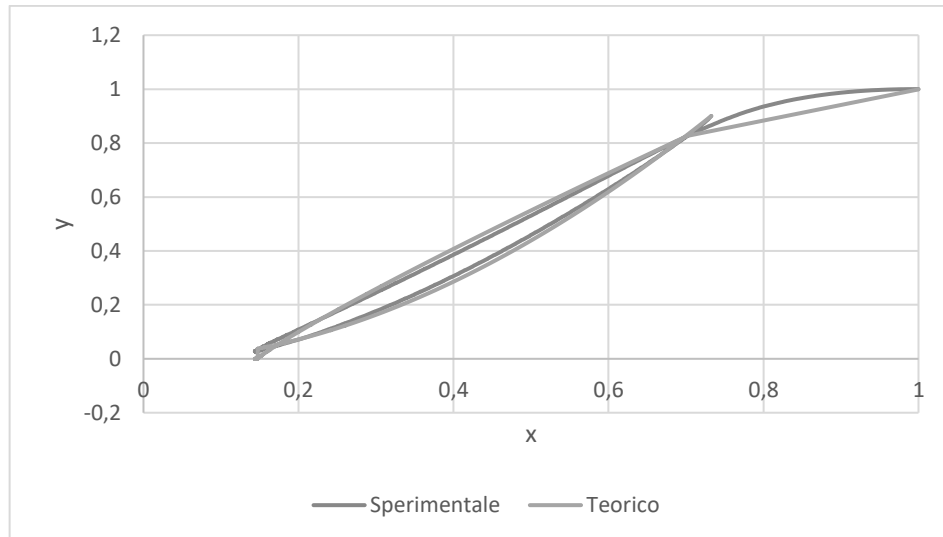


Figura 8.7-5: Relazione tensione-deformazione sperimentale e teorica in corrispondenza dell'ultimo ciclo del cilindro 7_REF

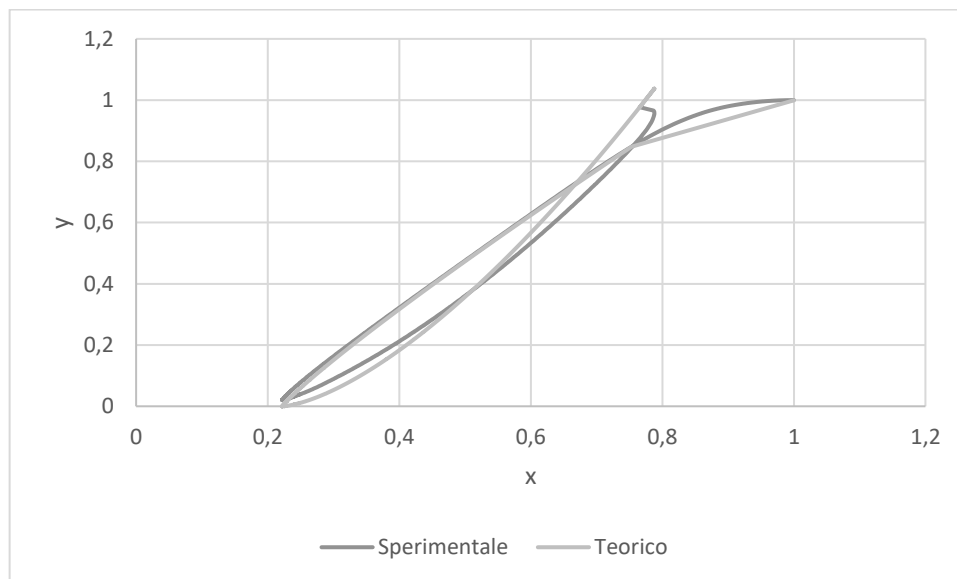


Figura 8.7-6: Relazione tensione-deformazione sperimentale e teorica in corrispondenza dell'ultimo ciclo del cilindro 7_EAF

Il metodo teorico rispecchia bene i risultati sperimentali. La precisione del metodo dipende molto dal grado di accuratezza con cui si determinano le variabili delle equazioni. Effettivamente i valori di tensione-deformazione si discostano di più in corrispondenza del punto residuo, questo perché la tensione minima dell'intero ciclo, che ha il valore di 1 MPa, è stata approssimata a 0 nel modello teorico. La relazione tensione-deformazione si discosta di più nel braccio di carico in corrispondenza del valore di $x > x_c$. L'equazione che governa questo tratto di curva è una retta, si tratta di un'approssimazione del modello

teorico tenuto conto che solitamente nelle prove cicliche il tratto compreso tra il punto comune e il punto finale è ridotto.

Le equazioni costitutive per la compressione ciclica, unite a quelle per la determinazione delle deformazioni dei punti noti di ciascun loop, permettono di descrivere teoricamente un ciclo di carico completo a partire da un qualsiasi punto della curva skeleton. Questo aspetto appare interessante perché anche le relazioni in Figura 8.7-3 e Figura 8.7-4 possono essere definite, come fatto in precedenza, con un metodo teorico.

Le equazioni appena proposte per la previsione delle curve di scarico e carico presentano lo svantaggio di essere abbastanza complesse da elaborare, soprattutto quando si vuole studiare il comportamento complessivo. In questi casi è possibile ricorrere ad un modello semplificato secondo cui il comportamento ciclico è rappresentabile con la curva skeleton e una serie di segmenti di retta definiti dall'equazione:

$$\frac{y}{y_u} = \frac{x-x_r}{x_u-x_r} \quad [8-36]$$

Questa è l'equazione di una retta passante per il punto di scarico e per il punto di carico. Il metodo semplificato ha una notevole semplicità di elaborazione, tuttavia si perde la precisione delle equazioni costitutive.

In Figura 8.7-7 e Figura 8.7-8 sono riportate le relazioni tensione-deformazione sperimentali e semplificate rispettivamente per il cilindro 7_REF e 7_EAF.

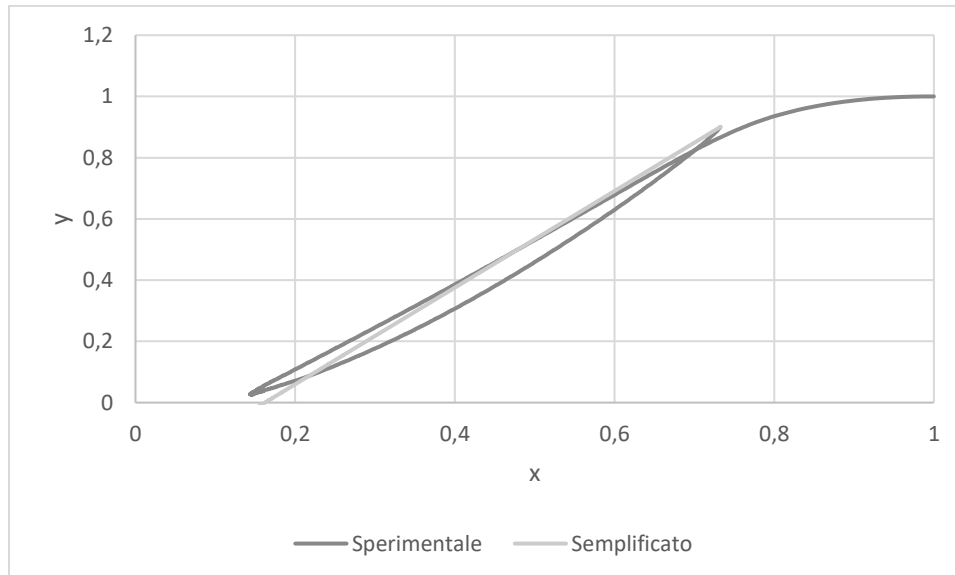


Figura 8.7-7: Relazione tensione-deformazione sperimentale e semplificata in corrispondenza dell'ultimo ciclo del cilindro 7_REF

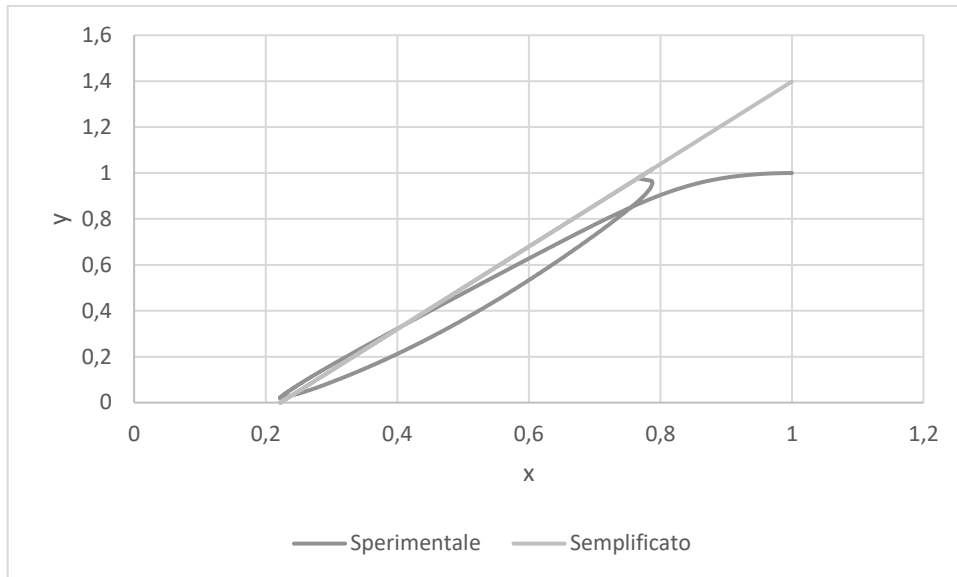


Figura 8.7-8: Relazione tensione-deformazione sperimentale e semplificata in corrispondenza dell'ultimo ciclo del cilindro 7_EAF

In questo caso la precisione del metodo dipende unicamente dalla posizione considerata per il punto di scarico e per quello residuo. Si può decidere quale segmento della curva approssimare meglio, oppure si può cercare un risultato intermedio. Il metodo semplificato non approssima molto bene la curva del campione 7_EAF, questo risultato può essere migliorato considerando un punto di scarico leggermente più basso.

9 CONCLUSIONI

Questo lavoro di tesi ha lo scopo di valutare la possibile applicabilità delle scorie di acciaieria EAF in sostituzione della ghiaia nei calcestruzzi tradizionali. Le principali osservazioni in relazione a questa esperienza sperimentale sono le seguenti:

- La resistenza a compressione dei calcestruzzi EAF è maggiore rispetto a quella dei conglomerati tradizionali a 14, 28 e 56 giorni di maturazione. La rottura nei campioni del mix EAF avviene in maniera più repentina ed esplosiva, questo a causa delle maggiori pressioni che si raggiungono.
- La resistenza a trazione indiretta dei calcestruzzi EAF è maggiore rispetto a quella del mix di riferimento. Dalle superfici di rottura dei provini si può notare un legame più forte tra la matrice cementizia e l'aggregato nei conglomerati di scorie.
- Le prove a taglio diretto mettono in luce una resistenza allo scorrimento più alta nei campioni EAF. Tutti i provini si rompono in maniera improvvisa al raggiungimento del carico di picco. Gli scorrimenti e l'apertura delle fessure in corrispondenza del carico ultimo sono più ridotti nel conglomerato di scorie. In tutti i casi i campioni collassano con la formazione di più fessure diagonali in vicinanza del piano di taglio.
- A compressione ciclica il calcestruzzo di scorie raggiunge carichi ultimi e deformazioni longitudinali più alte. La deformazione trasversale ultima è più alta nei campioni REF. Tutti i campioni collassano al raggiungimento della resistenza massima a compressione.
- Il Modulo elastico del calcestruzzo EAF è molto più alto nelle fasi iniziali di carico. Avvicinandosi al carico di picco la differenza si assottiglia tra i due mix, il decremento di E è più evidente nel conglomerato di scorie.
- Il Coefficiente di Poisson iniziale è più alto per i calcestruzzi EAF. In vicinanza del carico ultimo questa tendenza si inverte e i cilindri confezionati con il mix REF presentano un modulo ν maggiore.
- I metodi teorici per la previsione del comportamento sperimentale a taglio sono pochi e la maggior parte di questi è valida soltanto per elementi appositamente armati per resistere agli sforzi tangenziali. Nessun metodo di progettazione propone dei coefficienti o delle formule specifiche per i calcestruzzi di scorie EAF.
- Tutti i metodi di previsione del comportamento a taglio proposti dall'EC2 e dall'ACI 318:2011 sono abbastanza conservativi e sono più adatti alla progettazione e alla verifica degli elementi più che allo studio sperimentale dei risultati.
- I modelli disponibili in letteratura per la previsione del comportamento sperimentale a taglio sono pochi e abbastanza conservativi. Tra questi, il metodo che si avvicina di più alla realtà è quello di Mattock (1988).
- È possibile prevedere in maniera soddisfacente il comportamento a compressione ciclica di entrambi i mix utilizzando il modello di Guo e le equazioni costitutive per la compressione ciclica.

L'impiego di scorie EAF all'interno dei calcestruzzi è possibile e permette di ottenere vantaggi ambientali e prestazionali. Si auspica che nel futuro la ricerca in questo ambito continui, per consentire la diffusione di materiali più ecologici nel settore delle costruzioni.

10 RIFERIMENTI

10.1 BIBLIOGRAFIA

Mattock A. H., "Shear transfer in reinforced concrete – recent research", *PCI Journal*, vol.17 no.2 (1972), pp.55-75.

Paulay T., Loeber P. J., "Shear Transfer by Aggregate Interlock", *ACI Special Publication*, vol.42 (1974), pp.1-16.

Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Bazant Z. P., Pfeiffer P. A., "Shear fracture tests of concrete", *Materials and Constructions*, vol.19 no.110 (1986), pp.111-121.

Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol.114 no.8 (1988), pp.1804-1826.

Bahn Y. B., Hsu C. T., "Stress-strain behaviour of Concrete under cyclic loading", *ACI Material Journal*, vol.95 no.2 (1998), pp.178-193.

Hwuang S., Yu H., Lee H., "Theory of interface shear capacity of reinforced concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol.126 no.6 (2000), pp.700-707.

Collepari M. (2006), *Il nuovo calcestruzzo* (4th ed.), Villorba: Ed Tintoretto.

Manso J. M., Polanco J. A., Losañez M., González J. J., "Durability of concrete made with EAF slag as aggregate", *Cement & Concrete Composites*, vol.28 (2006), pp.528-534.

Pellegrino C., Gaddo V., "Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate", *Cement & Concrete Composites*, vol.31 (2008), pp.663-671.

Du T., Wang W., Liu Z., Lin H., Guo T., "The complete stress-strain Curve of Recycled Aggregate Concrete under Uniaxial Compression Loading", *Journal of Wuhan University-Material Science Edition*, vol.25 no.5 (2010), pp.862-865.

Fonteboia B.G., Martínez F., Carro D., Eiras J., "Shear friction capacity of recycled concretes", *Materiales de Construcción*, vol.60 no.299 (2010), pp.53-67.

Neville A. M., Brooks J. J. (2010), *Properties of concretes* (4th ed.), Harlow: Ed. Pearson.

Segaseta J., Vollum R. L., "Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete", *Magazine of Concrete Research*, vol.63 no.2 (2011), pp.119-137.

Smith H. K. M., Reid E. R. E., Beatty A. A., Stratford T., Bisby L. A., "Shear strength of concrete at elevated temperature" in *Applications of Structural Fire Engineering: Focusing on utilisation of software tools*, *Applications of Structural Fire Engineering*, (2011), pp.133-138.

Abu-Eishah Samir I., El-Dieb Amr S., Bedir Mostafa S., "Performance of concrete mixtures made with electric arc furnace (EAF) steel slag aggregate produced in the Arabian Gulf Region", *Construction and Building Materials*, vol.34 (2012), pp.249-256.

Alasia U., Pugno M. (2012), *Manuale di costruzioni*, Torino: Società Editrice Internazionale.

Xiao J., Xie H., Yang Z., "Shear transfer across a crack in recycled aggregate concrete", *Cement and Concrete Research*, vol.42 (2012), pp.700-709.

Pellegrino C., Faleschini F., "Experimental Behaviour of Reinforced Concrete Beams with Electric Arc Furnace Slag as Recycled Aggregate", *ACI Material Journal*, vol.110 no.2 (2013), pp.197-206.

Faleschini F., De Marzi P., Pellegrino C., "Recycled concrete containing EAF slag: environmental assessment through LCA", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol.18 no.9 (2014), pp.1009-1024.

Faleschini F., Fernández-Ruiz M. A., Zanini M. A., Brunelli K., Pellegrino C., Hernández-Montes E., "High performance concrete with electric arc furnace slag as aggregate: Mechanical and durability properties", *Construction and Building Materials*, vol.101 (2015), pp.113-121.

Rahal K. N., Khaleefi A. L., "Shear-Friction Behaviour of Recycled and Natural Aggregate Concrete-An Experimental Investigation", *ACI Structural Journal*, vol.112 no.6 (2015), pp.725-733.

Xu J., Wu C., Li Z., Ng C., "Numerical analysis of shear transfer across an initially uncrack reinforced concrete member", *Engineering Structures*, vol.102 (2015), pp.296-309.

Faleschini F., Brunelli K., Zanini M. A., Dabalà M., Pellegrino C., "Electric Arc Furnace as Coarse Recycled Aggregate for Concrete Production", *Journal of Sustainable Metallurgy*, vol.2 (2016), pp.44-50.

Rahal K. N., Khaleefi A. L., Al-Sanee A., "An experimental investigation of shear-transfer strength of normal and high strength self-compacting concrete", *Engineering Structures*, vol.109 (2016), pp.16-25.

Rondi L., Bregoli G., Sorlini S., Cominoli L., Collivignarelli C., Plizzari G., "Concrete with EAF steel slag as aggregate: A comprehensive technical and environmental characterisation", *Composites Part B*, vol.90 (2016), pp. 195-202.

Anastasiou E. K., Liapis A., Papachristoforou M., "Life Cycle Assessment of Concrete Products for Special Applications Containing EAF Slag", *Procedia Environmental Sciences*, vol.38 (2017), pp.469-476.

Faleschini F., Hofer L., Zanini M. A., Dalla Benetta M., Pellegrino C., "Experimental behaviour of beam-column joints made with EAF concrete under cyclic loading", *Engineering Structures*, vol.139 (2017), pp.81-95.

Faleschini F., Bragolusi P., Zanini M. A., Zampieri P., Pellegrino C., "Experimental and numerical investigation on the cyclic behaviour of RC beam column joints with EAF slag concrete", *Engineering Structures*, vol.152 (2017), pp.335-347.

Faleschini F., Santamaría A., Zanini M. A., San José J., Pellegrino C., “Bond between steel reinforcement bars and Electric Arc Furnace slag concrete”, *Materials and Structures*, vol.50 no.170 (2017), pp.1-13.

Fuente-Alonso J. A., Ortega-López V., Skaf M., Aragón Á, San-José J. T., “Performance of fibre-reinforced EAF slag concrete for use in pavements”, *Construction and Building Materials*, vol. 149 (2017), pp. 629-638.

Hu X., Lu Q., Xu Z., Zhang W., Cheng S., “Compressive stress-strain relation of recycled aggregate concrete under cyclic loading”, *Construction and Building Material*, vol.193 (2018), pp.72-83.

OECD (2018), *Global Material Resources Outlook to 2060 – Economic drivers and environmental consequences*, Paris: OECD Publishing.

Ortega-López V., Fuente-Alonso J. A., Santamaría A., San-José J. T., Aragón Á, “Durability studies on fiber-reinforced EAF slag concrete for pavements”, *Construction and Building Materials*, vol.163 (2018), pp. 471-481

Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Yusuf Md., St-Onge P., Sarhat S., Green M., *Shear Transfer Strength of Concrete made with Recycled Concrete Aggregate After Exposure to High Temperatures*, atti del convegno “3rd International Fire Safety Symposium IFireSS 2019” (Ottawa, Ontario, June 5-7, 2019), a cura di Yusuf Md. e St-Onge P., pp.305-314.

United Nations Environment Programme (2020), *2020 Global Status Report for Buildings and Construction: Towards a Zero-emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector*, Nairobi.

10.2 NORMATIVA TECNICA

UNI EN 1990:2006. *Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.*

UNI EN 1992-1-1:2015. *Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*

Decreto Legislativo n.152 del 03/04/2006. *Norme in materia ambientale.*

Decreto Ministeriale 186 del 05/04/2006. *Regolamento recante modifiche al decreto ministeriale 5 febbraio 1998.*

UNI EN 12390-6:2009. *Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 6: Resistenza a trazione indiretta dei provini.*

MC2010. *Model Code for concrete structures.* Comité Euro-International du Béton et Fédération International de la Précontrainte.

ACI 318:2011. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.* American Concrete Institute 2011.

CPR 305:2011. *Regolamento Prodotti da Costruzione.*

UNI EN 197-1:2011. *Cemento - Parte 1: Composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni.*

UNI EN 933-1:2012. *Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 1: Determinazione della distribuzione granulometrica - Analisi granulometrica per setacciatura.*

UNI EN 934-2:2012. *Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezione - Parte 2: Additivi per calcestruzzo - Definizioni, requisiti, conformità, marcatura ed etichettatura.*

UNI EN 1097-6:2013. *Prove per determinare le proprietà meccaniche e fisiche degli aggregati - Parte 6: Determinazione della massa volumica dei granuli e dell'assorbimento d'acqua.*

UNI EN 12620:2013. *Aggregati per calcestruzzo.*

UNI EN 206:2014. *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.*

Decreto Ministeriale del 17/01/2018. *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.*

Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n.7 del 21/01/2019. *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*

UNI EN 12350-2:2019. *Prova sul calcestruzzo fresco - Parte 2: Prova di abbassamento al cono.*

UNI EN 12390-3:2019. *Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini.*

RIFERIMENTI

UNI EN 12390-4:2019. *Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 4: Resistenza alla compressione - Specifiche per macchine di prova.*

UNI EN 12390-5:2019. *Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 5: Resistenza a flessione dei provini.*

UNI EN 12390-7:2019. *Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 7: Massa volumica del calcestruzzo indurito.*

UNI EN 12390-1:2021. *Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 1: Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme.*

UNI EN 12390-13:2021. *Prova sul calcestruzzo indurito - Parte 13: Determinazione del modulo di elasticità secante in compressione.*

10.3 FONTI DELLE IMMAGINI E DELLE TABELLE

Figura 1.1-1: United Nations Environment Programme (2020), *2020 Global Status Report for Buildings and Construction: Towards a Zero-emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector*, Nairobi.

Figura 1.1-2: OECD (2018), *Global Material Resources Outlook to 2060 – Economic drivers and environmental consequences*, Paris: OECD Publishing.

Figura 1.1-3: <http://212.45.99.237/programma/smart-city/scorie-acciaieria-problema-risorsa-174949-AC3h1MN>

Figura 2.2-1: <https://www.gt-engineering.it/en/Insights/safety-of-the-electric-arc-furnace-eaf>

Tabella 2.1-1: Pellegrino C., Gaddo V., “Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate”, *Cement & Concrete Composites*, vol.31 (2008), pp.663-671.

Figura 2.2-2: <https://www.fabbricafuturo.it/sostenibilita-produttiva-dellindustria-siderurgica/>

Figura 2.4-1:
<https://www.openinnovation.regione.lombardia.it/it/attachments/file/view?hash=fa87d9ac34dfda4f867397cba2e08acd&canCache=0>

Figura 2.4-2:
<https://www.openinnovation.regione.lombardia.it/it/attachments/file/view?hash=fa87d9ac34dfda4f867397cba2e08acd&canCache=0>

Figura 2.5-1: <https://www.fabbricafuturo.it/sostenibilita-produttiva-dellindustria-siderurgica/>

Figura 2.5-2: Ortega-López V., Fuente-Alonso J. A., Santamaría A., San-José J. T., Aragón Á, “Durability studies on fiber-reinforced EAF slag concrete for pavements”, *Construction and Building Materials*, vol.163 (2018), pp. 471-481

Figura 2.5-3: Pellegrino C., Gaddo V., “Mechanical and durability characteristics of concrete containing EAF slag as aggregate”, *Cement & Concrete Composites*, vol.31 (2008), pp.663-671.

Figura 3.1-1: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 3.1-2: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 3.1-3: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

RIFERIMENTI

Figura 3.1-4: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 3.2-1: http://www.crisbasilicata.it/files/didattica/masi_sl_u_taglio.pdf

Figura 3.2-2: http://www.crisbasilicata.it/files/didattica/masi_sl_u_taglio.pdf

Figura 3.3-1: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 3.3-2: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 3.3-3: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-4: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-5: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-6: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-7: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-8: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-9: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-10: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-11: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-12: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-13: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-14: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-15: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-16: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.3-17: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.4-1: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 3.4-2: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 3.5-1: Rahal K. N., Khaleefi A. L., "Shear-Friction Behaviour of Recycled and Natural Aggregate Concrete-An Experimental Investigation", *ACI Structural Journal*, vol.112 no.6 (2015), pp.725-733.

Figura 3.5-2: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.5-3: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.5-4: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.5-5: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.5-6: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.5-7: Walraven J. C. (1980), *Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis*, Tesi di Dottorato, Delft: Delft University Press.

Figura 3.5-12: Smith H. K. M., Reid E. R. E., Beatty A. A., Stratford T., Bisby L. A., "Shear strength of concrete at elevated temperature" in Applications of Structural Fire Engineering: Focusing on utilisation of software tools, *Applications of Structural Fire Engineering*, (2011), pp.133-138.

Figura 4.1-1: http://www.ing.unitn.it/~dimaggio/MaterialiInnovativi/Cls_inno4.pdf

Figura 4.1-2: http://www.ing.unitn.it/~dimaggio/MaterialiInnovativi/Cls_inno4.pdf

Figura 4.1-3: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 4.2-1: MC2010. *Model Code for concrete structures*. Comité Euro-International du Béton et Fédération International de la Précontrainte.

Figura 4.2-2: Du T., Wang W., Liu Z., Lin H., Guo T., "The complete stress-strain Curve of Recycled Aggregate Concrete under Uniaxial Compression Loading", *Journal of Wuhan University-Material Science Edition*, vol.25 no.5 (2010), pp.862-865.

Figura 4.2-3: Du T., Wang W., Liu Z., Lin H., Guo T., "The complete stress-strain Curve of Recycled Aggregate Concrete under Uniaxial Compression Loading", *Journal of Wuhan University-Material Science Edition*, vol.25 no.5 (2010), pp.862-865.

RIFERIMENTI

Figura 4.3-1: Decreto Ministeriale del 17/01/2018. *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*.

Figura 4.3-2: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 4.4-1: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 4.4-2: Cosenza E., Manfredi G., Pecce M. (2019), *Strutture in cemento armato. Basi della progettazione* (3th ed.), Milano: Ed. Hoepli.

Figura 4.4-3: Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol.114 no.8 (1988), pp.1804-1826.

Figura 4.4-4: Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol.114 no.8 (1988), pp.1804-1826.

Figura 4.4-5: Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol.114 no.8 (1988), pp.1804-1826.

Figura 4.5-1: UNI EN 1992-1-1:2015. *Eurocodice 2 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.

Figura 7.4-13: UNI EN 1992-1-1:2015. *Eurocodice 2 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.

Figura 8.5-1: https://it.wikipedia.org/wiki/Modulo_di_taglio

Le immagini e le tabelle di cui al §5 sono state prese dalle specifiche pubblicazioni di riferimento.

Tutte le altre immagini e tabelle di cui non si è citata la fonte sono di produzione personale.

11 RINGRAZIAMENTI

A conclusione di un percorso universitario così ricco mi risulta difficile riassumere in poche righe le persone che hanno preso parte a questa avventura personale.

Desidero innanzitutto ringraziare la prof.ssa Faleschini per avermi seguito durante la redazione della tesi. La sua esperienza mi ha permesso di approfondire il tema, a me molto caro, della sostenibilità nella Tecnica delle Costruzioni. Hanno contribuito a questa esperienza, in particolare per la parte laboratoriale, anche l'Ing. Filippo Andreose e l'Ing. Lucia Sambataro, con i quali mi sono avvicinato alla realtà della ricerca nel Dipartimento ICEA dell'Università di Padova.

Un grazie particolare va alla mia famiglia per avermi sostenuto e supportato in questi anni di studio. Grazie a mia madre Mariangela per aver sempre fatto il tifo per me e per avermi ascoltato nei momenti di bisogno. Grazie a mio padre Angelo per il forte senso del dovere e del lavoro che mi ha trasmesso, per me sono state fondamentali le esperienze in cantiere per la crescita personale. Sono riconoscente anche a Greta e Matilde per aver reso conviviali e divertenti molti momenti in famiglia.

Un ringraziamento va anche ai nonni, per avermi trasmesso molto della loro esperienza e dei valori "di una volta". Da loro ho imparato l'importanza delle relazioni umane e della famiglia. In vista di questa tesi ha giocato un ruolo importante mio nonno Giovanni per avermi aiutato a realizzare il cassero tagliando i pezzi con la sua famosa sega circolare. Mia nonna Silvana merita un ringraziamento per avermi seguito e ospitato fin da piccolo, soprattutto quando mia mamma non ne era in grado per via dell'incidente. Da lei ho capito il valore di non mollare, anche quando lo sforzo fisico diventa forte, e di fare del bene per gli altri. Desidero ringraziare anche nonna Elena e zio Luca per i momenti in famiglia.

Voglio esprimere la mia gratitudine anche per gli zii e i numerosi cugini, assieme formiamo un bel gruppo con il quale è sempre piacevole trascorrere le festività. Tra questi voglio ricordare Davide, con il quale sono cresciuto insieme, è per me un vero amico, più che un parente.

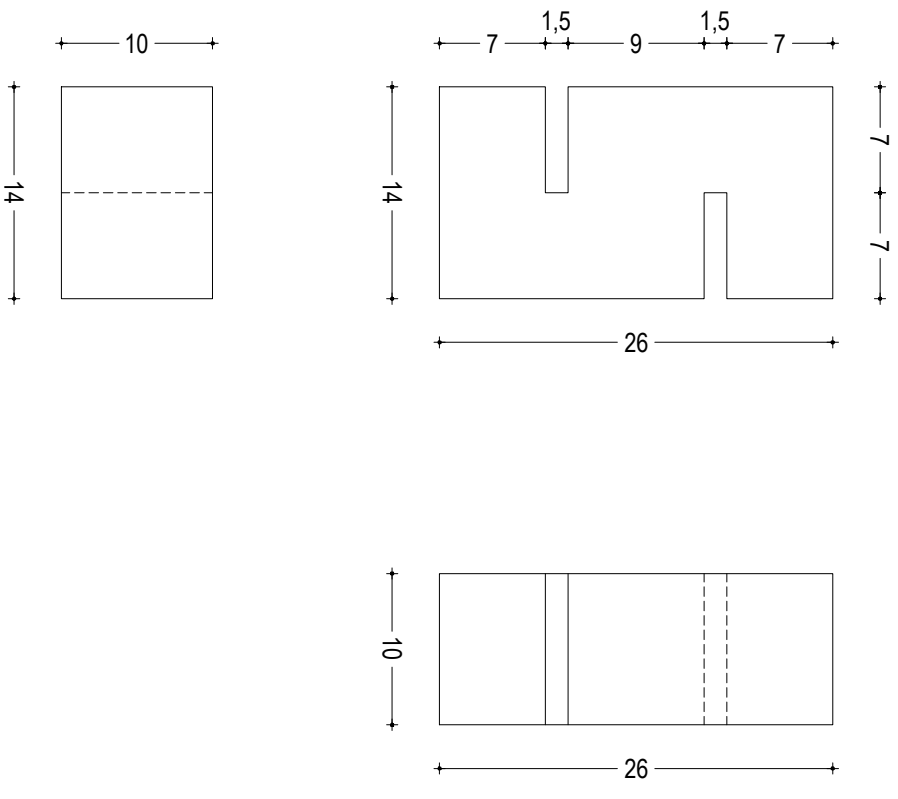
Un ringraziamento va anche alla compagnia con Busatto, Cioppa e Baiti per le vacanze e i fine settimana trascorsi insieme.

Al termine del percorso universitario, ci tengo ad evidenziare l'importanza di tutti gli amici universitari: grazie per le lezioni trascorse insieme, per i numerosi lavori di gruppo che abbiamo condiviso e per aver reso più leggero un ciclo di studi veramente intenso.

Infine, un ringraziamento lo voglio fare a tutte le persone che hanno preso parte, anche marginalmente, ai miei anni universitari: i colleghi di lavori, gli amici di conservatorio e tutte le persone che non riesco a citare direttamente.

GRAZIE A TUTTI!!

12 APPENDICE



TAVOLA

Provino Push-off

23 OTTOBRE 2021

Data

1:5

Scala

Daniel Trento

Laureando

02

Revisione | Data | Tecnico | File | Descrizione

-1-1-1-1-1-

