

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

**L'utilizzo delle malte cementizie fluide nelle sedi
stradali in galleria: mix design e prove di campo in
vera grandezza**



Relatori

Prof. Ezio Santagata

Ing. Pier Paolo Riviera

Ing. Eldho Choorackal Avirachan

Candidato

Gabriele Zisa

Dicembre 2017

INDICE

INTRODUZIONE	1
1. IL TRAFORO DEL FREJUS.....	3
1.1 STORIA DEL PROGETTO DEL SECONDO TUNNEL	3
1.1.1 <i>Caratteristiche essenziali dell'opera</i>	6
1.1.2 <i>Requisiti del sottofondo stradale</i>	8
2. MISCELE CEMENTIZIE.....	9
2.1 MALTE CEMENTIZIE A RESISTENZA CONTROLLATA	9
2.1.1 <i>Materiali costituenti</i>	10
2.1.2 <i>Proprietà</i>	13
2.1.3 <i>Principali applicazioni</i>	15
2.2 CALCESTRUZZI AUTOCOMPATTANTI	17
2.2.1 <i>Materiali costituenti</i>	18
2.2.2 <i>Proprietà</i>	20
2.2.3 <i>Principali applicazioni</i>	24
3. MATERIALI E METODOLOGIA	25
3.1 MATERIALI	25
3.1.1 <i>Cemento</i>	25
3.1.2 <i>Acqua</i>	27
3.1.3 <i>Additivi</i>	28
3.1.3.1 <i>Fluidificanti e superfluidificanti</i>	29
3.1.4 <i>Aggregati</i>	30
3.1.4.1 <i>Caratterizzazione degli aggregati</i>	32
3.1.4.1.1 <i>Analisi granulometrica</i>	33
3.1.4.1.2 <i>Massa volumica</i>	36
3.1.4.1.3 <i>Contenuto d'acqua</i>	37
3.2 METODOLOGIA PROPOSTA	38
3.2.1 <i>Mix-design</i>	39
3.2.1.1 <i>Ottimizzazione dello scheletro litico</i>	40
3.2.1.2 <i>Scelta del quantitativo di cemento, del rapporto (a/p) e del dosaggio dell'additivo</i>	43
3.2.1.3 <i>Determinazione del dosaggio dei componenti della miscela</i>	44
4. PROGRAMMA SPERIMENTALE	47
4.1 MODALITÀ DI PREPARAZIONE DELLE MISCELE	47
4.2 PROVE DI LABORATORIO	50

4.2.1 Prova di spandimento su piastra	50
4.2.2 Prova in cella triassiale a carico ripetuto (modulo resiliente)	51
4.2.3 Prova di taglio veloce	59
4.2.4 Prova CBR (California Bearing Ratio).....	59
4.2.5 Prova di compressione.....	61
4.2.6 Prova di gelo e disgelo	64
4.2.7 Prova di ritiro	65
4.2.8 Prova sulla conduttività termica	66
4.3 PROVE DI CAMPO IN VERA GRANDEZZA	66
4.3.1 Porosimetria	67
4.3.2 Prova di carico su piastra.....	68
4.3.3 Prova di carico dinamica.....	71
4.3.4 Prova di carrabilità	72
5. RISULTATI	75
5.1 ANALISI DEI DATI DELLE PROVE DI LABORATORIO	75
5.1.1 <i>Analisi sulla fluidità delle miscele</i>	75
5.1.1.1 Effetti della variazione di a/p sulla fluidità	77
5.1.1.2 Effetti della variazione di q sulla fluidità.....	77
5.1.1.3 Effetti della variazione del contenuto di cemento sulla fluidità	78
5.1.2 <i>Analisi sul modulo resiliente</i>	79
5.1.2.1 Effetti della variazione di q e a/p sul modulo resiliente	79
5.1.2.2 Effetti della variazione del contenuto di cemento sul modulo resiliente.....	81
5.1.2.3 Confronto con i valori tipici dei materiali granulari utilizzati per i sottofondi stradali	81
5.1.2.4 Effetti del tempo di maturazione sul modulo resiliente	82
5.1.2.5 Modellazione dei moduli resilienti	85
5.1.2.6 Effetti della variazione della pressione di confinamento sul modulo resiliente	89
5.1.3 <i>Analisi sulla prova di taglio veloce</i>	90
5.1.3.1 Effetti della variazione di q e a/p sulla tensione massima di compressione in condizioni non confinate	90
5.1.3.2 Effetti dell'additivo sulla tensione massima di compressione in condizioni non confinate	91
5.1.3.3 Effetti del tempo di maturazione e del contenuto di cemento sulla tensione massima di compressione in condizioni non confinate	92
5.1.4 <i>Analisi sulla resistenza a rottura per compressione</i>	93
5.1.5 <i>Analisi sugli indici C.B.R.</i>	94
5.1.6 <i>Analisi sulla resistenza ai cicli di gelo e disgelo</i>	95
5.1.7 <i>Analisi sul ritiro</i>	96
5.1.8 <i>Analisi sulla conduttività termica</i>	97
5.2 ANALISI DEI DATI DELLE PROVE DI CAMPO IN VERA GRANDEZZA	98
5.2.1 <i>Analisi sul contenuto d'aria</i>	98

5.2.2 <i>Analisi sulla prova di carico su piastra</i>	99
5.2.2.1 Confronto tra primo e secondo ciclo di carico.....	99
5.2.2.2 Effetti del tempo di maturazione sulla capacità portante.....	101
5.2.2.3 Effetti del modulo di distribuzione q sulla capacità portante.....	102
5.2.3 <i>Analisi sulla prova di carico dinamica</i>	102
5.2.4 <i>Analisi sulla carrabilità</i>	103
5.2.5 <i>Considerazioni sulla produzione in cantiere</i>	104
CONCLUSIONI	107
BIBLIOGRAFIA	109
ALLEGATI	113
ALLEGATO A – DISTRUBUZIONE GRANULOMETRICA	115
ALLEGATO B – MASSA VOLUMICA	117
ALLEGATO C – DOSAGGIO DEI COMPONENTI DELLE MISCELE	119
ALLEGATO D – PROVA DI CARICO SU PIASTRA.....	129
ALLEGATO E – MODULO RESILIENTE.....	135
ALLEGATO F – PROVA DI TAGLIO VELOCE	155
ALLEGATO G – CBR.....	165

INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni si è diffuso, in tutto il mondo, l'utilizzo di miscele cementizie innovative nell'ambito di diverse applicazioni di ingegneria civile, per esempio in tutte quelle situazioni nelle quali i tradizionali materiali granulari non legati utilizzati per i riempimenti non possono essere compattati utilizzando le apposite macchine, a causa per esempio di ridotti spazi operativi o per evitare il danneggiamento di eventuali sottoservizi. Inoltre, i materiali granulari tradizionali impiegati nei sottofondi stradali sono soggetti alla formazione di cedimenti differenziati nel tempo che danno spesso luogo a difetti strutturali della sovrastante pavimentazione. Pertanto, tutte queste necessità hanno portato nel tempo allo studio di miscele auto-compattanti e con una bassa resistenza a lungo termine, tale da permettere, in caso di necessità, una eventuale rimozione del materiale stesso. Allo stesso tempo si è puntato sempre più verso l'utilizzo di materiali di recupero all'interno di tali miscele, allo scopo di risolvere i relativi problemi ambientali legati allo stoccaggio e allo smaltimento.

Il presente lavoro di tesi fa parte di un progetto di ricerca che mira a determinare il mix design e le caratteristiche prestazionali di un materiale cementizio innovativo per lo strato di sottofondo della seconda canna del traforo stradale del Frejus, attraverso l'utilizzo di materiali di recupero come il fresato bituminoso ed il limo.

La ricerca di un materiale innovativo è emersa dalla necessità di trovare una soluzione che rappresenti la giusta combinazione di una serie di requisiti diversi e per un certo senso in antitesi tra loro.

Ad oggi esistono varie tipologie di calcestruzzi auto-compattanti che però non soddisfano del tutto le caratteristiche ricercate per la miscela sopracitata.

Nel *capitolo 1* verrà descritto il traforo stradale del Frejus, in particolare verranno date informazioni sulle caratteristiche della seconda canna in fase di realizzazione e sui motivi che hanno portato alla modifica del progetto iniziale da galleria di sicurezza a seconda galleria di transito, inoltre verranno introdotti i requisiti prestazionali richiesti al conglomerato cementizio oggetto di studio.

Nel *capitolo 2* saranno descritte le miscele cementizie auto-compattanti dai quali si è preso spunto per la progettazione della miscela oggetto di esame.

Nel *capitolo 3* verranno inizialmente introdotti i materiali utilizzati e le loro caratteristiche e successivamente verrà spiegata la metodologia proposta per la progettazione della miscela in oggetto, con particolare riferimento al mix design. In particolare per il mix design del materiale si è partiti dalla curva di riferimento di *Andreasen and Andersen modificata* e si è giunti alla progettazione di diverse miscele caratterizzate da diversi rapporti acqua/polvere, modulo di distribuzione q e dosaggio di cemento.

Nel *capitolo 4* verranno spiegate le modalità di preparazione delle miscele, le prove di laboratorio e quelle di campo in vera grandezza.

Nel *capitolo 5* saranno analizzati tutti i risultati ottenuti dalle prove e saranno messe a confronto le diverse miscele, studiando gli effetti della variazione del rapporto acqua/polvere, del modulo di distribuzione q e del dosaggio di cemento sulle diverse caratteristiche del materiale.

CAPITOLO 1

IL TRAFORO DEL FREJUS

Il *traforo stradale del Frejus* è una galleria a pedaggio che collega la Francia con l'Italia ed è situato sotto il monte Frejus, fra le città di Modane in Francia e Bardonecchia in Italia e corre parallelo al traforo ferroviario del Frejus il quale fu costruito circa un secolo prima. La parte francese è gestita dalla società SFTRF (Société française du tunnel routier du Fréjus) mentre quella italiana che è classificata, nella rete autostradale, come traforo T4, è gestita dalla società SITAF (Società Italiana per il Traforo Autostradale del Frejus).

Il traforo in questione è entrato in servizio il 12 luglio 1980 ed è caratterizzato da una circolazione bi-direzionale (una corsia per senso di marcia), da una larghezza carrabile di 9 metri e da una lunghezza pari a 12.870 km dei quali 6,8 km si trovano sul territorio italiano.

1.1 Storia del progetto del secondo tunnel

Al fine di rispettare le direttive comunitarie delle gallerie inserite nella rete Ten-T (Trans-European Networks Transport, ovvero le reti di trasporto trans europeo), nel luglio del 2011 sono iniziati, dal lato francese, i lavori di scavo della seconda canna. Lo scavo della galleria è avvenuto per mezzo della TBM “Anna” ed in particolare sono stati impiegati 580 giorni per ultimare la parte francese e 504 giorni per finire il versante italiano, giungendo alla caduta dell’ultimo diaframma in data 17 Novembre 2014. L’entrata in servizio della seconda canna, che è prevista per il 2019, renderà il traforo del Frejus la più lunga galleria europea a doppia canna, superando il traforo del Gran Sasso.

Nella seguente figura è rappresentato il momento in cui è stato abbattuto l’ultimo diaframma.



Figura 1.1 - caduta dell'ultimo diaframma della seconda canna del tunnel del Frejus [1].

L'idea iniziale del progetto della seconda canna era quella di realizzare una galleria di sicurezza con diametro utile pari a 5,5 m. Tale galleria sarebbe stata destinata al solo transito dei mezzi di soccorso e manutenzione ed avrebbe consentito una seconda via di fuga in caso di emergenza, evitando per quanto possibile, che si ripetessero tragedie come quella avvenuta nel Monte Bianco nel marzo del 1999. Successivamente si è deciso di modificare il progetto, passando dall'idea iniziale di galleria di sicurezza a galleria di transito del traffico in direzione Italia-Francia.

Il motivo per cui si è deciso di modificare il progetto iniziale relativo alla galleria di sicurezza è da ricercarsi nel fatto che, attraverso una separazione dei flussi di marcia in due gallerie separate, si riesce a raggiungere un livello di sicurezza più elevato. Infatti, il progetto iniziale avrebbe contribuito a migliorare gli standard di sicurezza solo relativamente alla velocità e alla efficacia di intervento dei mezzi di soccorso, mentre la presenza di due canne monodirezionali consentirà di diminuire la probabilità che si verifichi un incidente, eliminando in particolare la possibilità che ci possa essere un urto frontale tra i mezzi che percorrono la galleria.

Un'altra considerazione a favore della doppia canna riguarda la semplificazione che si otterrà dal punto di vista impiantistico in quanto questa nuova configurazione permetterà l'utilizzo della ventilazione longitudinale. Infatti, attraverso la separazione dei flussi, in caso di incendio, il fumo verrà aspirato e spinto sempre nel senso di marcia, mentre nel caso di tunnel a doppio senso di marcia è necessario aprire alcune serrande in

corrispondenza dell'incendio e contemporaneamente immettere aria a monte o a valle per mantenere il fumo in corrispondenza della zona in cui sono state aperte le serrande stesse, questo perché non si può mandare il fumo in nessuna direzione, in quanto si rischierebbe di investire il flusso di traffico in un senso o nell'altro.

La configurazione finale del traforo del Frejus sarà dunque quella di un'opera a due canne monodirezionali ad unica corsia di marcia. Da questa scelta si può notare che il progetto ha come unica finalità quella di migliorare la sicurezza, infatti non è stato previsto, in alcun modo, l'aumento della capacità dell'opera.

L'apertura al traffico della seconda galleria permetterà al traforo di essere portato al livello dei tunnel intrinsecamente più sicuri e ai suoi utenti di beneficiare di livelli di sicurezza propri dei trafori più recenti concepiti secondo i più elevati standard in vigore.

Nella figura di seguito è presente il rendering del tunnel T4 e della nuova galleria con il relativo collegamento.



Figura1.2 - rendering della seconda canna del traforo del Frejus (galleria di destra).

Le società Sitaf è stata ripartita in 4 società controllate: Ok - Gol s.r.l., Tecnositaf S.p.A, Engineering S.p.A, Sitalfa S.p.A.. In particolare Sitalfa S.p.A comprende l'impianto di produzione di Salbertrand, che fornisce direttamente i materiali per la realizzazione del traforo e produrrà il conglomerato cementizio, oggetto del presente studio, destinato al sottofondo della galleria.

1.1.1 Caratteristiche essenziali dell'opera

La nuova galleria di transito, corre parallela alla prima canna del traforo del Frejus con un interasse medio di 50 metri dal tunnel in servizio e le sue caratteristiche principali possono essere riassunte come segue [1]:

- lunghezza di 12.878 metri;
- diametro interno pari a 8 metri;
- pendenza media di 0,54% in direzione Francia- Italia;
- sagoma libera di 6 x 4,6 metri;
- 34 Rifugi con interasse medio di 367 metri e superficie per utenti di 110 m²;
- 10 Stazioni Tecniche con interasse medio di 1.430 m;
- 9 By-Pass con interasse medio di 1.288 metri, indipendenti da rifugi e da stazioni tecniche;
- ventilazione longitudinale con acceleratori in volta e 2 centrali supplementari;
- nuovi edifici multifunzionali sulle piattaforme di accesso, adattati alle esigenze dei servizi di soccorso, di gestione e di manutenzione;
- gestione integrata del traforo e della galleria in un unico sistema di gestione di un'opera a doppia canna.

In particolare la nuova galleria ha un diametro di scavo pari a 9,46 m (diametro della testa fresante), ovvero di 9 m (estradosso dei conci prefabbricati) e un diametro interno (intradosso dei conci prefabbricati) pari a 8 m.

La fabbricazione dei conci in cemento armato (classe di calcestruzzo Rck 45/55), formanti l'anello di rivestimento, è avvenuta presso lo stabilimento di Salbertrand (TO). L'anello di rivestimento, montato nello specifico dietro la TBM, è stato realizzato contestualmente al progredire dello scavo della fresa. Ogni anello è costituito da 7 conci differenti, di cui uno piccolo chiamato "concio chiave" e per ognuno di essi sono stati costruiti 5 stampi metallici uguali.



Figura 1.3 - conci dell'anello di rivestimento del tunnel.

Nella parte superiore della sezione del tunnel saranno disposti la rete di raffreddamento ed il ventilatore mentre nella parte inferiore saranno collocati i sottoservizi, tra i quali i tubi per la raccolta delle acque, i cavi per la trasmissione dell'energia elettrica e la condotta antincendio, che verranno coperti dal materiale cementizio oggetto di studio il quale avrà uno spessore di 62 cm.

Per questo motivo, tale conglomerato cementizio si configura come sottofondo stradale, adattando le caratteristiche di un calcestruzzo alle esigenze dell'opera. Di seguito viene riportata una rappresentazione della sezione della galleria in esame.

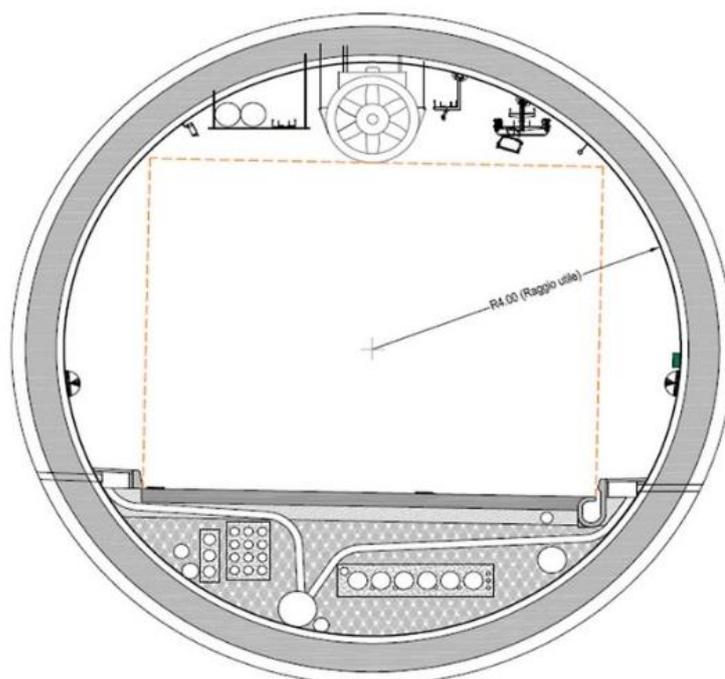


Figura 1.4 - sezione della seconda canna [1].

1.1.2 Requisiti del sottofondo stradale

I requisiti richiesti dall'impresa per la realizzazione del sottofondo stradale della seconda canna del traforo del Frejus sono riportati di seguito:

- *adeguata fluidità*, in quanto a causa della presenza dei sottoservizi il materiale dovrà poter fluire anche in sezioni molto ristrette e per distanze notevoli;
- *caratteristiche autolivellanti*, per evitare l'utilizzo dei mezzi di compattazione che potrebbero danneggiare i sottoservizi presenti;
- *portanza nel breve termine adeguata*, per evitare che il passaggio di mezzi pesanti, a pochi giorni dal getto, possa creare danni al materiale;
- *resistenze meccaniche nel lungo termine limitate*, per evitare di creare un materiale troppo rigido rispetto a quelle che sono le caratteristiche dei materiali sovrastanti e per consentire la rimozione con relativa facilità in caso di eventuali lavori di manutenzione;
- *utilizzo di materiali di recupero*, permettendo di ridurre i costi rispetto all'impiego dei soli aggregati vergini e risolvendo inoltre i relativi problemi di stoccaggio;
- *buona conduttività termica*, in quanto il materiale sarà a contatto con cavi che raggiungono temperature intorno ai 70°C che dovranno essere dissipate per non creare problemi di funzionamento ai cavi stessi.

CAPITOLO 2

MISCELE CEMENTIZIE

A causa dell'assenza di riferimenti bibliografici specifici che parlino in particolare dell'impegno di conglomerati cementizi come sottofondo stradale e considerando tutti i requisiti precedentemente menzionati, è stato necessario fare uno studio preliminare sulle diverse tipologie di materiali aventi caratteristiche utili ai fini dello studio.

Tenendo presente che si tratta di un materiale destinato a sottofondo stradale, sono state studiate malte cementizie e calcestruzzi che avessero basse resistenze e fossero auto-compattanti:

Di seguito l'elenco delle miscele cementizie che vengono descritte:

1. *malte cementizie a resistenza controllata (CLSM)*;
2. *calcestruzzi autocompattanti (SCC)*.

2.1 Malte cementizie a resistenza controllata

Le malte cementizie a resistenza controllata, indicati nella letteratura internazionale con il termine Controlled Low-Strength Materials (CLSM) sono dei materiali cementizi autolivellanti utilizzati principalmente come riempimento. Le malte a resistenza controllata furono impiegate per la prima volta nel 1964 da parte dell'U.S. Bureau of Reclamation per la realizzazione del letto di posa di una condotta di lunghezza pari a 515 km in Texas. Da allora, sono state utilizzate per molte altre applicazioni, dall'ambito infrastrutturale a quello strutturale e ambientale. Negli ultimi 40 anni, sono stati utilizzati diversi termini per indicare queste tipologie di materiali. Tra di essi vengono ripotati i "materiali fluidi di riempimento" (flowable fill), i "materiali a densità controllata" (controlled density fill), le "malte fluide" (flowable mortar) e le "malte plastiche terracemento" (plastic soil-cement). Nel 1984 è stato approvato e adottato, da parte del Comitato n.229 dell'American Concrete Institute (ACI), il termine "materiali a resistenza controllata" (controlled low-strength material) considerando tra essi i materiali con

legante cementizio autocompattante utilizzato principalmente per il riempimento in alternativa ai materiali granulari [2]. Negli ultimi anni sono stati effettuati diversi studi allo scopo sia di migliorare le prestazioni in opera, sia di utilizzare materiali di recupero. Nello specifico, a partire da studi sperimentali di laboratorio, sono stati introdotti importanti novità nell'ambito del mix-design di tali materiali che hanno portato alla realizzazione di malte capaci di coniugare resistenze controllate, elevata lavorabilità e facile rimovibilità. Il principale problema tecnico riguardante i CLSM riguarda l'incremento di resistenza nel lungo termine, la quale se raggiunge valori troppo elevati può comportare grandi difficoltà nella rimozione del materiale stesso per le operazioni di manutenzione dei sottoservizi. Infatti è di fondamentale importanza evitare l'utilizzo di strumenti di demolizione, a causa delle negative conseguenze in termini di costo, di tempi d'intervento e di tutela del sottoservizio. Nello studio di tali materiali, diventa quindi molto importante cercare di ottenere resistenze meccaniche di lungo termine confrontabili, per quanto possibile, a quelle dei materiali granulari tradizionali che vengono usualmente impiegati nel riempimento delle trincee.

I CLSM sono definiti dall'ACI 116R come materiali che producono una resistenza a compressione di 8,3 MPa o inferiore [3]. La maggior parte delle applicazioni degli CLSM attuali richiedono resistenze a compressione del materiale non confinato di 2,1 MPa o meno [4].

I CLSM non devono essere confusi con i calcestruzzi compattati, in quanto non richiedono la compattazione per raggiungere le resistenze desiderate ed inoltre le resistenze a compressione a lungo termine per il calcestruzzo compattato spesso superano il limite massimo di 8,3 MPa stabilito per i CLSM.

2.1.1 Materiali costituenti

Le malte cementizie a resistenza controllata sono costituite principalmente da acqua, cemento portland, ceneri volanti o prodotti simili, e aggregati fini o grossi. Alcune miscele sono costituite solo da acqua, cemento portland e ceneri volanti.

La selezione dei materiali deve essere basata sulla disponibilità, sul costo e sulle caratteristiche richieste alla miscela come per esempio la fluidità, la resistenza, l'escavabilità e la densità.

Cemento

Il cemento fornisce coesione e resistenza alle miscele. Per la maggior parte delle applicazioni vengono usati cementi portland di tipo I e di tipo II (secondo la norma ASTM C150). Il contenuto di cemento di solito è compreso tra 30 e 120 kg/m³ a seconda dei requisiti di resistenza e di tempo di indurimento che si vogliono raggiungere, infatti all'aumentare del contenuto di cemento aumenta la resistenza e si riduce il tempo di indurimento.

Ceneri volanti

Le ceneri volanti derivanti dalla combustione del carbone vengono spesso utilizzati per migliorare la fluidità dei CLSM. Inoltre il loro utilizzo può migliorare anche la resistenza e ridurre il bleeding, il ritiro e la permeabilità. Un altro aspetto relativo all'uso delle ceneri volanti riguarda il fatto che le miscele ad alto contenuto di ceneri volanti hanno una densità minore rispetto a quelle con un elevato contenuto di aggregati. Il contenuto di ceneri volanti di classe F varia da 0 a 120 kg/m³ mentre quelle di classe C arriva fino a 210 kg/m³. La quantità utilizzata viene scelta in base ai requisiti di lavorabilità richiesti.

Additivi

Gli additivi aeranti e gli agenti schiumogeni possono essere dei preziosi componenti per la produzione dei CLSM. L'inclusione di aria nei CLSM può contribuire a migliorare la lavorabilità, ridurre i pesi unitari e controllare le resistenze finali. Un contenuto alto di aria può contribuire a migliorare anche l'isolamento termico ed il comportamento a cicli di gelo e disgelo. Il contenuto di acqua può essere ridotto fino al 50% quando si utilizzano additivi aeranti. D'altro canto quando si utilizzano additivi aeranti bisogna stare attenti ad aumentare il contenuto di aggregati fini per migliorare la coesione ed evitare fenomeni di segregazione. Per prevenire tempi di presa elevati può essere necessario aumentare il contenuto di cemento o aggiungere degli acceleranti.

Acqua

Per i CLSM può essere utilizzata la stessa acqua che viene impiegata nelle miscele cementizie. Rispetto ai calcestruzzi tradizionali, nei CLSM viene utilizzata una quantità maggiore di acqua. Il contenuto di acqua solitamente è compreso tra 193 e 344 Kg/m³

[4]. È richiesto un contenuto di acqua maggiore per le miscele contenenti aggregati più fini.

Aggregati

La maggior parte dei capitolati richiede l'utilizzo di aggregati fini. La quantità di materiale fine varia con la quantità necessaria per riempire il volume del clsm dopo aver considerato il contenuto di cemento, ceneri volanti, acqua ed aria. In genere i quantitativi di materiale fine variano da 1500 a 1800 kg/m³. Gli aggregati grossolani solitamente non vengono utilizzati nei clsm, tuttavia quando vengono introdotti nella miscela, il loro contenuto è circa uguale a quello dell'aggregato fine.

Gli aggregati sono di solito i principali costituenti dei CLSM. Il tipo, le dimensioni e la forma degli aggregati possono influenzare le proprietà fisiche, come la fluidità e la resistenza a compressione.

Gli aggregati che sono stati utilizzati con successo sono:

- aggregati che rispettino le prescrizioni dettate dalla norma ASTM C33;
- ghiaia fine con sabbia;
- aggregati con diametro massimo di 19 mm;
- terreni sabbiosi, con una percentuale di passante al setaccio di apertura 75µm maggiore del 10%;
- materiali di scarto delle cave, contenenti aggregati di dimensione massima inferiore a 10 mm.

Materiali non standard

Possono essere utilizzati anche materiali non standard per produrre i CLSM a patto che tali materiali siano stati prima testati risultando idonei a soddisfare l'applicazione prevista. Alcuni esempi di materiali che possono essere utilizzati come aggregati sono: prodotti derivanti dalla combustione del carbone, sabbie di fonderia, rottame di vetro e calcestruzzo frantumato [5]. In alcuni studi, al posto della sabbia sono stati utilizzati il polverino di gomma proveniente dalla macinazione degli pneumatici [6] e ceneri pesanti di varia origine [7].

2.1.2 Proprietà

Le proprietà dei CLSM sono un giusto punto d'incontro tra quelle di un calcestruzzo e quelle di una terra. Infatti, tali miscele, sono prodotte con materiali ed attrezzature simili a quelle impiegate per il confezionamento dei calcestruzzi ordinari, ma il loro comportamento evidenzia caratteristiche tipiche delle terre. Dal momento che i CLSM contengono cemento e presentano reazioni di idratazione, c'è una tendenza generale a verificare le loro caratteristiche usando gli standard sviluppati per il calcestruzzo tradizionale. Tuttavia, i CLSM sono materiali ibridi e l'uso di questi standard e attrezzature sviluppati per testare il calcestruzzo non sono appropriati per i CLSM. Le proprietà del CLSM sono influenzate dai componenti della miscela e dalle proporzioni degli ingredienti [4].

Di seguito vengono riportate le principali proprietà dei CLSM:

Fluidità

È la proprietà che distingue i CLSM dagli altri materiali di riempimento in quanto permette al materiale di autolivellarsi senza la necessità di mezzi di compattazione convenzionali, di scorrere e riempire facilmente un vuoto. Questo parametro viene determinato tramite prove di spandimento su piastra, secondo le prescrizioni della norma ASTM D 1603. La fluidità può variare da bassa ad alta, a seconda delle esigenze. Si parla di alta fluidità quando successivamente alla prova di spandimento il diametro del materiale fluito risulta essere di almeno 200 mm [8].

Segregazione

La separazione dei costituenti della miscela può avvenire ad alti livelli di fluidità quando questa è principalmente prodotta dall'aggiunzione di acqua. Una corretta proporzionalità tra i costituenti permette il raggiungimento di elevati gradi di lavorabilità, evitando l'insorgere di fenomeni segregativi che conseguentemente compromettono i requisiti meccanici finali. Alcune miscele di CLSM sono state progettate senza sabbia o ghiaia, usando solo ceneri volanti come materiale di riempimento e in particolare queste miscele richiedono un contenuto di acqua molto più elevato, ma allo stesso tempo non producono alcuna segregazione [4].

Tempo di indurimento

Rappresenta l'intervallo di tempo necessario affinché la malta cementizia possa passare dallo stato plastico a quello solido, con il raggiungimento di una resistenza sufficiente a sostenere il peso di una persona. L'indurimento può completarsi nell'arco di un'ora ma, generalmente, servono circa 3-5 ore [9].

Normalmente i fattori che influenzano il tempo di indurimento sono:

- il tipo e la quantità di materiale cementizio;
- la permeabilità ed il grado di saturazione del terreno circostante in contatto con il CLSM;
- il contenuto di acqua del CLSM;
- la proporzionalità tra i costituenti del CLSM;
- la temperatura dell'ambiente circostante;
- l'umidità;
- la profondità di riempimento.

Pompaggio

La distribuzione dei CLSM può avvenire ricorrendo alle usuali attrezzature di pompaggio utilizzate per i calcestruzzi ordinari. Dal momento che le miscele sono soggette ad una elevata pressione di pompaggio, queste devono essere dotate di una sufficiente coesione. Inoltre è consigliato garantire un flusso costante di materiale, evitando così le interruzioni che possono provocare segregazione.

Resistenza

La resistenza a rottura per compressione in condizioni non confinate è una misura dell'attitudine di un materiale a sopportare carichi che, in fase di esercizio, gravano direttamente o indirettamente su di esso. Un CLSM avente una resistenza a rottura per compressione in condizioni non confinate compresa tra 0,3 e 0,7 MPa, equivale ad un terreno ben compattato.

Densità

Un comune CLSM ha una densità umida in loco compresa tra 1840 e 2320 Kg/m³ che risulta essere maggiore di molti materiali compattati.

Isolamento/conduktività termica

I CLSM tradizionali non sono considerati dei buoni isolanti termici. Se si desidera un'elevata conduttività termica, come ad esempio nel riempimento di vuoti nel quale sono presenti cavi elettrici, sono auspicabili un'alta densità ed una bassa porosità. All'aumentare dell'umidità e della densità secca aumenta anche la conduttività termica.

Permeabilità

La permeabilità della maggior parte dei CLSM è simile a quella dei riempimenti granulari compattati. I valori tipici sono compresi tra 10^{-4} e 10^{-5} cm / sec. La permeabilità aumenta al diminuire dei materiali cementizi ed all'aumentare del contenuto di aggregati [9]. Tuttavia, i materiali normalmente usati per ridurre la permeabilità, come l'argilla bentonite, possono influenzare altre proprietà e devono essere testate prima dell'uso. Il metodo più comune per la misura della permeabilità delle miscele di CLSM è fornito dalla ASTM D 5084.

Ritiro

Il ritiro non influenza le prestazioni del CLSM in quanto i valori sono molto piccoli, generalmente compresi tra lo 0,02 e lo 0,05% [4].

Escavabilità

In genere i CLSM con una resistenza a rottura per compressione inferiore a 0,3 MPa o meno, possono essere rimossi a mano, mentre per resistenze comprese tra 0,7 e 1,4 MPa è opportuno ricorrere ad attrezzi meccanici. I limiti per l'escavabilità possono variare a seconda della miscela di CLSM. Le miscele contenenti grandi quantità di aggregati grossi sono difficili da rimuovere a mano pur presentando basse resistenze meccaniche. Miscele che utilizzano sabbia fine o solo ceneri volanti sono stati scavati con attrezzi meccanici fino a resistenze di 2,1 MPa [10].

2.1.3 Principali applicazioni

Come indicato in precedenza, l'applicazione principale dei CLSM è quella di riempimento in sostituzione dei terreni compattati. Poiché il CLSM non ha bisogno di compattazione ed è caratterizzato da una elevata fluidità, è ideale per l'utilizzo in zone strette e poco accessibili in cui è difficile collocare e comprimere il materiale. Se si

prevede un futuro scavo, la massima resistenza a compressione a lungo termine non deve generalmente superare i 2,1 MPa. A causa dei suoi molteplici vantaggi intrinseci, il CLSM ha trovato molte applicazioni ben documentate in letteratura.

Le applicazioni principali dei CLSM elencate dalla NRMCA [11] sono:

- trincee fognarie;
- spalle da ponte;
- muri di contenimento;
- sottofondi stradali;
- miniere abbandonate;
- serbatoi sotterranei;
- pozzi;
- controllo dell'erosione;
- letti di posa delle condotte;
- isolamento termico con malta cementizia ad alto contenuto d'aria.



Figura 2.1 - riempimento spalle da ponte con clsm.



Figura 2.2 - *clsm usato in una trincea.*

2.2 Calcestruzzi autocompattanti

Il termine calcestruzzo auto-compattante, in inglese self compacting concrete (SCC), si riferisce ad un tipo speciale di calcestruzzo, caratterizzato da un'alta resistenza alla segregazione, che può essere gettato senza essere compattato o vibrato [12]. La loro invenzione è stata attribuita al prof. Okamura e sono stati impiegati per la prima volta a partire dal 1988 in Giappone e Canada. Per quanto riguarda l'Europa, i primi utilizzi risalgono al 1996 [13].

Sono conglomerati molto fluidi che con l'aggiunta di superfluidificanti riescono a mantenere un basso rapporto acqua/cemento. Infatti, la combinazione di superfluidificanti con una quantità elevata di materiali fini, riesce a fornire al materiale una elevata fluidità senza problemi di segregazione.

Per gli SCC il contenuto di polvere cioè l'insieme di materiale fine inferiore a 0,125 mm (cemento, aggiunte minerali, frazioni finissime degli aggregati lapidei) è di solito compreso tra 410 e 610 kg/m³.

Negli SCC rispetto ai tradizionali calcestruzzi è presente in media un maggiore volume della pasta che rappresenta l'insieme di cemento, filler, acqua ed eventuali additivi ed è compreso solitamente tra i 150 l/m³ e i 710 l/m³ [14].

Le principali ragioni che hanno favorito lo sviluppo di tali materiali possono essere riassunte come segue:

- riduzione dei tempi di costruzione;
- ottima capacità di auto-livellarsi che risulta utile soprattutto nelle aree ristrette dove sarebbe difficile una compattazione per mezzo di vibrazione;
- riduzione dell'esposizione alle vibrazioni per gli operatori del settore le quali possono provocare problemi circolatori;
- riduzione dei costi poiché non deve essere eseguita nessuna vibrazione risparmiando così manodopera.

2.2.1 Materiali costituenti

Per quanto riguarda i costituenti dei calcestruzzi auto-compattanti, dovrebbero essere soddisfatti i requisiti della norma EN 206. I materiali utilizzati non devono contenere elementi nocivi, in quantità tali da compromettere la qualità o la durata del calcestruzzo.

Cemento

Possono essere utilizzati cementi che sono conformi alla norma EN 197-1.

La scelta del tipo di cemento dipende dai requisiti generali richiesti al calcestruzzo, come la resistenza, la durata, ecc.

Tipicamente i calcestruzzi auto-compattanti hanno un contenuto di cemento pari a $350\div 450 \text{ kg/m}^3$. Quantitativi maggiori possono aumentare il ritiro mentre quantitativi minori possono andare bene solamente se viene aggiunto altro materiale fine come ceneri volanti o pozzolana [15].

Aggregati

Gli aggregati devono essere conformi alla norma EN 12620.

La quantità di materiale fine inferiore a 0,125 mm viene considerata come “polvere” (cemento, aggiunte minerali, frazioni finissime degli aggregati lapidei) e risulta essere molto importante per la reologia degli SCC. Inoltre è necessaria una quantità minima di materiale fine allo scopo di evitare problemi di segregazione.

Per quanto riguarda gli aggregati grossolani, la dimensione massima è generalmente pari a $16\div 20$, tuttavia sono stati utilizzati aggregati con diametro fino a 40 mm.

Per quanto riguarda la forma, gli aggregati frantumati tendono a migliorare la resistenza grazie al meccanismo di “interlocking” tra le particelle, mentre gli aggregati arrotondati migliorano il flusso grazie ad un inferiore attrito interno.

Spesso gli aggregati che presentano un salto nella distribuzione granulometrica risultano essere migliori rispetto a quelli che presentano una curva continua, in quanto quest’ultimi provocano un attrito interno maggiore e quindi un flusso ridotto [15].

Inoltre bisogna stare attenti al contenuto di umidità la quale deve essere presa in considerazione per produrre SCC di buona qualità.

Acqua

L’acqua utilizzata deve essere conforme alla norma EN 1008.

Per gli SCC può essere utilizzata la stessa acqua che viene impiegata nelle miscele cementizie tradizionali.

Additivi

Gli additivi utilizzati devono essere conformi alla norma EN 934-2. I superfluidificanti rappresentano uno dei componenti essenziali degli SCC, utilizzati per fornire la lavorabilità richiesta. Se necessario possono essere utilizzati altri additivi, ad esempio i modificatori di viscosità (VMA) per migliorare la stabilità, gli aeranti (AEA) per migliorare la resistenza i cicli di gelo-disgelo, i ritardanti di presa, ecc.

Aggiunte

Negli SCC vengono introdotte delle aggiunte inerti e/o reattive per migliorare e mantenere la lavorabilità, per regolare il contenuto di cemento e ridurre il calore di idratazione. Le aggiunte tipiche sono: polvere di pietra, ceneri volanti, fumo di silice, loppa granulata d’altoforno, calcare e pigmenti [15].

2.2.2 Proprietà

Le caratteristiche reologiche di un SCC sono definite da tre proprietà:

- *deformabilità allo stato fresco*: rappresenta la capacità del calcestruzzo di fluire all'interno delle casseforme e di riempire tutti gli spazi disponibili per effetto della sola forza gravitazionale;
- *mobilità in spazi ristretti*: rappresenta la capacità di fluire attraverso spazi ridotti e in presenza di ostacoli senza bloccarsi;
- *resistenza alla segregazione*: rappresenta la capacità di non manifestare fenomeni di segregazione durante le operazioni di trasporto fino alla sua posa in opera.

Affinché un calcestruzzo possa essere considerato auto-compattante devono essere effettuate con esito positivo una serie di prove (da effettuarsi sia in laboratorio che in cantiere) che testino tutte e tre le proprietà reologiche del calcestruzzo fresco.

I principali metodi che vengono utilizzati sono:

- *slump flow test* che serve a determinare la fluidità;
- *J-ring test* che serve a valutare la capacità di attraversamento;
- *L-box test* che serve a valutare la mobilità in spazi ristretti;
- *V-funnel test* che serve a valutare sia la fluidità allo stato fresco che la resistenza alla segregazione.

Lo slump flow test consiste nell'introdurre il calcestruzzo all'interno del cono di Abrams e nell'azionare un cronometro nel momento in cui lo stesso viene sollevato e lasciato fluire su una tavola rigida ed impermeabile. Tale tavola deve avere delle dimensioni non minori di 700×700 mm ed è contrassegnata al centro da una croce, che indica il punto nel quale deve essere posizionato il cono e da un cerchio con diametro di 500 mm. Le misure che vengono effettuate sono il tempo necessario affinché il calcestruzzo fluito raggiunga un diametro pari a 500 mm ed il diametro finale del calcestruzzo dopo che lo stesso ha smesso di fluire (media di due diametri D_1 e D_2 misurati ortogonalmente). Il valore del diametro finale indica la deformabilità dell'SCC (cioè quanto lontano può fluire il calcestruzzo rispetto al punto di getto), mentre il tempo impiegato per raggiungere 500 mm di diametro indica la velocità di deformazione, cioè la mobilità [16].

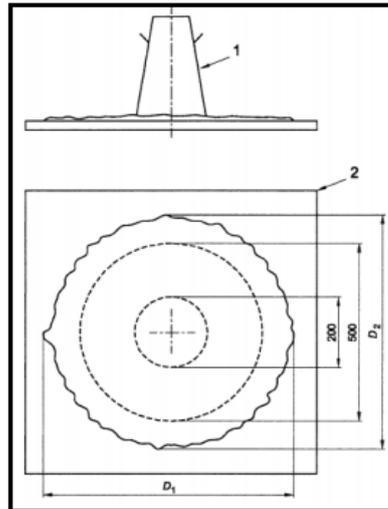


Figura 2.3 - cono di Abrams e piastra liscia piana [16].

Il J-ring è un anello di acciaio con dei fori verticali all'interno dei quali sono alloggiati delle barre a sezione circolare che simulano le armature che sono presenti negli elementi in calcestruzzo armato. La prova è simile allo slump flow test, solo che in questo caso il cono di Abrams viene posizionato all'interno dell'anello forato e sollevato facendo fluire il calcestruzzo attraverso le barre del J-ring. La misura che viene effettuata riguarda la differenza di altezza del campione di calcestruzzo tra la zona interna ed esterna all'anello [16].

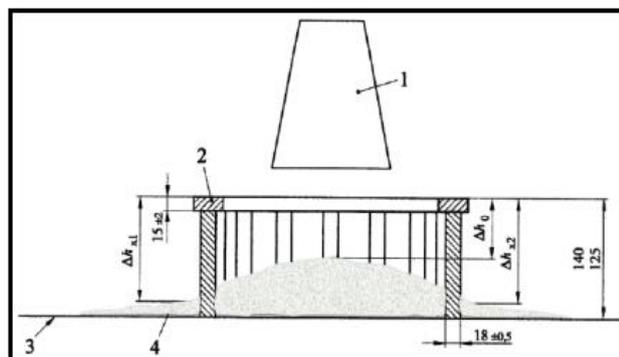


Figura 2.4 - Cono di Abrams, J-Ring e piastra liscia piana [16].

L'apparecchio utilizzato per L-box test è costituito da una scatola di sezione rettangolare a forma di "L". La parte verticale è separata da quella orizzontale per mezzo di una saracinesca, davanti alla quale sono montate due o tre barre di armatura verticale. Inizialmente viene introdotto il calcestruzzo all'interno della parte verticale e

successivamente, all'apertura della saracinesca, il calcestruzzo scorre attraversando le barre. Quando il flusso si interrompe, viene valutata la capacità di attraversamento attraverso il rapporto tra l'altezza del calcestruzzo alla fine della sezione orizzontale (H_2) e l'altezza di quello rimasto nella sezione verticale (H_1).

La capacità di attraversamento sarà tanto migliore quanto più grande è il rapporto H_2/H_1 [16].

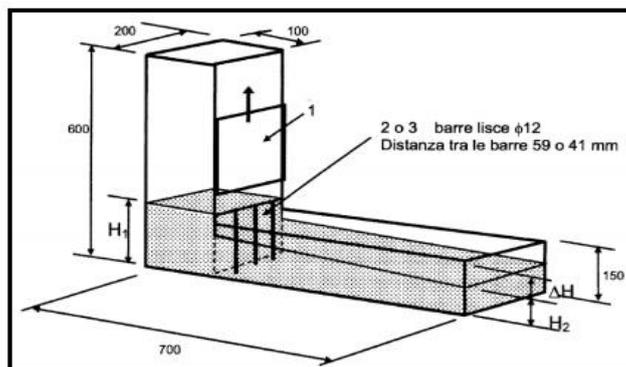


Figura 2.5 - Scatola ad L [16].

Il V-funnel test viene utilizzato per valutare la fluidità e la resistenza alla segregazione del calcestruzzo. La prova consiste nel riempire un imbuto a forma di “V” con il calcestruzzo fresco e successivamente aprire la saracinesca situata in fondo all'imbuto. A questo punto, viene misurato il tempo t_0 necessario al calcestruzzo per fuoriuscire completamente dall'imbuto. Il valore del tempo di efflusso dall'imbuto t_0 è legato alla viscosità del materiale, infatti valori alti indicano una viscosità più elevata e quindi una capacità di flusso minore, mentre valori più bassi di t_0 indicano una maggiore resistenza alla segregazione [16].

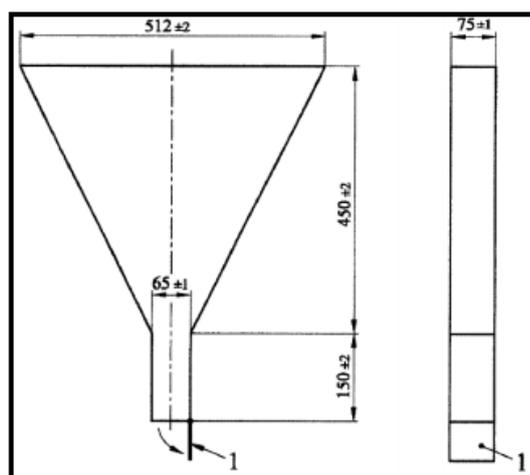


Figura 2.6 - Imbuto a V – (V-Funnel)[16].

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle prove che vengono effettuate sui calcestruzzi auto-compattanti per verificarne le proprietà reologiche allo stato fresco.

Tabella 2.1 – limiti relativi alle prove sugli SCC allo stato fresco [17].

Caratteristica	Intervallo di accettazione	Metodi di prova	Prove di laboratorio	Metodi di cantiere
Fluidità	> 600 mm	UNI 11041	si	si
Tempo di spandimento (per raggiungere il diametro di 500 mm)	< 12 s	UNI 11041	si	si
Deformabilità (tempo di efflusso dall'imbuto a V)	4÷12 s	UNI 11042	si	si
Scorrimento confinato (scatola a L)	$\frac{h_2}{h_1} > 0,8$	UNI 11043	si	no
Capacità di attraversamento (J-ring)	$\Delta\emptyset \leq 50$ mm	UNI 11045	si	si

2.2.3 Principali applicazioni

In linea di massima, l'impiego degli SCC diventa pressoché indispensabile per il getto di strutture ad alta densità di armature metalliche, soprattutto se riferite a strutture di forma e geometria molto complessa in opere architettoniche di grande valore. Tuttavia l'impiego degli SCC può rivelarsi per l'impresa vantaggioso, dal punto di vista della produttività sul cantiere, anche per getti di strutture relativamente facili e facilmente accessibili per il flusso del conglomerato.

In generale i calcestruzzi SCC vengono utilizzati principalmente nelle seguenti applicazioni:

- realizzazioni di pavimenti industriali;
- strutture facciavista di notevole pregio;
- gallerie;
- calcestruzzi preconfezionati e prefabbricati;
- realizzazione di ponti;
- costruzioni industriali;
- strutture fittamente armate;
- opere con geometrie complesse.

CAPITOLO 3

Materiali e metodologia

Nel presente capitolo vengono inizialmente introdotti i materiali impiegati, successivamente viene spiegato il mix design utilizzato ed in fine vengono descritte le prove effettuate in laboratorio ed in cantiere.

3.1 Materiali

Si ritiene opportuno in via preliminare specificare le tipologie di materiali impiegati nel confezionamento delle miscele (cemento, acqua, inerti, additivi) ed i risultati ottenuti dalle prove di caratterizzazione.

3.1.1 Cemento

Con il termine “cemento” si indica un materiale dotato di proprietà adesive e coesive, capace di “legare” fra loro frammenti minerali o rocciosi in una massa unica. Esso è un legante idraulico, la cui origine si può far risalire al 1824, data in cui ricorre il brevetto del cemento Portland da parte di Aspin.

La definizione attuale più corretta di cemento la possiamo trarre dalla Norma europea sperimentale ENV 197-1, recepita in Italia dalla UNI ENV 197-1, che definisce la composizione, le specifiche e i criteri di conformità dei cementi comuni. In essa il cemento viene definito come un legante idraulico, cioè un materiale inorganico finemente macinato che, mescolato con acqua, forma una pasta che rapprende e indurisce, a seguito di reazioni e processi di idratazione e che, una volta indurita, mantiene la sua resistenza e la sua stabilità anche sott’acqua. Il cemento conforme alla norma europea, viene identificato con la sigla CEM e opportunamente dosato e miscelato con aggregato e acqua, dev’essere in grado di produrre una malta o calcestruzzo capace di conservare la lavorabilità per un periodo di tempo sufficiente per raggiungere, dopo determinati periodi, livelli di resistenza meccanica prestabiliti, nonché possedere una stabilità di volume a lungo termine.

Dalla variabilità nella composizione dei cementi, è nata la necessità di una norma che li classificasse, sia in base alla quantità dei costituenti, sia rispetto alla resistenza meccanica. La normativa europea UNI EN 197 risponde a tali esigenze e ha l'obiettivo di consentire la distribuzione del cemento in maniera unificata in tutto il territorio dell'Unione Europea. Di seguito si riportano i cinque principali tipi di cemento:

- CEM I Cemento Portland, con una percentuale di clinker pari ad almeno il 95%;
- CEM II Cemento Portland composito, con una percentuale di clinker di almeno il 65%;
- CEM III Cemento d'altoforno, con una percentuale di loppa d'altoforno (S) dal 36 al 95%;
- CEM IV Cemento pozzolanico, con materiale pozzolanico (P e Q) dall'11 al 55%;
- CEM V Cemento composito, ottenuto per simultanea aggiunta di clinker di cemento Portland (dal 20 al 64%), di loppa d'altoforno (dal 18 al 50%) e di materiale pozzolanico (dal 18% al 50%).

Per ciascun tipo di cemento sono poi previste diverse classi di resistenza: esse sono sei (le normali 32,5 43,5 52,5 e le corrispondenti a rapido sviluppo di resistenza R) e permettono di catalogare i cementi in base ai loro requisiti meccanici. La classe di resistenza è anche indice della finezza del cemento, che aumenta all'aumentare della classe.

Tabella 3.1 - *classi di resistenza del calcestruzzo.*

CLASSE	RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE N/mm ²				TEMPO DI INIZIO PRESA min	ESPANSIONE min
	RESISTENZA INIZIALE		RESISTENZA NORMALIZZATA			
	2 giorni	7 giorni	28 giorni			
32,5	-	≥ 16	≥ 32,5	≤ 52,5	≥ 60	≤ 10
32,5 R	≥ 10	-				
42,5	≥ 10	-	≥ 42,5	≤ 62,5		
42,5 R	≥ 20	-				
52,5	≥ 20	-	≥ 52,5	-		
52,5 R	≥ 30	-				

È opportuno osservare come con il termine *pasta* si intenda la miscela di acqua e cemento, mentre quella costituita da acqua, cemento e inerti viene indicata come *malta* o *calcestruzzo*, a seconda che gli inerti abbiano o meno un diametro inferiore a 5 mm. Nel caso in esame il diametro degli inerti arriva fino a 18 mm. Il cemento influenza in modo determinante la reologia del calcestruzzo durante le fasi di confezionamento e messa in opera, nonché le sue caratteristiche meccaniche, sia a breve che a lungo periodo.

In mancanza di una specifica sperimentazione, si è ritenuto opportuno impiegare cementi CEM II/A-L 42,5 R, cioè cementi Portland composti, appartenenti alla classe di resistenza 42,5 R.

3.1.2 Acqua

Secondo quanto prevede il D.M. 9/1/96, pubblicato sulla G.U. 5/2/96 Allegato 1 punto 3, l'acqua per gli impasti dev'essere limpida, priva di Sali (in particolari solfati e cloruri) e non deve essere aggressiva.

Il ruolo svolto dall'acqua nella confezione delle miscele è purtroppo spesso sottovalutato, con rischi per l'integrità del materiale. L'acqua è uno dei costituenti fondamentali e il suo dosaggio e la sua composizione sono determinanti al fine di assicurare al materiale le prestazioni richieste: infatti l'acqua interviene con le sue proprietà chimico – fisiche in tutte le fasi della vita dei calcestruzzi, assicurando l'idratazione del cemento, conferendo al calcestruzzo una lavorabilità e una plasticità tali da consentirne un'agevole messa in opera e partecipando alla coesione del materiale indurito.

Tutte le acque potabili e la maggior parte di quelle naturali sono idonee al confezionamento di tali miscele. È fondamentale porre l'attenzione alla sua composizione: le sostanze che si trovano in sospensione, come i sali disciolti, intervengono nella presa della miscela e nella sua reologia, creando anche problemi di eventuali efflorescenze sul materiale indurito.

Le sostanze in sospensione (argilla, residui di origine vegetale, alghe, microorganismi) non dovrebbero superare i 2 g/l, in quanto possono interferire con il processo di indurimento della miscela ed indebolire l'adesione tra l'aggregato e la pasta di cemento, con conseguente peggioramento delle resistenze meccaniche.

Tra le sostanze disciolte meritano attenzione i carbonati e i bicarbonati, i solfati, i cloruri e le sostanze organiche. I carbonati e i bicarbonati sono tollerati in un'acqua d'impasto fino a valori di 2 g/l in quanto la loro presenza influenza i tempi di presa. I solfati sono ritenuti agenti fortemente aggressivi. Le sostanze organiche, generalmente riscontrabili in quantità limitate nelle acque potabili e fluviali, rallentano la presa della miscela con conseguente minor sviluppo di resistenze meccaniche alle brevi stagionature.

Per i conglomerati cementizi oggetto di studio si è ritenuto opportuno utilizzare acque potabili in quanto pressoché esenti da impurità in sospensione e contenenti esigue quantità di sostanze disciolte.

3.1.3 Additivi

L'impiego degli additivi nel calcestruzzo è diventata una operazione comune, tant'è che oggi vengono considerati a tutti gli effetti la quarta componente del calcestruzzo.

Sono utilizzati in piccole quantità ma nonostante ciò permettono di migliorare di molto la qualità delle miscele sia allo stato fresco che indurito e di fornire prestazioni che in passato non erano pensabili.

Gli additivi per calcestruzzo, secondo la norma UNI EN 934-2, sono definiti come “un materiale da aggiungere durante il confezionamento del calcestruzzo in quantità non superiore al 5% in massa sul contenuto di cemento” con l'obiettivo di migliorare le prestazioni del calcestruzzo allo stato fresco e indurito.

Gli additivi vengono classificati, secondo la UNI-EN 934-2, in base alle proprietà che forniscono al calcestruzzo e vengono considerate le seguenti tipologie di additivi:

- riduttori di acqua (fluidificanti) e riduttori di acqua ad alta efficacia (superfluidificanti);
- ritentori di acqua;
- aeranti;
- acceleranti e ritardanti di presa;
- acceleranti di indurimento;
- additivi resistenti all'acqua;
- additivi modificatori di viscosità.

Il tipo di additivo utilizzato nel presente lavoro di tesi è un riduttore di acqua ad alta efficacia e per tale motivo nel seguente paragrafo si ritiene opportuno approfondire questa tipologia di additivi.

3.1.3.1 Fluidificanti e superfluidificanti

Gli additivi fluidificanti e superfluidificanti permettono, senza modificare la lavorabilità rispetto ad un calcestruzzo privo di additivo, di diminuire la quantità di acqua nella miscela oppure a parità d'acqua di migliorarne la fluidità, caratteristica fondamentale del calcestruzzo allo stato fresco. Secondo la norma UNI EN 934-2 uno dei requisiti degli additivi riduttori d'acqua o fluidificanti è quello di permettere una riduzione del rapporto acqua/cemento maggiore o uguale al 5%. Gli additivi vengono definiti invece riduttori d'acqua ad alta efficacia o superfluidificanti quando la riduzione del rapporto a/c che può essere ottenuto tramite il suo utilizzo risulta maggiore o uguale dal 12%. Di solito gli additivi fluidificanti tradizionali sono costituiti da sostanze che hanno delle proprietà disperdenti e che si depositano sulla superficie delle particelle di cemento disperdendoli e separandoli nell'acqua di impasto. Questo fa in modo che la pasta di cemento abbia una azione "lubrificante" nei confronti degli aggregati, rendendo l'impasto più fluido. Il grado di riduzione d'acqua dipende dalla capacità disperdente dell'additivo. L'interesse che si è sviluppato negli anni nei confronti di una migliore lavorabilità delle miscele ha portato allo sviluppo di riduttori d'acqua ad alta efficacia, detti anche additivi superfluidificanti. I riduttori d'acqua possono avere a loro volta delle proprietà aggiuntive, ad esempio ritardanti o acceleranti. Negli ultimi anni la continua ricerca in tale campo ha portato allo sviluppo di superfluidificanti di nuova generazione che permettono di ottenere risultati in termini di riduzione d'acqua e di fluidità di gran lunga superiori ai tradizionali superfluidificanti.

ADVA Flow 455

L'additivo utilizzato si chiama ADVA® Flow 455 ed è un superfluidificante di nuova generazione, a basso dosaggio efficace, che ha la capacità fornire caratteristiche di elevata fluidità senza problemi di segregazione agli impasti cementizi. Tale additivo è composto da polimeri carbossilati modificati. Inoltre è compatibile con tutti i cementi previsti dalla Normativa UNI-ENV 197/1, ed in particolare con i cementi Portland, cementi Portland compositi, cementi pozzolanici e d'altoforno ed i cementi al calcare.

3.1.4 Aggregati

La funzione dell'aggregato è quella di costituire lo scheletro solido del conglomerato cementizio. Le sue funzioni possono essere riassunte come segue: contribuire alle resistenze meccaniche ed alla durabilità della malta cementizia, contrastare il ritiro da idratazione, permettere di ridurre la quantità di legante da utilizzare, portando a una riduzione dei costi e del calore di idratazione, con tutti i vantaggi che ne conseguono. Gli aggregati vengono differenziati, in base alla norma UNI 8520, in naturali e artificiali. Quelli naturali vengono a loro volta distinti in sabbia, pisello, ghiaia ciottoli in base alla loro dimensione crescente e alla loro origine alluvionale, e in sabbia, graniglia, pietrisco, ancora in base alla loro dimensione, ma se ottenuti per frantumazione di rocce. Questi ultimi si presentano con spigoli vivi, a seguito del processo di produzione. Gli aggregati provengono da rocce ignee (granito, sienite, diorite, basalto, porfido), sedimentarie (calcare, dolomite, travertino) e metamorfiche (gneiss, scisti, marmi, quarziti) quelli artificiali sono generalmente costituiti da scisti ed argille espanse. In relazione alle dimensioni dell'aggregato, questo viene suddiviso ancora in aggregato fine, se presenta una taglia inferiore a 4 mm, e in aggregato grosso se la supera.

Alcune caratteristiche degli aggregati, come la distribuzione granulometrica, la forma, l'angolarità, la porosità, la gelività, la durezza, oltre che, chiaramente, la resistenza meccanica, sono estremamente importanti, dato che da esse dipendono non solo le prestazioni finali del calcestruzzo, ma anche la sua lavorabilità e la sua facile messa in opera.

In linea di massima, l'inerte deve essere ben assortito, in modo tale che i granuli più fini si possano allocare nei vuoti interstiziali creati dai granuli più grossi. Ciò contribuirà alla formazione di uno scheletro di elementi lapidei con un contenuto di vuoti interstiziali relativamente ridotto. Questi vuoti dovranno essere riempiti dalla pasta di cemento che, una volta indurita, trasformerà l'inerte (insieme di granuli non legati tra loro) in un conglomerato monolitico.

La scelta degli aggregati utilizzati per la realizzazione del conglomerato cementizio oggetto di studio è stata fatta in base alle tipologie presenti nello stabilimento di Salbertrand ed in base alla richiesta di utilizzare anche del materiale di recupero.

Si è quindi optato per l'utilizzo dei seguenti aggregati:

- ghiaia 8-18;
- sabbione 0-8;
- limo;
- fresato.

Si specifica che il fresato in questione è stato preventivamente selezionato prendendo solo la parte passante al setaccio da 12,5 mm, creando quindi un fresato più fine in modo da eliminare le particelle più grosse che rappresentano un agglomerato di particelle più piccole e che all'interno della miscela possono creare problemi in quanto durante le fasi di miscelazione e di getto potrebbero disgregarsi falsando lo scheletro litico.

Di seguito si riportano alcune immagini relative al modo con cui è stato selezionato il fresato al fine di ottenere una pezzatura inferiore a 12,5 mm.

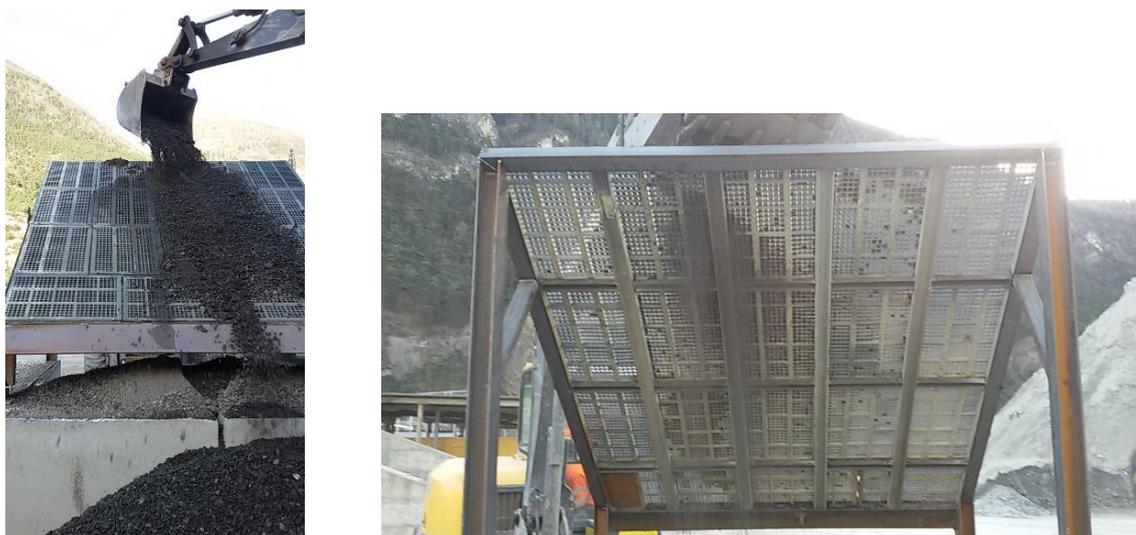


Figura 3.1 - griglie impiegate per la selezione del fresato.

Di seguito viene mostrata una foto di tutti gli aggregati utilizzati per la realizzazione del conglomerato cementizio.



Figura 3.2 – In alto, da sinistra verso destra: sabbione, fresato, ghiaia. In basso: limo.

3.1.4.1 Caratterizzazione degli aggregati

La caratterizzazione degli aggregati che costituiscono la miscela oggetto di studio rappresenta la prima fase dell'intera metodologia di mix design. La fase di caratterizzazione degli aggregati infatti risulta essere una operazione molto importante in quanto assieme alla successiva ottimizzazione permette di ricavare le percentuali degli aggregati ed in fine il dosaggio esatto da considerare nella miscela.

Prima di procedere alla caratterizzazione degli aggregati è stata fatta per ognuno di essi l'operazione di quartatura, utilizzata per ridurre la quantità di materiale iniziale ed ottenere un campione rappresentativo del materiale stesso. Nella pratica, il materiale da esaminare, viene prima miscelato e dopo distribuito in modo uniforme, in uno spazio adeguato, formando un cumulo o una "torta". Quest'ultima viene divisa in quattro parti di uguale dimensione ed il materiale di due quarti opposti viene scartato, mentre quello dei due quarti rimanenti viene mescolato e ridistribuito in una nuova "torta". Si ripetono le operazioni sopradescritte fino ad ottenere il campione desiderato. Nella figura sottostante si riporta l'operazione di quartatura effettuata sul sabbione 0-8 mm.



Figura 3.3 - operazione di quartatura del sabbione 0-8 mm.

Le caratteristiche ricavate in laboratorio sono state le seguenti:

1. distribuzione granulometrica;
2. massa volumica;
3. contenuto d'acqua.

3.1.4.1.1 Analisi granulometrica

Per quanto riguarda la determinazione della distribuzione granulometrica degli aggregati si è proceduto ad effettuare una analisi granulometrica per vagliatura.

La distribuzione granulometrica degli aggregati si è ottenuta mediante setacciatura, suddividendo il materiale in diverse classi a seconda del loro diametro, come descritto nella norma UNI EN 933-1. In base al massimo diametro degli aggregati sono stati preparati dei campioni di prova di massa non inferiore a quella riportata nella tabella seguente [18]:

Tabella 3.2 – massa minima dei campioni sottoposti a setacciatura.

Dimensione massima dell'aggregato D mm	Massa della porzione di prova (minimo) kg
63	40
32	10
16	2,6
8	0,6
≤ 4	0,2

Tutti gli aggregati, ad eccezione del fresato, sono stati dapprima lavati in modo tale da togliere la parte fine con diametro minore di $63\ \mu\text{m}$, mediante l'utilizzo dei setacci da $2\ \text{mm}$ e $63\ \mu\text{m}$. Il trattenuto al setaccio da $63\ \mu\text{m}$ è stato essiccato a $110\pm 5\ ^\circ\text{C}$, ne è stata misurata la massa ed è stato posto in una colonna di setacci sovrapposti con dimensione della maglia decrescente dall'alto verso il basso. Questa colonna è stata agitata, in modo che, in corrispondenza di ogni setaccio, rimanesse trattenuto solo il materiale con dimensione superiore al diametro della maglia. Si è determinato la massa trattenuta da ogni setaccio ed è stata espressa come percentuale della massa totale del materiale essiccato. Successivamente è stata determinata la percentuale cumulativa, sempre rispetto alla massa di prova, che ha attraversato ogni setaccio fino a quello di dimensioni di $63\ \mu\text{m}$.

Di seguito si riportano delle immagini che rappresentano le operazioni relative all'analisi granulometrica.



Figura 3.4 – fasi della setacciatura in laboratorio.

In fine è stata riportata su un grafico la percentuale cumulativa di passante per ciascun setaccio in funzione della dimensione della maglia (in scala logaritmica) e si è ottenuta la curva granulometrica.

Di seguito vengono riportate le distribuzioni granulometriche dei quattro differenti aggregati analizzati. Si fa una distinzione tra gli aggregati utilizzati nelle miscele che sono state testate nella fase preliminare in laboratorio (fig. 3.5) e quelli considerati per le

miscele realizzate successivamente in cantiere (fig. 3.6). Nella pratica, infatti, c'è stata una variazione nella distribuzione granulometrica relativa al fresato.

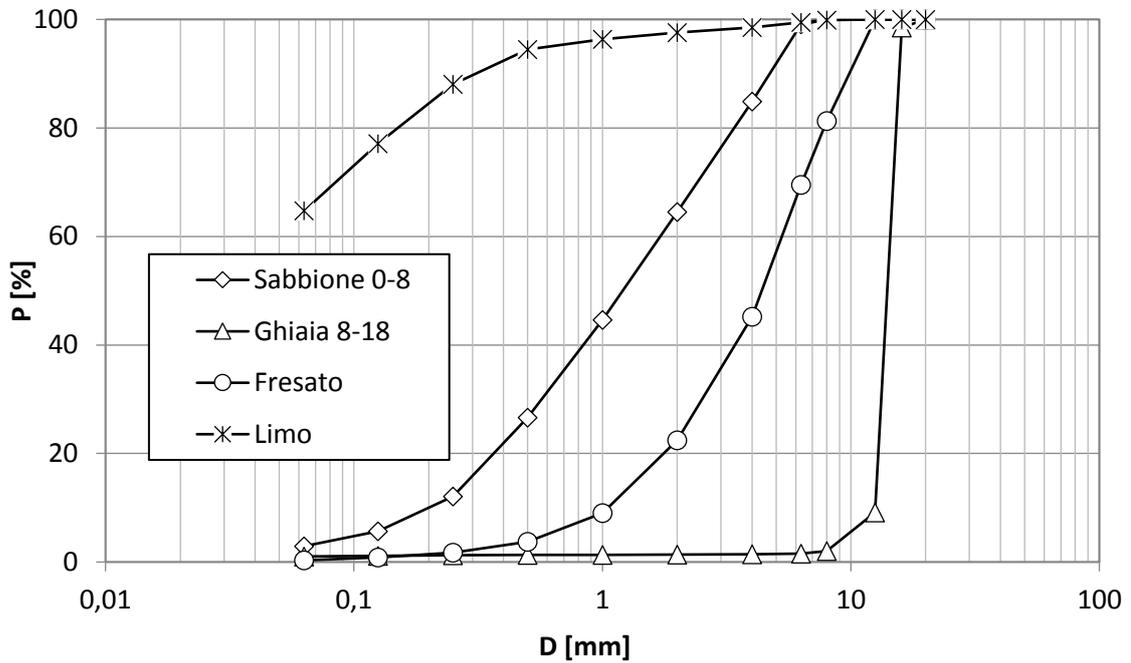


Figura 3.5 - distribuzione granulometrica della prima fornitura di materiale.

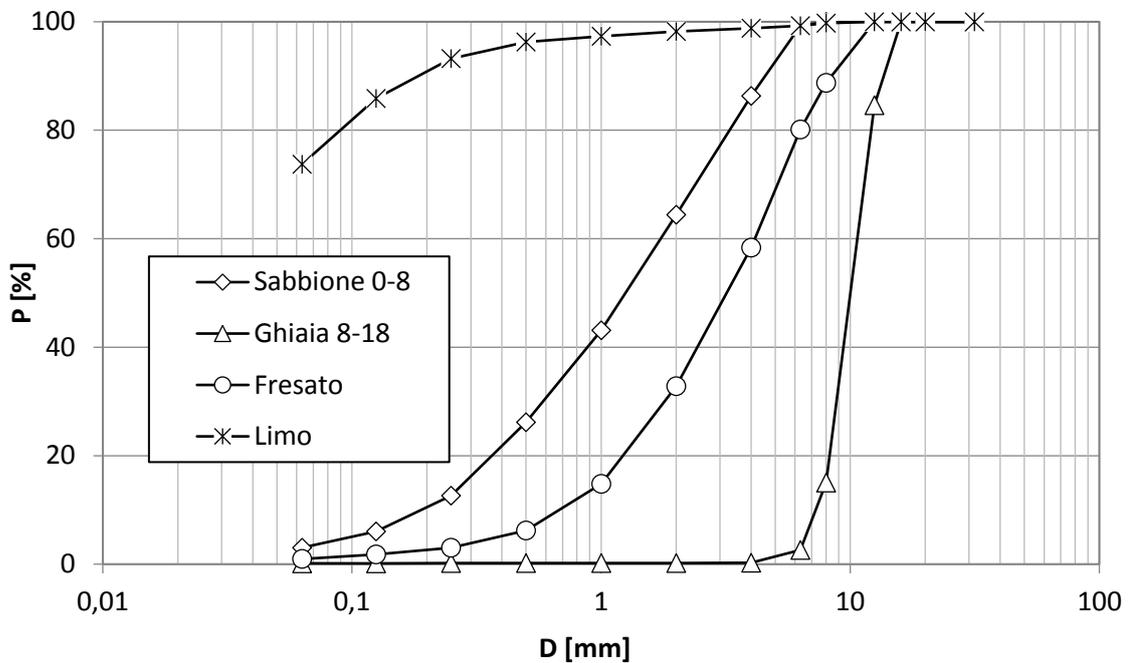


Figura 3.6 - distribuzione granulometrica della seconda fornitura di materiale.

3.1.4.1.2 Massa volumica

La massa volumica degli aggregati rappresenta la massa di sostanza, espressa in kg, che occupa un volume pari a 1 m³.

La massa volumica è stata ricavata attraverso il metodo del picnometro. Sono stati preparati due campioni di prova, entrambi di massa non inferiore a quella riportata di seguito [19]:

Tabella 3.2 - massa minima dei campioni di prova (metodo picnometro).

Dimensione massima degli aggregati mm	Massa minima del campione di prova kg
31,5	1,5
16	1,0
8	0,5
4 (minore)	0,25

Quindi sono stati utilizzati due differenti picnometri opportunamente tarati ed è stata effettuata l'intera procedura per entrambi i picnometri che consiste nel pesare il picnometro vuoto (compresa la testa) di volume noto, successivamente collocare il provino essiccato all'interno del singolo picnometro, quindi pesarlo nuovamente, assieme alla testa, in seguito riempire il picnometro con acqua privata dell'aria, fino ad un massimo di 30 mm al di sotto del giunto della testa, evacuare l'aria intrappolata, generando un vuoto parziale per il tempo necessario ad espellerla tutta, fissare la testa e riempire con attenzione il picnometro con acqua privata di aria fino a creare un menisco sulla superficie, asciugare l'esterno e pesarlo immediatamente e alla fine misurare con un termometro la temperatura dell'acqua. Si sono ottenuti così due valori di massa volumica che sono stati mediati in modo da ottenere un unico valore rappresentativo.

Per ottenere la massa volumica è stata utilizzata la seguente espressione:

$$\rho_p = \frac{(M_2 - M_1)}{V - (M_3 - M_2) / \rho_w} \quad (1)$$

dove:

- M_1 è la massa del picnometro e tappo, in grammi;

- M_2 è la massa del picnometro, tappo e campione di prova, in grammi;
- M_3 è la massa del picnometro, tappo, campione di prova ed acqua, in grammi;
- V è il volume del picnometro, in millilitri;
- ρ_w è la massa volumica dell'acqua alla temperatura di prova, in tonnellate per metro cubo.

I valori ottenuti sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 3.3 - masse volumiche degli aggregati.

Materiale	ρ_{mw} [g/cm³]
Sabbione 0-8	2,74
Ghiaia 8-18	2,74
Fresato	2,53
Limo	2,78

Di seguito si riportano alcune immagini relative al metodo del picnometro per la determinazione della massa volumica.



Figura 3.7 – fasi della determinazione della massa volumica (metodo picnometro).

3.1.4.1.3 Contenuto d'acqua

Per la determinazione del contenuto d'acqua degli aggregati è stato prima di tutto pesato il campione di materiale nelle condizioni naturali, successivamente è stato fatto

essiccare in forno fino a peso costante ed in seguito pesato nuovamente. Il contenuto naturale d'acqua è stato ottenuto tramite la differenza tra le due pesate riferita al peso secco e viene espresso in percentuale.

Nella tabella 3.4 sono presenti i contenuti naturali d'acqua.

Tabella 3.4 - *contenuto naturale d'acqua degli aggregati*

Materiale	contenuto d'acqua [%]
Sabbione 0-8	4,20
Ghiaia 8-18	0,62
Fresato	3,48
Limo	19,68

3.2 Metodologia proposta

Il punto di partenza della fase sperimentale è stato quello di considerare tutte le caratteristiche richieste al materiale oggetto di studio, ovvero:

- adeguata fluidità;
- caratteristiche autolivellanti;
- portanza nel breve termine adeguata;
- resistenze meccaniche nel lungo termine limitate;
- utilizzo di materiale di recupero;
- buona conduttività termica.

Successivamente si è cercato di individuare quale potesse essere la tipologia di materiale di riempimento migliore effettuando uno studio di mix design particolare in quanto si parla di materiali non tradizionali, privi quindi di rigide procedure.

La scelta è subito ricaduta su due tipologie di materiali, in particolare le malte cementizie fluide a bassa resistenza ed i calcestruzzi auto-compattanti.

Sono entrambi dei materiali caratterizzati da una adeguata fluidità ed auto-compattanti, solo che i CLSM hanno una resistenza relativamente bassa ma anche un diametro massimo degli aggregati abbastanza ridotto, mentre gli SCC hanno maggiori resistenze ed anche diametri più grandi e quindi sono materiali più versatili in quanto permettono più libertà nell'introdurre materiali di recupero.

A differenza dei CLSM, gli SCC hanno delle resistenze che risultano troppo alte per le esigenze del sottofondo stradale oggetto di studio e per tale motivo dal momento che per i CLSM non esiste una procedura di mix design specifica si è deciso di sfruttare come curva di riferimento l'equazione di *Andreasen and Andersen modificata* [21] solitamente utilizzata per i calcestruzzi auto-compattanti.

Sulla base di quanto detto, nel successivo paragrafo verrà introdotta la metodologia di mix design utilizzata in questo lavoro di tesi.

3.2.1 Mix-design

Il mix-design rappresenta il procedimento per il calcolo della composizione del calcestruzzo (in termini di quantità di cemento, di acqua, di additivi e di inerti per m³ di calcestruzzo) a partire da:

- proprietà del materiale indurito (resistenza meccanica, modulo elastico, ritiro, scorrimento viscoso, durabilità, ecc.), in base all'esigenza del progetto dell'opera;
- esigenze esecutive (lavorabilità, organizzazione del cantiere, modalità di getto, ecc.);
- materiali disponibili (tipo di cemento, di inerti e di additivi).

Allo scopo di ottenere un conglomerato cementizio che abbia le caratteristiche richieste dall'impresa, si è deciso di procedere con un mix design tipico dei calcestruzzi auto-compattanti che risulta essere adatto anche per miscele contenenti aggregati di recupero. Infatti uno degli obiettivi di tale mix design è stato quello di utilizzare una buona dose di materiali di recupero.

La metodologia proposta prevede tre fasi principali:

1. ottimizzazione dello scheletro litico a partire dalla distribuzione granulometrica degli aggregati a disposizione al fine di avvicinarsi alla curva di riferimento prescelta;
2. scelta del quantitativo di cemento (in base alle proprietà meccaniche desiderate) e determinazione del miglior rapporto acqua/polvere (a/p) e del dosaggio dell'additivo attraverso una analisi delle proprietà di lavorabilità delle miscele;
3. Determinazione del dosaggio dei diversi componenti della miscela.

Successivamente, sulle miscele progettate, vengono valutate le caratteristiche di fluidità e le proprietà meccaniche. In base ai risultati ottenuti, possono essere effettuate delle modifiche al fine di raggiungere le proprietà desiderate.

3.2.1.1 Ottimizzazione dello scheletro litico

Lo scopo dell'ottimizzazione dello scheletro litico è quello di avvicinarsi il più possibile alla curva ideale di distribuzione granulometrica prescelta utilizzando gli aggregati a disposizione e di formare quindi uno scheletro di elementi lapidei con un contenuto di vuoti interstiziale relativamente ridotto. In particolare, per la formazione dello scheletro litico attraverso l'operazione di ottimizzazione, sono stati considerati i soli aggregati.

Il mix design dei calcestruzzi tradizionali segue la distribuzione granulometrica proposta da *Fuller e Thompson* [20] caratterizzata dalla seguente equazione:

$$P(D) = \left\{ \frac{D}{D_{max}} \right\}^q * 100 \quad (2)$$

Nella quale:

- $P(D)$ rappresenta la percentuale di materiale passante al setaccio di apertura D ;
- D_{max} è il massimo diametro dello scheletro litico;
- q è il modulo di distribuzione.

Nella curva di *Fuller*, q assume un valore pari a 0,5 al fine di garantire il massimo addensamento degli aggregati tipici di un calcestruzzo tradizionale e quindi il minor contenuto di vuoti interstiziali tra i singoli granuli.

Per l'ottimizzazione della distribuzione granulometrica degli aggregati a disposizione si è fatto invece riferimento all'equazione di *Andreasen and Andersen modificata* [21] utilizzata per i calcestruzzi auto-compattanti e sfruttata per la miscela oggetto di studio dal momento che non esiste per essa una procedura di ottimizzazione specifica.

Di seguito si riporta l'equazione di *A&A modificata*:

$$P(D) = \frac{(D_{max}^q - D^q)}{(D_{max}^q - D_{min}^q)} \quad (3)$$

Nella quale:

- $P(D)$ rappresenta la percentuale di materiale passante al setaccio di apertura D ;
- D_{min} rappresenta il diametro minimo dello scheletro litico;
- D_{max} è il diametro massimo dello scheletro litico;
- q è il modulo di distribuzione.

Nell'equazione di *A&A modificata* il valore di q può essere scelto in base al requisito di lavorabilità che si vuole raggiungere in quanto q indica il quantitativo di fine presente ed in particolare all'aumentare di q diminuisce la presenza di fine [20]. Il valore di q può variare da 0 a 1, ma per miscele molto fluide dovrebbero essere utilizzati valori inferiori a 0,23 [22].

Nella figura sottostante sono riportate la curva di Fuller per $q=0,5$ e quella di *A&A modificata* per $q=0,25$.

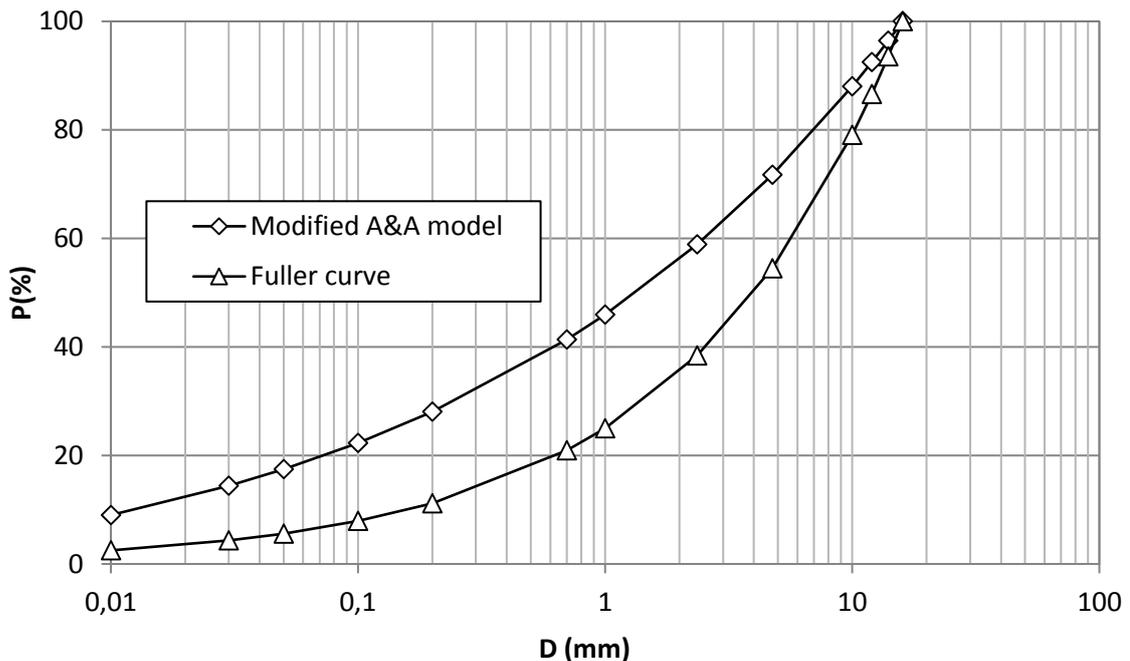


Figura 3.8 - curva di Fuller ($q=0,5$) e *A&A modificata* ($q=0,25$)

Il minimo ed il massimo diametro introdotti nell'equazione della curva di riferimento sono pari rispettivamente a 5 micron e 16 mm.

Per la fase preliminare in laboratorio, si è deciso di utilizzare tre valori diversi di q da inserire nella formula di *A&A modificata* ed in particolare i valori scelti sono stati 0,25, 0,23 e 0,21, mentre per le prove in cantiere si sono utilizzati solo i valori 0,23 e 0,21.

Sono state effettuate quindi, a partire dalla distribuzione granulometrica degli aggregati disponibili e con l'ausilio del risolutore di Microsoft excel, le differenti ottimizzazioni, che hanno portato a diverse percentuali di aggregati.

Nella figura sottostante vengono mostrate le variazioni dello scheletro litico per differenti valori del modulo di distribuzione q .

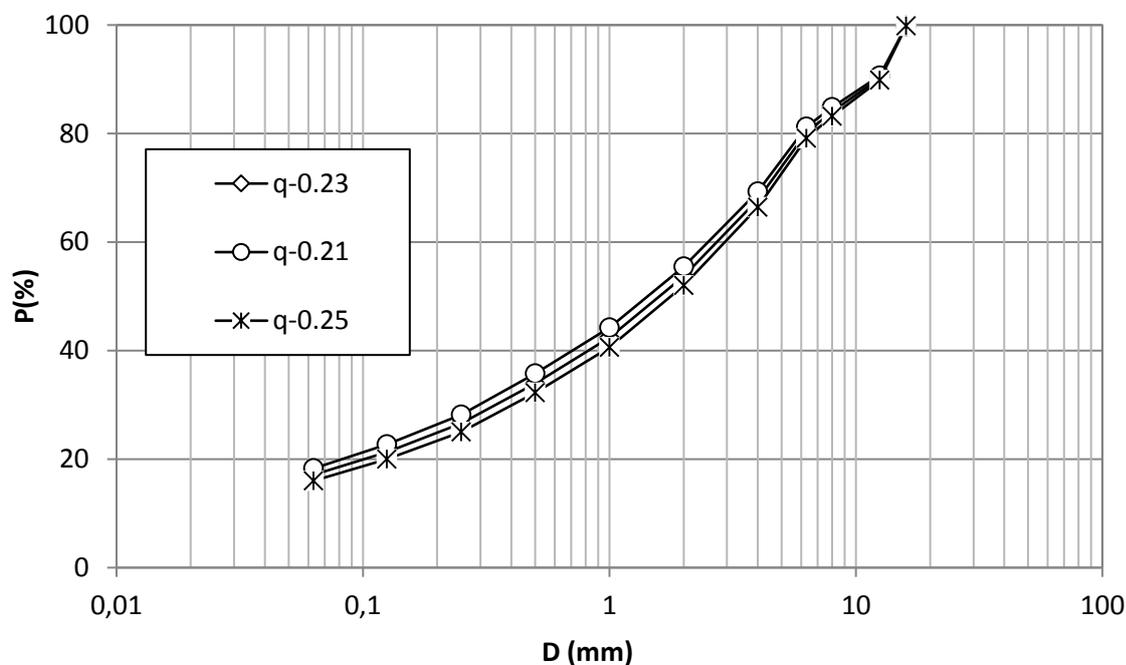


Figura 3.9 – influenza di q sulle curve ottimizzate.

A causa delle differenti distribuzioni granulometriche dei due fresati d'asfalto utilizzati rispettivamente per le prove preliminari in laboratorio e per le prove in campo, al termine dell'operazione di ottimizzazione sono state ottenute, a parità di q , diverse percentuali di aggregati.

In particolare si sottolinea che, durante l'ottimizzazione della seconda fornitura di aggregati, per ottenere delle percentuali simili a quelle ottenute per le prove in laboratorio e per mantenere una certa percentuale di fresato, quest'ultima è stata fissata al 20%. Si è

inoltre assunto che le differenze di percentuali ottenute non modificano di molto le proprietà meccaniche del materiale in esame.

Di seguito si riportano i risultati delle ottimizzazioni.

Tabella 3.5 - percentuali della 1° fornitura di aggregati nelle miscele q0,21-q0,23 e q0,25.

q	0,21	0,23	0,25
Sabbione 0-8	37	36	35
Ghiaia 8-18	10	11	11
Fresato	27	29	31
Limo	26	24	23

Tabella 3.6 - percentuali della 2° fornitura di aggregati nelle miscele q 0,21-q 0,23

Q	0,21	0,23
Sabbione 0-8	39	40
Ghiaia 8-18	17	18
Fresato	20	20
Limo	24	22

3.2.1.2 Scelta del quantitativo di cemento, del rapporto (a/p) e del dosaggio dell'additivo

Il passaggio successivo all'ottimizzazione dello scheletro litico è stato quello relativo alla scelta della quantità di cemento da introdurre nella miscela che, allo scopo di ottenere un materiale finale che non fosse eccessivamente resistente, è stato inizialmente fissato a 60 kg/m³ per poi procedere anche alla realizzazione di miscele con un contenuto pari a 100 kg/m³. Questi valori sono compresi all'interno del range tipico dei CLSM (30 – 120 kg/m³)[4].

Per la determinazione del rapporto acqua/polvere (a/p) ottimale si è proceduto con delle prove di spandimento di tentativo miscelando l'acqua con la "polvere" (cemento e limo) della miscela oggetto di studio. Contemporaneamente è stato fatto variare anche il dosaggio dell'additivo.

Tra le varie miscele di tentativo quella che ha dato i risultati migliori in termini di fluidità è stata quella costituita da un rapporto a/p pari a 0,7 e da un dosaggio di additivo pari a 0,5% della quantità di cemento.

Considerando che a differenza di tale impasto, nella miscela oggetto di studio saranno presenti anche gli aggregati, si è deciso di incrementare il rapporto a/p (utilizzando oltre a 0,7 anche 0,75 e 0,8) al fine di ottenere un materiale che mantenesse le stesse caratteristiche di fluidità ottenute dalla suddetta prova di spandimento.

Nella figura sottostante è presente il risultato della prova di spandimento del suddetto impasto.



Figura 3.10 - prova di spandimento della miscela di acqua e polvere con a/p 0,7 e dosaggio additivo 0,5%.

3.2.1.3 Determinazione del dosaggio dei componenti della miscela

Per la determinazione delle quantità dei vari componenti della miscela si è fatto riferimento ad uno modello nel quale 1 m³ di miscela è composto solo da aggregati, cemento, additivo e acqua (figura 3.10). Si è infatti supposto di lavorare in condizioni puramente teoriche di vuoti nulli.

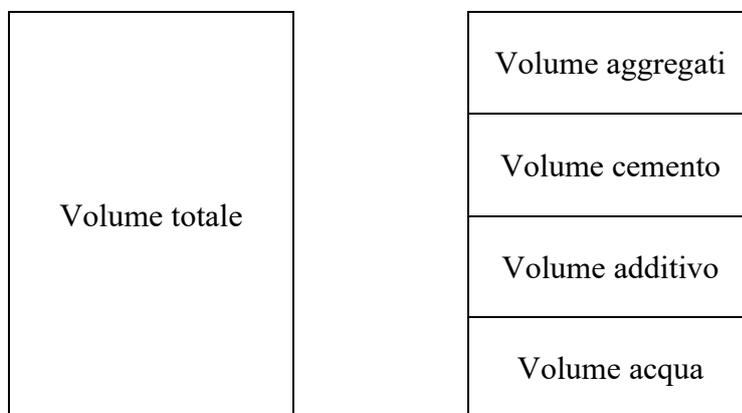


Figura 3.11 - schema della miscela oggetto di studio.

Il volume totale della miscela è dato dalla seguente somma:

$$V_{tot} = V_{aggr.} + V_{cem.} + V_{add.} + V_{acqua} \quad (4)$$

Dopo aver fissato il quantitativo di cemento (60 o 100 kg/m³), di additivo (0,5%) ed il rapporto acqua/polvere (0,7 - 0,75 - 0,8) e determinato le percentuali dei singoli aggregati rispetto all'intero scheletro litico, è stato possibile trovare il dosaggio finale di tutti i componenti della miscela, attraverso l'utilizzo delle corrispondenti masse volumiche.

Nel calcolo del quantitativo totale di acqua da introdurre nella miscela si è tenuto conto dell'acqua già presente nell'additivo che risulta essere pari al 60% del suo peso.

Per il confezionamento dei campioni, analizzati in laboratorio nella fase preliminare, sono state scelte cinque miscele:

1. q 0,21_c60 - a/p 0,8;
2. q 0,23_c60 - a/p 0,8;
3. q 0,25_c60 - a/p 0,7;
4. q 0,25_c60 - a/p 0,75;
5. q 0,25_c60 - a/p 0,8.

Mentre per le successive prove in cantiere sono state utilizzate le seguenti miscele:

1. q 0,21_c60 - a/p 0,8;
2. q 0,23_c60 - a/p 0,8;
3. q 0,21_c100 - a/p 0,8;
4. q 0,23_c100 - a/p 0,8.

Di seguito si riportano delle tabelle con i dosaggi (kg/m³) dei diversi componenti utilizzati per confezionare le miscele testate in questo lavoro di tesi.

Tabella 3.7 - dosaggi dei componenti delle miscele confezionate nella fase preliminare in laboratorio.

Q	0,21	0,23	0,25	0,25	0,25
Cemento [kg/m ³]	60	60	60	60	60
a/p [-]	0,8	0,8	0,8	0,75	0,7
additivo [kg/m ³]	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Sabbione [kg/m ³]	594,6	594,2	585,3	599,6	614,5
Ghiaia [kg/m ³]	160,7	181,6	184,0	188,5	193,1
Fresato [kg/m ³]	433,9	478,7	518,4	531,1	544,3
Limo [kg/m ³]	417,8	396,2	384,6	394,0	403,8
Acqua [kg/m ³]	382,1	364,7	355,5	340,3	324,5

Tabella 3.8 - dosaggi dei componenti delle miscele gettate in cantiere.

Q	0,21	0,21	0,23	0,23
Cemento [kg/m ³]	60	100	60	100
a/p [-]	0,8	0,8	0,8	0,8
additivo [kg/m ³]	0,3	0,5	0,3	0,5
Sabbione [kg/m ³]	646,9	615,7	682,9	649,9
Ghiaia [kg/m ³]	282,0	268,4	307,3	292,5
Fresato [kg/m ³]	331,8	315,8	341,4	325,0
Limo [kg/m ³]	398,1	378,9	375,6	357,5
Acqua [kg/m ³]	366,3	382,8	348,3	365,7

CAPITOLO 4

PROGRAMMA SPERIMENTALE

In questo capitolo vengono introdotte e spiegate le modalità di confezionamento e di getto delle miscele e tutte le prove effettuate in laboratorio ed in cantiere.

4.1 Modalità di preparazione delle miscele

Le modalità con cui sono state prodotte le miscele sono state scelte in base alle attrezzature disponibili nel luogo (laboratorio o cantiere) di preparazione delle stesse.

I provini realizzati in laboratorio sono stati preparati per mezzo di un miscelatore, all'interno del quale sono stati introdotti tutti i componenti preventivamente essiccati in forno. In particolare si è proceduto a pesare i vari componenti in modo tale da considerare per ognuno di essi il dosaggio esatto e successivamente è stato versato l'additivo all'interno dell'acqua mescolandoli assieme.

I vari ingredienti sono stati versati nel recipiente nel seguente ordine: cemento, limo, sabbione, fresato e ghiaia. Dopo aver introdotto tutti gli aggregati si è proceduto ad azionare il miscelatore ed a poco a poco è stata aggiunta l'acqua con l'additivo. Dopo circa 5 minuti o comunque appena l'impasto risultava essere omogeneo è stata interrotta la miscelazione ottenendo così le miscele desiderate.



Figura 4.1 - fasi della preparazione delle miscele in laboratorio.

La produzione ed il getto delle miscele in cantiere, invece, sono state realizzate giorno 27 Giugno presso lo stabilimento di Salbertrand. L'impianto di produzione di calcestruzzo situato all'interno dello stabilimento di Salbertrand è automatizzato e la produzione è gestita attraverso un terminale di controllo, dotato di monitor. Tutte le miscele prodotte vengono memorizzate nel programma del terminale, e a ciascuna corrispondono i rispettivi dosaggi di aggregati, cemento, additivi ed acqua da inserire in fase di produzione. La miscelazione dei vari componenti è avvenuta all'interno di una betoniera montata su un camion.



Figura 4.2 – camion betoniera utilizzato per la miscelazione dei componenti.

Si è deciso di effettuare il getto in un luogo chiuso (in un capannone antistante l'impianto) in modo tale da garantire, oltre al riparo dalle condizioni atmosferiche, anche un sottofondo in calcestruzzo atto ad accogliere le miscele. Sono stati pertanto montati preventivamente 4 casseri in legno di dimensioni pari a 3 x 3 x 0,62 m.

La produzione è iniziata di mattina e si è partiti con la miscela q0,21_c60 e successivamente si è proseguito con le altre tre miscele nell'ordine seguente: q0,23_c60, q0,21_c100 e q0,23_c100. La ricetta di ogni singola miscela era stata preventivamente inviata all'impiantista, che ha avuto premura di aggiornare nel software dell'impianto le nuove miscele. Da sottolineare il fatto che durante il pompaggio della terza miscela q0,21_c100, quest'ultima è fuoriuscita dal cassero andando a riempire in parte anche il quarto cassero ancora vuoto. Si è deciso così di riempire la parte superiore del terzo e del quarto cassero con la quarta miscela denominata q0,23_c100 andando però a compromettere la veridicità delle prove effettuate in cantiere sulle lastre in questione.

Inoltre a seguito del getto della miscela q0,23_c100 si è visto che sulla superficie della lastra si è depositato un maggiore quantitativo di acqua, probabilmente dovuto a qualche problema durante la miscelazione.

Di seguito vengono rappresentate delle foto relative alla fase di getto delle miscele.



Figura 4.3 - *getto delle miscele all'interno dei casseri in legno.*

Inoltre a 48 ore dal getto delle lastre è stato realizzato un giunto con una inclinazione compresa tra 45° e 60° . Il getto del giunto a differenza delle piastre è avvenuto senza l'utilizzo della pompa.



Figura 4.4 – *getto del giunto.*

Durante la fase di getto sono stati confezionati anche dei provini utilizzati per le prove effettuate da Tecnopiemonte e presso il laboratorio del Politecnico di Torino.



Figura 4.5 – provini confezionati in cantiere.

4.2 Prove di laboratorio

Allo scopo di determinare le caratteristiche delle miscele sia allo stato fresco che a quello solido, le prove effettuate in laboratorio sono state le seguenti:

- prova di spandimento su piastra;
- prova triassiale a carico ripetuto (modulo resiliente);
- prova di compressione non confinata;
- prova CBR;
- prova di gelo e disgelo;
- prova di ritiro;
- prova sulla conduttività termica.

4.2.1 Prova di spandimento su piastra

Attraverso la prova di spandimento su piastra si valuta l'effettiva lavorabilità delle miscele.

La prova consiste nel riempire un cilindro di plastica antiaderente di dimensioni standardizzate ($7,6 \pm 0,3$ cm di diametro interno e $15 \pm 0,3$ cm di altezza) con il materiale da analizzare. L'impasto deve essere versato all'interno del cilindro, minimizzando, per quanto più possibile, l'intervallo tra la fine della miscelazione e l'inizio della prova stessa. Successivamente si solleva lentamente il cilindro su una piastra di plastica di dimensioni 40×40 cm e viene valutato il diametro medio di spandimento del materiale adagiatosi sulla piastra stessa. Si ricorre al diametro medio, ovvero alla media tra il diametro di

spandimento in una direzione e quello ad esso perpendicolare, per evitare eventuali anomalie causate da una non corretta esecuzione della prova. Questo test viene utilizzato su CLSM caratterizzati da un diametro massimo inferiore a 19 mm [23].

Attraverso questa prova è possibile effettuare un'analisi qualitativa della fluidità e della stabilità (segregazione e bleeding) delle miscele.



Figura 4.6 - apparecchiatura per la prova di spandimento su piastra.

4.2.2 Prova in cella triassiale a carico ripetuto (modulo resiliente)

Trattando il materiale di studio come se fosse un materiale granulare, è stato necessario studiarne il comportamento in opera in termini di risposta deformante sotto carichi ciclici.

Nel caso stradale, le terre sono sottoposte ad azioni cicliche indotte dai veicoli stradali.

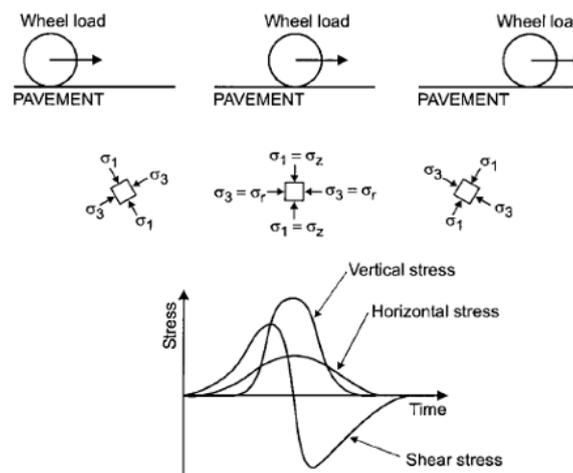


Figura 4.7 - stato tensionale causato dal transito di un veicolo.

Come si può osservare dall'immagine precedente, al tempo $t=0$ la distanza orizzontale tra ruota ed elemento considerato è elevata, per cui le tensioni che agiscono sul punto medesimo sono trascurabili. Successivamente il carico si sposta e raggiunge una distanza limite nel quale il punto risente del carico, sviluppandosi delle tensioni sul punto stesso. Al crescere del tempo sia le tensioni orizzontali che verticali aumentano e raggiungono un valore di picco nel momento in cui la ruota si trova esattamente sulla verticale, dopo di che si ha un andamento decrescente. La tensione di taglio si annulla quando la ruota si trova sulla verticale passante per il punto. Con il movimento del carico si verifica anche la rotazione dei piani principali.

In figura 4.8 è rappresentata la risposta dei materiali non legati sotto un generico ciclo di carico. In fase di carico si vede la non linearità, quindi il modulo di rigidezza non è costante ma è funzione dello stato tensionale, mentre al termine della fase di scarico non si recupera tutta la deformazione. Quindi la risposta deformante dei materiali non legati sotto carichi ciclici è caratterizzata da una componente recuperabile (resiliente) ed una componente residua (permanente).

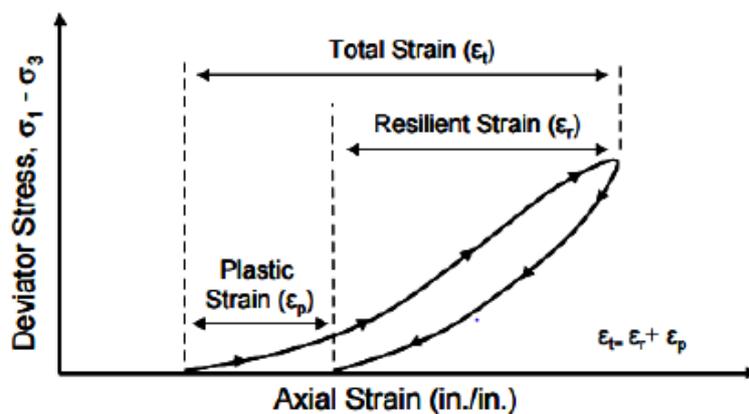


Figura 4.8 - grafico tensione-deformazione.

Quando un terreno è sottoposto a più cicli di carico, da un certo punto in poi la curva di carico si confonde con quella di scarico poiché la componente di deformazione permanente all'i-esimo ciclo tende progressivamente a ridursi e quella resiliente si assesta su un valore costante (deformazione elastica).

La *prova in cella triassiale a carico ripetuto* fornisce il modulo resiliente del conglomerato cementizio considerato come terreno. In particolare, la prova simula il

regime tenso-deformativo che si verifica in situ al passaggio dei veicoli, derivante dalla necessità di valutare la risposta a carichi tempo dipendenti.

La prova è regolata dalla norma AASHTO T307 [24] che prescrive anche le dimensioni necessarie del provino in esame, il quale deve avere un'altezza almeno pari al doppio del diametro. Se il campione da testare fosse stato un terreno, quest'ultimo si sarebbe dovuto preventivamente compattare ma essendo il materiale in esame un conglomerato cementizio auto-compattante, questo passaggio non è stato necessario.

La macchina è costituita da una cella, che trasmette una pressione isotropa a un campione cilindrico posto all'interno di una guaina impermeabile e confinato superiormente e inferiormente per mezzo di due dischi di pietra porosa. La forza assiale è invece provocata da un pistone che, mosso da aria compressa, genera impulsi ripetuti ciclici. Tale forza è misurata da una cella di carico elettronica, posta tra l'attuatore e il pistone. Infine, la deformazione assiale viene misurata tramite due trasduttori LVDT che sono disposti a destra e a sinistra del pistone e che convertono il movimento verticale in segnali elettrici.

Di seguito si riporta un'immagine dell'intera apparecchiatura:



Figura 4.9 - apparecchiatura della prova in cella triassiale a carico ripetuto.

La normativa prevede l'applicazione di cicli di carico, in cui si ha una fase di carico vera e propria e una fase di riposo. La fase di carico ha carattere impulsivo ed ha durata pari a 0,1 secondi mentre la fase di riposo dura 0,9 secondi, quindi il ciclo *i*-esimo ha una durata complessiva di 1 secondo.

Al generico impulso di carico corrisponde un andamento della deformazione anch'esso di tipo impulsivo nel tempo.

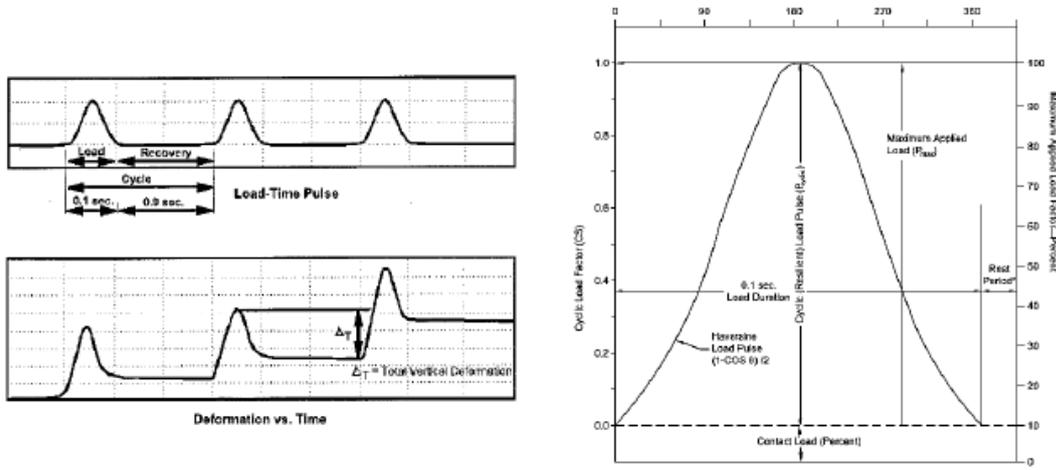


Figura 4.10 – andamento carico-tempo e deformazione-tempo.

Per la determinazione del modulo resiliente si impone una storia di carico.

La prova prevede una serie iniziale di 500 impulsi (sequenza 0) che non vengono considerati ai fini della stima del modulo resiliente il quale viene valutato solo da un certo punto in poi, cioè quando la deformazione resiliente si stabilizza intorno ad un valore costante.

Dopo la serie iniziale il campione viene ripetutamente caricato secondo 15 sequenze di 100 impulsi ciascuno. Per la valutazione del modulo resiliente al primo giorno è stata utilizzata la storia di carico relativa al subgrade, poiché il materiale non avrebbe resistito alle maggiori tensioni, mentre per le prove a 3,7 e 28 giorni si è utilizzata la sequenza relativa al base/subbase.

Test Sequence	SUBGRADE			SUBBASE/BASE		
	Confining Pressure (psi)	Deviator (Axial) Stress (psi)	Bulk Stress (psi)	Confining Pressure (psi)	Deviator (Axial) Stress (psi)	Bulk Stress (psi)
0	6	4	22.0	15	15	60.0
1	6	2	20.0	3	3	12.0
2	6	4	22.0	3	6	15.0
3	6	6	24.0	3	9	18.0
4	6	8	26.0	5	5	20.0
5	6	10	28.0	5	10	25.0
6	4	2	14.0	5	15	30.0
7	4	4	16.0	10	10	40.0
8	4	6	18.0	10	20	50.0
9	4	8	20.0	10	30	60.0
10	4	10	22.0	15	10	55.0
11	2	2	8.0	15	15	60.0
12	2	4	10.0	15	30	75.0
13	2	6	12.0	20	15	75.0
14	2	8	14.0	20	20	80.0
15	2	10	16.0	20	40	100.0

Figura 4.11 - sequenze di carico per subgrade e subbase.

Esaurite le deformazioni plastiche durante la fase di condizionamento, potranno essere determinate le deformazioni resilienti (elastiche) come:

$$\varepsilon_{1,r} = \frac{\Delta h_r}{h_i} \quad (5)$$

Dove:

- Δh_r = è la variazione di altezza del provino, esaurita la componente di deformazione plastica;
- h_i = è l'altezza iniziale del provino, dopo i 500 colpi di condizionamento.

A questo punto è possibile conoscere il valore della risposta elastica del materiale in funzione del livello di stress. Il modulo resiliente è espresso dal rapporto tra la tensione deviatorica e la deformazione elastica verticale:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_{1,r}} \quad (6)$$

La tensione deviatorica è definita come la differenza tra la massima tensione principale σ_1 e la tensione di confinamento σ_3 :

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (7)$$

Per ogni ciclo di carico, la macchina registra i seguenti dati:

- ε_p , deformazione permanente;
- σ_3 , tensione di confinamento;
- $\sigma_{v \max}$, tensione assiale massima;
- $P_{v \max}$, carico massimo assiale;
- $P_{v \text{ ciclo}}$, carico di ciclo;
- $P_{v \text{ contatto}}$, carico di contatto;
- Δh , spostamento resiliente medio;
- ε_r , deformazione resiliente;
- M_r , modulo resiliente.

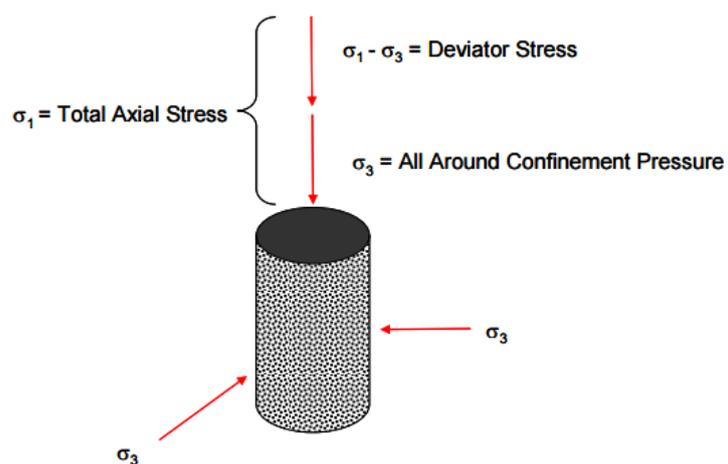


Figura 4.12 – stato tensionale sul provino.



Figura 4.13 – campioni per la prova in cella triassiale a carico ripetuto.

Modelli

I modelli servono a descrivere un determinato fenomeno in forma analitica. Quindi la prima utilità di un modello è quella di poter tradurre analiticamente i dati sperimentali attraverso una analisi di regressione. I modelli sono utili anche quando non si hanno i dati sperimentali in quanto permettono di stimare il modulo resiliente.

I risultati delle prove di modulo resiliente possono essere interpretati mediante l'utilizzo di opportuni modelli costitutivi, che combinano le tensioni applicate con le caratteristiche dei materiali. Considerando che la loro risposta dipende dal grado di confinamento verticale e laterale cui sono sottoposti, i modelli sono di norma non lineari.

Per determinare il modulo resiliente ad un dato stato tensionale, è fondamentale trovare la relazione tra il modulo resiliente e lo stato tensionale stesso.

Tra i vari modelli presenti in letteratura sono stati tenuti in considerazione i seguenti:

- Hicks – Monismith;
- Uzan;
- Puppala;
- MEPDG.

Il modello di *Hicks – Monismith* [25], comunemente denominato modello “k- θ ”, è uno dei modelli più utilizzati nell’ambito della letteratura. In questo modello il modulo resiliente è reso dipendente dal primo invariante delle tensioni, ossia dalla somma delle tre tensioni principali, ottenute dalla prova triassiale:

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad (8)$$

dove:

- K_1 e K_2 sono le costanti di regressione;
- θ è il primo invariante.

La semplicità del modello k- θ ha favorito nel passato il suo utilizzo, tuttavia il modello presenta delle criticità tant’è che successivamente sono state proposte diverse modifiche.

Il fatto di considerare gli effetti delle tensioni attraverso il solo parametro θ rende il modello poco preciso, in quanto risulta essere una notevole semplificazione del problema. Per esempio, alcuni ricercatori hanno osservato che, in situ, il modulo resiliente dei materiali granulari è funzione non solo di θ ma anche della intensità della deformazione di scorrimento indotta principalmente dalla tensione deviatorica [26].

Tra le modifiche introdotte nel modello k- θ , una delle più accreditate è quella proposta da *Uzan* [27] che ha suggerito di aggiungere un termine contenente la tensione deviatorica:

$$M_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad (9)$$

dove:

- K_1 , K_2 e K_3 sono le costanti di regressione;
- θ è il primo invariante;
- σ_d è la tensione deviatorica.

Un altro modello che supera le criticità del modello k- θ è quello a tre parametri proposto da *Puppala* [28] che tiene conto sia della tensione di confinamento che di quella deviatorica:

$$M_R = K_3 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{K_4} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a}\right)^{K_5} \cdot p_a \quad (10)$$

dove:

- K_3 , K_4 e K_5 sono le costanti di regressione;
- σ_3 è la tensione laterale di confinamento;
- p_a è la pressione atmosferica;
- σ_d è la tensione deviatorica.

Per MEPDG il modulo resiliente viene stimato usando il seguente modello [29]:

$$M_R = K_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{K_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{K_3} \quad (11)$$

dove:

- K_1 , K_2 e K_3 sono le costanti di regressione;
- p_a è la pressione atmosferica;
- θ è il primo invariante;
- τ_{oct} è la tensione di taglio ottaedrale.

4.2.3 Prova di taglio veloce

La prova di taglio veloce è di gran lunga il metodo più popolare per stimare la resistenza a taglio di un terreno.

Il test viene normalmente eseguito su un campione cilindrico. La principale informazione ottenuta è il valore della tensione di compressione corrispondente alla rottura del campione. Durante la prova, può essere determinata la relazione tra la tensione e la deformazione.

La prova di taglio veloce è stata condotta all'interno della cella triassiale al termine della prova in cella triassiale a carico ripetuto.

Prima dell'inizio della prova si misurano l'altezza ed il diametro del provino, successivamente viene fissata a zero la pressione di confinamento mentre la velocità di deformazione viene posta pari a 0,01%.

La tensione di compressione non confinata coincide con il valore di picco (F / A) della curva di tensione-deformazione. Esistono delle relazioni che legano questa grandezza con la resistenza a taglio dei terreni, per esempio per i terreni argillosi la tensione di compressione non confinata è pari al doppio della resistenza a taglio.

4.2.4 Prova CBR (California Bearing Ratio)

La valutazione della portanza è stata condotta in laboratorio mediante l'esecuzione della prova C.B.R. L'indice di portanza C.B.R. rappresenta una misura empirica della

portanza di un materiale “non legato”, ottenuta mediante una prova semplice di compressione.

Tale metodo di indagine viene di norma condotto sulle terre costipate con energia ed umidità note. Il comportamento della miscela cementizia, infatti, è stato assimilato a quello di un terreno destinato a strato di fondazione.

La prova consiste nel far penetrare all’interno del campione un pistoncino di caratteristiche note, imponendo una velocità di avanzamento pari a 1,27 mm/min. Il campione, che poggia su una superficie collegata ad una pressa meccanica, viene sollevato e per contrasto il pistoncino affonda nel materiale. Al pistoncino è collegato un anello dinamometrico che misura lo sforzo che agisce. Sulla superficie superiore del campione sono posizionati dei comparatori centesimali che valutano lo spostamento subito dal campione stesso e quindi la penetrazione. Sulla superficie superiore vengono collocati dei dischi metallici che presentano un foro centrale attraverso il quale viene fatto penetrare il pistoncino e hanno la funzione di simulare il confinamento superiore a cui è sottoposto il terreno, mentre le pareti della fustella simulano il confinamento laterale.

Man mano che il pistone penetra all’interno del campione, vengono misurati gli sforzi applicati al campione in funzione dell’affondamento. Raggiunto il massimo grado di affondamento la prova si interrompe, si raccolgono i dati e vengono diagrammati in un grafico pressioni-cedimenti. Di solito la prima parte della curva non segue l’andamento previsto a causa di fenomeni di assestamento iniziali, quindi per estrapolazione si ricava la curva vera e si trasla l’origine del grafico verso il basso in modo da eliminare l’influenza di questo tratto iniziale.

Si valutano gli sforzi corrispondenti a due valori del cedimento predefiniti, cioè 2,5 mm e 5 mm, i quali vengono rapportati entrambi a dei valori di riferimento, che sono i valori di pressione corrispondenti ai cedimenti 2,5 mm e 5 mm fatti registrare dal terreno di riferimento (terreno californiano). Si assume come parametro CBR il valore massimo dei due ottenuti.

$$CBR = \max \left(100 \cdot \frac{p_{2,5 \text{ mm}}}{p_{RIF-2,5 \text{ mm}}}, 100 \cdot \frac{p_{5,0 \text{ mm}}}{p_{RIF-5,0 \text{ mm}}} \right) \quad (12)$$

In genere nei capitolati si fa riferimento all'indice CBR a saturazione, che si ottiene eseguendo la prova dopo 4 giorni di immersione in acqua, questo poiché rappresenta la condizione più penalizzante.

Tipicamente per i sottofondi stradali è richiesto un indice CBR immediato pari a 20.

La prova in oggetto è stata realizzata in aria e senza sovraccarico, ottenendo l'indice CBR immediato a 1 e 3 giorni.



Figura 4.14 – campioni per la prova CBR.

4.2.5 Prova di compressione

Per il calcestruzzo, la resistenza a compressione è un parametro importante per determinare le prestazioni del materiale durante le condizioni di servizio e viene espressa in termini di resistenza caratteristica, definita come quel particolare valore della resistenza a compressione al di sotto del quale ci si può attendere di trovare al massimo il 5% della popolazione di tutti i valori delle resistenze di prelievo [30] (figura 4.15). Tale grandezza può essere misurata su provini cubici con lato di 150 mm o su provini cilindrici con diametro di 150 mm ed altezza di 300 mm e si ottengono rispettivamente la resistenza caratteristica cubica R_{ck} e la resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} e vengono dedotti entrambi sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni. Il controllo della resistenza a compressione viene effettuato prelevando in cantiere al momento del getto un volume di calcestruzzo sufficiente a confezionare due provini utilizzando stampi di dimensioni predefinite (figura 4.16). Durante il confezionamento dei provini bisogna stare attenti ad eliminare l'aria contenuta all'interno dell'impasto e a rasare la superficie superiore. Successivamente i provini vanno mantenuti a temperatura e umidità controllata

($T = 20 \text{ } ^\circ\text{C} \pm 2 \text{ } ^\circ\text{C}$; U.R. $\geq 95\%$ oppure in acqua) fino al giorno della prova di compressione [30].

Le classi di resistenza del calcestruzzo sono convenzionalmente indicate con la lettera C seguita da due numeri, il primo rappresenta la resistenza a compressione cilindrica caratteristica, il secondo la resistenza cubica caratteristica.

Nella figura 4.17 sono presenti le classi di resistenza caratteristica previste.

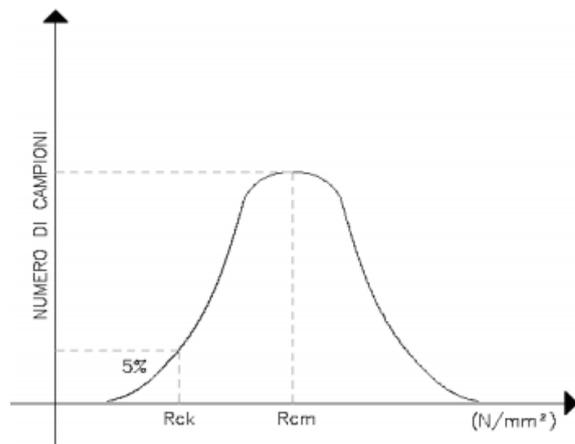


Figura 4.15 – distribuzione della popolazione delle misure di resistenza.



Figura 4.16 – provini cubici destinati alla prova di compressione.

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

Figura 4.17 – classi di resistenza del calcestruzzo [30].

La procedura da seguire per effettuare la prova a compressione è la seguente:

- rimuovere il campione dallo stampo;
- verificare la planarità delle facce considerando una di 0,05 mm e se le facce non sono complanari si sottopone il provino a rettifica meccanica;
- misurare con il calibro le dimensioni del provino espresse in mm;
- pesare il provino;
- porre il provino sopra la piastra di prova, avendo cura di centrarlo seguendo i cerchi di riferimento;
- impostare, un gradiente di sforzo (cioè la velocità con cui viene applicato il carico);
- registrare il valore corrispondente alla rottura (espresso in N/mm² o MPa) ed il tipo di rottura.

La resistenza a compressione dei materiali testati è data dal rapporto tra il carico massimo registrato durante la prova e l'area del campione (225 mm²) e viene espresso in N/mm².

Le prove di compressione sono state realizzate da Tecno Piemonte. I cubetti sono stati rotti rispettivamente dopo 1, 3, 7 e 28 giorni di maturazione, in modo tale da poterne studiare l'evoluzione nel tempo.

4.2.6 Prova di gelo e disgelo

Le proprietà di gelo e disgelo delle miscele sono state misurate secondo la normativa ASTM D 560-16 [31].

La suddetta normativa propone un metodo per ricavare la resistenza al gelo e disgelo delle miscele di terra e cemento.

Poiché le prove utilizzate tipicamente per il calcestruzzo, come l'ASTM C 666, sono risultate essere troppo severe per queste tipologie di miscele, il metodo proposto dall'ASTM D 560-16 è risultato essere un approccio più adeguato.

In particolare, i campioni (due per ogni miscela) sono stati esposti, dopo un tempo di maturazione pari a 7 giorni, a 12 cicli di gelo e disgelo caratterizzati da uno sbalzo di temperatura da -18°C a 23°C . Ogni ciclo ha una durata di 48 ore di cui 24 ore nel congelatore e le altre 24 ore a temperatura ambiente.



Figura 4.18 – provini sottoposti a cicli di gelo e disgelo.

Come indicatore del danno viene valutata la perdita di massa. La perdita totale della massa alla fine dei 12 cicli viene divisa per la massa originale del campione per ottenere la percentuale di perdita di massa. Il limite massimo ammissibile per queste tipologie di miscele è pari a 14 %.

4.2.7 Prova di ritiro

Non esiste una normativa specifica per la misura del ritiro delle miscele in esame.

Comunemente vengono utilizzati prismi di dimensione pari a 25mm x 25mm x 285mm ai quali viene misurato la variazione di lunghezza attraverso uno specifico strumento di misurazione composto da un comparatore, analogico o digitale, montato su una struttura costituita da due colonne d'acciaio. La traversa superiore è regolabile in altezza per adattarsi alle dimensioni del provino (figura 4.19). Il comparatore utilizzato deve essere in grado di leggere lunghezze di 0,002 mm o inferiori.

La barra di riferimento deve avere una lunghezza totale di $295 \pm 3,0$ mm o di $170 \pm 3,0$ mm, a seconda delle dimensioni del campione in uso. Inoltre il materiale utilizzato per la barra di riferimento deve essere una lega d'acciaio avente un coefficiente di dilatazione termica non superiore a $2 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.



Figura 4.19 – provini ed apparecchiatura per la prova di ritiro.

Per ottenere la lettura sul comparatore, bisogna posizionare i campioni all'interno dello strumento di misura e ruotarli lentamente. Si deve registrare la lettura minima del comparatore in quanto la rotazione può causare una modifica della lettura. È buona regola posizionare i campioni, nello strumento, con la stessa estremità ogni volta che viene misurata la variazione di lunghezza.

Questa procedura è adottata dalla normativa ASTM C 490-17 [32].

4.2.8 Prova sulla conduttività termica

La conduttività termica λ rappresenta l'attitudine di un materiale a trasmettere calore e nel sistema internazionale viene espressa in $W/(m \times K)$, nel quale il watt è l'unità di misura della potenza, il metro della lunghezza e il kelvin della temperatura.

Per il calcolo della conduttività termica è stato utilizzato un dispositivo chiamato KD2 Pro. In particolare il dispositivo è costituito da un palmare e da un sensore ad ago che viene introdotto all'interno del provino cilindrico (figura 4.20).

Di seguito si riporta l'immagine della prova effettuata in laboratorio.

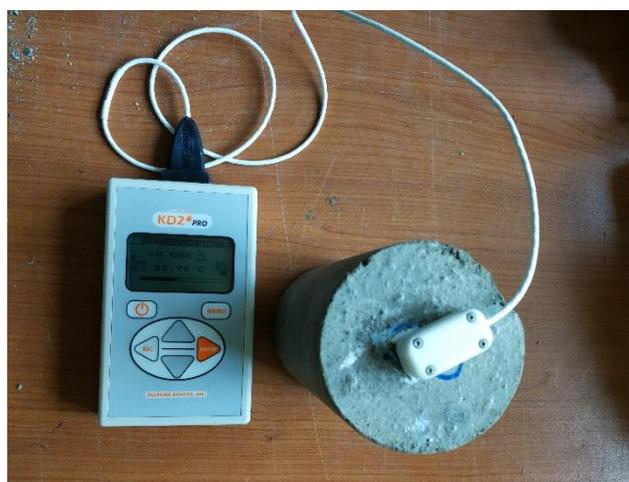


Figura 4.20 – dispositivo di misura della conduttività elettrica.

4.3 Prove di campo in vera grandezza

Al fine di approfondire il comportamento delle miscele progettate, sono state eseguite delle prove in cantiere, sia durante la fase di getto che nei giorni successivi. Nello specifico sono state fatte le seguenti prove:

- prove di spandimento su piastra;
- porosimetria;
- prova di carico su piastra;
- prova di carico dinamica;
- prova di carrabilità;
- comportamento del giunto.

Le prove di carico su piastra (statica e dinamica) e la prova di carrabilità sono state effettuate dopo lo scassero delle lastre che è avvenuto in seguito ad un periodo di maturazione pari a tre giorni.



Figura 4.21 – scassero delle lastre.

4.3.1 Porosimetria

È stato necessario definire il contenuto d’aria delle miscele fresche attraverso l’impiego di un “porosimetro a pressione”. Esso è costituito da una vasca di 8 litri, collegata ermeticamente al coperchio mediante 4 chiusure a bloccaggio rapido, da due rubinetti a sfera che permettono il riempimento d’acqua e lo sfiato e da un piccolo compressore elettrico interno che provoca la pressurizzazione della camera. Durante la prova, il calcestruzzo viene sottoposto a una pressione doppia di quella atmosferica. La variazione di volume del calcestruzzo letta sullo strumento corrisponde alla % d’aria presente nella miscela (0-100%).

Di seguito si riportano delle immagini del porosimetro utilizzato in impianto.



Figura 4.22 – misura del contenuto d’aria con il porosimetro.

4.3.2 Prova di carico su piastra

Lo scopo della prova di carico su piastra è quello di valutare la capacità portante di un terreno mediante la determinazione del modulo di deformazione E_v . Questa metodica è applicabile ai terreni di sottofondo, agli strati di rilevato e agli strati non legati di fondazione e di base delle pavimentazioni stradali. Nel caso in esame, tale procedura è stata applicata a uno strato di fondazione costituito da calcestruzzo. L'apparecchiatura impiegata è composta principalmente da una piastra circolare in acciaio con spessore di 20 mm e diametro di 300 mm ed un martinetto che consente di applicare carichi verticali controllati, sotto un adeguato contrasto superiore. Inoltre, poiché il cedimento non è perfettamente uniforme, sono presenti tre comparatori centesimali disposti a 120° uno rispetto all'altro, con i bracci fissati alla trave di sostegno i cui appoggi devono distare più di 1 metro dalla piastra. Viene quindi calcolato il cedimento medio sulle 3 misure rilevate.

Prima dell'inizio della prova, giunti in cantiere, bisogna individuare una superficie il più piana possibile su cui appoggiare la piastra e stendere un sottile strato di sabbia, (passante al setaccio da 2 mm) in modo tale da eliminare le eventuali irregolarità superficiali e rendere il contatto piastra-terreno il più completo possibile. Si predispongono un contrasto per il martinetto, che può essere in genere la parte posteriore di un autocarro, caricato in modo da avere un carico doppio di quello massimo da esercitare sulla piastra, (nel caso in esame è stata usata la benna di un mezzo di carico). Preparata tutta l'attrezzatura e posizionato il contrasto può avere inizio la prova.

Per l'esecuzione di tale prova si è deciso di utilizzare la normativa tedesca DIN 18134 [33].

Prima dell'inizio della prova vera e propria, il manometro e il misuratore di spostamento o il trasduttore di spostamento devono essere impostati sullo zero e la piastra precaricata per circa 30 secondi. Il carico applicato deve corrispondere ad una tensione normale di $0,01 \text{ MN} / \text{m}^2$ quando si utilizza una piastra da 300 mm o 600 mm e ad una tensione normale di $0,005 \text{ MN} / \text{m}^2$ quando si utilizza una piastra da 762 mm. La lettura del manometro o del trasduttore corrispondente a questo carico viene considerata come lettura zero.

Per determinare il modulo di deformazione E_v , il carico deve essere applicato in almeno sei step, con incrementi uguali, fino a quando non viene raggiunto lo sforzo

normale massimo richiesto. Successivamente alla fase di carico inizia quella di scarico nella quale il carico viene rilasciato in 3 fasi, al 50% e al 25% del carico massimo ed in fine a carico corrispondente alla lettura zero. Dopo la fase di scarico viene eseguito un secondo ciclo di carico, nel quale quest'ultimo deve essere aumentato solo fino al penultimo incremento del primo ciclo.

Durante la prova, l'intervallo di tempo tra l'applicazione di ciascun incremento di carico deve essere di due minuti, mantenendo costante il carico durante questo periodo. Per il test subbase, è sufficiente un minuto. La lettura del misuratore deve essere registrata alla fine di ogni step di caricamento. Per determinare il modulo di deformazione per i calcoli di progettazione nelle costruzioni stradali, si deve utilizzare una piastra di carico da 300 mm e il carico aumentato fino a raggiungere un cedimento di 5 mm o uno sforzo normale sotto la piastra di $0,5 \text{ MN/m}^2$. Nel momento in cui si raggiunge uno dei precedenti limiti, la tensione misurata in questo step viene considerata come sforzo massimo.

Dalla prova si può ottenere curva pressione - cedimento. Di solito nelle norme tecniche, per valutare le caratteristiche tenso - deformative in opera, si fa riferimento al primo ciclo di carico, mentre in alcune norme invece si considera il secondo ciclo di carico, confrontandolo col primo, ovvero valutando di quanto cambia la portanza del terreno, passando da un ciclo di carico al successivo.

Di seguito si riportano delle immagini relative alla prova di carico su piastra effettuata sulle quattro piastre.



Figura 4.23 – prova di carico su piastra.

Per calcolare il modulo di deformazione E_v si utilizza la seguente formula:

$$E_v = 1,5 \cdot r \cdot \frac{1}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{0max}} \quad (13)$$

dove:

- E_v è il modulo di deformazione, in MN/m²;
- r è il raggio del piatto, in mm;
- σ_{0max} è il massimo sforzo normale medio sotto la piastra nel primo ciclo di carico, in MN/m²;
- a_1, a_2 sono parametri, in mm/MN²/m⁴.

a_1 e a_2 si calcolano risolvendo il seguente sistema di tre equazioni:

$$\begin{aligned} a_0 \cdot n + a_1 \sum_{i=1}^n \sigma_{0i} + a_2 \sum_{i=1}^n \sigma_{0i}^2 &= \sum_{i=1}^n s_i \\ a_0 \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{0i} + a_1 \sum_{i=1}^n \sigma_{0i}^2 + a_2 \sum_{i=1}^n \sigma_{0i}^3 &= \sum_{i=1}^n s_i \cdot \sigma_{0i} \\ a_0 \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_{0i}^2 + a_1 \sum_{i=1}^n \sigma_{0i}^3 + a_2 \sum_{i=1}^n \sigma_{0i}^4 &= \sum_{i=1}^n s_i \cdot \sigma_{0i}^2 \end{aligned} \quad (14)$$

dove:

- s è il cedimento della piastra, in mm;
- σ_0 è lo sforzo normale medio sotto la piastra, in MN/m²;
- n è il numero di step di carico.

Si determinano due valori del modulo di deformazione corrispondenti ai due cicli di carico e se ne fa il rapporto E_{v2}/E_{v1} .

Di per se il modulo di deformazione non è una grandezza razionale, infatti non entra in nessun modello di verifica di una pavimentazione, ma viene introdotto nelle norme tecniche per una mera finalità di controllo.

La prova di carico su piastra è stata realizzata dopo 3 e 7 giorni dal getto.

4.3.3 Prova di carico dinamica

La prova di carico dinamica, è un test di verifica della compattazione del terreno che permette di identificarne in modo rapido la portanza. Il modulo di deformazione dinamico E_{vd} ottenuto viene espresso in MN/m^2 . La prova di carico dinamica può essere effettuata in modo veloce e senza peso di contrasto come invece richiede la prova di carico statica, che necessita più tempo per l'esecuzione ed è effettuabile solo ricorrendo a dei pesi come ad esempio un camion o un escavatore. Per tale motivo, questa prova è utile per quei luoghi di difficile accesso come le trincee nei quali non è possibile effettuare una prova di carico statica. Inoltre la prova di carico dinamica consente di verificare, in tempi decisamente brevi, l'omogeneità della portanza sull'intera area di lavoro e non solamente in singoli punti.

La piastra dinamica è composta da tre parti: il dispositivo di carico che ha un peso pari a 10 kg, la piastra di carico con diametro di 30 cm ed una centralina. Il peso viene rilasciato da un'altezza di circa 70 cm sulla piastra al cui centro si trova un sensore di accelerazione. La centralina traduce il segnale del sensore nel modulo di deformazione dinamico in MN/m^2 . Tale valore indica la qualità della compattazione del terreno. Durante la prova vengono effettuati tre colpi da cui si ottengono tre cedimenti e conseguentemente il cedimento medio ed il modulo di deformazione dinamico E_{vd} [34].



Figura 4.24 – *piastra dinamica.*

Riassumendo, i vantaggi di tale strumento sono i seguenti:

- valutazione immediata di ogni misurazione;
- peso contenuto della strumentazione;
- facilità di manipolazione e utilizzo anche in siti difficilmente accessibili.

Per ogni piastra, è stato misurato il modulo di deformazione dinamico E_{vd} in cinque punti diversi come riportato in figura 4.25 e per ogni punto la prova è stata ripetuta due volte.

Le prove sono state condotte a 3 e 7 giorni.

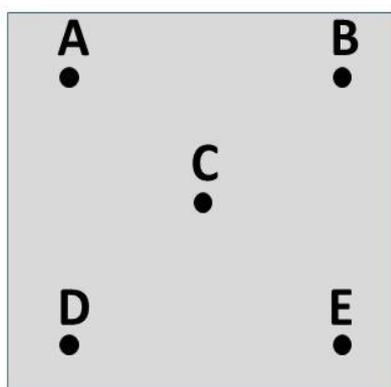


Figura 4.25 – distribuzione dei punti di misurazione della piastra.

4.3.4 Prova di carrabilità

La prova di carrabilità eseguita in cantiere dopo un tempo di maturazione paria a 3 giorni ha lo scopo di evidenziare il comportamento delle lastre a breve termine, in modo tale da capire se esse risultano idonee a sopportare il passaggio dei tipici mezzi di cantiere nei giorni successivi al getto.

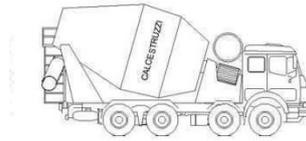
Inizialmente è stata fatta transitare una automobile e successivamente un mezzo a pieno carico con un peso pari a 40 tonnellate.

Le lastre sono state testate con il seguente ordine: q0,23_c100, q0,21_c100, q0,23_c60 e q0,21_c60.

Di seguito si riportano i tipici mezzi impiegati per il transito a breve termine sullo strato di fondazione:



Veicoli isolati
a 3 assi: 33 t



Veicoli per trasporto calcestruzzi
in betoniera: 54 t

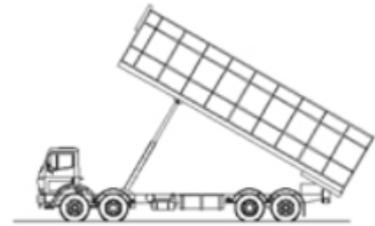


Figura 4.26 – *tipici mezzi impiegati per il transito a breve termine.*

CAPITOLO 5

RISULTATI

In questo capitolo vengono mostrati e discussi i risultati ottenuti da tutte le prove effettuate sulle miscele oggetto di studio.

5.1 Analisi dei dati delle prove di laboratorio

Vengono analizzati tutti i dati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sia sui campioni realizzati nel laboratorio di infrastrutture viarie del Politecnico di Torino nella fase preliminare, sia in quelli confezionati in cantiere durante il getto delle lastre.

5.1.1 Analisi sulla fluidità delle miscele

Di seguito vengono mostrate le foto delle prove di spandimento delle cinque miscele di partenza, preparate in laboratorio tramite il miscelatore (figura 5.1 e 5.2).



Figura 5.1 – da sinistra: $q_{0,25_c60} - a/p 0,7$; $q_{0,25_c60} - a/p 0,75$; $q_{0,25_c60} - a/p 0,8$.



Figura 5.2 – da sinistra: $q_{0,23_c60} - a/p 0,8$; $q_{0,21_c60} - a/p 0,8$.

I risultati delle suddette prove in termini di diametro di spandimento sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1: *diametri di spandimento delle miscele preparate in laboratorio.*

Q	0,21	0,23	0,25	0,25	0,25
Cemento [kg/m ³]	60	60	60	60	60
a/p [-]	0,8	0,8	0,8	0,75	0,7
Additivo [%]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Diametro di spandimento [mm]	300	320	370	260	150

I diametri ottenuti dalle prove di spandimento fatte in cantiere sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 5.2: *diametri di spandimento delle miscele gettate in cantiere.*

Q	0,21	0,21	0,23	0,23
Cemento [kg/m ³]	60	100	60	100
a/p [-]	0,8	0,8	0,8	0,8
Additivo [%]	0,5	0,5	0,5	0,5
Diametro di spandimento [mm]	210	280	220	300

Si riporta di seguito, a titolo di esempio, l'immagine del risultato della prova di spandimento su piastra relativa alla miscela q0,21_c100.



Figura 5.3 – *spandimento della miscela q0,21_c100.*

Un diametro di spandimento compreso tra 25 cm e 35 cm è considerato abbastanza buono per il comportamento auto-compattante della miscela oggetto di studio, in quanto si è osservato che per le miscele che mostrano un diametro di spandimento maggiore di

35 cm potrebbero esserci problemi legati alla stabilità, andandone a compromettere la risposta meccanica a lungo termine.

5.1.1.1 Effetti della variazione di a/p sulla fluidità

Dai risultati ottenuti si è osservato che all'aumentare del rapporto a/p si ottengono dei diametri di spandimento maggiori, come è mostrato in figura 5.4, nella quale è rappresentato l'andamento del diametro di spandimento delle miscele con $q = 0,25$ in funzione del rapporto a/p . A parità di scheletro litico e contenuto di cemento, incrementando il rapporto a/p aumenta anche la quantità di acqua libera e di conseguenza la fluidità della miscela.

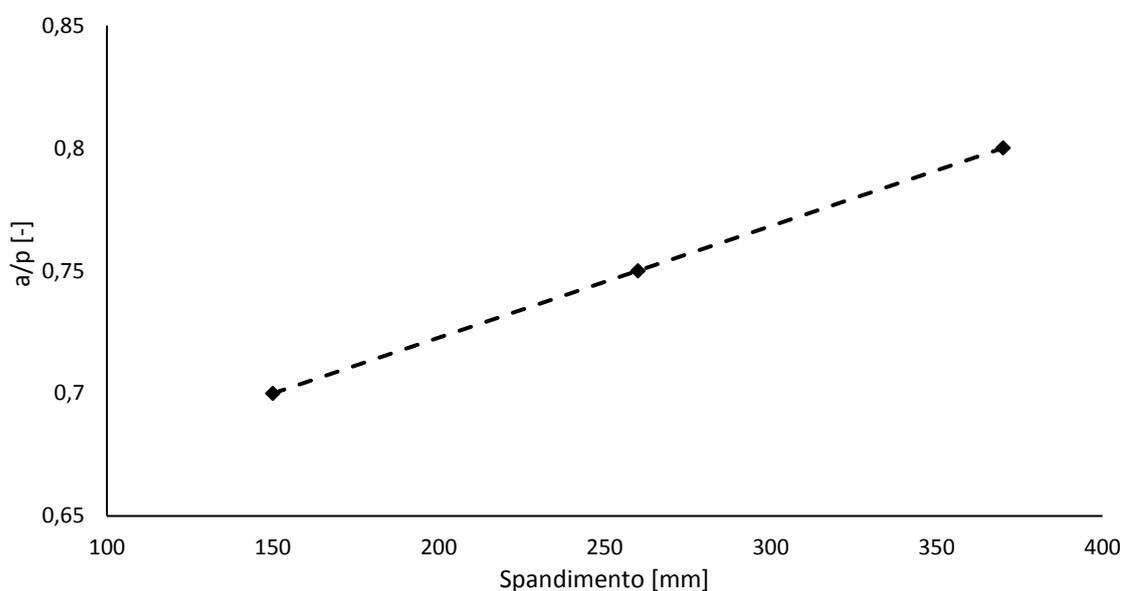


Figura 5.4 – influenza di a/p sul diametro di spandimento per $q=0,25$.

5.1.1.2 Effetti della variazione di q sulla fluidità

Si può notare come il miglioramento della stabilità della miscela, ad elevati valori di a/p , è stata migliorata attraverso l'aumento del volume della parte fine all'interno dello scheletro litico (figura 5.5). Nella pratica, al diminuire del modulo di distribuzione q , il contenuto di acqua necessario per raggiungere la stessa fluidità aumenta a causa dell'incremento della superficie specifica complessiva del materiale.

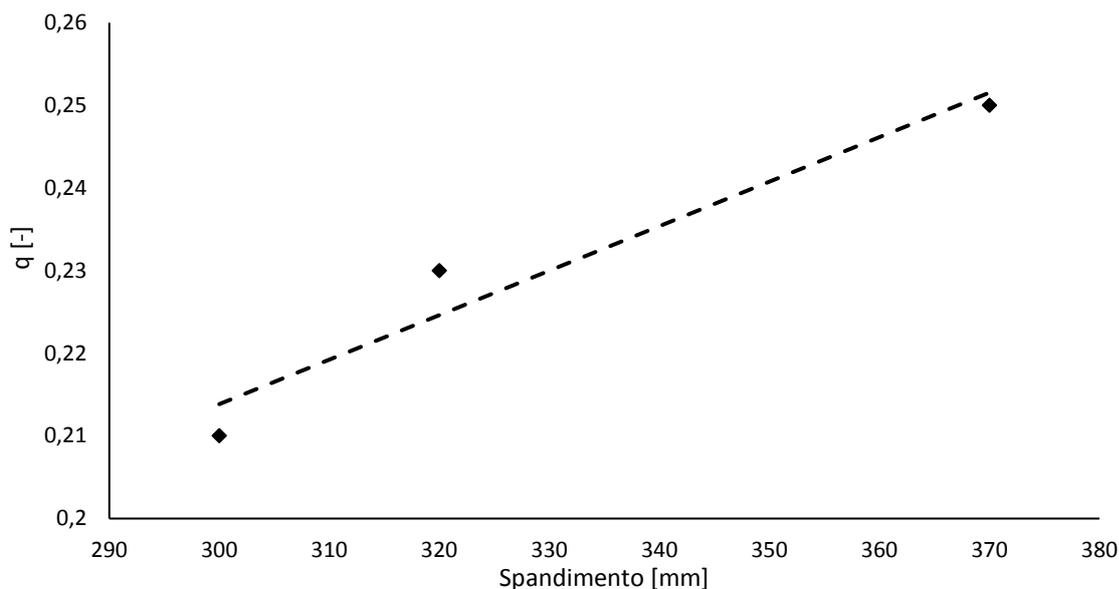


Figura 5.5 – influenza di q sul diametro di spandimento per $(a/p) = 0,8$.

5.1.1.3 Effetti della variazione del contenuto di cemento sulla fluidità

Di seguito è presente un grafico che mostra l'influenza del contenuto di cemento sulle caratteristiche di fluidità della miscela.

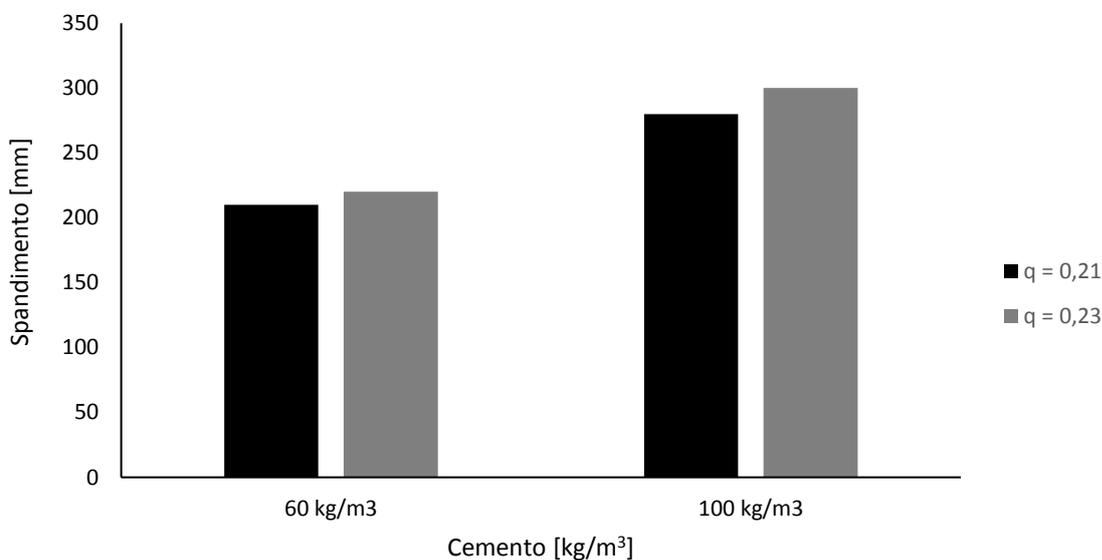


Figura 5.6 – influenza del contenuto di cemento sul diametro di spandimento.

Le miscele con un contenuto maggiore di cemento hanno riportato, al termine della prova, un diametro più grande. Questo è dovuto alla maggiore presenza di acqua e di additivo e alla minore quantità di aggregati nella miscela.

5.1.2 Analisi sul modulo resiliente

I risultati delle prove triassiali a carico ripetuto sono stati forniti dal programma in file txt e successivamente riportati su excel per procedere con l'analisi.

5.1.2.1 Effetti della variazione di q e a/p sul modulo resiliente

Il primo studio condotto è stato quello relativo all'analisi del modulo resiliente delle cinque miscele iniziali dopo 28 giorni di maturazione.

Di seguito si riportano dei grafici nei quali sono rappresentati gli andamenti del modulo resiliente a 28 giorni in funzione del primo invariante Θ . In particolare viene analizzata l'influenza del modulo di distribuzione q (figura 5.7) e del rapporto a/p (figura 5.8) sul modulo resiliente M_R a 28 giorni.

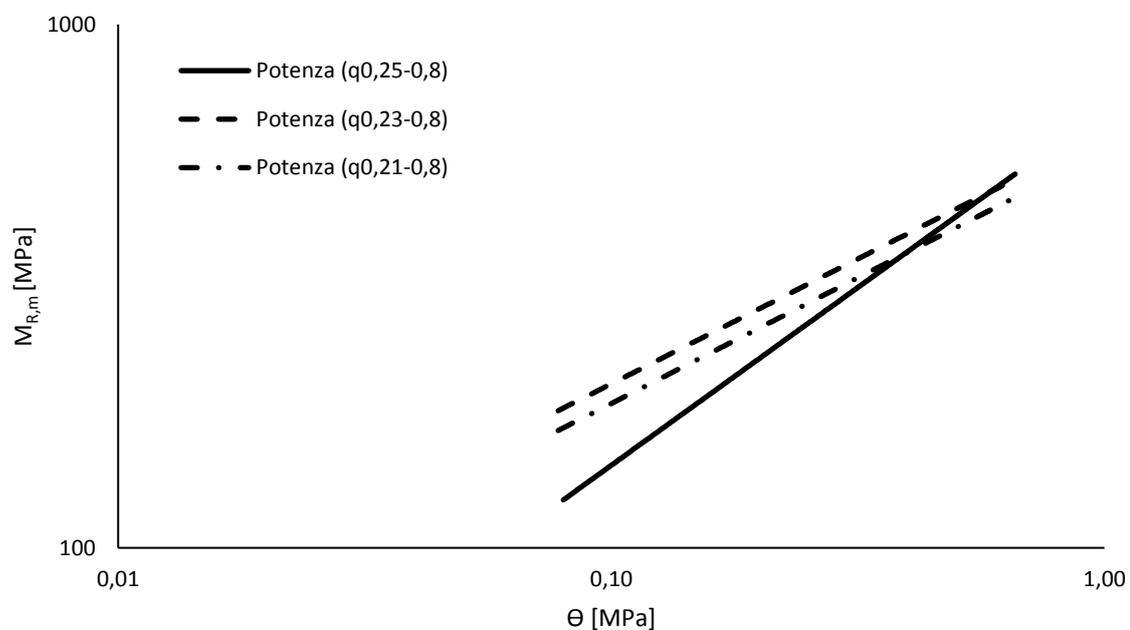


Figura 5.7 – influenza del modulo di distribuzione q sul modulo resiliente M_R a 28 giorni.

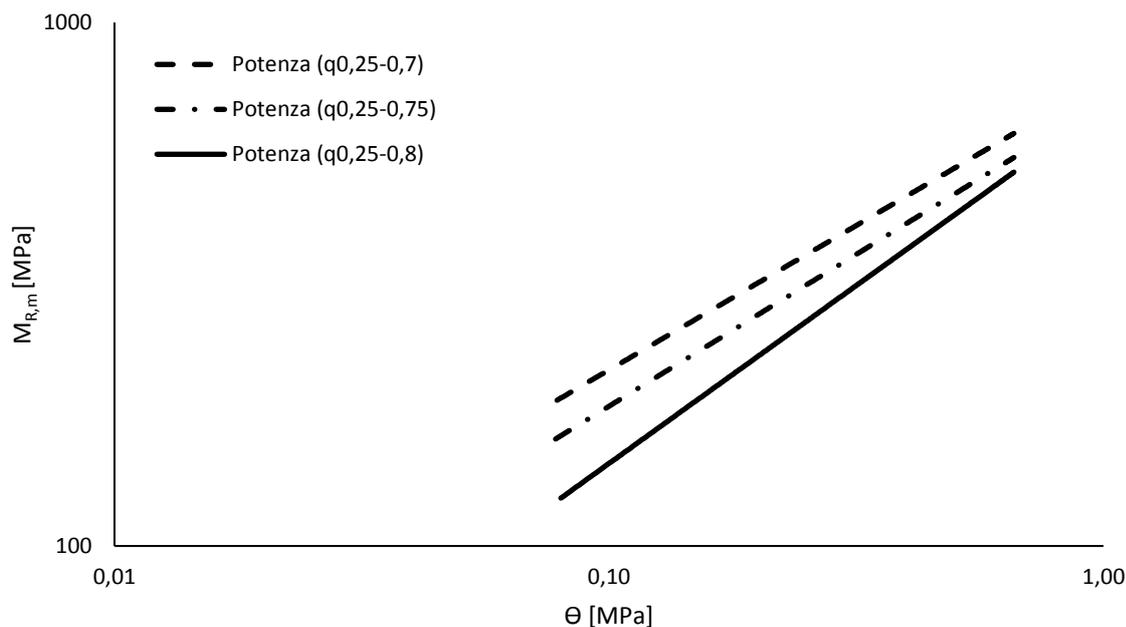


Figura 5.8 – influenza del rapporto a/p sul modulo resiliente M_R a 28 giorni.

Da entrambi i precedenti grafici si nota che all'aumentare del primo invariante Θ è associato un incremento del modulo resiliente M_R delle miscele. Questo tipo di comportamento viene detto “stress-stiffening” ed è tipico dei terreni granulari.

Si può osservare che l'influenza del modulo di distribuzione q su miscele con uguale rapporto a/p può essere considerata trascurabile. Questo può essere dovuto al fatto che la variazione di q ($0,21 \div 0,25$) non ha modificato in modo significativo lo scheletro litico del materiale.

Per quanto riguarda l'influenza del rapporto a/p , si può osservare che, come ci si aspettava, al diminuire di tale rapporto aumenta leggermente il modulo resiliente delle miscele e quindi la rigidità. Questo è dovuto al fatto che un maggiore volume d'acqua causa a seguito dell'indurimento del materiale una percentuale dei vuoti maggiore. Tali pori rappresentano dei punti di debolezza del materiale e contribuiscono alla formazione di fessure nel momento in cui il materiale è soggetto a dei carichi.

5.1.2.2 Effetti della variazione del contenuto di cemento sul modulo resiliente

In figura 5.9 vengono confrontati i moduli resilienti a 28 giorni di maturazione delle miscele gettate in cantiere.

È evidente come a parità del modulo di distribuzione q , aumentando il contenuto di cemento, la rigidezza del materiale aumenta. Inoltre si evince che a parità di contenuto di cemento, al variare del modulo di distribuzione q , le differenze in termini di rigidezza sono trascurabili. Inoltre per le miscele con 100 Kg/m^3 di cemento si ha un comportamento di stress-stiffening più accentuato.

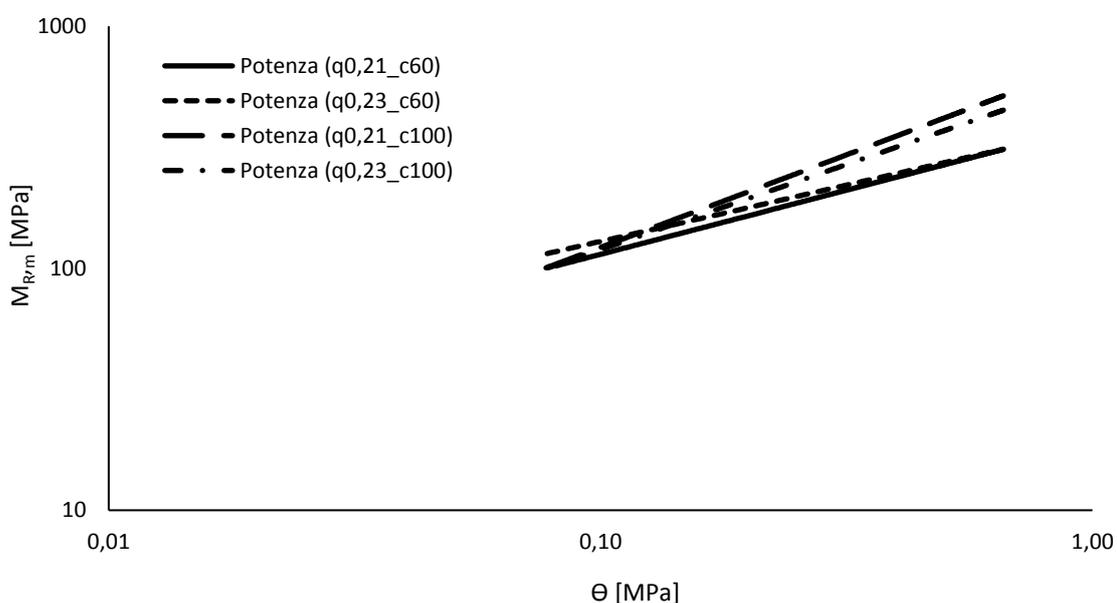


Figura 5.9 – confronto tra M_r delle miscele a 28 giorni.

5.1.2.3 Confronto con i valori tipici dei materiali granulari utilizzati per i sottofondi stradali

Nella figura 5.10 e 5.11, sono stati messi a confronto i valori dei moduli resilienti misurati sulle miscele con i valori tipici dei materiali granulari utilizzati per i sottofondi stradali [35]. Si può osservare che il comportamento resiliente delle miscele considerate risulta essere compreso all'interno dei valori presenti in letteratura, dimostrando un comportamento simile a quello dei materiali granulari non legati.

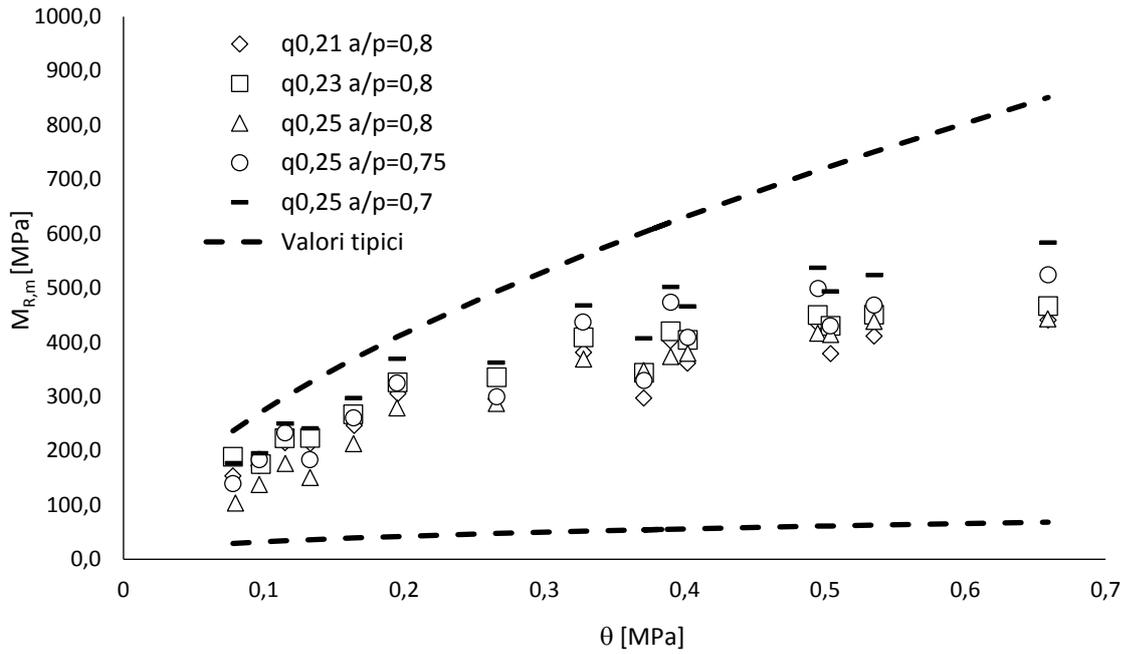


Figura 5.10 – confronto dei moduli resilienti a 28 giorni con i valori limiti relativi ai tipici materiali granulari usati per i sottofondi stradali.

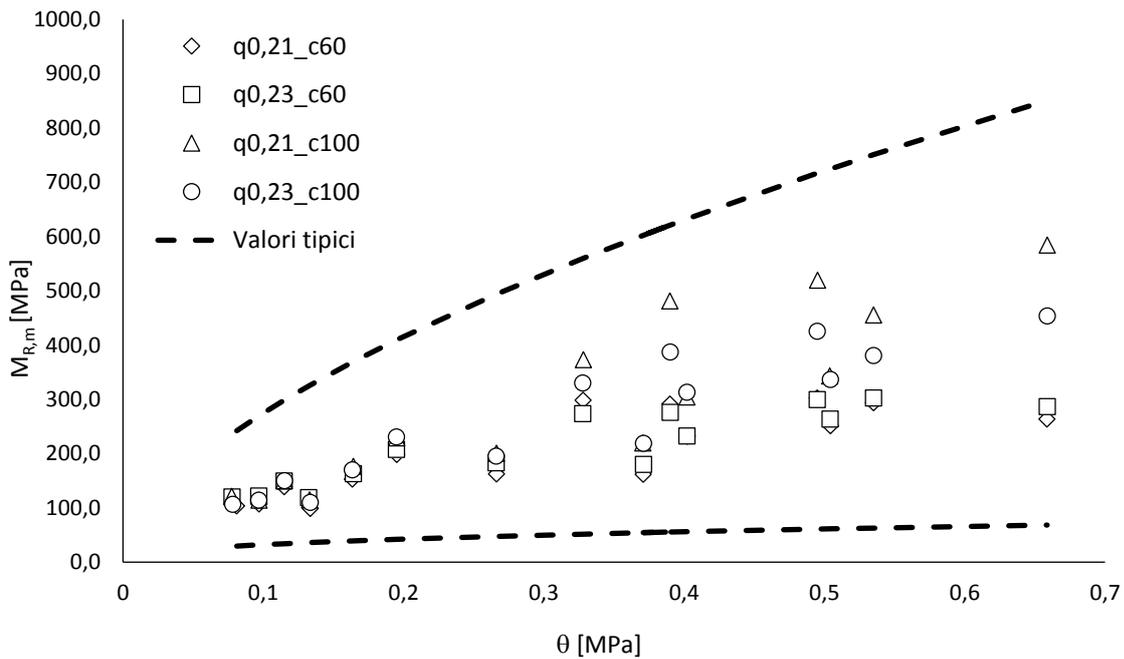


Figura 5.11 – confronto dei moduli resilienti a 28 giorni con i valori limiti relativi ai tipici materiali granulari usati per i sottofondi stradali.

5.1.2.4 Effetti del tempo di maturazione sul modulo resiliente

In figura 5.12 è rappresentata l'evoluzione del modulo resiliente nel tempo riguardo la miscela con $q = 0,23$, $(a/p) = 0,8$ e cemento pari a 60 kg/m^3 realizzata in laboratorio. Si assiste ad un progressivo aumento del modulo resiliente nel tempo.

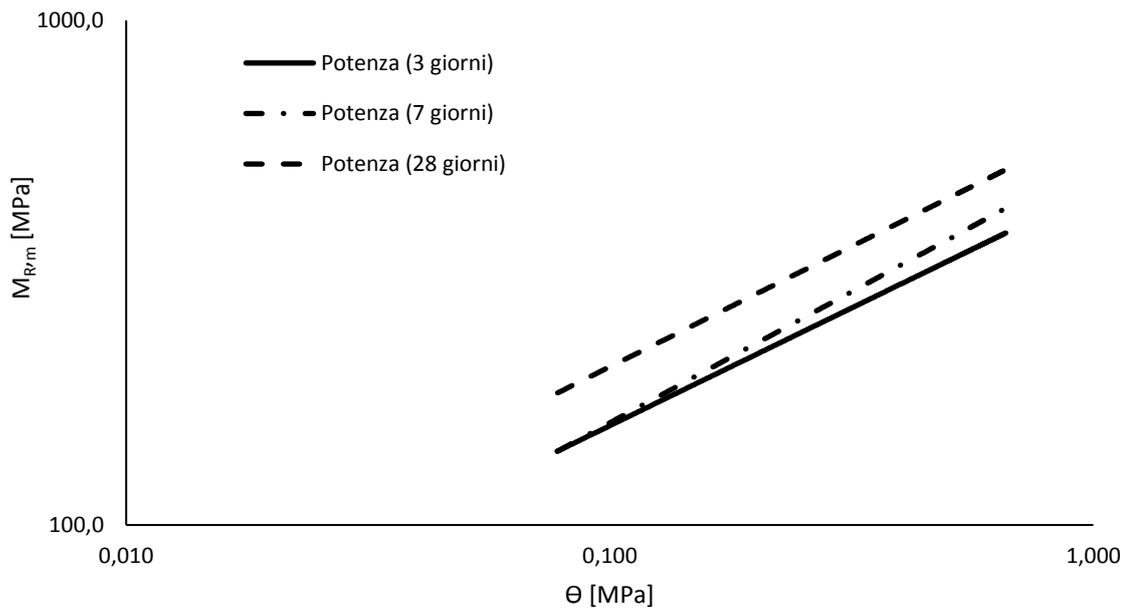


Figura 5.12 – influenza del tempo di maturazione sul modulo resiliente M_R per la miscela con $q = 0,23$, $(a/p) = 0,8$ e cemento pari a 60 kg/m^3

Di seguito, invece, si riportano gli andamenti delle miscele realizzate in cantiere.

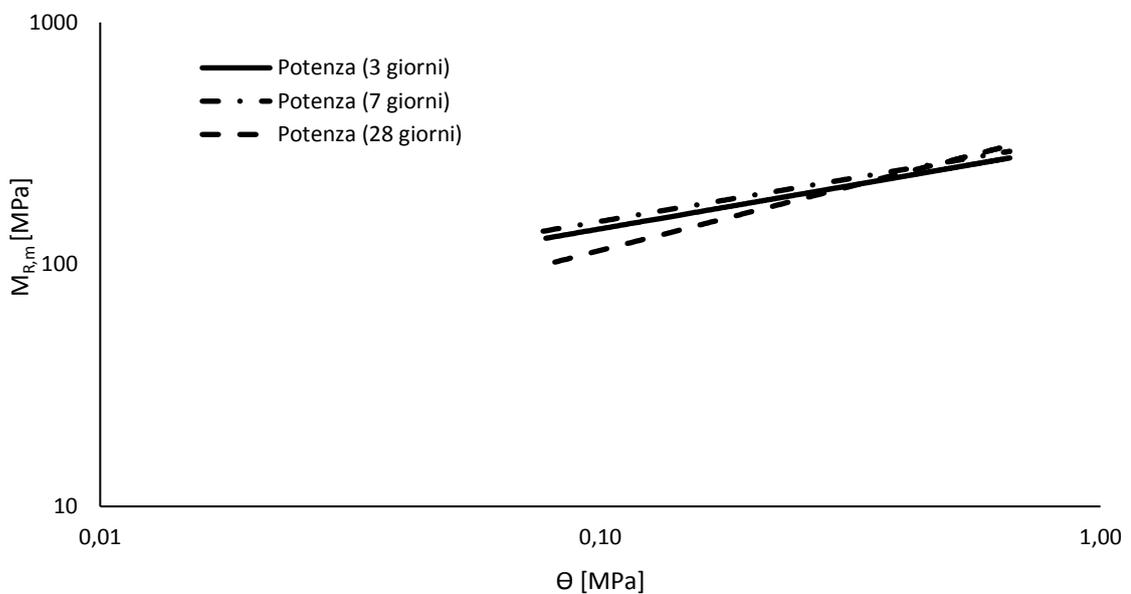


Figura 5.13 – influenza del tempo di maturazione sul modulo resiliente M_R per la miscela con $q = 0,21$ e $c = 60 \text{ kg/m}^3$.

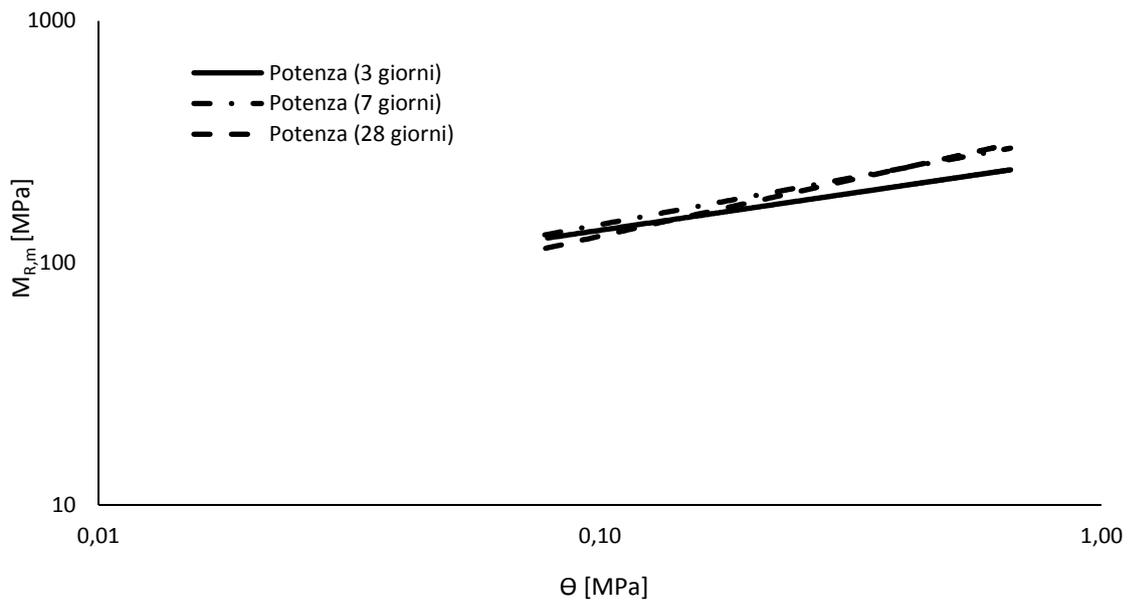


Figura 5.14 – influenza del tempo di maturazione sul modulo resiliente M_R per la miscela con $q = 0,23$ e $c = 60 \text{ kg/m}^3$.

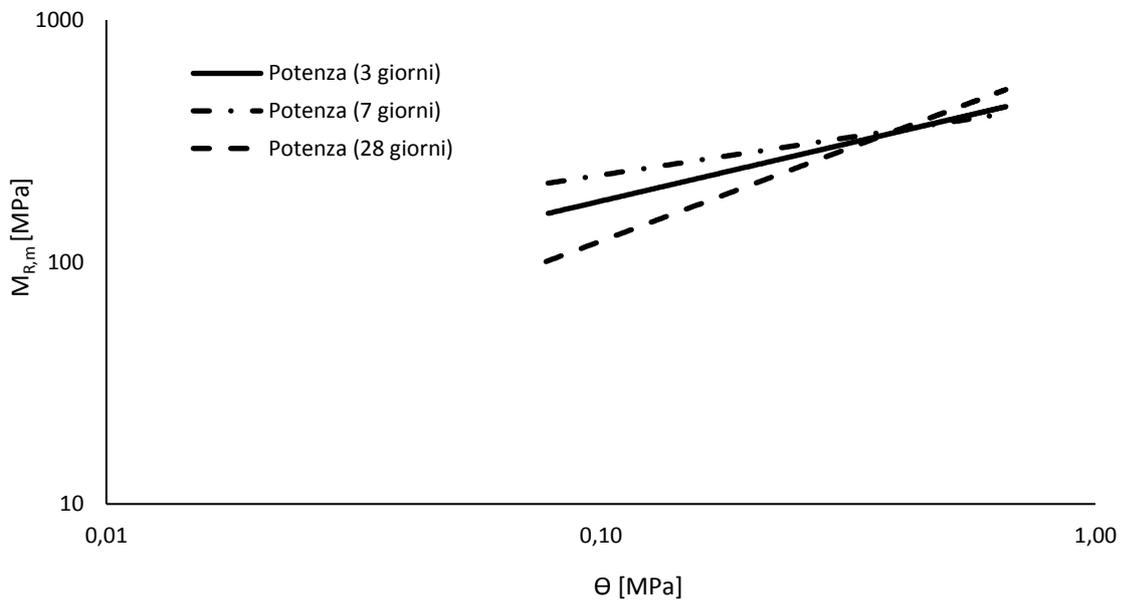


Figura 5.15 – influenza del tempo di maturazione sul modulo resiliente M_R per la miscela con $q = 0,21$ e $c = 100 \text{ kg/m}^3$.

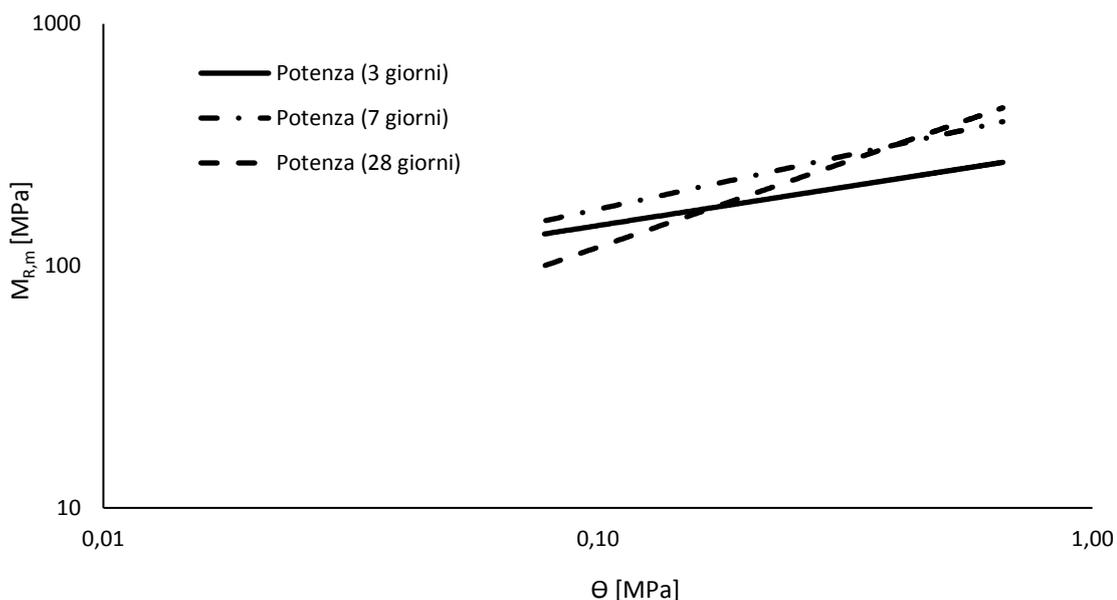


Figura 5.16 – influenza del tempo di maturazione sul modulo resiliente M_R per la miscela con $q = 0,23$ e $c = 100 \text{ kg/m}^3$.

5.1.2.5 Modellazione dei moduli resilienti

Il coefficiente di determinazione R^2 e le costanti di regressione k_1 , k_2 e k_3 ricavati dall'analisi di regressione sui dati ottenuti dalle prove a 28 giorni sulle miscele realizzate in laboratorio sono riportati nella tabella 5.3. Dai valori del coefficiente di determinazione R^2 , si può notare come i modelli a tre parametri proposti da Uzan, MEPDG e Puppala sembrano rappresentare meglio i dati sperimentali ottenuti rispetto al modello a due parametri di Hiks-Monismith. Infatti il coefficiente di determinazione R^2 può variare da 0 a 1 ed un valore molto alto indica che i valori ottenuti e quelli calcolati tramite i modelli sono abbastanza simili tra loro, quindi quanto più R^2 è prossimo ad 1, tanto maggiore è la bontà del modello.

Tabella 5.3 – parametri dei modelli per le miscele realizzate in laboratorio con $c=60 \text{ kg/m}^3$.

Modello	Miscela	k_1	k_2	k_3	R^2
Hiks-Monismith	0,21/0,8	1949,07	0,45	-	0,9083
	0,23/0,8	2122,15	0,45	-	0,9403
	0,25/0,8	1593,90	0,59	-	0,9519
	0,25/0,75	1941,73	0,54	-	0,8973
	0,25/0,7	2260,25	0,51	-	0,9515
Uzan	0,21/0,8	2406,06	0,27	0,19	0,9617
	0,23/0,8	2356,29	0,36	0,09	0,954
	0,25/0,8	1658,40	0,56	0,03	0,9532
	0,25/0,75	2590,03	0,3	0,26	0,9665
	0,25/0,7	2662,23	0,38	0,15	0,9777
MEPDG	0,21/0,8	1877,35	0,35	0,38	0,9383
	0,23/0,8	2092,36	0,41	0,14	0,9448
	0,25/0,8	1603,43	0,61	-0,08	0,9526
	0,25/0,75	1862,28	0,39	0,51	0,9369
	0,25/0,7	2204,87	0,44	0,28	0,9649
Puppala	0,21/0,8	3535,18	0,19	0,27	0,961
	0,23/0,8	3903,86	0,25	0,2	0,9523
	0,25/0,8	3633,67	0,38	0,21	0,9479
	0,25/0,75	3940,81	0,2	0,35	0,9648
	0,25/0,7	4521,62	0,26	0,26	0,9752

Prendendo in considerazione il modello sul modulo resiliente proposto da Puppala, si osserva che si è ottenuto un valore medio del coefficiente di determinazione pari a 0,96 il quale indica che il modello rappresenta bene i dati ottenuti dalle prove.

Si può osservare che la costante K_1 , che può essere vista come un indicatore della magnitudo del modulo resiliente, ha subito piccole variazioni in funzione del modulo di distribuzione q . Questo può essere dovuto al fatto che al variare di q il materiale ha subito piccole variazioni dello scheletro litico. Al contrario, si osserva un maggiore aumento di tale costante al diminuire del contenuto d'acqua.

La costante K_2 che varia da 0,19 a 0,38 indica che c'è una dipendenza non lineare tra il modulo resiliente e la pressione di confinamento. Si assiste ad un aumento della costante K_2 al crescere di q , cioè per uno scheletro litico più grossolano. Questo indica che i materiali con una quantità di fine minore sono meno influenzati dalla pressione di confinamento.

La costante K_3 assume un valore positivo e ciò indica che c'è un comportamento di stress-stiffening.

Di seguito si riportano i valori delle costanti di regressione K_i e degli R^2 , ottenuti dalle miscele gettate in cantiere, per ogni modello considerato.

Tabella 5.4 – parametri dei modelli della miscela q0,21_c60.

Modello	Tempo di maturazione [giorni]	k_1	k_2	k_3	R^2
Hiks-Monismith	1	954	0,24	-	0,0938
	3	1394	0,36	-	0,8775
	7	1502	0,35	-	0,9132
	28	1205	0,49	-	0,7296
Uzan	1	542	0,55	-0,44	0,8947
	3	1401	0,35	0,00	0,8775
	7	1697	0,25	0,11	0,9419
	28	1719	0,2	0,32	0,8304
MEPDG	1	1577	0,52	-3,53	0,7436
	3	1407	0,38	-0,09	0,8796
	7	1468	0,30	0,21	0,927
	28	1151	0,35	0,56	0,7761
Puppala	1	1124	0,37	-0,31	0,8459
	3	2307	0,25	0,11	0,8816
	7	2410	0,17	0,19	0,9426
	28	2262	0,13	0,38	0,8299

Tabella 5.5 – parametri dei modelli della miscela q0,23_c60.

Modello	Tempo di maturazione [giorni]	k_1	k_2	k_3	R^2
Hiks-Monismith	1	991	0,35	-	0,3192
	3	1360	0,29	-	0,8017
	7	1479	0,38	-	0,9153
	28	1306	0,43	-	0,829
Uzan	1	662	0,58	-0,32	0,956
	3	1293	0,33	-0,05	0,8081
	7	1581	0,32	0,06	0,9234
	28	1688	0,24	0,23	0,8993
MEPDG	1	1432	0,58	-2,59	0,8946
	3	1397	0,35	-0,23	0,821
	7	1468	0,36	0,07	0,9171
	28	1255	0,33	0,45	0,8672
Puppala	1	1441	0,39	-0,17	0,8915
	3	2065	0,23	0,05	0,8161
	7	2487	0,22	0,16	0,9224
	28	2374	0,17	0,3	0,8992

Tabella 5.6 – parametri dei modelli della miscela $q_{0,21_c100}$.

Modello	Tempo di maturazione [giorni]	k_1	k_2	k_3	R^2
Hiks-Monismith	1	1552	0,47	-	0,9301
	3	1739	0,50	-	0,8911
	7	2277	0,31	-	0,7694
	28	1134	0,84	-	0,8214
Uzan	1	1566	0,46	0,01	0,9306
	3	2283	0,27	0,25	0,9698
	7	2414	0,26	0,06	0,777
	28	2107	0,32	0,54	0,9634
MEPDG	1	1522	0,45	0,13	0,9326
	3	1642	0,32	0,64	0,9634
	7	2202	0,24	0,28	0,7921
	28	1101	0,42	1,28	0,9487
Puppala	1	2844	0,29	0,13	0,8513
	3	3346	0,19	0,33	0,9703
	7	3483	0,17	0,14	0,7704
	28	3308	0,22	0,64	0,9684

Tabella 5.7 – parametri dei modelli della miscela $q_{0,23_c100}$.

Modello	Tempo di maturazione [giorni]	k_1	k_2	k_3	R^2
Hiks-Monismith	1	1217	0,14	-	0,0737
	3	1450	0,32	-	0,9128
	7	1719	0,44	-	0,868
	28	1206	0,7	-	0,8768
Uzan	1	859	0,34	-0,28	0,7071
	3	1440	0,33	-0,01	0,9129
	7	2204	0,23	0,23	0,9447
	28	1818	0,36	0,36	0,9657
MEPDG	1	1628	0,31	-2,00	0,4974
	3	1455	0,33	-0,03	0,9132
	7	1638	0,30	0,51	0,9211
	28	1159	0,46	0,79	0,9417
Puppala	1	1326	0,21	-0,19	0,6369
	3	2289	0,23	0,09	0,9152
	7	3052	0,16	0,3	0,9454
	28	3019	0,25	0,47	0,9649

5.1.2.6 Effetti della variazione della pressione di confinamento sul modulo resiliente

Di seguito vengono mostrati i risultati delle prove sul modulo resiliente a 28 giorni di maturazione ed in particolare i valori ottenuti vengono rappresentati in funzione della tensione deviatorica σ_d per le cinque differenti pressioni di confinamento σ_3 .

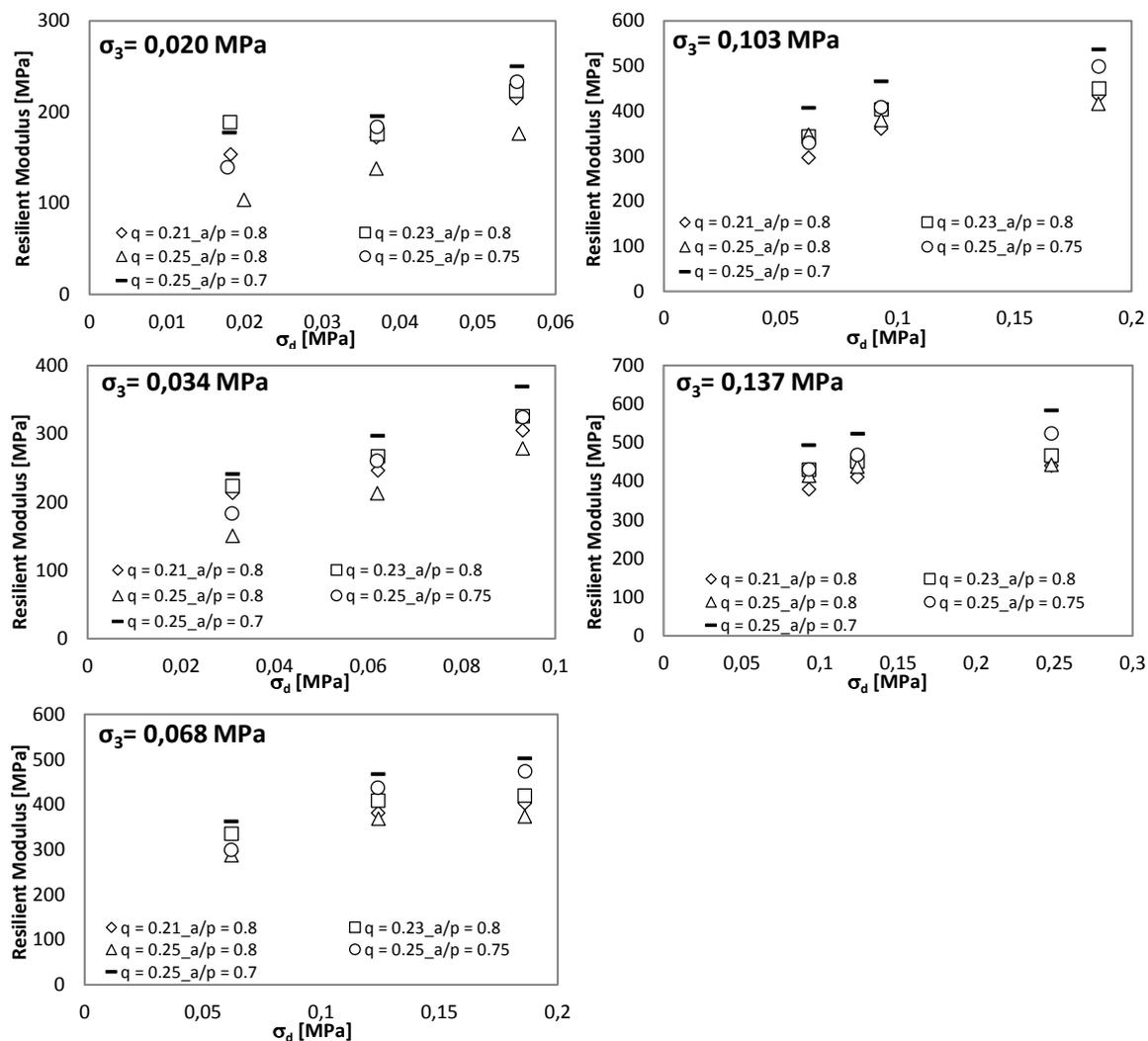


Figura 5.17 – effetti della variazione di σ_3 sul M_R .

La precedente figura mostra che il modulo resiliente M_R dei provini testati aumenta all'aumentare della pressione di confinamento σ_3 . Questo comportamento può essere dovuto al fatto che, all'aumentare della pressione di confinamento, il materiale tende a diventare più denso e forte, fornendo una maggiore rigidezza e quindi moduli resilienti più grandi. A parità di pressione di confinamento applicata, il modulo resiliente aumenta all'aumentare della tensione deviatorica. Questo può essere dovuto al fatto che i campioni compattati quando sono soggetti a carichi assiali più elevati tendono a diventare più duri

fornendo minori deformazioni assiali e quindi valori di modulo resiliente più alti. L'incremento del modulo resiliente all'aumentare della tensione deviatorica, per la stessa pressione di confinamento, sembra essere minore per pressioni di confinamento più elevate. Questo implica che l'influenza della tensione deviatorica sui valori del modulo resiliente M_R è minore per pressioni di confinamento più alte a causa della maggiore resistenza del materiale.

L'aumento del modulo resiliente all'aumentare della pressione di confinamento è meno pronunciato nei provini con un maggiore contenuto di cemento. Questo è dovuto al fatto che all'aumentare del contenuto di cemento il materiale risulta più rigido e duro e quindi non è influenzato dai confinamenti più alti.

5.1.3 Analisi sulla prova di taglio veloce

5.1.3.1 Effetti della variazione di q e a/p sulla tensione massima di compressione in condizioni non confinate

Nel grafico 5.18 si riportano i risultati della prova di taglio veloce a 28 giorni ed in particolare i valori della tensione massima di compressione in condizioni non confinate per ogni miscela.

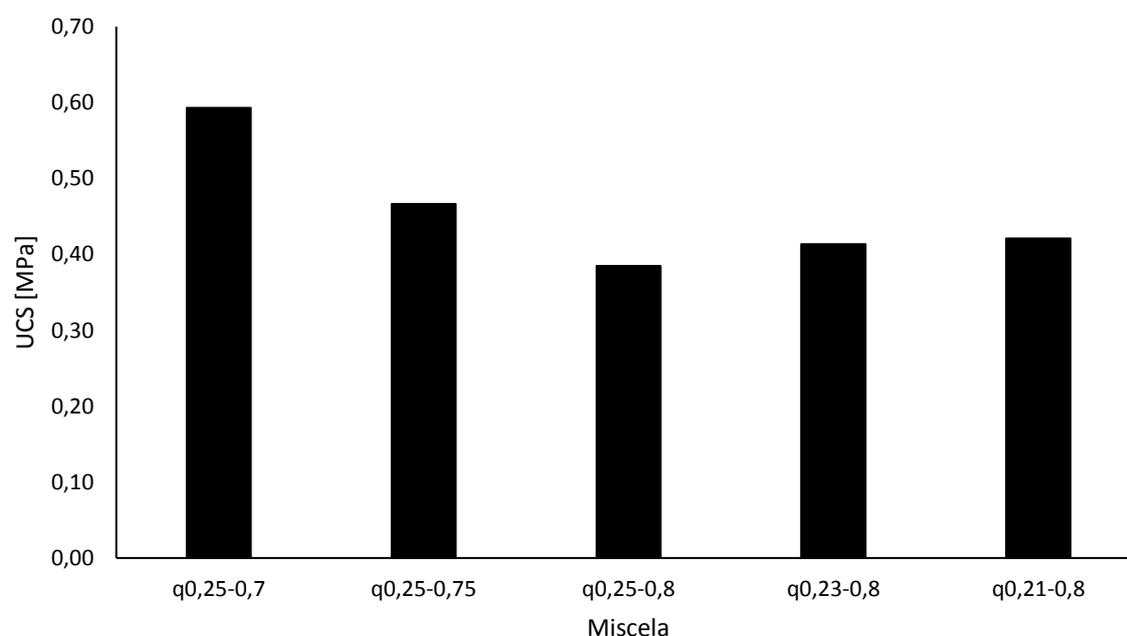


Figura 5.18 – influenza di a/p e q su UCS a 28 giorni.

A parità del coefficiente di distribuzione q , all'aumentare del rapporto a/p , si ottiene, come ci si aspettava, una resistenza a taglio minore. Mentre per una miscela con rapporto $a/p = 0,8$, variando q , si ottengono delle piccole differenze di resistenza, in particolare si hanno valori maggiori all'aumentare della quantità dell'aggregato fine.

5.1.3.2 Effetti dell'additivo sulla tensione massima di compressione in condizioni non confinate

Per comprendere l'influenza dell'additivo sulle proprietà meccaniche delle miscele sono state effettuate delle prove di taglio veloce. Nel grafico 5.19, sono stati confrontati i risultati delle prove relative alle miscele con e senza additivo.

Il superfluidificante è stato utilizzato per la sua capacità di aumentare la lavorabilità delle miscele, però dal punto di vista della tensione massima di compressione in condizioni non confinate si nota un peggioramento. Su questo tipo di risultato necessitano maggiori approfondimenti.

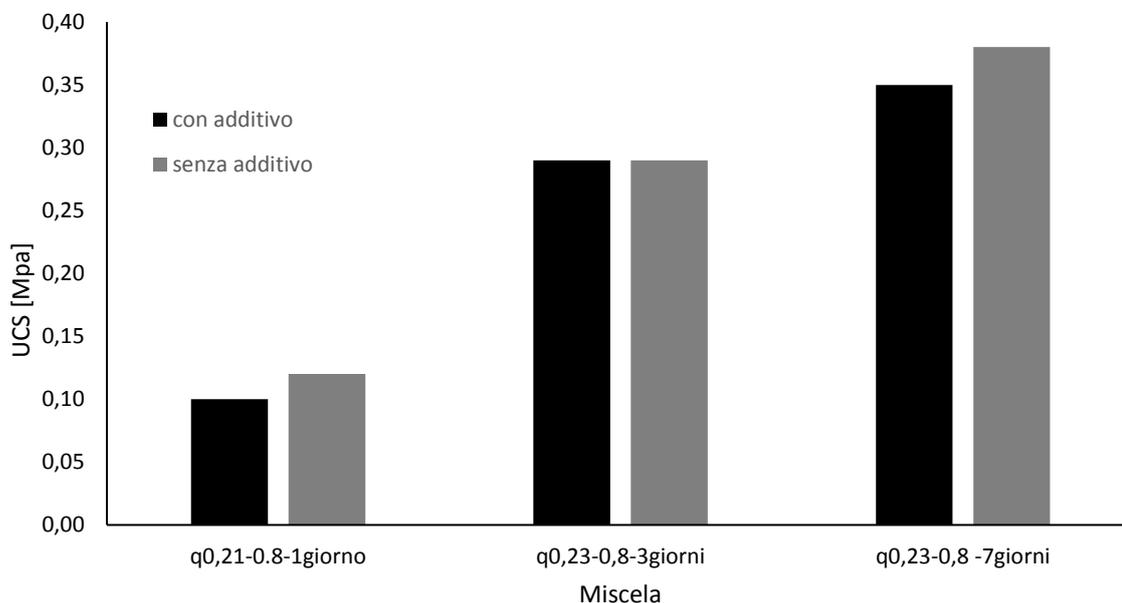


Figura 5.19 – influenza dell'additivo su UCS.

5.1.3.3 Effetti del tempo di maturazione e del contenuto di cemento sulla tensione massima di compressione in condizioni non confinate

A seguito della prova di taglio veloce, effettuata ad 1, 3, 7 e 28 giorni sono stati ottenuti i risultati presenti in tabella:

Tabella 5.8 – influenza del tempo di maturazione su UCS [Mpa].

Tempo di maturazione [giorni]	1	3	7	28
q0.21_c60	0,08	-	0,27	0,32
q0.23_c60	0,09	0,22	0,27	0,32
q0.21_c100	0,22	0,40	0,50	-
q0.23_c100	0,11	0,25	0,35	0,41

A causa di problematiche riscontrate durante le prove non è stato possibile ottenere i risultati relativi alle miscele q0,21_c60 a 3 giorni e q0,21_c100 a 28 giorni.

Dai dati presenti in tabella si possono fare le seguenti considerazioni:

- le miscele con un contenuto di cemento pari a 100 kg/m³ presentano una resistenza a taglio maggiore;
- all'aumentare del periodo di maturazione si assiste ad un incremento della resistenza per tutte le miscele;
- la miscela che presenta resistenze più alte è la q0,21_c100.

Di seguito vi è una rappresentazione grafica dei risultati ottenuti a 7 giorni di maturazione.

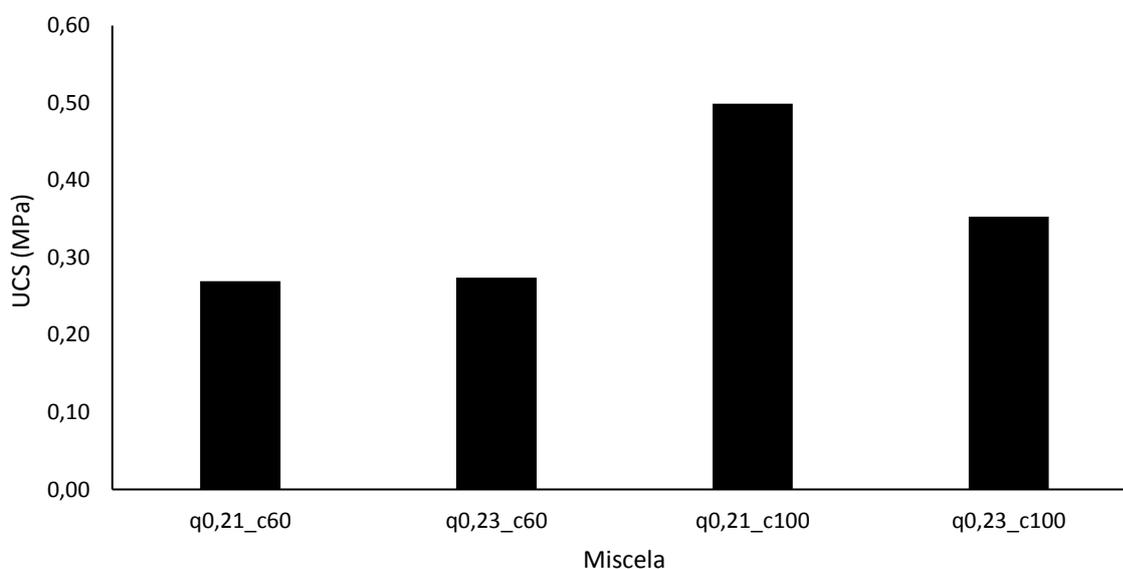


Figura 5.20 – UCS a 7 giorni.

5.1.4 Analisi sulla resistenza a rottura per compressione

A seguito delle prove di compressione effettuate da Tecnopiemonte a 1, 3, 7 e 28 giorni di maturazione sui cubetti confezionati in cantiere, sono stati ricavati i dati presenti nella tabella seguente:

Tabella 5.9 - valori R_{ck} [MPa] delle miscele.

Tempo di maturazione [giorni]	1	3	7	28
q0,21_c60	0,12	0,19	0,23	0,28
q0,23_c60	0,11	0,25	0,26	0,28
q0,21_c100	0,23	0,4	0,53	0,67
q,23_c100	0,1	0,19	0,27	0,34

Per visualizzare l'andamento nel tempo delle resistenze a compressione cubica, è possibile fare riferimento al grafico riportato in figura 5.21.

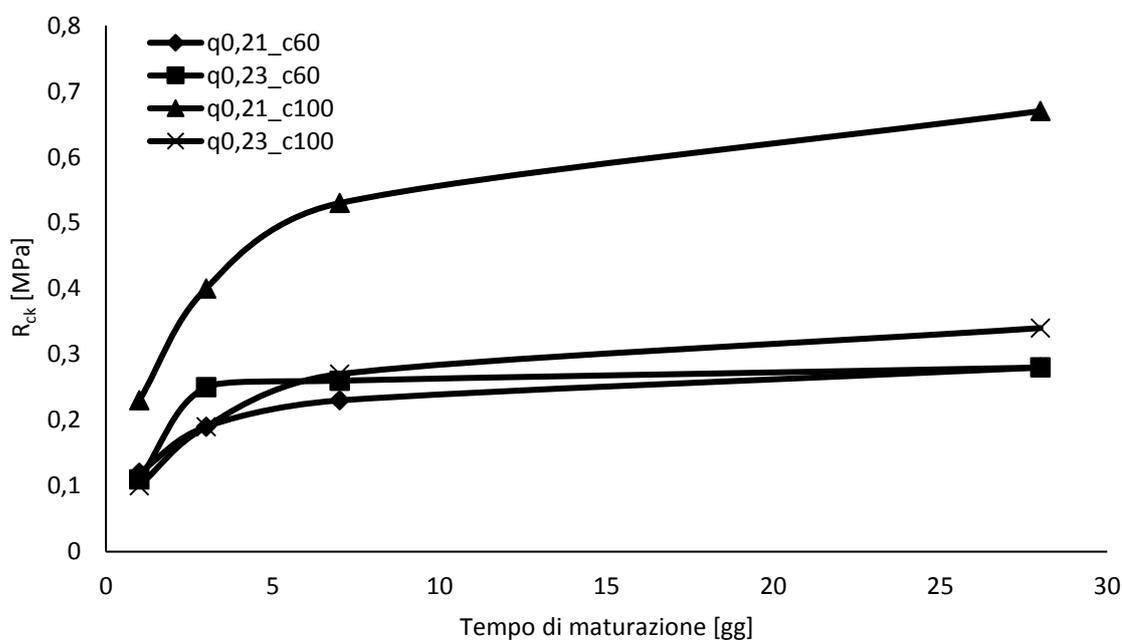


Figura 5.21 – andamento nel tempo delle resistenze a compressione cubica delle miscele.

Analizzando i dati ottenuti, si può dire che coerentemente con le aspettative, all'aumentare del contenuto di cemento, sono aumentate le resistenze, ed in particolare la miscela che ha raggiunto resistenze maggiori è stata la q0,21_c100. La miscela q0,23_c100 ha fornito fino a sette giorni resistenze paragonabili a quelle delle miscele contenenti un quantitativo di cemento minore, distaccandosi leggermente da esse solo a 28 giorni. Questo può essere dovuto a possibili problemi avvenuti durante la miscelazione della miscela q0,23_c100. A parità del modulo di distribuzione q le caratteristiche di

resistenza sono molto simili, poiché le differenze dello scheletro litico sono limitate. Si evince anche che le miscele in esame raggiungono buona parte della loro resistenza massima già a 7 giorni.

5.1.5 Analisi sugli indici C.B.R

Dalle prove effettuate per la determinazione dell'indice CBR immediato a 1 e 3 giorni sono stati ottenuti i seguenti risultati presenti nella tabella 5.10:

Tabella 5.10 – risultati prova CBR [%].

Tempo di maturazione [giorni]	1	3
q0,21_c60	7,5	19,0
q0,23_c60	6,5	16,0
q0,21_c100	14,0	26,0
q0,23_c100	7,0	15,0

In base ai dati ottenuti si può osservare che la miscela con indice CBR maggiore è la q0,21_c100.

Anche in questo caso si riscontrano anomalie con la miscela q0,23_c100 che non presenta indici CBR maggiori delle miscele con un minore contenuto di cemento.

Inoltre si è riscontrata coerenza nell'andamento crescente degli indici CBR all'aumentare del tempo di maturazione.

In figura 5.22 e 5.23 si riportano i grafici con gli andamenti carico-penetrazione delle prove a 24 ore e a 3 giorni:

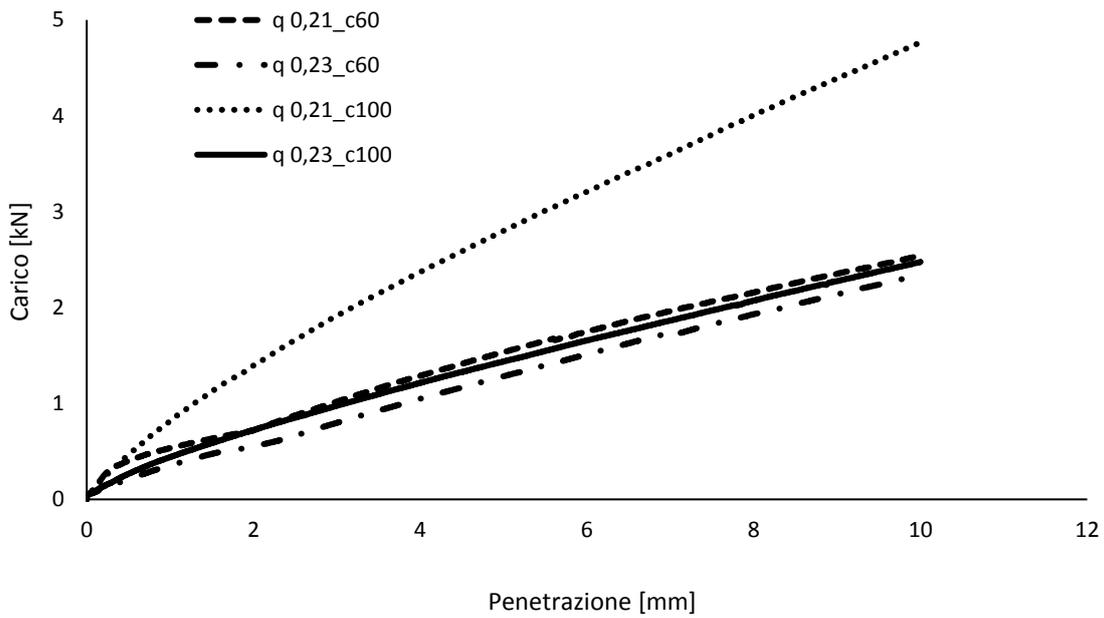


Figura 5.22 – Confronto andamento carico-penetrazione a 1 giorno.

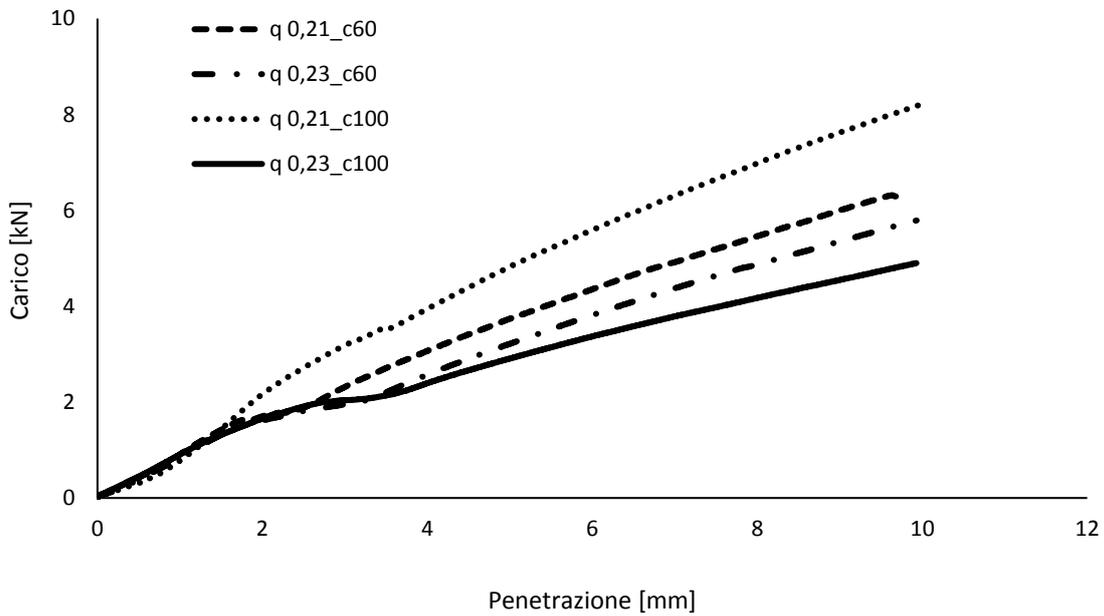


Figura 5.23 – Confronto andamento carico-penetrazione a 3 giorni.

5.1.6 Analisi sulla resistenza ai cicli di gelo e disgelo

Nel seguente grafico vengono rappresentati i valori delle perdite di massa dei campioni sottoposti ai 12 cicli di gelo e disgelo dopo un tempo di maturazione di 7 giorni.

In particolare viene fatto un confronto tra i valori medi ottenuti dalle miscele con contenuto di cemento pari a 60 kg/m³ e quelli ottenuti dalle miscele con 100 kg/m³.

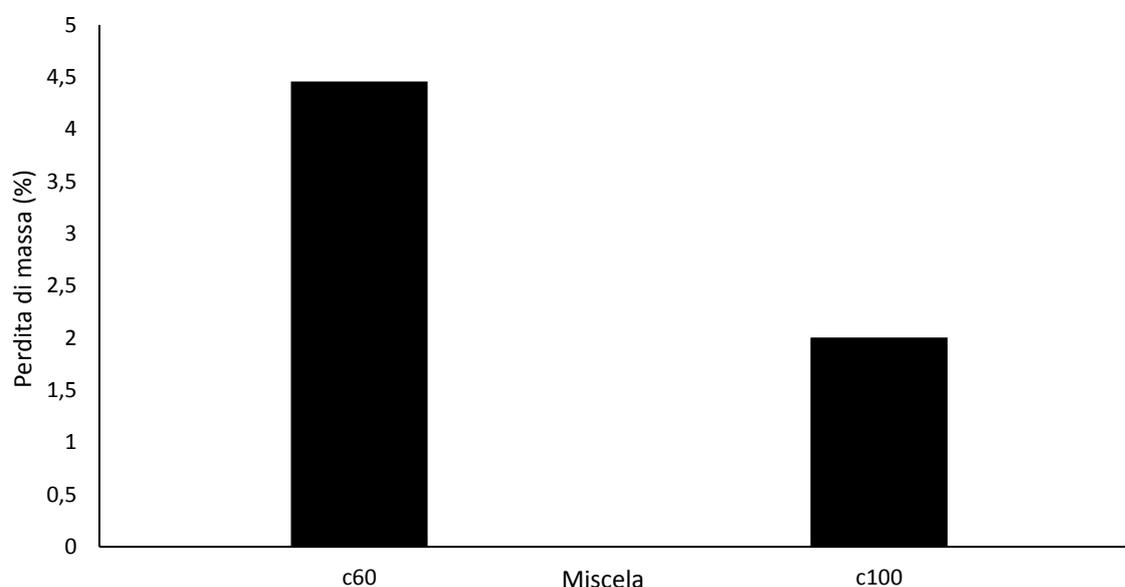


Figura 5.24 – influenza del contenuto di cemento sulla perdita di massa causata da cicli di gelo e disgelo.

Dai risultati ottenuti si può notare che:

- entrambe le tipologie di miscele soddisfano il valore massimo ammissibile, pari a 14% di perdita di massa;
- le miscele con 100 kg/m³ mostrano un valore di perdita di massa pari a circa la metà di quelle con 60 kg/m³ di cemento.

Dai risultati ottenuti si può notare che entrambe le tipologie di miscele soddisfano il valore massimo ammissibile, pari al 14% di perdita di massa. Inoltre le miscele con 100 kg/m³ mostrano un valore di perdita di massa pari a circa la metà di quelle con 60 kg/m³ di cemento. Quest'ultimo risultato può essere spiegato dal fatto che all'aumentare del contenuto di cemento, gli aggregati risultano essere più legati tra loro grazie alle proprietà adesive del cemento stesso.

5.1.7 Analisi sul ritiro

Nel grafico presente in figura 5.28 sono presenti i valori del ritiro a 28 giorni di maturazione a 40 °C relativi a dei provini prismatici realizzati in laboratorio. Manca il

dato relativo alla miscela con $q = 0,21$ e cemento pari a 60 Kg/m^3 in quanto il provino ha subito involontariamente delle rotture.

Dai risultati ottenuti si evince che la miscela che subisce un minore ritiro è quella con $q = 0,21$ e cemento pari a 100 kg/m^3 , ma in generale le miscele presentano dei ritiri molto simili tra loro e di bassa entità che non risultano pericolosi per il materiale in esame.

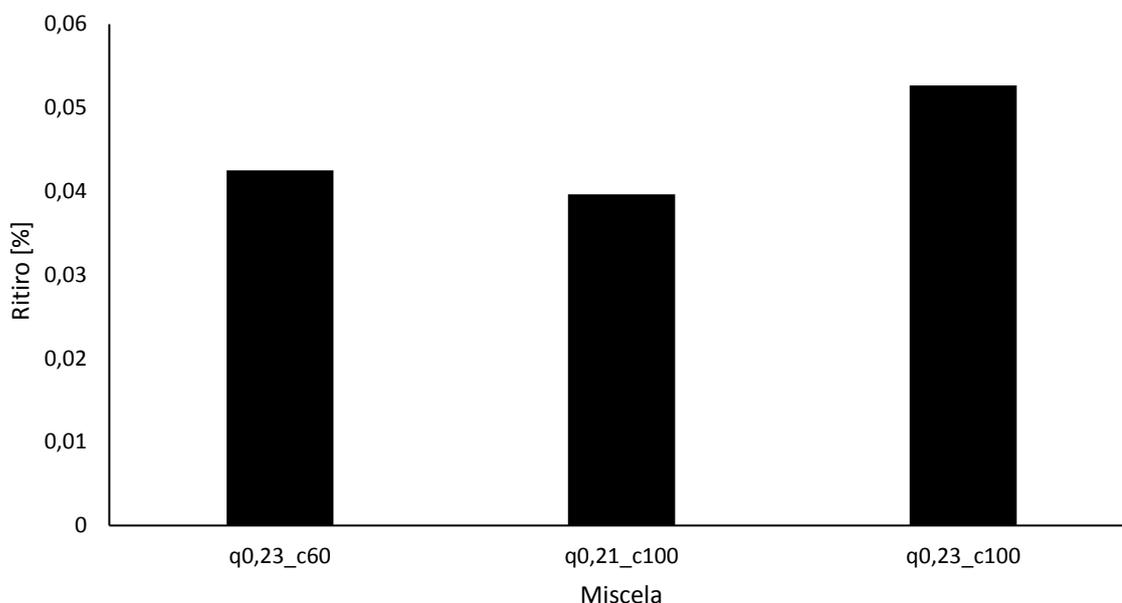


Figura 5.25 – confronto tra il ritiro delle diverse miscele a 28 giorni.

5.1.8 Analisi sulla conduttività termica

I risultati relativi alla valutazione della conduttività termica a 28 giorni sui provini q0,23, realizzati in laboratorio, vengono mostrati nel grafico 5.26.

Si osserva che la miscela con 100 kg/m^3 di cemento presenta una conduttività termica maggiore rispetto a quella con 60 kg/m^3 . Questo poiché il cemento ha un coefficiente di conducibilità termica maggiore rispetto agli altri aggregati, quindi all'aumentare del contenuto di cemento aumenta anche la capacità del materiale di dissipare calore.

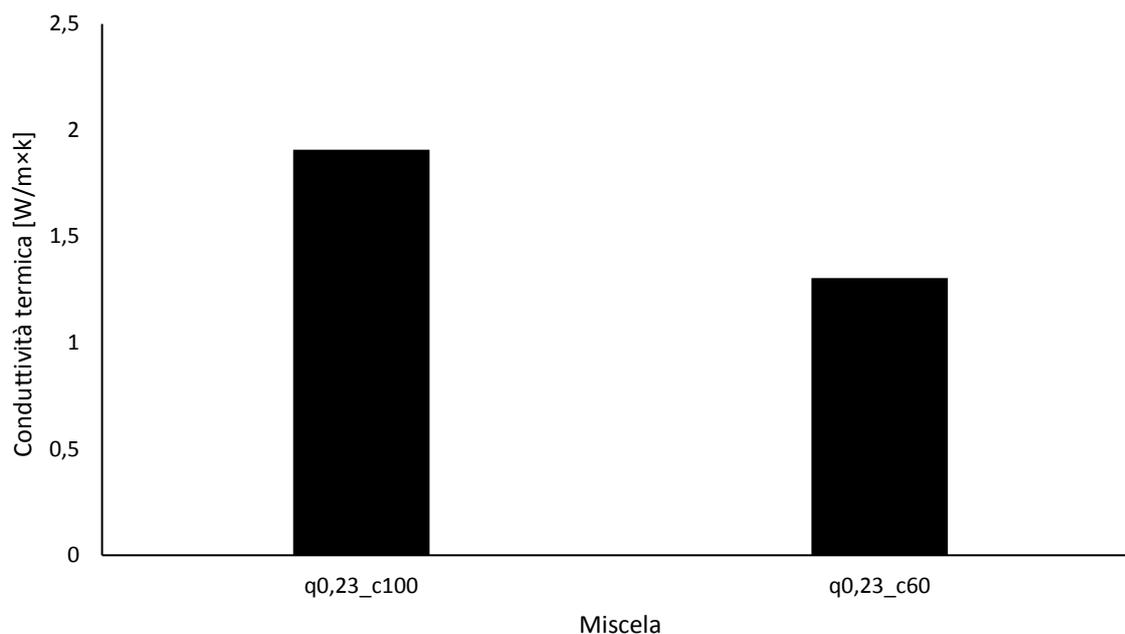


Figura 5.26 – influenza del contenuto di cemento sulla conduttività termica a 28 giorni.

5.2 Analisi dei dati delle prove di campo in vera grandezza

Vengono analizzati tutti i dati ottenuti dalle prove effettuate in cantiere sia sulle miscele allo stato fresco, sia sulle lastre.

5.2.1 Analisi sul contenuto d'aria

Le prove per il calcolo del contenuto d'aria realizzate in cantiere, sulle miscele allo stato fresco, per mezzo di un porosimetro hanno fornito i valori presenti nella tabella seguente.

Tabella 5.11 – valori del contenuto d'aria delle miscele.

Miscela	Contenuto d'aria [%]
q0,21_c60	2
q0,23_c60	2
q0,21_c100	2,1
q0,23_c100	1,5

5.2.2 Analisi sulla prova di carico su piastra

Le prove di carico su piastra, sulle lastre gettate in cantiere, sono state effettuate a 3, 7 e 28 giorni di maturazione da Tecno Piemonte. Dalle suddette prove si sono ottenuti i moduli di deformazione E_{vi} (tabella 5.12) e i grafici carico-cedimento relativi al primo e al secondo ciclo di carico per ciascuna delle miscele considerate. Da specificare che i risultati ottenuti sulle lastre contenenti 100 kg/m^3 di cemento non sono attendibili in quanto quest'ultime sono composte da due miscele differenti. Per tale motivo vengono analizzati solamente i dati ottenuti dalle lastre con 60 kg/m^3 di cemento.

Tabella 5.12 – valori dei moduli di deformazione E_{vi} .

Miscela	Tempo di maturazione [giorni]	E_{v1} [MPa]	E_{v2} [MPa]
q0,21_c60	3	15,25	229,14
	7	28,61	238,73
	28	31,10	277,13
q0,23_c60	3	11,16	338,49
	7	16,67	169,95
	28	26,61	405,55

Dai dati presenti nella tabella precedente si può notare che, come ci si aspettava, all'aumentare del tempo di maturazione entrambi i moduli di deformazione aumentano. È presente però un'eccezione riguardo la prova realizzata sulla lastra q0,23_c60 a 7 giorni nella quale il modulo di deformazione E_{v2} subisce una diminuzione, risultato che non trova una spiegazione logica se non in qualche problematica relativa all'esecuzione della prova stessa. Inoltre il modulo di deformazione relativo al secondo ciclo di carico E_{v2} è sempre maggiore del modulo E_{v1} .

5.2.2.1 Confronto tra primo e secondo ciclo di carico

Come si può osservare dai grafici di figura 5.27 e 5.28, durante il primo ciclo di carico i cedimenti osservati sono maggiori rispetto a quelli riscontrati durante il secondo ciclo. La spiegazione di questo risultato è data dal fatto che al secondo ciclo di carico la piastra si trova ad una profondità maggiore rispetto al primo ciclo e poiché nella parte più alta della lastra è presente una quantità maggiore di acqua e di aggregato fine il materiale risulta meno rigido durante il primo ciclo di carico. Inoltre al termine del primo ciclo di carico il materiale risulta più compattato. Questo spiega anche il motivo per il quale E_{v2} risulta maggiore di E_{v1} .

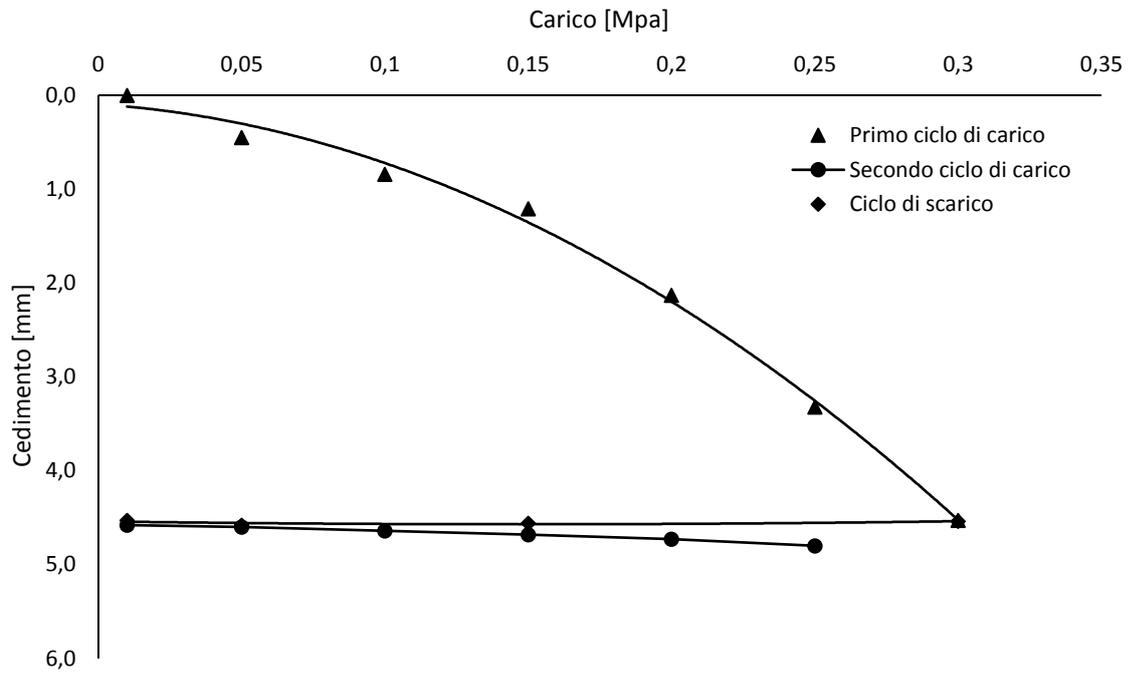


Figura 5.27 – confronto tra le curve carico-cedimento al 1° e 2° ciclo di carico per q0,21c60 a 3 giorni.

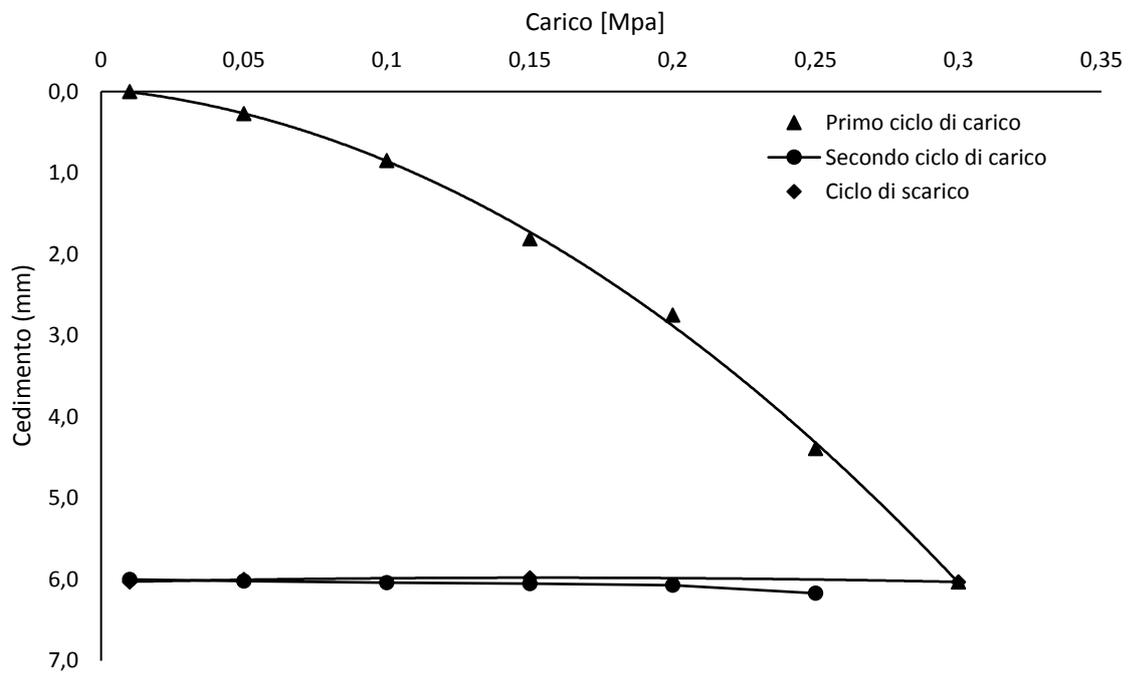


Figura 5.28 – confronto tra le curve carico-cedimento al 1° e 2° ciclo di carico per q0,23c60 a 3 giorni.

5.2.2.2 Effetti del tempo di maturazione sulla capacità portante

Di seguito vengono messi a confronto gli andamenti delle curve carico-cedimento relativi al solo primo ciclo di carico in funzione del tempo di maturazione.

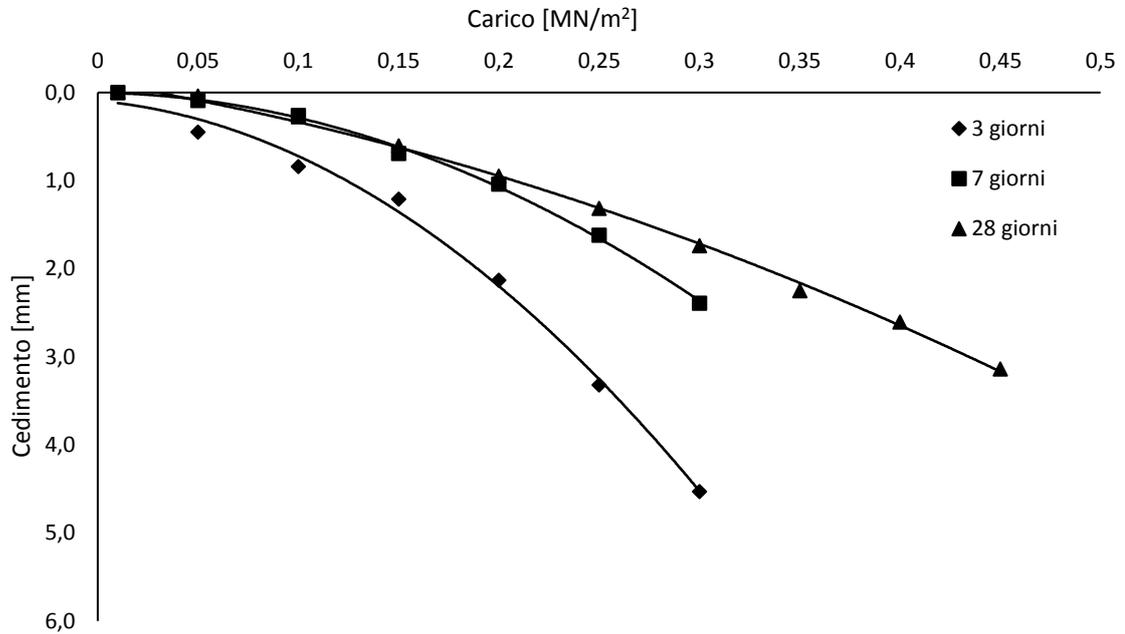


Figura 5.29 – influenza del tempo di maturazione sul cedimento al 1° ciclo di carico per q_{0,21c60}.

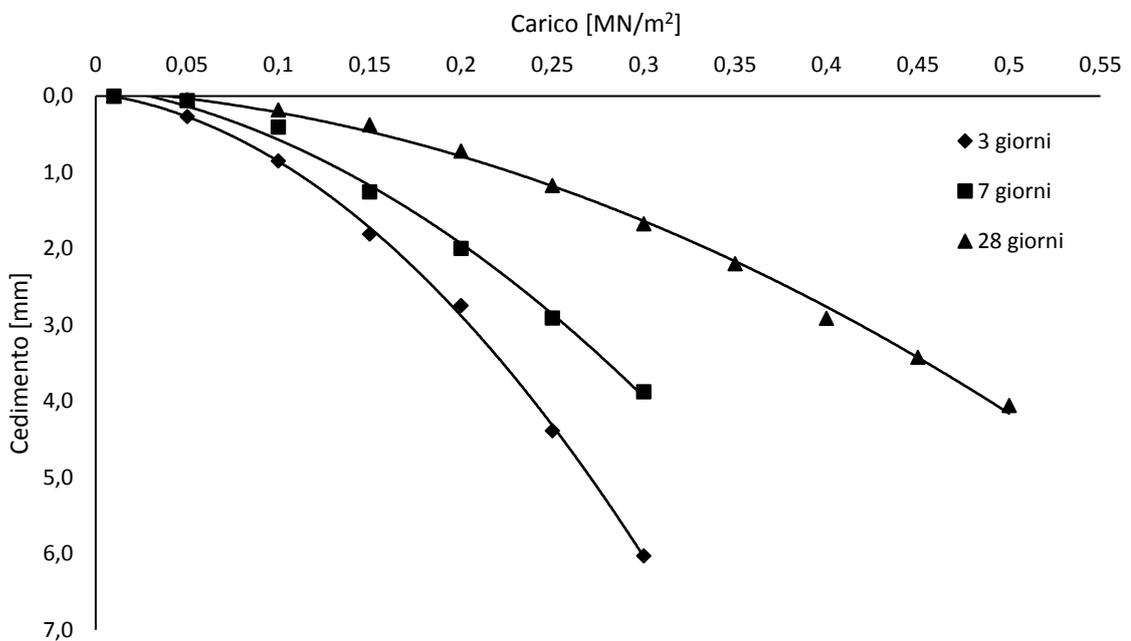


Figura 5.30 – influenza del tempo di maturazione sul cedimento al 1° ciclo di carico per q_{0,23c60}.

Da entrambi i grafici sopra riportati si può osservare che, come ci si aspettava, i cedimenti a parità di carico applicato, diminuiscono all'aumentare del tempo di maturazione, quindi di conseguenza il materiale diventa più rigido, coerentemente con i valori dei moduli di deformazioni E_{v1} ottenuti.

5.2.2.3 Effetti del modulo di distribuzione q sulla capacità portante

È interessante mostrare anche il confronto tra le curve relative alle prove effettuate a 28 giorni in modo da capire le differenze a lungo termine tra le miscele $q_{0,21_c60}$ e $q_{0,23_c60}$ (figura 5.31).

Si può constatare che le due curve a 28 giorni differiscono di poco, ciò permette di affermare che l'influenza del modulo di distribuzione q , sulle caratteristiche meccaniche a lungo termine, delle miscele con un contenuto di cemento pari a 60 kg/m^3 è trascurabile.

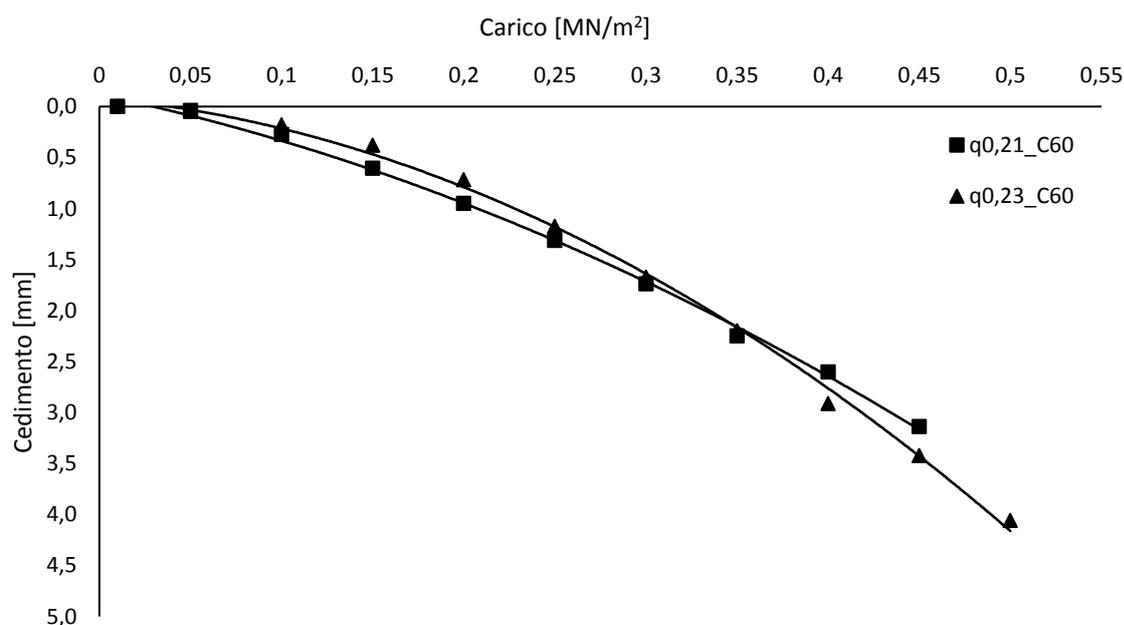


Figura 5.31 – confronto tra le curve carico-cedimento al 1° ciclo di carico a 28 giorni.

5.2.3 Analisi sulla prova di carico dinamica

Le prove di carico dinamico sono state effettuate a 7 giorni sulle quattro lastre $3\text{m} \times 3\text{m}$. Anche in questo caso, per lo stesso motivo spiegato in precedenza, verranno analizzati i soli dati ricavati dalle lastre con 60 kg/m^3 di cemento.

Per poter fare un confronto tra le miscele in esame, si riporta in figura 5.32 un grafico relativo ai valori medi ottenuti.

Dai valori ricavati si nota che a parità di contenuto di cemento, le due miscele con modulo di distribuzione pari a 0,21 e 0,23 risultano avere valori del modulo di deformazione dinamico E_{vd} molto simile. Ciò è dovuto alle ridotte differenze tra i due scheletri litici.

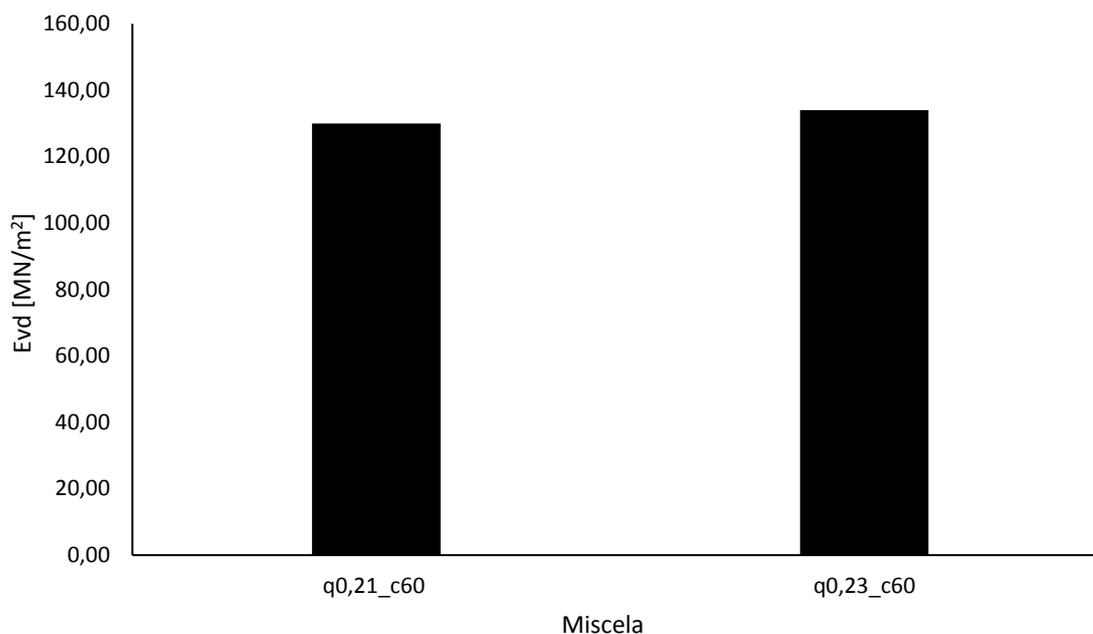


Figura 5.32 – modulo di deformazione dinamico a 7 giorni.

5.2.4 Analisi sulla carrabilità

Durante la prova di carrabilità, l'automobile utilizzata è riuscita a transitare sopra le quattro lastre senza nessun tipo di problema come si può notare dalle seguenti immagini.

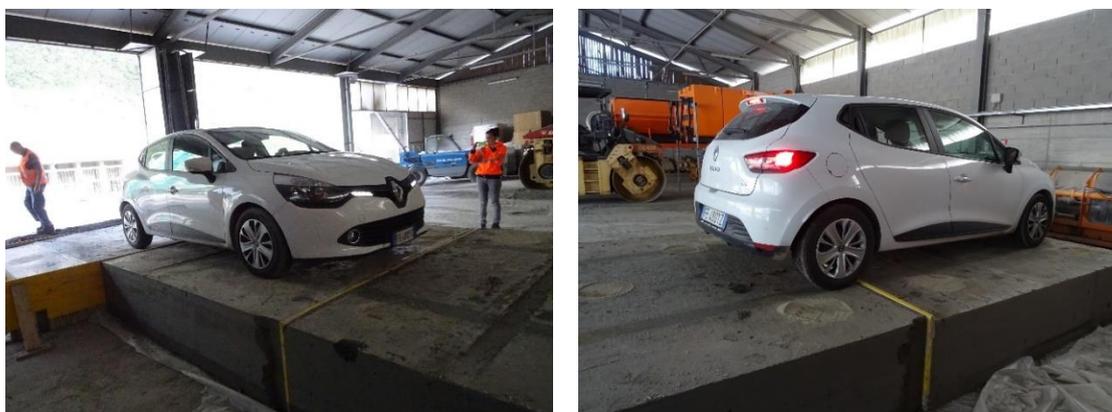


Figura 5.33 – transito di un'automobile.

Al contrario, il mezzo pesante, dopo aver superato la prima lastra ha dovuto interrompere la marcia nel momento in cui si trovava sulla seconda lastra in quanto quest'ultima ha subito delle crepe molto evidenti sui lati con conseguenti cedimenti.

Le due lastre testate con l'autocarro sono state quelle con un contenuto di cemento di 100 kg/m^3 , quindi si presume che le altre due avrebbero avuto un comportamento peggiore se sottoposte alla medesima prova. Il cedimento laterale evidenziatosi durante la prova è dovuto essenzialmente alla ridotta dimensione delle lastre e all'assenza di un confinamento laterale che al contrario sarà presente all'interno della galleria.

Nelle foto successive si possono osservare sia il cedimento della seconda lastra sia le ormaie formatesi durante la prova.



Figura 5.34 – *effetti dovuti al transito di un mezzo pesante a pieno carico.*

5.2.5 Considerazioni sulla produzione in cantiere

Aver condotto delle prove in larga scala, effettuando la produzione in stabilimento, ha consentito di comprendere l'effettivo funzionamento dell'impianto e le eventuali problematiche della messa in opera, a seconda delle diverse caratteristiche della miscela.

Una problematica riscontrata in cantiere è stata quella che a causa di un errato calcolo della quantità d'acqua d'aggiungere nella miscela q0,23_c100 si è verificato il fenomeno del bleeding che consiste nella risalita in superficie di una parte dell'acqua di impasto con la conseguente formazione di uno strato d'acqua e cemento (boiaccia) sulla superficie stessa del conglomerato, come si può vedere dalla seguente immagine.



Figura 5.35 – *fenomeno del bleeding sulla lastra q0,23_c100.*

Ovviamente tali prove in cantiere hanno rappresentato una semplificazione delle operazioni di getto dello strato di sottofondo che avverranno in galleria, infatti una grossa differenza è rappresentata dal fatto che la superficie entro cui il getto sarà effettuato non sarà piana, bensì curva.

CONCLUSIONI

In questo lavoro di tesi è stata presentata una metodologia di mix design per la progettazione di una malta cementizia a resistenza controllata destinata al sottofondo stradale della seconda galleria del Frejus.

Successivamente ne sono state valutate le proprietà meccaniche e di lavorabilità sia attraverso prove di laboratorio che attraverso prove di campo in vera grandezza al fine di verificarne l'effettiva idoneità allo scopo prefissato.

Lo scopo è stato quello di ottenere un materiale fluido, autolivellante, con una adeguata portanza nel breve termine e limitata resistenza meccanica nel lungo termine, avente una buona conducibilità termica e contenente materiali di recupero.

Sono stati quindi adoperati come materiali di recupero il fresato d'asfalto ed il limo per superare i problemi ambientali legati allo smaltimento di tali prodotti.

Dallo studio effettuato si evince come la metodologia di mix design proposta, basata sull'utilizzo della curva di riferimento di *Andreasen and Andersen modificata*, si presta bene ad essere utilizzata per la progettazione di malte cementizie fluide contenenti grandi quantità di materiali di recupero.

Le principali caratteristiche delle miscele analizzate possono essere così riassunte:

- al variare del modulo di distribuzione q tra 0,21 e 0,25 corrispondono maggiori variazioni in termini di fluidità piuttosto che in termini di caratteristiche meccaniche;
- la variazione del rapporto acqua/povere contribuisce maggiormente, rispetto al parametro q , a cambiare le proprietà meccaniche e di fluidità;
- all'aumentare del contenuto di cemento da 60 kg/m^3 a 100 kg/m^3 migliorano le caratteristiche di fluidità, le proprietà meccaniche, la resistenza a cicli di gelo e disgelo e la conducibilità termica mentre il ritiro subisce variazioni trascurabili;
- la risposta resiliente risulta simile a quella dei tradizionali materiali granulari non legati;

- la rigidità del materiale sulla parte superiore della lastra è più bassa rispetto a quella degli strati inferiori, a causa dell'accumulo di acqua sulla superficie superiore durante le prime ore dal getto, ma tale tipo di comportamento è comunemente osservato nei CLSM e non risulta preoccupante dal punto di vista prestazionale quando vengono adoperati come sottofondi;
- la resistenza a compressione dei materiali risulta inferiore alla maggior parte delle applicazioni dei CLSM attuali e raggiunge valori simili a quelli massimi a partire da 7 giorni;
- dalle prove di carrabilità a 3 giorni non sono scaturite problematiche durante il passaggio di un'automobile mentre durante il passaggio di un autocarro a pieno carico si sono verificate delle vistose crepe sui lati dovute al mancato confinamento laterale delle lastre. Le ormaie formatesi invece sono dovute all'accumulo di acqua sulla superficie superiore e non destano preoccupazioni.

In definitiva, sulla base dei dati sperimentali e delle analisi effettuate si è potuto osservare come le miscele realizzate, possano essere considerate delle valide alternative ai tipici materiali granulari non legati utilizzati per le sedi stradali.

Se da un lato le miscele caratterizzate da un quantitativo di cemento maggiore hanno dato dei risultati migliori in termini di durabilità e conducibilità termica, dall'altro lato comportano un notevole aumento dei costi e delle maggiori resistenze che non sono necessarie perché si ricorda che il materiale dovrà poter essere rimosso facilmente in caso di necessità.

La metodologia proposta presenta dei margini di miglioramento ottenibili per esempio attraverso l'utilizzo di un accelerante di indurimento che possa fornire al materiale una migliore resistenza a breve termine, però oltre a provocare un aumento dei costi deve essere preventivamente sottoposto a delle verifiche di compatibilità con l'additivo già presente. Un altro aspetto da migliorare potrebbe essere quello relativo alla conducibilità termica del materiale. Inoltre in futuro potrebbero essere adoperati altri materiali di recupero al fine di risolvere le problematiche ambientali ad essi connesse.

BIBLIOGRAFIA

- [1] S.I.T.A.F. <http://www.sitaftunnelfrejus.it>.
- [2] K. J. Folliard, *Development of a Recommended Practice for Use of Controlled Low-strength Material in Highway Construction*. National Academies Press, 2008.
- [3] ACI, *116R-90: Cement and Concrete Terminology*, Tech. Doc., p. 58, 2000.
- [4] B. W. Ramme, *ACI 229R-99 Controlled Low-Strength Materials*, *Aci*, vol. 99, no. Reapproved, pp. 1–15, 2005.
- [5] S. Bhat and C. Lovell, *Design of Flowable Fill: Waste Foundry Sand as a Fine Aggregate*, *Transp. Res. Rec.*, vol. 1546, no. 1, pp. 70–78, 1996.
- [6] C. E. Pierce and M. C. Blackwell, *Potential of scrap tire rubber as lightweight aggregate in flowable fill*, *Waste Manag.*, vol. 23, no. 3, pp. 197–208, 2003.
- [7] H. A. Razak, S. Naganathan, and S. N. A. Hamid, *Performance appraisal of industrial waste incineration bottom ash as controlled low-strength material*, *J. Hazard. Mater.*, vol. 172, no. 2–3, pp. 862–867, 2009.
- [8] *Suggested Specifications for Controlled Density Fill*, Washington Aggregates and Concrete Association, Seattle, Wash., 1992.”
- [9] A. Smith, *Controlled low-strength material*, *Aberdeen’s Concr. Constr.*, vol. 36, no. 5, p. 389, 1991.
- [10] Krell, W. C., *Flowable Fly Ash*, *Concrete International*, V. 11, No. controlled low-strength materials 229R-15 11, Nov. 1989, pp. 54-58.
- [11] CIP 17 - *Flowable Fill Materials*, pp. 0–1, 2000.
- [12] M. Collepardi, *A Very Close Precursor of Self-Compacting Concrete (SCC)*, in *Supplementary Volume of the Proceedings of Three-Day CANMET/ACI International Symposium on Sustainable Development and Concrete Technology*, 2001.
- [13] Ivano PIGNI – Comitato Tecnico assiad, *Vantaggi derivanti dall’impiego del calcestruzzo autocompattante (scc) confezionato con filler calcareo*.

- [14] K. Khayat and G. De Schutter, *State-of-the-Art Report on the Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete (SCC)*. 2014.
- [15] EFNARC, *Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete*, Rep. from EFNARC, vol. 44, no. February, p. 32, 2002.
- [16] Ing. Gianluca Pagazzi, *Calcestruzzo autocompattante - scc (self compacting concrete) Classi di consistenza e caratteristiche per una corretta prescrizione*, pp. 1–12.
- [17] Valter Gentile, *SCC Self compacting concrete*. 2014.
- [18] T. Della Norma, *UNI EN 933-1:1999 - Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Determinazione della distribuzione granulometrica - Analisi granulometrica per stacciatura.*, 1999.
- [19] T. Della Norma, *UNI EN 1097-6:2002 - Prove per determinare le proprietà meccaniche e fisiche degli aggregati - Determinazione della massa volumica dei granuli e dell'assorbimento d'acqua*, 2002.
- [20] J. J. H. and R. Brouwers H.J., *Self-compacting concrete: the role of the particle size distribution*, in *First International Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete*, 2005, pp. 109–118.
- [21] D. D. R. Funk J.E., *Predictive Process Control of Crowded Particulate Suspension Applied to Ceramic Manufacturing*, p. ISBN 978-0-7923-9409-9, Springer US, 1994.
- [22] S. V. Kumar and M. Santhanam, *Particle packing theories and their application in concrete mixture proportioning: A review*, *Indian Concr. J.*, vol. 77, no. 9, pp. 1324–1331, 2003.
- [23] S. T. Method, *Standard Test Method for Flow Consistency of Controlled Low Strength Material*, pp. 3–5.
- [24] J. L. Groeger, G. R. Rada, and A. Lopez, *AASHTO T307 - Background and Discussion*, pp. 16–29, 2017.
- [25] R. Hicks and C. Monismith, *Factors influencing the resilient response of granular materials*, *Highw. Res. Rec.*, vol. 345, pp. 15–31, 1971.

-
- [26] M. W. RW May, *Effective granular modulus to model pavement responses*, Transp. Res. Rec., no. 810, p. pp 1-9, 1981.
- [27] J. Uzan, *Characterization of granular material*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board, vol. 1022, no. 1022, pp. 52–59, 1985.
- [28] A. J. Puppala, L. R. Hoyos, and A. K. Potturi, *Resilient Moduli Response of Moderately Cement-Treated Reclaimed Asphalt Pavement Aggregates*, J. Mater. Civ. Eng., vol. 23, no. 7, pp. 990–998, 2011.
- [29] L. Khazanovich, C. Celauro, B. Chadbourn, J. Zollars, and S. Dai, *Evaluation of Subgrade Resilient Modulus Predictive Model for Use in Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board, vol. 1947, no. January 2006, pp. 155–166, 2006.
- [30] B. B. C. Betonrossi and B. Concrete, *BBC Betonrossi Basic Concrete*, pp. 17–21, 1996.
- [31] D560-16, *ASTM D560-16 Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures*, vol. i, pp. 1–6, 2012.
- [32] ASTM C 490, *Standard Practice for Use of Apparatus for the Determination of Length Change of Hardened Cement Paste , Mortar , and Concrete*, Annu. B. ASTM Stand., vol. i, no. C, pp. 1–5, 2011.
- [33] DIN18134, *Soil - testing procedures and testing equipment - plate load test*, no. April, p. 25, 2012.
- [34] Terratest, *La prova di carico dinamica*. <http://www.piastradinamica.it>.
- [35] Huang Y.H. *Pavement analysis and design - second edition*, Pearson-Prentice Hall, 2004.

ALLEGATI

A – Distribuzione granulometrica

B – Massa volumica

C – Dosaggio dei componenti delle miscele

D – Prova di carico su piastra

E – Modulo resiliente

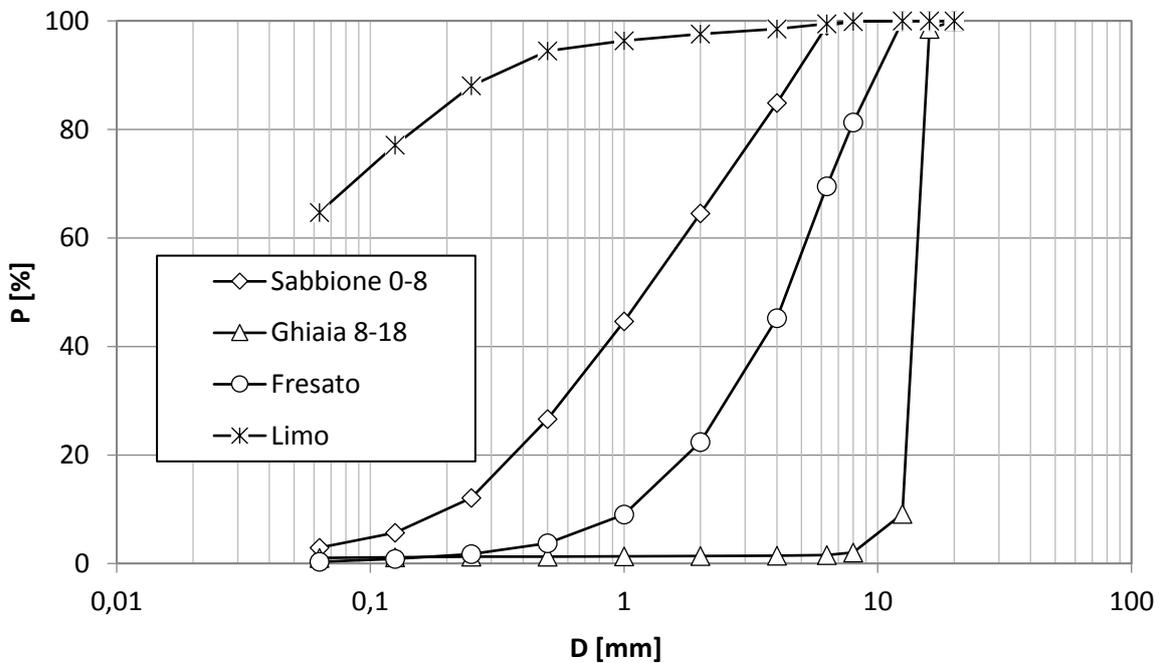
F – Prova di taglio veloce

G – CBR

ALLEGATO A – DISTRUBUZIONE GRANULOMETRICA

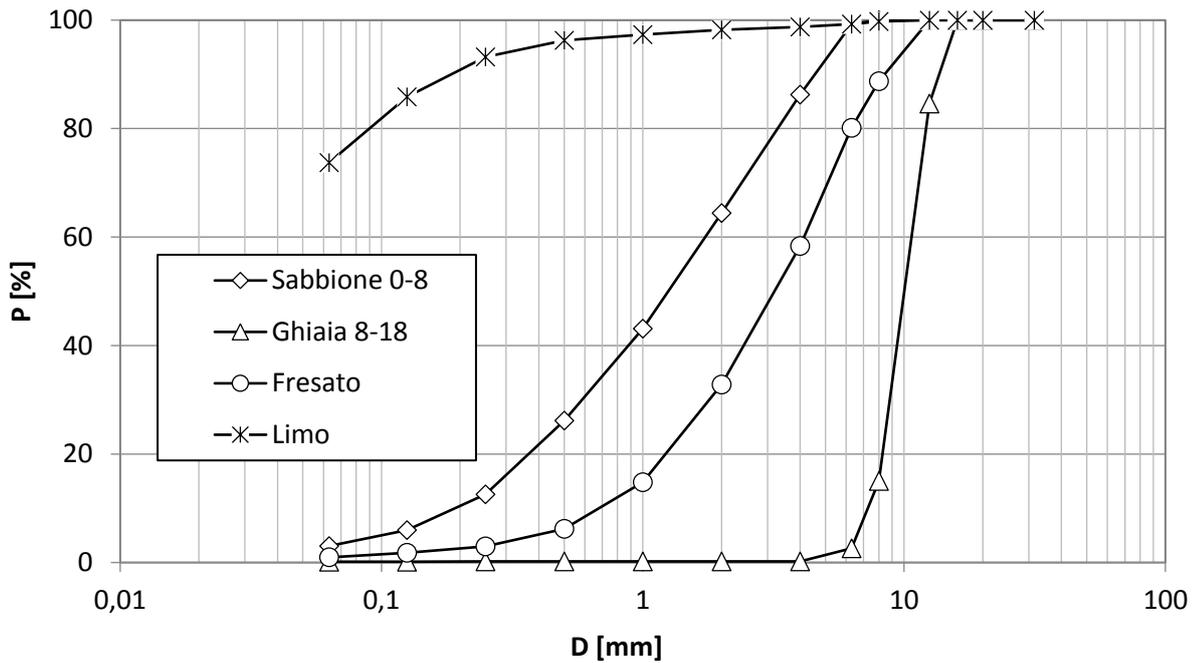
Prima fornitura di aggregati

D [mm]	Passante [%]			
	Sabbione 0-8	Ghiaia 8-18	Fresato	Limo
20	100,0	100,0	100,0	100,0
16	100,0	98,5	100,0	100,0
12,5	100,0	9,1	100,0	100,0
8	100,0	2,0	81,3	99,9
6,3	99,1	1,6	69,5	99,5
4	84,9	1,4	45,2	98,5
2	64,5	1,4	22,4	97,6
1	44,6	1,3	9,0	96,3
0,5	26,6	1,3	3,7	94,5
0,25	12,1	1,3	1,7	88,0
0,125	5,7	1,2	0,8	77,1
0,063	2,9	1,0	0,3	64,7
Filler	0,0	0,0	0,0	0,0



Seconda fornitura di aggregati

D [mm]	Passante [%]			
	Sabbione 0-8	Ghiaia 8-18	Fresato	Limo
16	100,0	100,0	100,0	100,0
12,5	100,0	84,6	100,0	100,0
8	100,0	15,0	88,7	99,7
6,3	99,3	2,6	80,2	99,3
4	86,3	0,2	58,4	98,8
2	64,4	0,2	32,8	98,2
1	43,1	0,2	14,8	97,3
0,5	26,2	0,2	6,2	96,2
0,25	12,6	0,2	3,0	93,2
0,125	6,0	0,2	1,8	85,8
0,063	3,0	0,2	0,9	73,7
Filler	0	0	0	0



ALLEGATO B – MASSA VOLUMICA

Prima fornitura di aggregati

Materiale	Picnometro	M_P [g]	M_{P+M} [g]	M_{P+M+H2O} [g]	T °C [°C]	Volume pic. [m³]	ρ_{mw} [g/cm³]	ρ_{mw} (medio) [g/cm³]
Ghiaia 8-18	6-F	1041,4	1758,5	2778,9	20,70	0,00128	2,749	2,744
	T-A	885	1579,8	2709,4	20,70	0,00139	2,738	
Sabbia 0-8	6-F	1041,4	1334,1	2508,5	20,90	0,00128	2,749	2,745
	T-A	885	1158,6	2441,8	20,90	0,00139	2,741	
Limo	6-F	1041,4	1157	2396,3	21,1	0,00128	2,792	2,786
	T-A	885	992,4	2336,6	21,2	0,00139	2,781	
Fresato	6-F	1041,4	1471,9	2582,3	22,2	0,00128	2,528	2,530
	T-A	885	1301,7	2520	22,0	0,00139	2,532	

Seconda fornitura di aggregati

Materiale	Picnometro	M_P [g]	M_{P+M} [g]	M_{P+M+H2O} [g]	T °C [°C]	Volume pic. [m³]	ρ_{mw} [g/cm³]	ρ_{mw} (medio) [g/cm³]
Ghiaia 8-18	6-F	1041,4	2054,8	2964,4	24,3	0,00128	2,731	2,733
	T-A	885	1909,1	2917,3	24,4	0,00139	2,734	
Sabbia 0-8	6-F	1041,4	1664,2	2716,9	26,3	0,00128	2,743	2,745
	T-A	885	1511,9	2665,4	26,4	0,00139	2,747	
Limo	6-F	1041,4	1346	2516,8	23,8	0,00128	2,787	2,785
	T-A	885	1190,6	2462,9	24,0	0,00139	2,782	
Fresato	6-F	1041,4	2098,9	2960,8	26,3	0,00128	2,527	2,527
	T-A	885	1932,6	2900,5	26,1	0,00139	2,527	

ALLEGATO C – DOSAGGIO DEI COMPONENTI DELLE MISCELE

Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in laboratorio.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,8	[%]

Dosaggi

Cemento	60	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	48	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0190	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0003	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0481	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,9325	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	37	30,6	2,743	11,2	23,2	0,217	594,6
Ghiaia 8-18	10	8,3	2,742	3,0	6,3	0,059	160,7
Fresato	27	22,4	2,526	8,8	18,4	0,172	433,9
Limo	26	21,5	2,784	7,7	16,1	0,150	417,8
Acqua _{limo}	20,8	17,2	0,997	17,3	36,0	0,335	334,3

Dosaggio per 1 m³

Cemento	60	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	594,6	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	160,7	[kg/m ³]
Fresato	433,9	[kg/m ³]
Limo	417,8	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	382,3	[kg/m ³]

Acqua _{agg}	382,1	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,80	[%]
c/p	0,14	[%]

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in laboratorio.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,8	[%]

Dosaggi

Cemento	60	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	48	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0190	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0003	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0481	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,9325	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	36	30,2	2,743	11,0	23,2	0,217	594,2
Ghiaia 8-18	11	9,2	2,742	3,4	7,1	0,066	181,6
Fresato	29	24,3	2,526	9,6	20,3	0,190	478,7
Limo	24	20,1	2,784	7,2	15,3	0,142	396,2
Acqua _{limo}	19,2	16,1	0,997	16,2	34,1	0,318	316,9

Dosaggio per 1 m³

Cemento	60	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	594,2	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	181,6	[kg/m ³]
Fresato	478,7	[kg/m ³]
Limo	396,2	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	364,9	[kg/m ³]

Acqua _{agg}	364,7	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,80	[%]
c/p	0,15	[%]

Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,7$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in laboratorio.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,7	[%]

Dosaggi

Cemento	60	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	42	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0190	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0003	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0421	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,9385	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	35	30,1	2,743	11,0	23,9	0,224	614,5
Ghiaia 8-18	11	9,5	2,742	3,5	7,5	0,070	193,1
Fresato	31	26,7	2,526	10,6	23,0	0,215	544,3
Limo	23	19,8	2,784	7,1	15,5	0,145	403,8
Acqua _{limo}	16,1	13,9	0,997	13,9	30,2	0,284	282,7

Dosaggio per 1 m³

Cemento	60	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	614,5	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	193,1	[kg/m ³]
Fresato	544,3	[kg/m ³]
Limo	403,8	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	324,7	[kg/m ³]

Acqua _{agg}	324,5	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,70	[%]
c/p	0,15	[%]

Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,75$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in laboratorio.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,75	[%]

Dosaggi

Cemento	60	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	45	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0190	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0003	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0451	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,9355	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	35	29,9	2,743	10,9	23,4	0,219	599,6
Ghiaia 8-18	11	9,4	2,742	3,4	7,3	0,069	188,5
Fresato	31	26,4	2,526	10,5	22,5	0,210	531,1
Limo	23	19,6	2,784	7,0	15,1	0,142	394,0
Acqua _{limo}	17,25	14,7	0,997	14,8	31,7	0,296	295,5

Dosaggio per 1 m³

Cemento	60	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	599,6	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	188,5	[kg/m ³]
Fresato	531,1	[kg/m ³]
Limo	394,0	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	340,5	[kg/m ³]

Acqua _{agg}	340,3	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,75	[%]
c/p	0,15	[%]

Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in laboratorio.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,8	[%]

Dosaggi

Cemento	60	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	48	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0190	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0003	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0481	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,9325	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	35	29,6	2,743	10,8	22,9	0,213	585,3
Ghiaia 8-18	11	9,3	2,742	3,4	7,2	0,067	184,0
Fresato	31	26,2	2,526	10,4	22,0	0,205	518,4
Limo	23	19,4	2,784	7,0	14,8	0,138	384,6
Acqua _{limo}	18,4	15,5	0,997	15,6	33,1	0,309	307,7

Dosaggio per 1 m³

Cemento	60	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	585,3	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	184,0	[kg/m ³]
Fresato	518,4	[kg/m ³]
Limo	384,6	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	355,7	[kg/m ³]

Acqua _{agg}	355,5	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,80	[%]
c/p	0,16	[%]

Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in cantiere.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,8	[%]

Dosaggi

Cemento	60	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	48	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0190	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0003	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0481	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,9325	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	39	32,7	2,745	11,9	25,3	0,236	646,9
Ghiaia 8-18	17	14,3	2,733	5,2	11,1	0,103	282,0
Fresato	20	16,8	2,527	6,6	14,1	0,131	331,8
Limo	24	20,1	2,785	7,2	15,3	0,143	398,1
Acqua _{limo}	19,2	16,1	0,997	16,2	34,3	0,319	318,5

Dosaggio per 1 m³

Cemento	60	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	646,9	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	282,0	[kg/m ³]
Fresato	331,8	[kg/m ³]
Limo	398,1	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	366,5	[kg/m ³]

Acqua _{agg}	366,3	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,80	[%]
c/p	0,15	[%]

Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in cantiere.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,8	[%]

Dosaggi

Cemento	100	[kg/m ³]
Additivo	0,5	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	80	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0317	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0005	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0802	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,8875	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	39	32,7	2,745	11,9	25,3	0,224	615,7
Ghiaia 8-18	17	14,3	2,733	5,2	11,1	0,098	268,4
Fresato	20	16,8	2,527	6,6	14,1	0,125	315,8
Limo	24	20,1	2,785	7,2	15,3	0,136	378,9
Acqua _{limo}	19,2	16,1	0,997	16,2	34,3	0,304	303,1

Dosaggio per 1 m³

Cemento	100	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	615,7	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	268,4	[kg/m ³]
Fresato	315,8	[kg/m ³]
Limo	378,9	[kg/m ³]
Additivo	0,5	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	383,1	[kg/m ³]

Acqua _{agg}	382,8	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,80	[%]
c/p	0,26	[%]

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in cantiere.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,8	[%]

Dosaggi

Cemento	60	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	48	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0190	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0003	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0481	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,9325	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	40	34,0	2,745	12,4	26,7	0,249	682,9
Ghiaia 8-18	18	15,3	2,733	5,6	12,1	0,112	307,3
Fresato	20	17,0	2,527	6,7	14,5	0,135	341,4
Limo	22	18,7	2,785	6,7	14,5	0,135	375,6
Acqua _{limo}	17,6	15,0	0,997	15,0	32,3	0,301	300,5

Dosaggio per 1 m³

Cemento	60	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	682,9	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	307,3	[kg/m ³]
Fresato	341,4	[kg/m ³]
Limo	375,6	[kg/m ³]
Additivo	0,3	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	348,5	[kg/m ³]

Acqua _{agg}	348,3	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,80	[%]
c/p	0,16	[%]

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ – confezionato in cantiere.

Additivo	0,5	[%]
a/p	0,8	[%]

Dosaggi

Cemento	100	[kg/m ³]
Additivo	0,5	[kg/m ³]
Acqua _{cem}	80	[kg/m ³]

Densità

Cemento	3150	[kg/m ³]
Additivo	1060	[kg/m ³]
Acqua	997	[kg/m ³]

Volumi

Cemento	0,0317	[m ³ /m ³]
Additivo	0,0005	[m ³ /m ³]
Acqua _{cem}	0,0802	[m ³ /m ³]
Acqua+Aggregati	0,8875	[m ³ /m ³]

	% in peso	% in peso _{corr}	ρ_{mw} [g/cm ³]	Volume [cm ³]	% by volume	Volume [m ³ /m ³]	Peso [kg]
Sabbione 0-8	40	34,0	2,745	12,4	26,7	0,237	649,9
Ghiaia 8-18	18	15,3	2,733	5,6	12,1	0,107	292,5
Fresato	20	17,0	2,527	6,7	14,5	0,129	325,0
Limo	22	18,7	2,785	6,7	14,5	0,128	357,5
Acqua _{limo}	17,6	15,0	0,997	15,0	32,3	0,287	286,0

Dosaggio per 1 m³

Cemento	100	[kg/m ³]
Sabbione 0-8	649,9	[kg/m ³]
Ghiaia 8-18	292,5	[kg/m ³]
Fresato	325,0	[kg/m ³]
Limo	357,5	[kg/m ³]
Additivo	0,5	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	366,0	[kg/m ³]

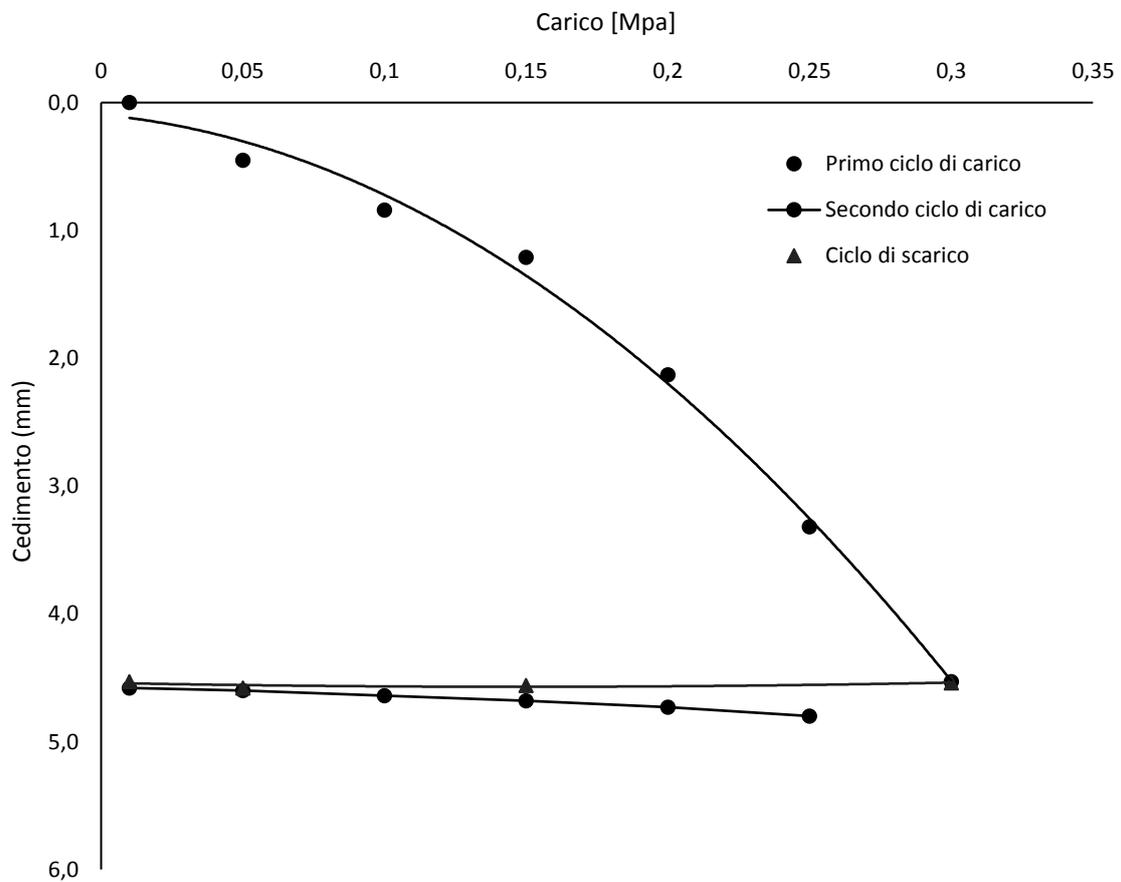
Acqua _{agg}	365,7	[kg/m ³]
----------------------	-------	----------------------

a/p	0,80	[%]
c/p	0,28	[%]

ALLEGATO D – PROVA DI CARICO SU PIASTRA

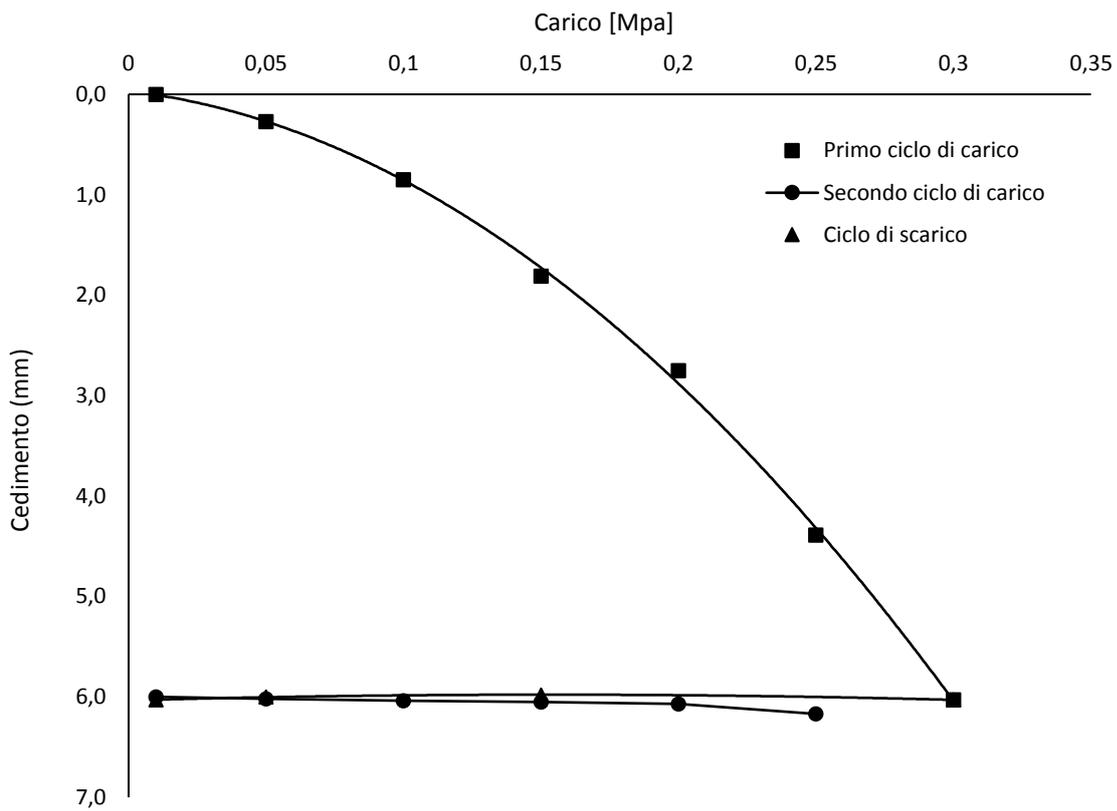
Lastra con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni

	Steps	σ_0	s
	[-]	[MPa]	[mm]
1° ciclo di carico	0	0,01	0
	1	0,050	0,45
	2	0,100	0,84
	3	0,150	1,21
	4	0,200	2,13
	5	0,250	3,32
	6	0,300	4,53
scarico	7	0,150	4,54
	8	0,050	4,56
	9	0,01	4,58
2° ciclo di carico	10	0,050	4,60
	11	0,100	4,64
	12	0,150	4,68
	13	0,200	4,73
	14	0,250	4,80



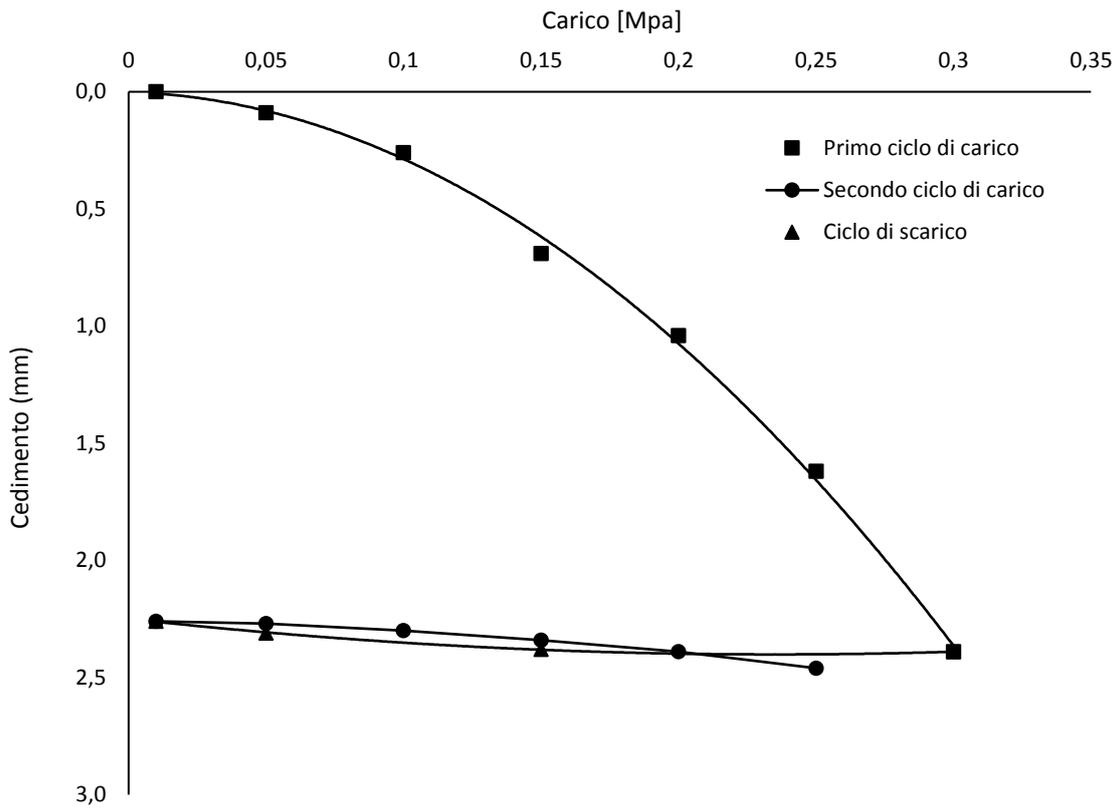
Lastra con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni

	Steps	σ_0	s
	[-]	[MPa]	[mm]
1° ciclo di carico	0	0,01	0
	1	0,050	0,27
	2	0,100	0,85
	3	0,150	1,81
	4	0,200	2,75
	5	0,250	4,39
	6	0,300	6,03
scarico	7	0,150	6,03
	8	0,050	5,98
	9	0,01	6
2° ciclo di carico	10	0,050	6,02
	11	0,100	6,04
	12	0,150	6,05
	13	0,200	6,07
	14	0,250	6,17



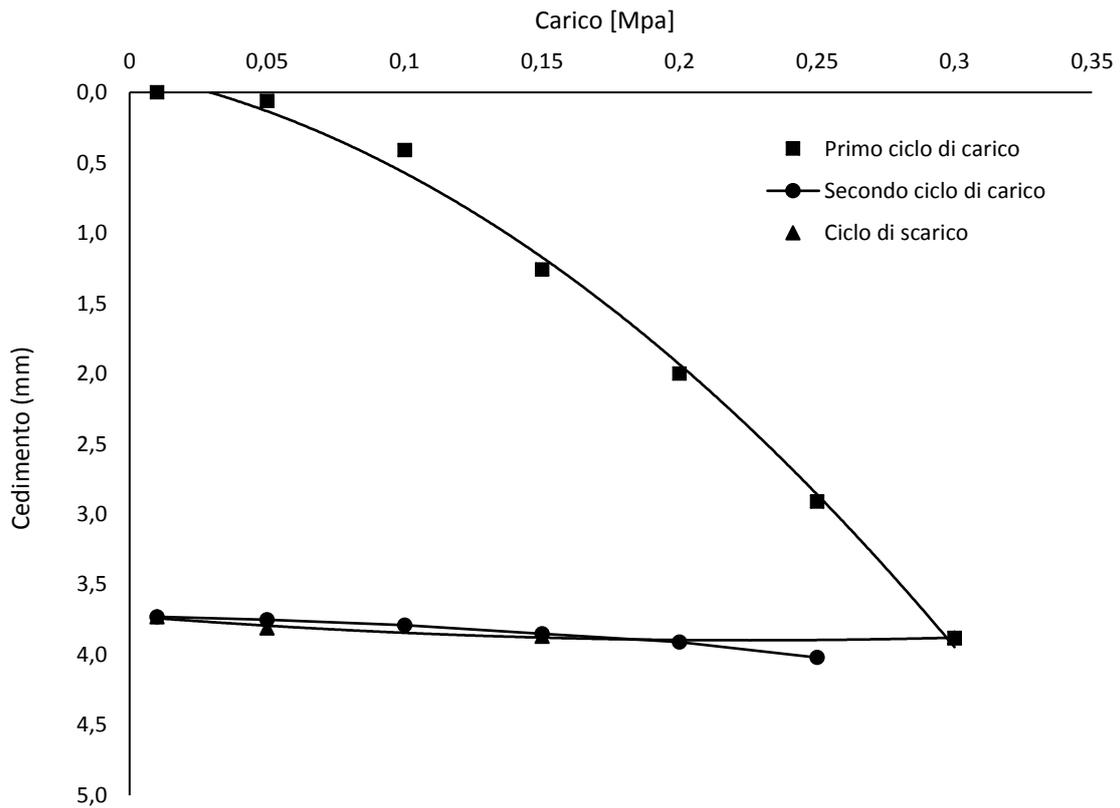
Lastra con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni

	Steps	σ_0	s
	[-]	[MPa]	[mm]
1° ciclo di carico	0	0,01	0
	1	0,050	0,09
	2	0,100	0,26
	3	0,150	0,69
	4	0,200	1,04
	5	0,250	1,62
	6	0,300	2,39
scarico	7	0,150	2,38
	8	0,050	2,31
	9	0,01	2,26
2° ciclo di carico	10	0,050	2,27
	11	0,100	2,30
	12	0,150	2,34
	13	0,200	2,39
	14	0,250	2,46



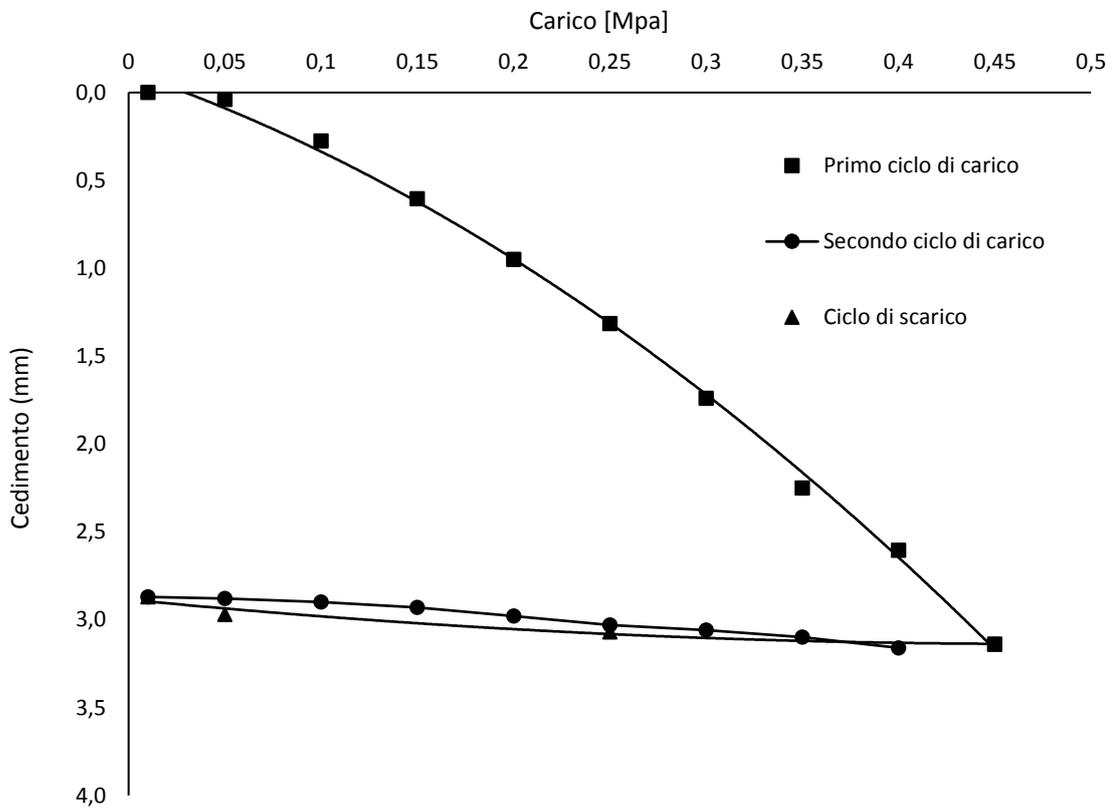
Lastra con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni

	Steps	σ_0	s
	[-]	[MPa]	[mm]
1° ciclo di carico	0	0,01	0
	1	0,050	0,06
	2	0,100	0,41
	3	0,150	1,26
	4	0,200	2,00
	5	0,250	2,91
	6	0,300	3,88
scarico	7	0,150	3,87
	8	0,050	3,81
	9	0,01	3,73
2° ciclo di carico	10	0,050	3,75
	11	0,100	3,79
	12	0,150	3,85
	13	0,200	3,91
	14	0,250	4,02



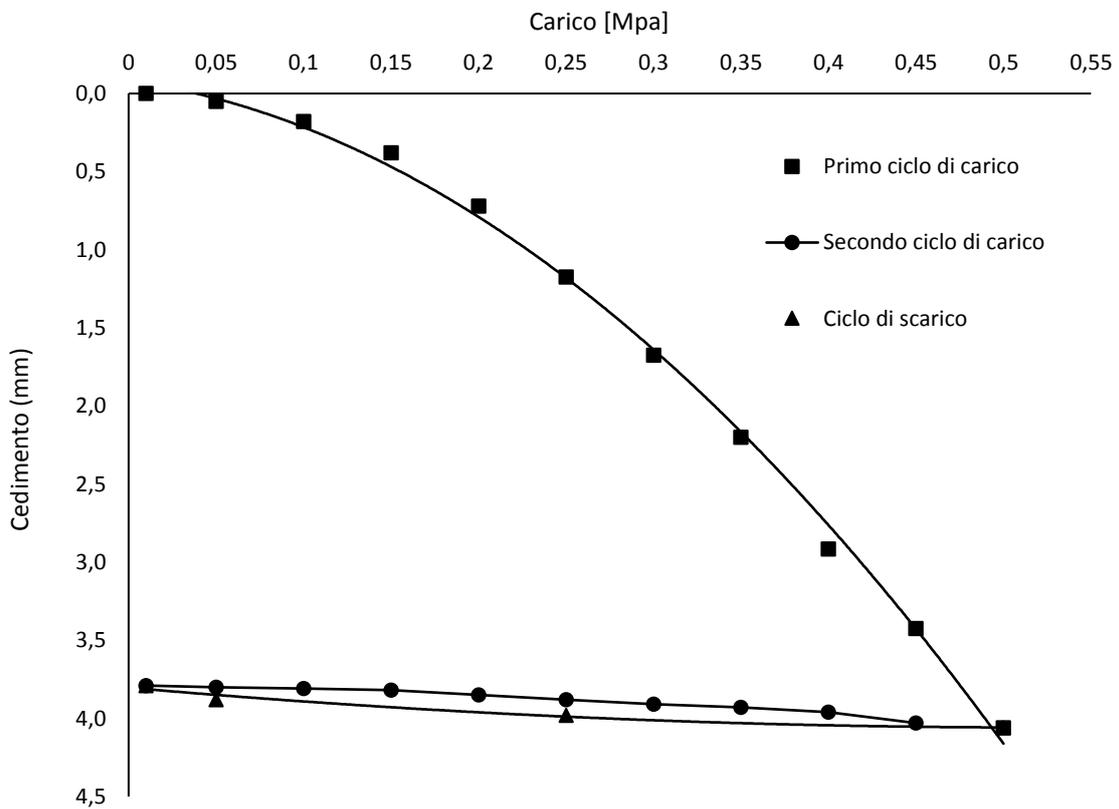
Lastra con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni

	Steps	σ_0	s
	[-]	[MPa]	[mm]
1° ciclo di carico	0	0,01	0,00
	1	0,050	0,04
	2	0,100	0,28
	3	0,150	0,61
	4	0,200	0,95
	5	0,250	1,32
	6	0,300	1,74
	7	0,350	2,25
	8	0,400	2,61
	9	0,450	3,14
scarico	10	0,250	3,07
	11	0,050	2,97
	12	0,01	2,87
2° ciclo di carico	13	0,050	2,88
	14	0,100	2,90
	15	0,150	2,93
	16	0,200	2,98
	17	0,250	3,03
	18	0,300	3,06
	19	0,350	3,1
	20	0,400	3,16



Lastra con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni

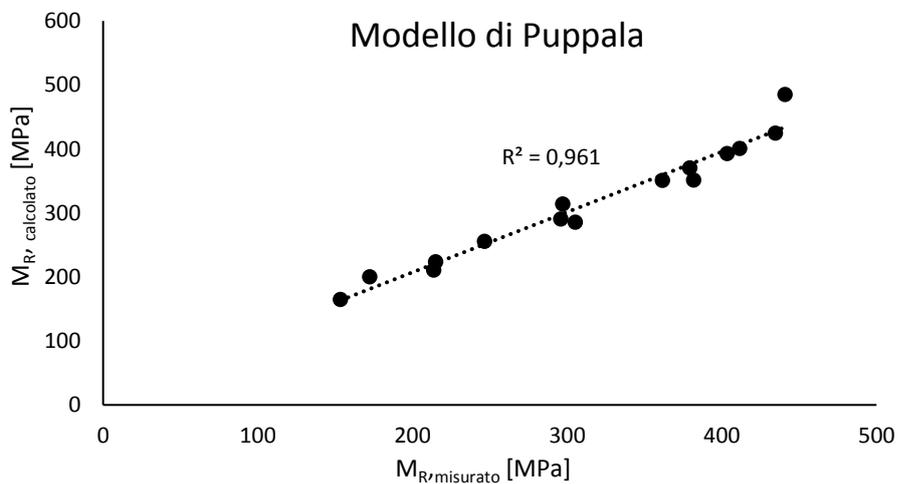
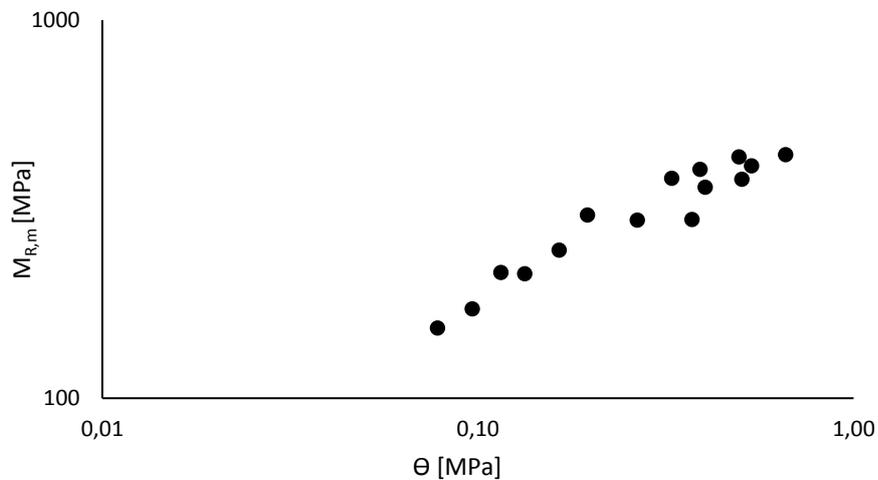
	Steps	σ_0	s
	[-]	[MPa]	[mm]
1° ciclo di carico	0	0,01	0,00
	1	0,050	0,05
	2	0,100	0,18
	3	0,150	0,38
	4	0,200	0,72
	5	0,250	1,18
	6	0,300	1,68
	7	0,350	2,20
	8	0,400	2,92
	9	0,450	3,43
	10	0,500	4,06
scarico	11	0,250	3,98
	12	0,050	3,88
	13	0,01	3,79
2° ciclo di carico	14	0,050	3,8
	15	0,100	3,81
	16	0,150	3,82
	17	0,200	3,85
	18	0,250	3,88
	19	0,300	3,91
	20	0,350	3,93
	21	0,400	3,96
	22	0,45	4,03



ALLEGATO E – MODULO RESILIENTE

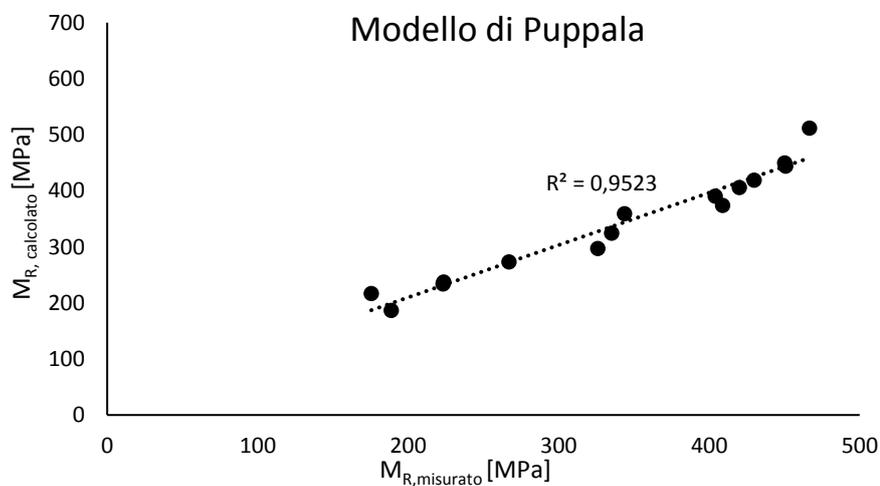
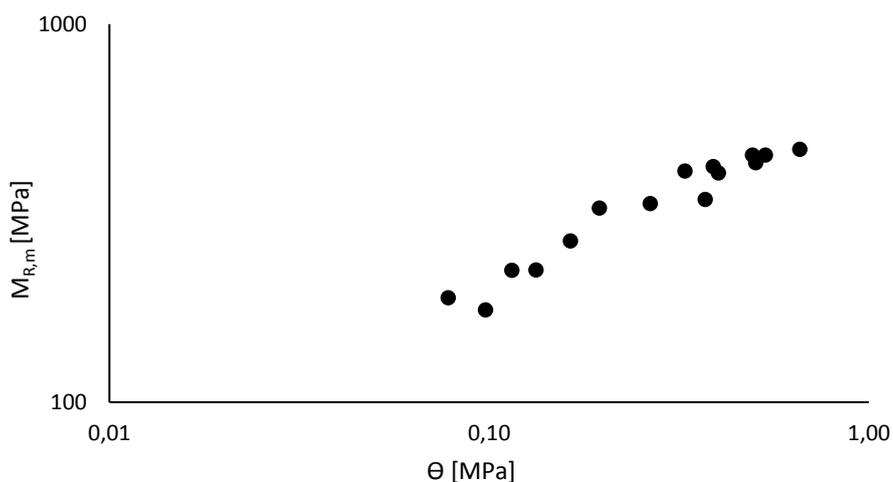
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in laboratorio.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	153,4	0,078
2	0,020	0,041	0,037	172,2	0,097
3	0,020	0,062	0,055	215,0	0,115
4	0,034	0,034	0,031	213,5	0,133
5	0,034	0,068	0,062	246,5	0,164
6	0,034	0,103	0,093	305,2	0,196
7	0,068	0,068	0,062	295,7	0,266
8	0,068	0,137	0,124	381,6	0,328
9	0,068	0,206	0,186	403,3	0,390
10	0,103	0,068	0,062	297,0	0,371
11	0,103	0,103	0,093	361,4	0,402
12	0,103	0,206	0,186	434,5	0,495
13	0,137	0,103	0,093	379,1	0,504
14	0,137	0,137	0,124	411,5	0,535
15	0,137	0,275	0,248	440,8	0,659



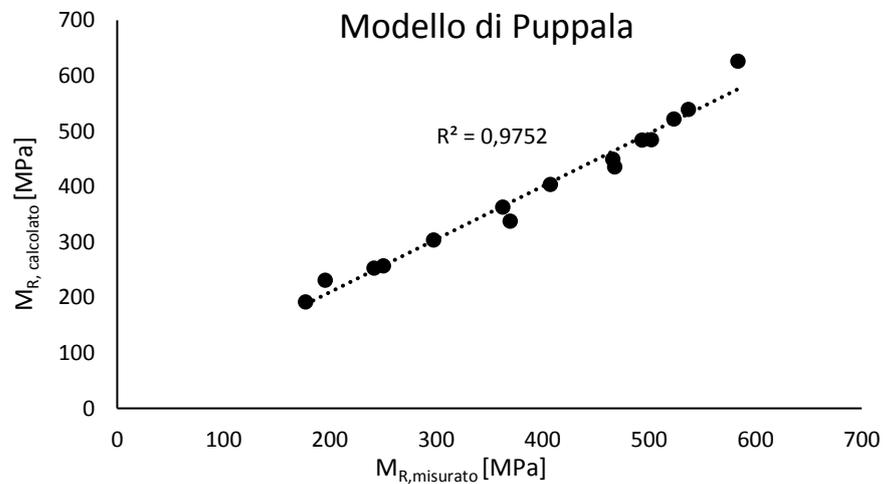
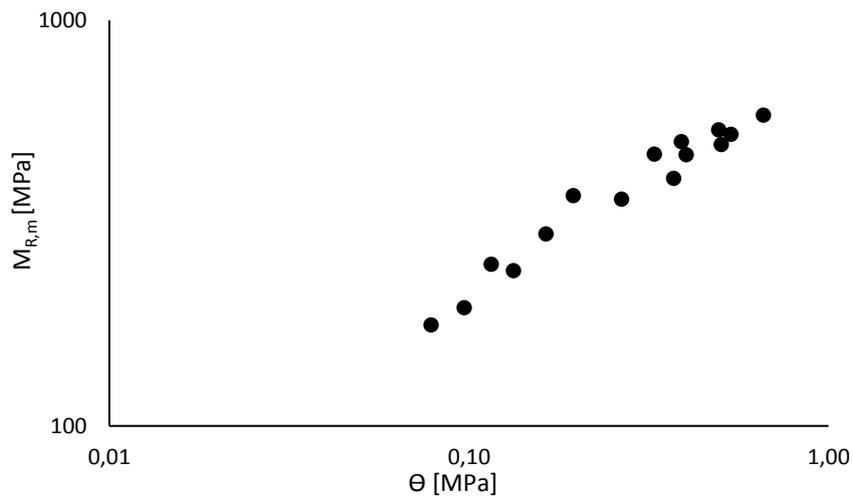
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni - confezionato in laboratorio.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	188,8	0,078
2	0,020	0,041	0,037	175,5	0,098
3	0,020	0,062	0,055	223,1	0,115
4	0,034	0,034	0,031	223,6	0,133
5	0,034	0,068	0,062	267,1	0,164
6	0,034	0,103	0,093	326,1	0,195
7	0,068	0,068	0,062	335,2	0,266
8	0,068	0,137	0,124	408,9	0,328
9	0,068	0,206	0,186	420,1	0,390
10	0,103	0,068	0,062	343,8	0,371
11	0,103	0,103	0,093	404,1	0,402
12	0,103	0,206	0,186	450,1	0,495
13	0,137	0,103	0,093	429,9	0,504
14	0,137	0,137	0,124	450,8	0,535
15	0,137	0,275	0,248	466,8	0,659



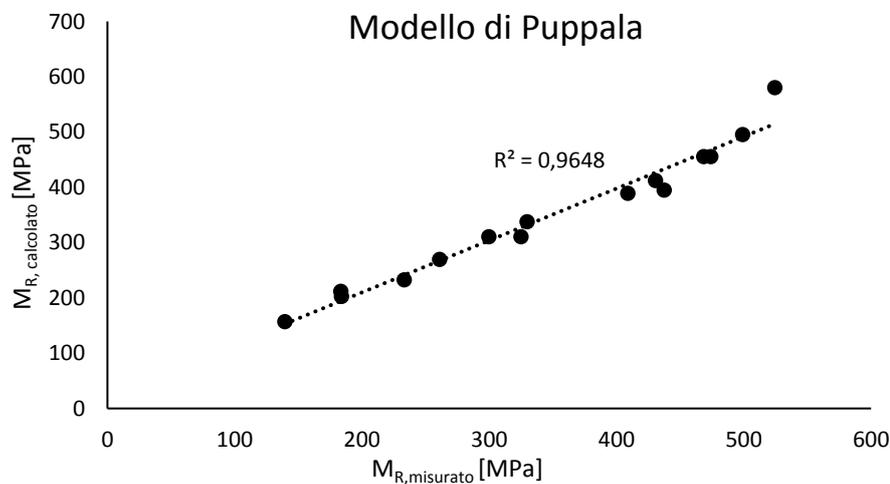
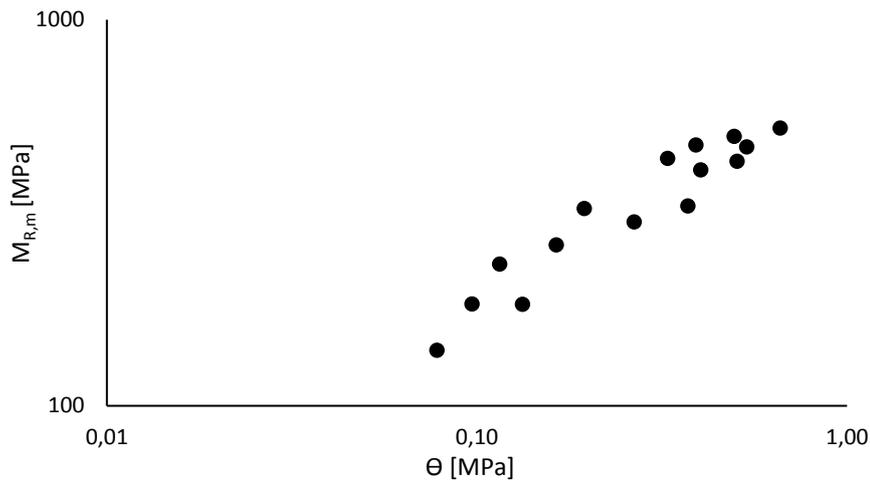
Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,7$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni - confezionato in laboratorio.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	177,2	0,079
2	0,020	0,041	0,037	195,5	0,097
3	0,020	0,062	0,055	250,2	0,115
4	0,034	0,034	0,031	241,4	0,133
5	0,034	0,068	0,062	297,3	0,164
6	0,034	0,103	0,093	369,5	0,195
7	0,068	0,068	0,062	362,4	0,266
8	0,068	0,137	0,124	467,7	0,328
9	0,068	0,206	0,186	502,2	0,390
10	0,103	0,068	0,062	407,2	0,371
11	0,103	0,103	0,093	466,0	0,402
12	0,103	0,206	0,186	537,0	0,495
13	0,137	0,103	0,093	493,5	0,504
14	0,137	0,137	0,124	523,5	0,535
15	0,137	0,275	0,248	583,7	0,659



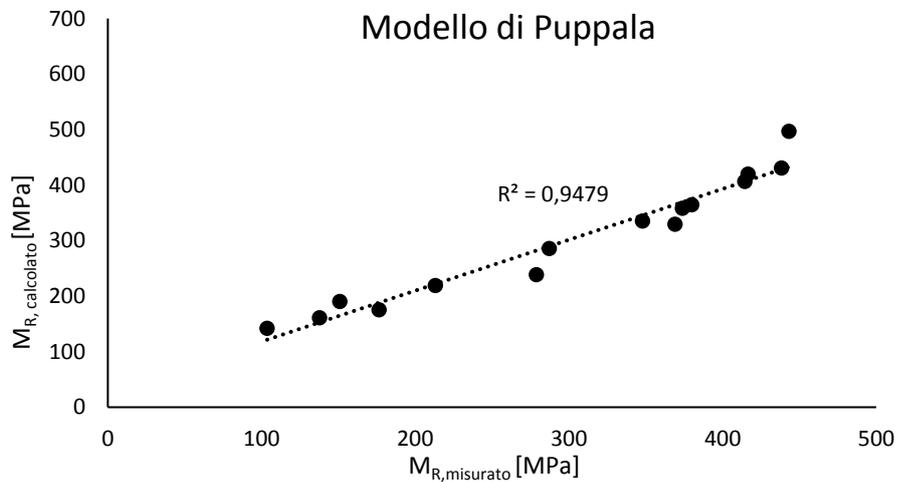
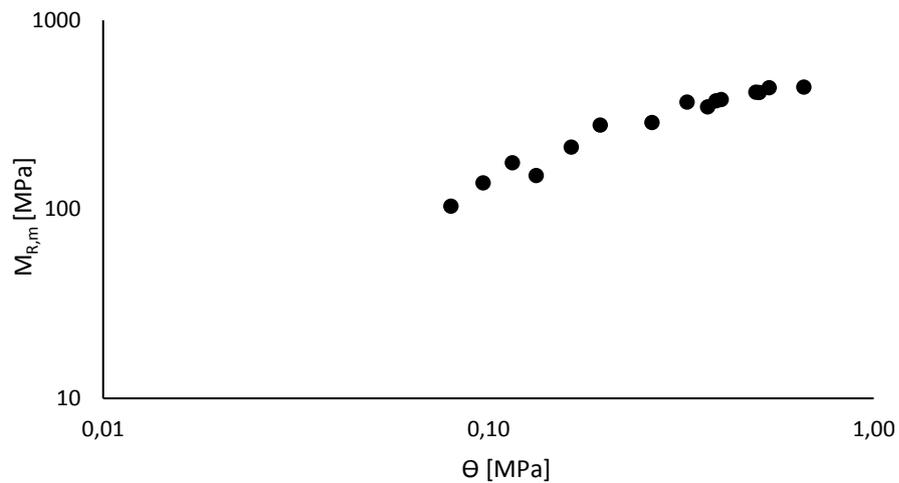
Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,75$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni - confezionato in laboratorio.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	M_R , misurato	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	139,2	0,078
2	0,020	0,041	0,037	183,7	0,097
3	0,020	0,062	0,055	233,1	0,115
4	0,034	0,034	0,031	183,4	0,133
5	0,034	0,068	0,062	261,0	0,164
6	0,034	0,103	0,093	324,8	0,195
7	0,068	0,068	0,062	299,6	0,266
8	0,068	0,137	0,124	437,3	0,328
9	0,068	0,206	0,186	474,0	0,390
10	0,103	0,068	0,062	329,7	0,371
11	0,103	0,103	0,093	408,8	0,402
12	0,103	0,206	0,186	499,1	0,495
13	0,137	0,103	0,093	430,4	0,504
14	0,137	0,137	0,124	468,3	0,535
15	0,137	0,275	0,248	524,2	0,659



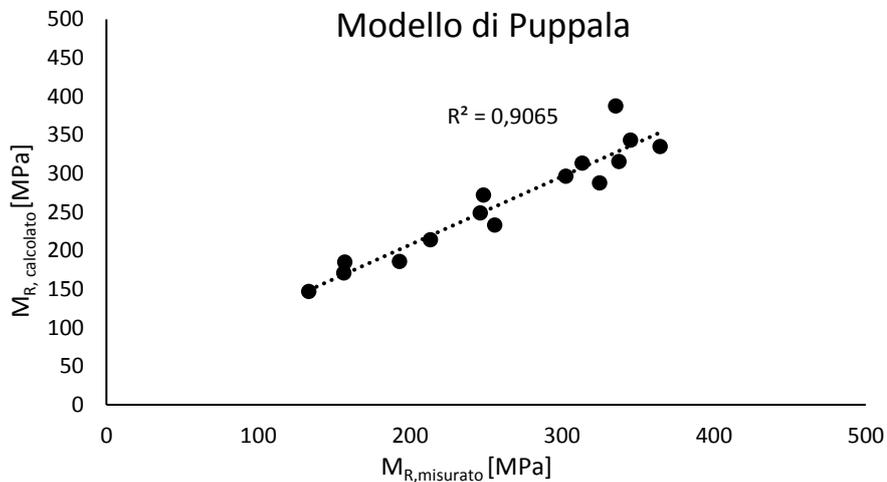
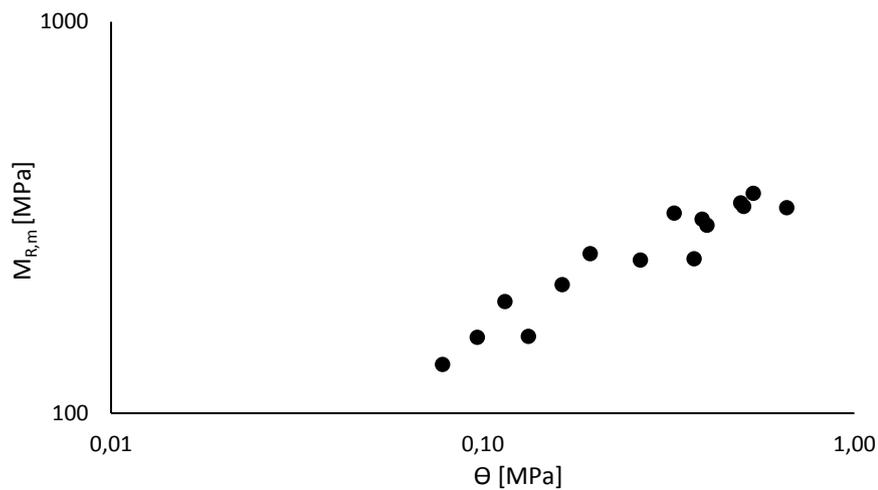
Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni - confezionato in laboratorio.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,022	0,020	103,7	0,080
2	0,020	0,041	0,037	137,8	0,097
3	0,020	0,062	0,055	176,4	0,115
4	0,034	0,034	0,031	150,9	0,133
5	0,034	0,068	0,062	213,0	0,164
6	0,034	0,103	0,093	278,9	0,195
7	0,068	0,068	0,062	287,3	0,266
8	0,068	0,137	0,124	369,0	0,328
9	0,068	0,206	0,186	373,9	0,390
10	0,103	0,068	0,062	347,9	0,371
11	0,103	0,103	0,093	379,9	0,402
12	0,103	0,206	0,186	416,6	0,495
13	0,137	0,103	0,093	414,5	0,504
14	0,137	0,137	0,124	438,4	0,535
15	0,137	0,275	0,248	443,1	0,659



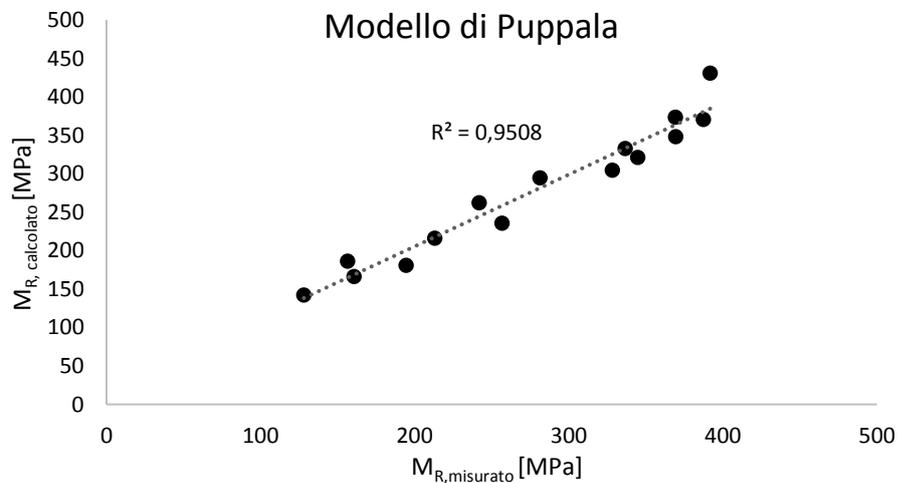
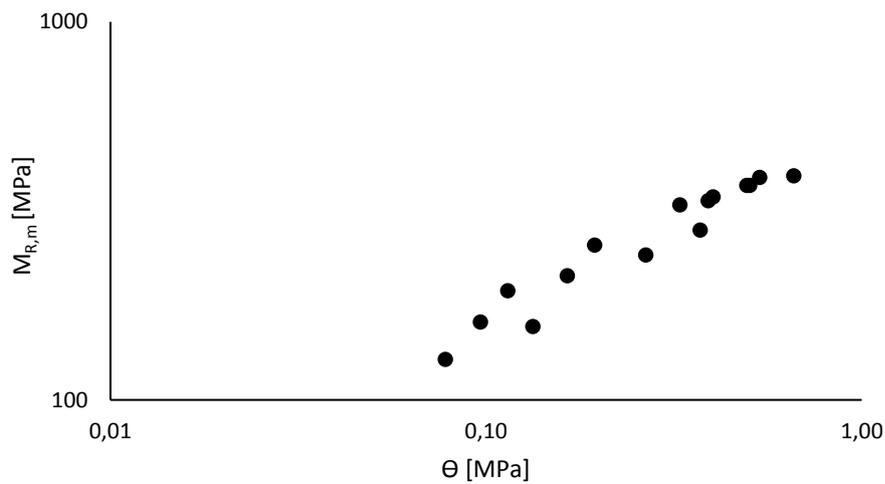
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni – confezionato in laboratorio.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	133,3	0,078
2	0,020	0,041	0,037	156,5	0,097
3	0,020	0,062	0,055	193,0	0,115
4	0,034	0,034	0,031	157,1	0,133
5	0,034	0,068	0,062	213,3	0,164
6	0,034	0,103	0,093	255,7	0,195
7	0,068	0,068	0,062	246,4	0,266
8	0,068	0,137	0,124	324,8	0,328
9	0,068	0,206	0,186	313,4	0,390
10	0,103	0,068	0,062	248,5	0,371
11	0,103	0,103	0,093	302,5	0,402
12	0,103	0,206	0,186	345,1	0,495
13	0,137	0,103	0,093	337,6	0,504
14	0,137	0,137	0,124	364,7	0,535
15	0,137	0,275	0,248	335,4	0,659



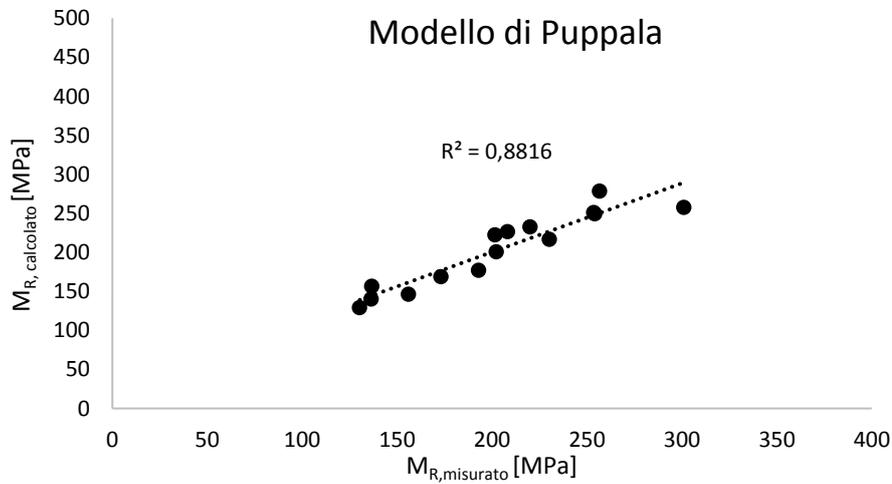
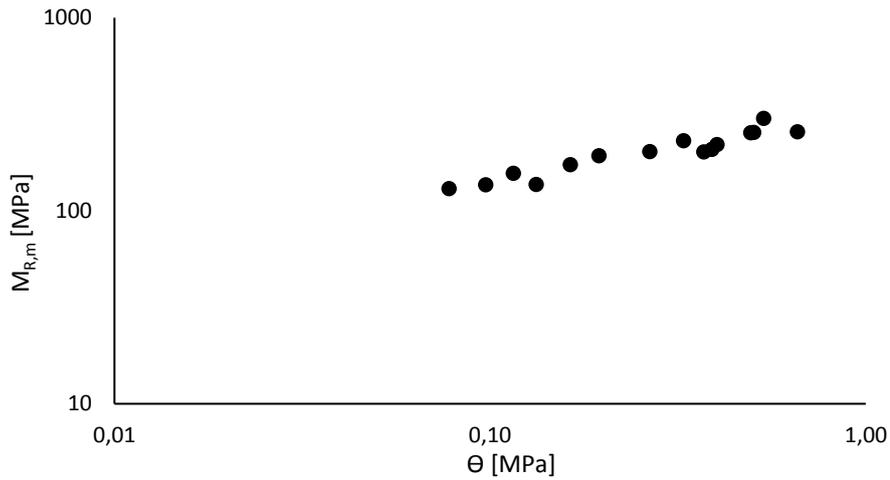
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni - confezionato in laboratorio.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	128,0	0,078
2	0,020	0,041	0,037	160,5	0,097
3	0,020	0,062	0,055	194,4	0,114
4	0,034	0,034	0,031	156,5	0,133
5	0,034	0,068	0,062	213,1	0,164
6	0,034	0,103	0,093	256,7	0,194
7	0,068	0,068	0,062	241,8	0,266
8	0,068	0,137	0,124	328,3	0,328
9	0,068	0,206	0,186	336,6	0,390
10	0,103	0,068	0,062	281,3	0,371
11	0,103	0,103	0,093	344,6	0,402
12	0,103	0,206	0,186	369,2	0,495
13	0,137	0,103	0,093	369,4	0,504
14	0,137	0,137	0,124	387,4	0,535
15	0,137	0,275	0,248	391,7	0,659



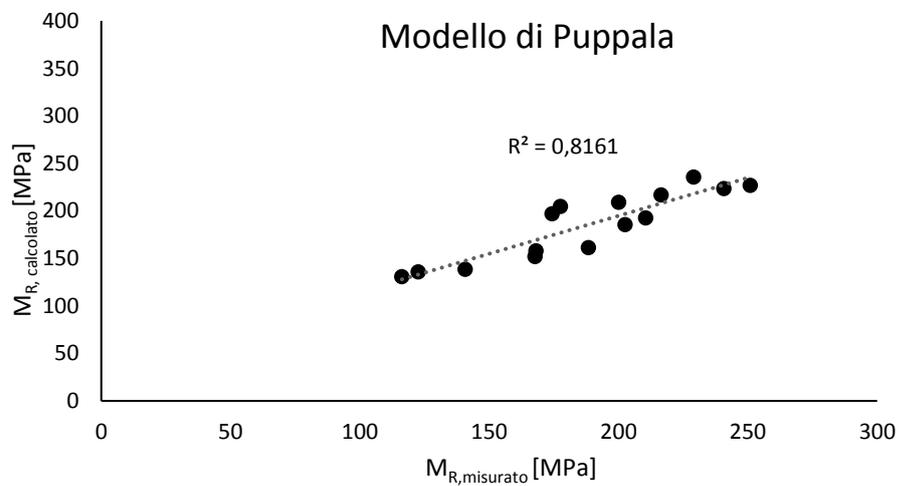
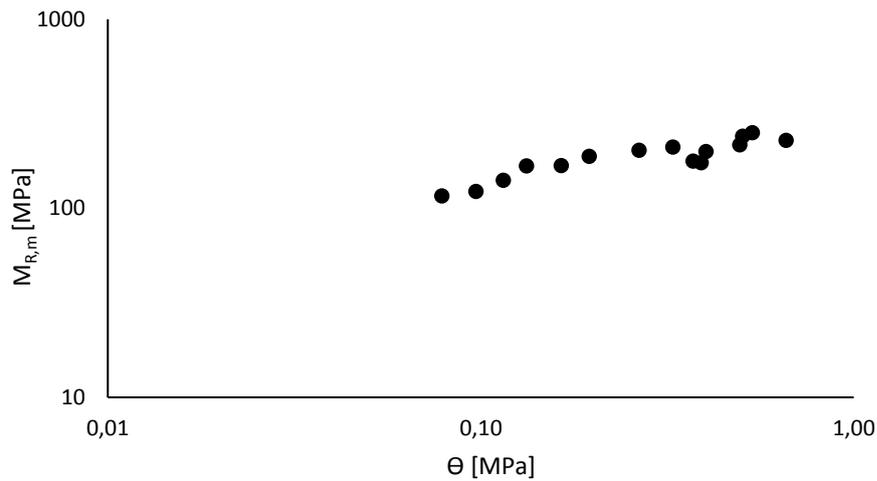
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	130,3	0,078
2	0,020	0,041	0,037	136,3	0,097
3	0,020	0,062	0,055	155,9	0,115
4	0,034	0,034	0,031	136,7	0,133
5	0,034	0,068	0,062	173,0	0,164
6	0,034	0,103	0,093	192,9	0,195
7	0,068	0,068	0,062	202,2	0,266
8	0,068	0,137	0,124	230,1	0,328
9	0,068	0,206	0,186	208,2	0,390
10	0,103	0,068	0,062	201,5	0,371
11	0,103	0,103	0,093	220,1	0,402
12	0,103	0,206	0,186	253,6	0,495
13	0,137	0,103	0,093	254,1	0,504
14	0,137	0,137	0,124	301,1	0,535
15	0,137	0,275	0,248	256,6	0,659



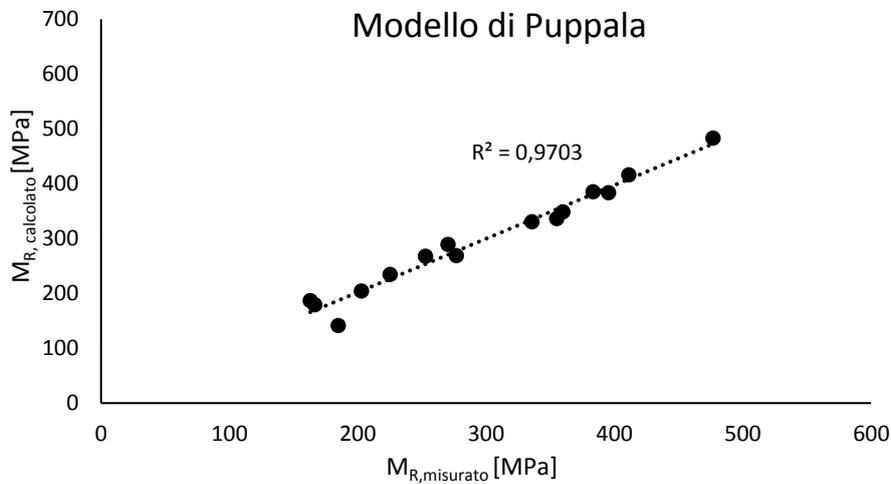
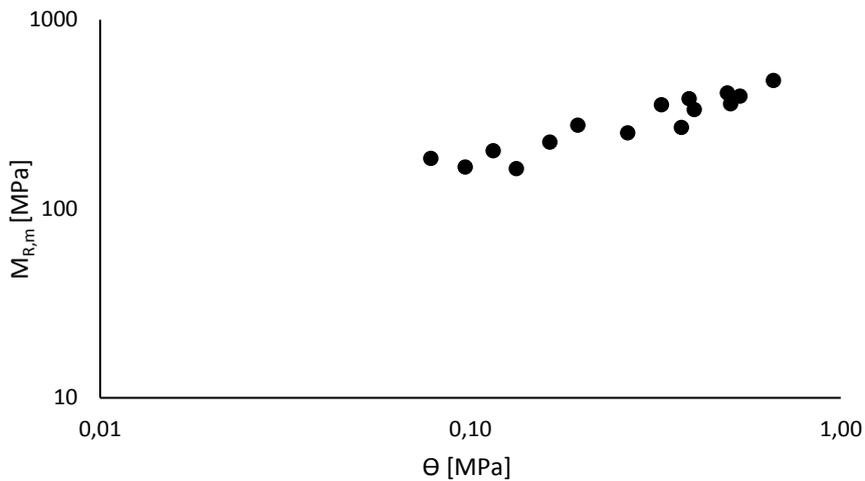
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	116,3	0,079
2	0,020	0,041	0,037	122,6	0,097
3	0,020	0,062	0,055	140,8	0,115
4	0,034	0,034	0,031	167,7	0,133
5	0,034	0,068	0,062	168,1	0,164
6	0,034	0,103	0,093	188,3	0,195
7	0,068	0,068	0,062	202,6	0,266
8	0,068	0,137	0,124	210,6	0,328
9	0,068	0,206	0,186	174,3	0,390
10	0,103	0,068	0,062	177,5	0,371
11	0,103	0,103	0,093	200,0	0,402
12	0,103	0,206	0,186	216,5	0,495
13	0,137	0,103	0,093	240,7	0,504
14	0,137	0,137	0,124	251,0	0,535
15	0,137	0,275	0,248	229,1	0,659



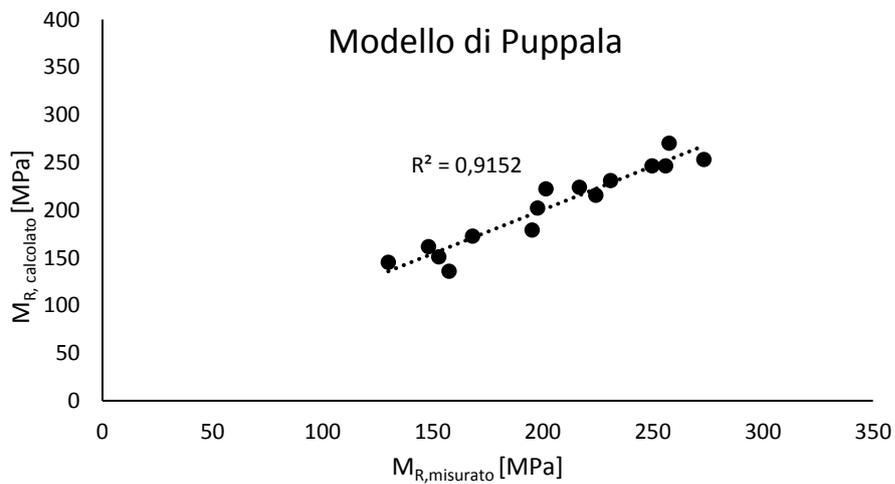
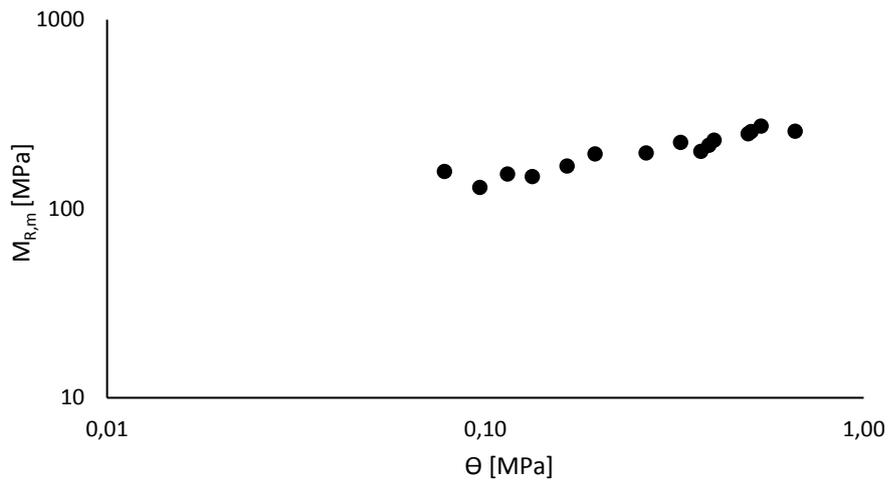
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	184,8	0,078
2	0,020	0,041	0,037	166,4	0,097
3	0,020	0,062	0,055	202,8	0,115
4	0,034	0,034	0,031	163,0	0,133
5	0,034	0,068	0,062	225,1	0,164
6	0,034	0,103	0,093	276,8	0,195
7	0,068	0,068	0,062	252,8	0,266
8	0,068	0,137	0,124	354,9	0,328
9	0,068	0,206	0,186	383,2	0,390
10	0,103	0,068	0,062	270,1	0,371
11	0,103	0,103	0,093	335,6	0,402
12	0,103	0,206	0,186	411,0	0,495
13	0,137	0,103	0,093	359,6	0,504
14	0,137	0,137	0,124	395,2	0,535
15	0,137	0,275	0,248	476,7	0,659



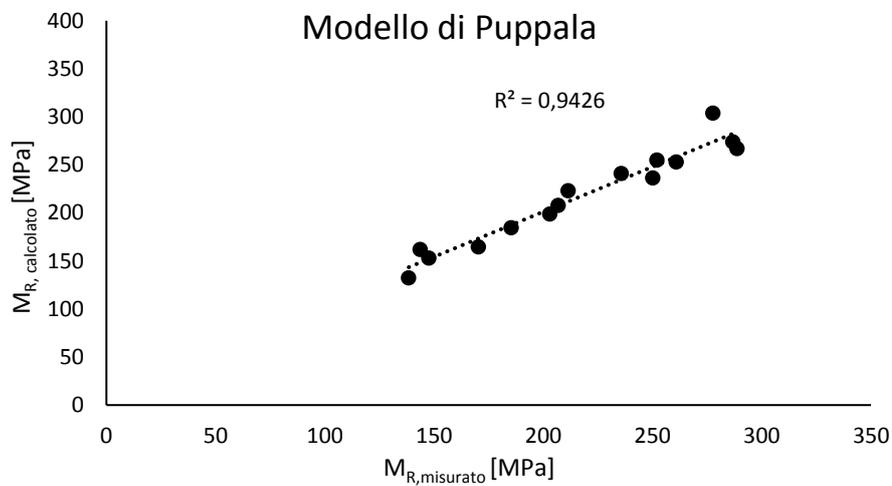
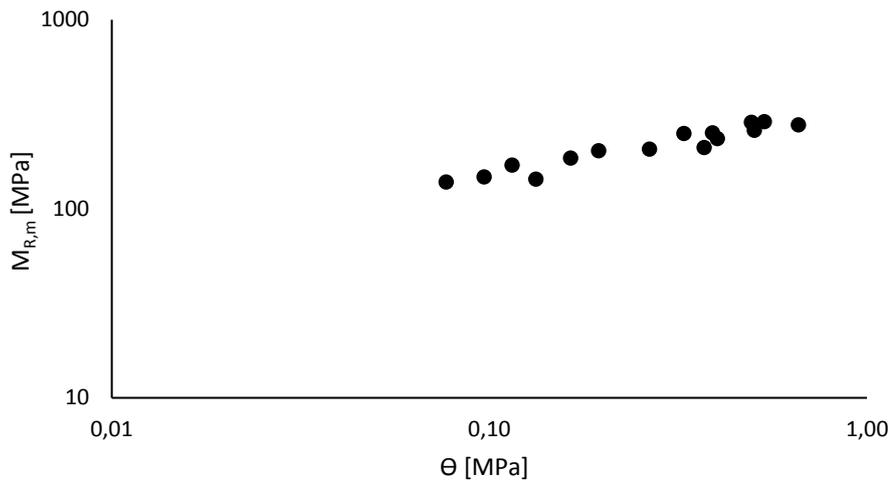
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	157,5	0,078
2	0,020	0,041	0,037	129,8	0,097
3	0,020	0,062	0,055	152,8	0,115
4	0,034	0,034	0,031	148,1	0,133
5	0,034	0,068	0,062	168,1	0,164
6	0,034	0,103	0,093	195,1	0,195
7	0,068	0,068	0,062	197,7	0,266
8	0,068	0,137	0,124	224,1	0,328
9	0,068	0,206	0,186	216,6	0,390
10	0,103	0,068	0,062	201,4	0,371
11	0,103	0,103	0,093	230,7	0,402
12	0,103	0,206	0,186	249,6	0,495
13	0,137	0,103	0,093	255,8	0,504
14	0,137	0,137	0,124	273,2	0,535
15	0,137	0,275	0,248	257,4	0,659



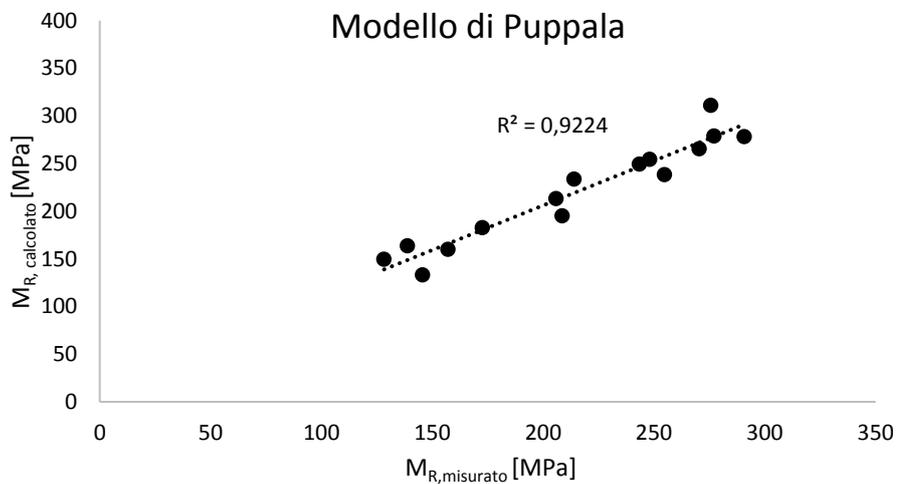
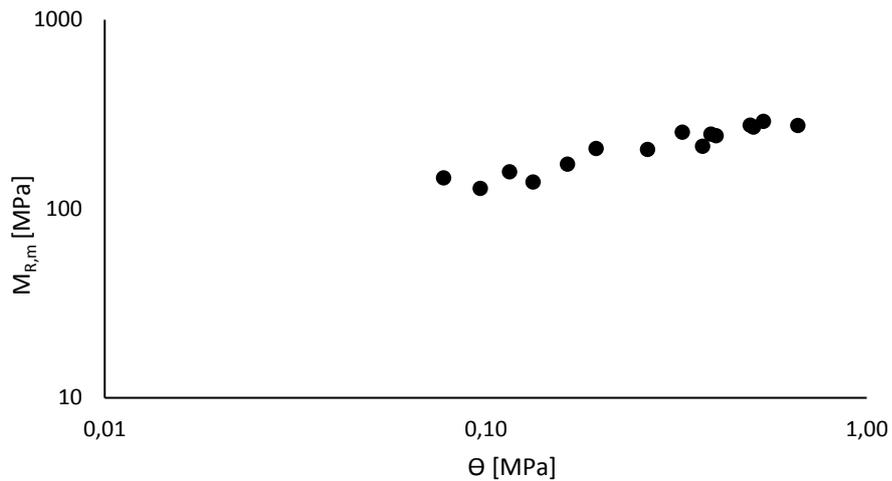
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,019	0,017	138,4	0,077
2	0,020	0,041	0,037	147,6	0,097
3	0,020	0,062	0,055	170,3	0,115
4	0,034	0,034	0,031	143,6	0,133
5	0,034	0,068	0,062	185,3	0,164
6	0,034	0,103	0,093	203,0	0,195
7	0,068	0,068	0,062	206,8	0,266
8	0,068	0,137	0,124	250,1	0,328
9	0,068	0,206	0,186	252,0	0,390
10	0,103	0,068	0,062	211,4	0,371
11	0,103	0,103	0,093	235,8	0,402
12	0,103	0,206	0,186	286,8	0,495
13	0,137	0,103	0,093	260,8	0,504
14	0,137	0,137	0,124	288,7	0,535
15	0,137	0,275	0,248	277,6	0,659



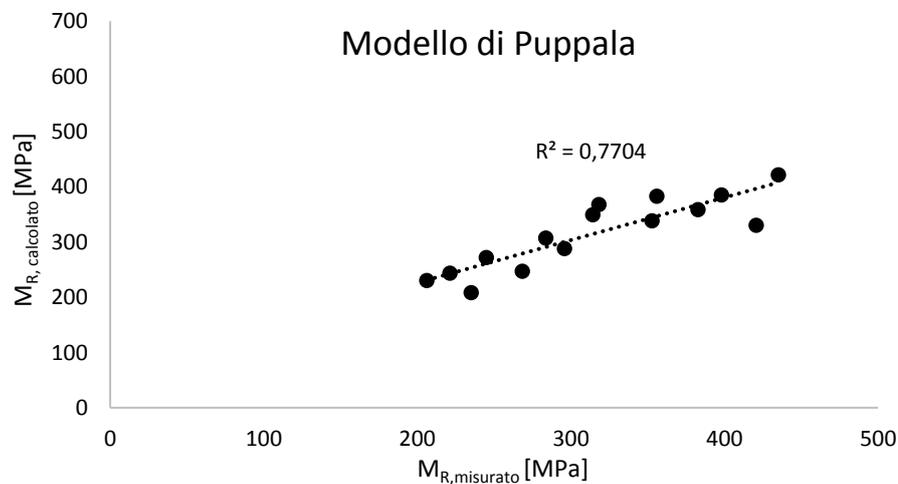
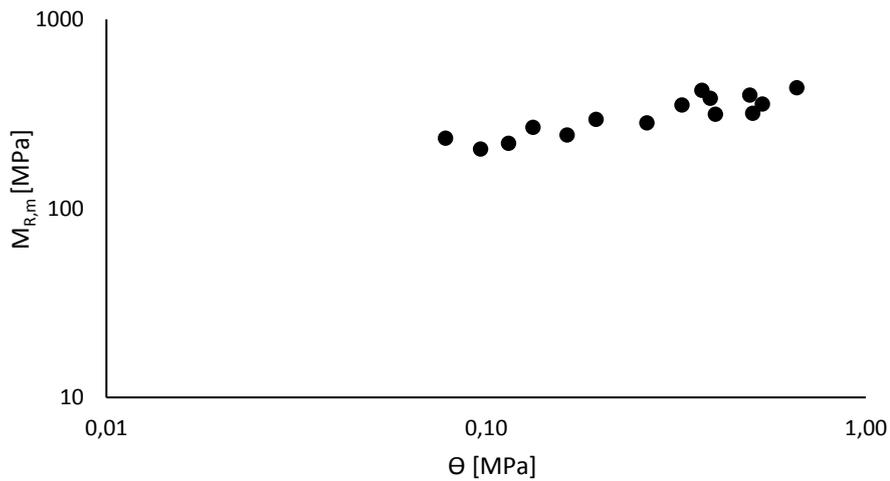
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	145,7	0,078
2	0,020	0,041	0,037	128,3	0,097
3	0,020	0,062	0,055	157,1	0,116
4	0,034	0,034	0,031	138,8	0,133
5	0,034	0,068	0,062	172,6	0,164
6	0,034	0,103	0,093	208,6	0,195
7	0,068	0,068	0,062	205,9	0,266
8	0,068	0,137	0,124	254,8	0,328
9	0,068	0,206	0,186	248,2	0,390
10	0,103	0,068	0,062	214,0	0,371
11	0,103	0,103	0,093	243,5	0,402
12	0,103	0,206	0,186	277,1	0,495
13	0,137	0,103	0,093	270,5	0,504
14	0,137	0,137	0,124	290,7	0,535
15	0,137	0,275	0,248	275,6	0,659



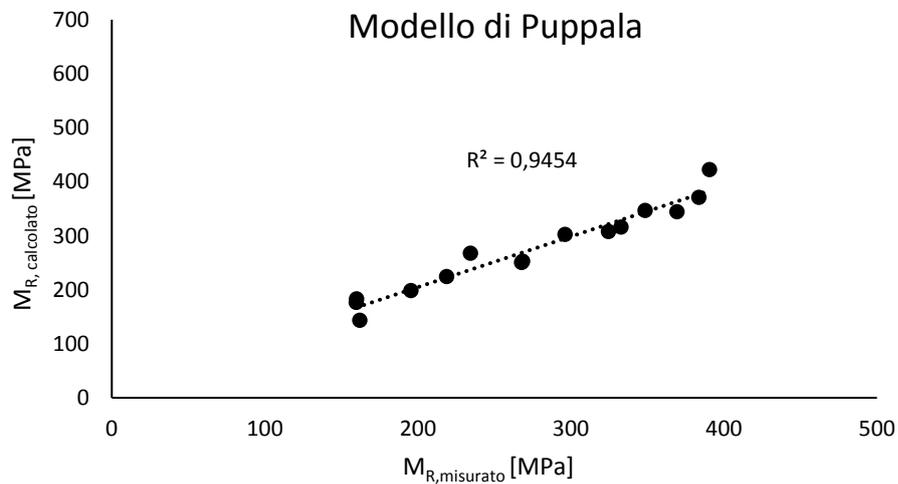
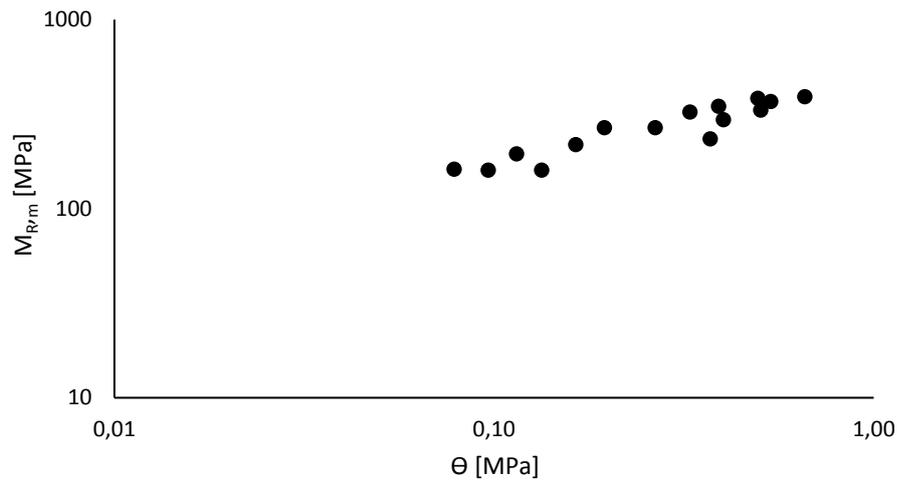
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	235,1	0,078
2	0,020	0,041	0,037	206,1	0,097
3	0,020	0,062	0,055	221,1	0,115
4	0,034	0,034	0,031	268,4	0,133
5	0,034	0,068	0,062	244,8	0,164
6	0,034	0,103	0,093	295,8	0,195
7	0,068	0,068	0,062	283,5	0,266
8	0,068	0,137	0,124	352,8	0,328
9	0,068	0,206	0,186	382,7	0,390
10	0,103	0,068	0,062	420,6	0,371
11	0,103	0,103	0,093	314,2	0,402
12	0,103	0,206	0,186	398,0	0,495
13	0,137	0,103	0,093	318,1	0,504
14	0,137	0,137	0,124	355,8	0,535
15	0,137	0,275	0,248	435,0	0,659



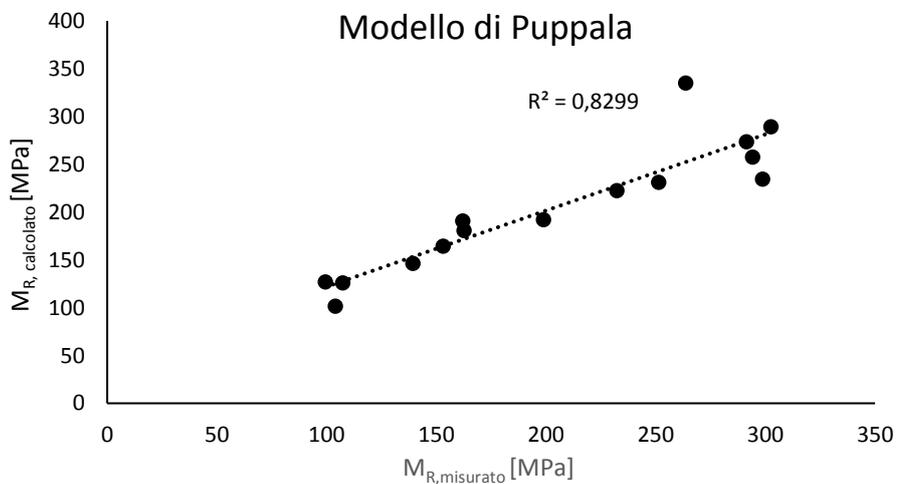
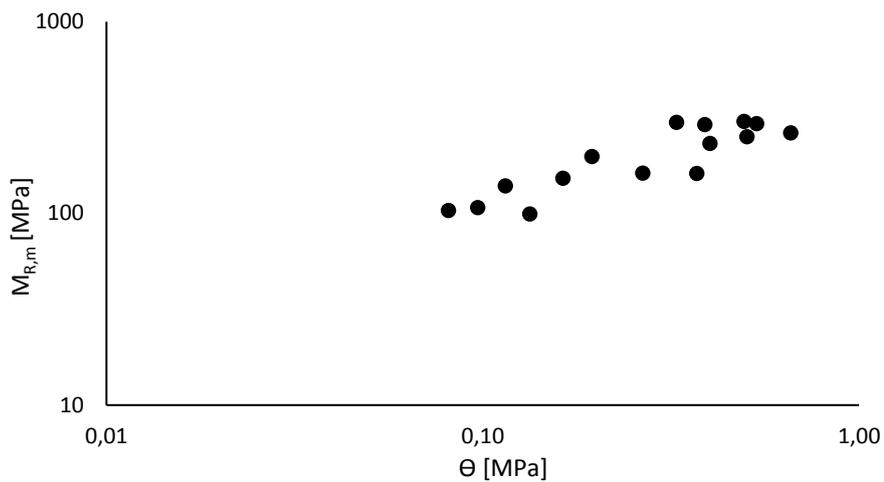
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	161,9	0,078
2	0,020	0,041	0,037	159,6	0,097
3	0,020	0,062	0,055	195,3	0,115
4	0,034	0,034	0,031	159,7	0,134
5	0,034	0,068	0,062	218,6	0,164
6	0,034	0,103	0,093	268,3	0,195
7	0,068	0,068	0,062	267,7	0,266
8	0,068	0,137	0,124	324,4	0,328
9	0,068	0,206	0,186	348,3	0,390
10	0,103	0,068	0,062	234,3	0,371
11	0,103	0,103	0,093	296,1	0,402
12	0,103	0,206	0,186	383,5	0,495
13	0,137	0,103	0,093	332,6	0,504
14	0,137	0,137	0,124	369,3	0,535
15	0,137	0,275	0,248	390,4	0,659



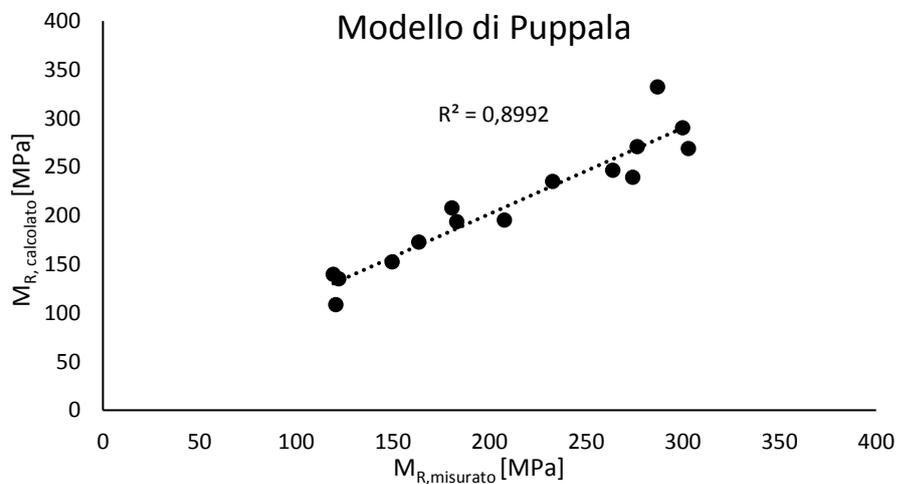
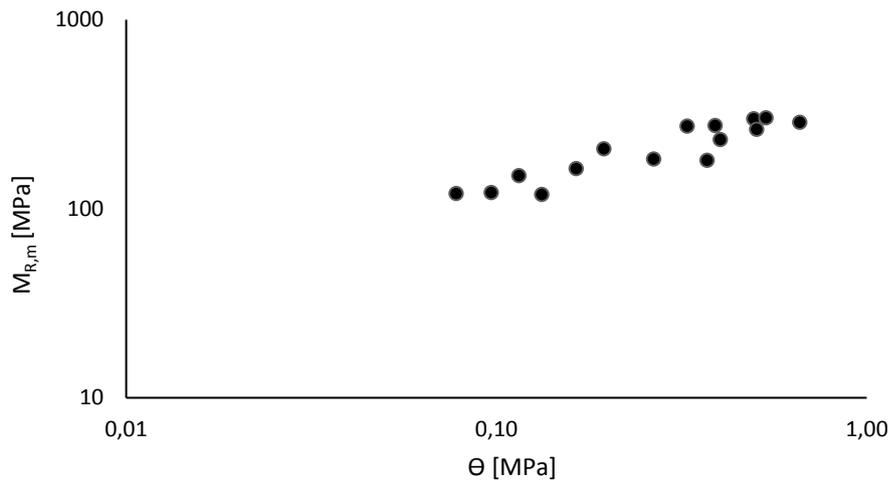
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,023	0,021	103,9	0,081
2	0,020	0,041	0,037	107,3	0,097
3	0,020	0,062	0,055	139,3	0,115
4	0,034	0,034	0,031	99,4	0,133
5	0,034	0,068	0,062	153,1	0,164
6	0,034	0,103	0,093	198,7	0,195
7	0,068	0,068	0,062	162,6	0,266
8	0,068	0,137	0,124	298,7	0,328
9	0,068	0,206	0,186	291,3	0,390
10	0,103	0,068	0,062	162,0	0,371
11	0,103	0,103	0,093	232,2	0,402
12	0,103	0,206	0,186	302,5	0,495
13	0,137	0,103	0,093	251,4	0,504
14	0,137	0,137	0,124	294,1	0,535
15	0,137	0,275	0,248	263,7	0,659



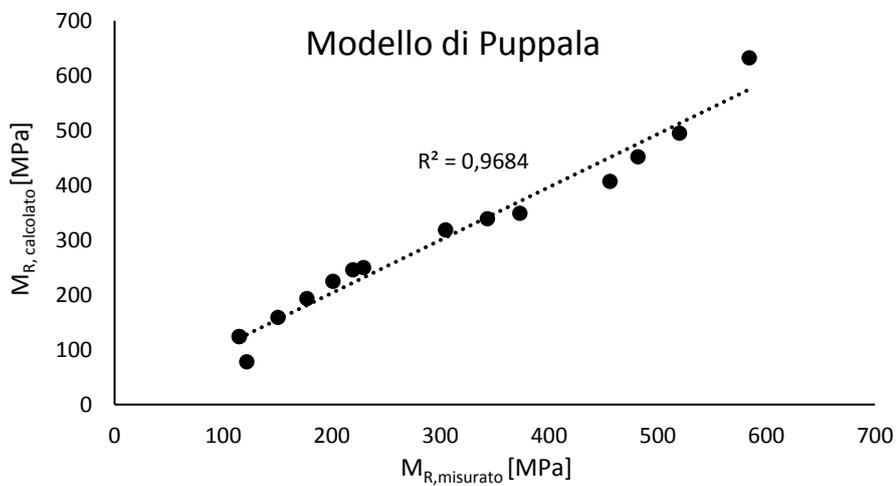
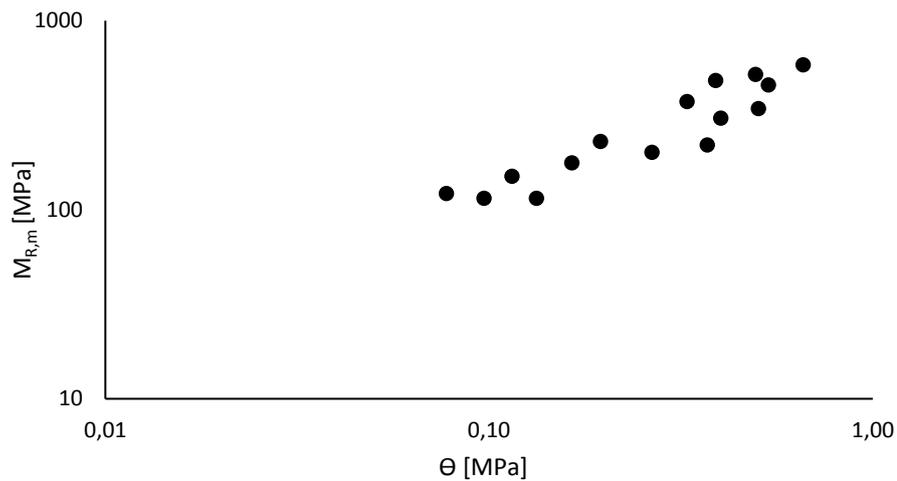
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	120,6	0,078
2	0,020	0,041	0,037	122,0	0,097
3	0,020	0,062	0,055	149,7	0,115
4	0,034	0,034	0,031	119,2	0,132
5	0,034	0,068	0,062	163,5	0,164
6	0,034	0,103	0,093	207,7	0,195
7	0,068	0,068	0,062	183,2	0,266
8	0,068	0,137	0,124	274,1	0,328
9	0,068	0,206	0,186	276,5	0,390
10	0,103	0,068	0,062	180,6	0,371
11	0,103	0,103	0,093	232,7	0,402
12	0,103	0,206	0,186	299,9	0,495
13	0,137	0,103	0,093	263,8	0,504
14	0,137	0,137	0,124	303,0	0,535
15	0,137	0,275	0,248	287,0	0,659



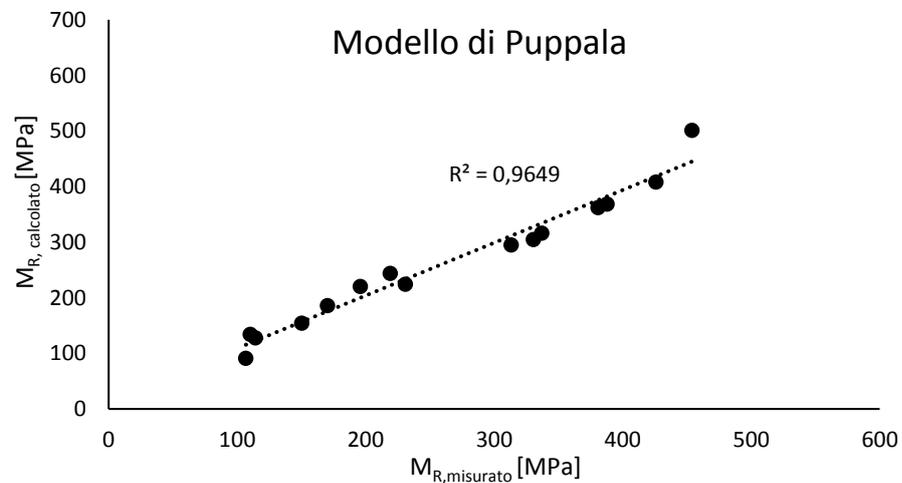
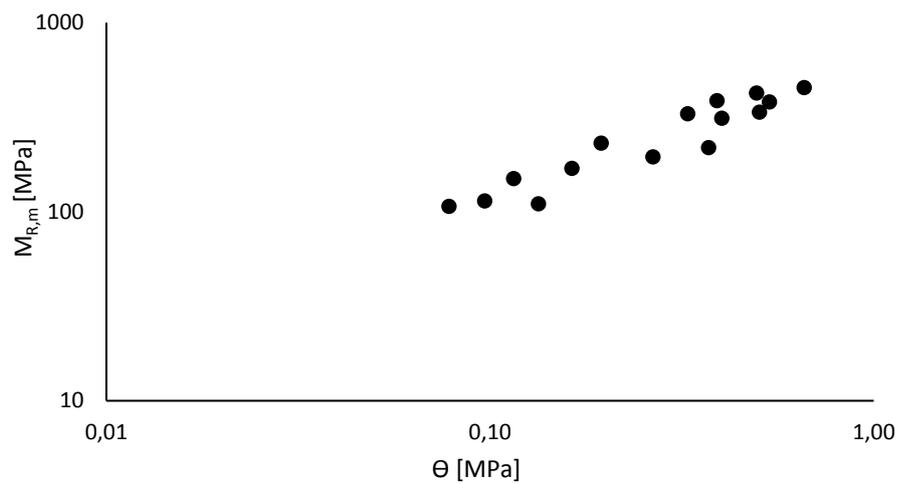
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	121,6	0,077
2	0,020	0,041	0,037	114,7	0,097
3	0,020	0,062	0,055	150,4	0,115
4	0,034	0,034	0,031	114,9	0,133
5	0,034	0,068	0,062	176,9	0,164
6	0,034	0,103	0,093	229,1	0,195
7	0,068	0,068	0,062	201,0	0,266
8	0,068	0,137	0,124	373,2	0,328
9	0,068	0,206	0,186	481,8	0,390
10	0,103	0,068	0,062	219,5	0,371
11	0,103	0,103	0,093	304,7	0,402
12	0,103	0,206	0,186	520,0	0,495
13	0,137	0,103	0,093	343,1	0,504
14	0,137	0,137	0,124	456,0	0,535
15	0,137	0,275	0,248	584,4	0,659



Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni - confezionato in cantiere.

SEQUENZA DI CARICO	σ_3	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$M_{R, misurato}$	θ
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,020	0,020	0,018	106,8	0,078
2	0,020	0,041	0,037	114,3	0,097
3	0,020	0,062	0,055	150,3	0,115
4	0,034	0,034	0,031	110,3	0,134
5	0,034	0,068	0,062	170,2	0,164
6	0,034	0,103	0,093	230,7	0,195
7	0,068	0,068	0,062	195,8	0,266
8	0,068	0,137	0,124	330,6	0,328
9	0,068	0,206	0,186	387,7	0,390
10	0,103	0,068	0,062	219,0	0,371
11	0,103	0,103	0,093	313,2	0,402
12	0,103	0,206	0,186	425,9	0,495
13	0,137	0,103	0,093	337,1	0,504
14	0,137	0,137	0,124	380,9	0,535
15	0,137	0,275	0,248	453,9	0,659



ALLEGATO F – PROVA DI TAGLIO VELOCE

Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in laboratorio.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,02	0,041	5,2
4	0,01	0,104	13,2
6	0	0,194	24,7
8	0,016	0,33	42,0
10	0,025	0,473	60,2
12	0,04	0,638	81,2
14	0,058	0,852	108,5
16	0,065	1,061	135,1
18	0,082	1,289	164,1
20	0,104	1,53	194,8
22	0,111	1,8	229,2
24	0,138	2,133	271,6
26	0,16	2,441	310,8
28	0,192	2,756	350,9
30	0,291	3,044	387,6
32	0,603	3,174	404,1

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in laboratorio.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,03	0,039	5,0
4	0,015	0,109	13,9
6	0	0,2	25,5
8	0,018	0,335	42,7
10	0,031	0,48	61,1
12	0,036	0,644	82,0
14	0,05	0,834	106,2
16	0,07	1,074	136,7
18	0,085	1,301	165,6
20	0,098	1,55	197,4
22	0,113	1,859	236,7
24	0,127	2,158	274,8
26	0,151	2,471	314,6
28	0,196	2,788	355,0
30	0,28	3,078	391,9
32	0,459	3,27	416,3
34	12,697	2,206	280,9

Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in laboratorio.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,006	0,027	3,4
4	0,003	0,06	7,6
6	0,011	0,104	13,2
8	0,02	0,153	19,5
10	0,033	0,212	27,0
12	0,041	0,256	32,6
14	0,046	0,287	36,5
16	0,044	0,296	37,7
18	0,05	0,338	43,0
20	0,06	0,435	55,4
22	0,074	0,599	76,3
24	0,088	0,84	107,0
26	0,112	1,212	154,3
28	0,133	1,571	200,0
30	0,162	1,949	248,2
32	0,178	2,338	297,7
34	0,233	2,731	347,7
36	0,381	3,077	391,8
38	1,038	3,183	405,3

Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,75$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in laboratorio.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,006	0,031	3,9
4	0,005	0,064	8,1
6	0,007	0,109	13,9
8	0,019	0,162	20,6
10	0,02	0,222	28,3
12	0,023	0,265	33,7
14	0,03	0,292	37,2
16	0,032	0,306	39,0
18	0,036	0,362	46,1
20	0,045	0,482	61,4
22	0,056	0,68	86,6
24	0,07	1,015	129,2
26	0,09	1,382	176,0
28	0,108	1,765	224,7
30	0,123	2,176	277,1
32	0,152	2,6	331,0
34	0,209	3,022	384,8
36	0,36	3,38	430,4
38	0,662	3,526	448,9
40	1,27	3,314	422,0

Miscela con $q = 0,25$, $a/p = 0,7$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in laboratorio.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,005	0,029	3,7
4	0,001	0,057	7,3
6	0,015	0,101	12,9
8	0,019	0,159	20,2
10	0,013	0,211	26,9
12	0,034	0,258	32,8
14	0,030	0,288	36,7
16	0,032	0,300	38,2
18	0,039	0,347	44,2
20	0,043	0,453	57,7
22	0,051	0,669	85,2
24	0,073	0,952	121,2
26	0,090	1,311	166,9
28	0,099	1,693	215,6
30	0,122	2,158	274,8
32	0,142	2,595	330,4
34	0,161	3,048	388,1
36	0,205	3,504	446,1
38	0,271	3,943	502,0
40	0,366	4,328	551,1
42	0,497	4,621	588,4
44	0,682	4,781	608,7
46	1,123	4,781	608,7

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni – confezionato in laboratorio.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,019	0,04	5,1
4	0,012	0,101	12,9
6	0,007	0,191	24,3
8	0,015	0,305	38,8
10	0,036	0,461	58,7
12	0,046	0,617	78,6
14	0,068	0,791	100,7
16	0,087	1,008	128,3
18	0,112	1,215	154,7
20	0,127	1,431	182,2
22	0,146	1,665	212,0
24	0,183	1,91	243,2
26	0,23	2,15	273,7
28	0,412	2,315	294,8
30	11,521	0,667	84,9

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni – confezionato in laboratorio.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,029	0,041	5,7
4	0,012	0,109	15,1
6	0,001	0,204	28,2
8	0,015	0,341	47,1
10	0,034	0,485	67,0
12	0,048	0,645	89,1
14	0,064	0,824	113,8
16	0,079	1,052	145,3
18	0,096	1,268	175,2
20	0,119	1,499	207,1
22	0,134	1,756	242,6
24	0,163	2,062	284,9
26	0,217	2,331	322,0
28	0,445	2,508	346,5

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni – confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,003	0,034	4,9
4	0,005	0,08	11,5
6	0,039	0,142	20,5
8	0,061	0,218	31,4
10	0,087	0,317	45,7
12	0,117	0,412	59,4
14	0,14	0,516	74,4
16	0,164	0,628	90,5
18	0,195	0,747	107,6
20	0,219	0,871	125,5
22	0,251	0,999	144,0
24	0,281	1,13	162,8
26	0,328	1,274	183,6
28	0,374	1,388	200,0
30	0,446	1,474	212,4
32	0,542	1,507	217,2
34	0,713	1,527	220,0

Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni - confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,007	0,04	6,0
4	0,003	0,091	13,7
6	0,014	0,166	25,0
8	0,025	0,265	39,9
10	0,042	0,409	61,5
12	0,053	0,56	84,2
14	0,071	0,732	110,1
16	0,081	0,954	143,5
18	0,098	1,168	175,7
20	0,115	1,396	210,0
22	0,131	1,651	248,4
24	0,144	1,925	289,6
26	0,171	2,216	333,4
28	0,231	2,5	376,1
30	0,577	2,675	402,4

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni - confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0	0,032	4,5
4	0,007	0,073	10,3
6	0,017	0,144	20,3
8	0,046	0,249	35,1
10	0,072	0,352	49,7
12	0,093	0,467	65,9
14	0,117	0,592	83,5
16	0,143	0,749	105,7
18	0,167	0,897	126,5
20	0,19	1,053	148,6
22	0,221	1,215	171,4
24	0,246	1,381	194,8
26	0,285	1,548	218,4
28	0,351	1,695	239,1
30	0,497	1,768	249,4
32	3,421	1,254	176,9

Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni – confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,011	0,034	4,8
4	0,004	0,086	12,1
6	0,02	0,16	22,6
8	0,039	0,256	36,1
10	0,062	0,382	53,9
12	0,087	0,501	70,7
14	0,113	0,629	88,7
16	0,141	0,768	108,3
18	0,173	0,916	129,2
20	0,202	1,066	150,4
22	0,231	1,219	172,0
24	0,26	1,376	194,1
26	0,31	1,548	218,4
28	0,381	1,673	236,0
30	0,468	1,746	246,3
32	0,557	1,765	249,0
34	0,641	1,806	254,8
36	0,835	1,908	269,2

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni – confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,009	0,033	4,7
4	0,005	0,079	11,1
6	0,026	0,148	20,9
8	0,042	0,253	35,7
10	0,063	0,364	51,4
12	0,08	0,485	68,4
14	0,108	0,619	87,3
16	0,127	0,79	111,5
18	0,154	0,936	132,1
20	0,183	1,134	160,0
22	0,203	1,308	184,5
24	0,227	1,498	211,3
26	0,267	1,691	238,6
28	0,345	1,859	262,3
30	0,501	1,943	274,1
32	6,362	1,114	157,2

Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni - confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,007	0,029	4,0
4	0,017	0,068	9,4
6	0,028	0,129	17,8
8	0,038	0,213	29,4
10	0,059	0,341	47,1
12	0,065	0,474	65,5
14	0,083	0,631	87,2
16	0,095	0,836	115,5
18	0,104	1,04	143,7
20	0,121	1,271	175,6
22	0,132	1,515	209,3
24	0,142	1,79	247,3
26	0,162	2,089	288,6
28	0,177	2,403	332,0
30	0,214	2,728	376,9
32	0,274	3,04	420,0
34	0,374	3,339	461,3
36	0,496	3,515	485,6
38	0,655	3,572	493,5
40	0,872	3,611	498,9
42	1,047	3,355	463,5
44	1,089	3,117	430,6

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 7 giorni - confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,01	0,037	5,2
4	0,002	0,088	12,4
6	0,026	0,159	22,4
8	0,031	0,27	38,1
10	0,054	0,392	55,3
12	0,059	0,533	75,2
14	0,076	0,693	97,8
16	0,096	0,903	127,4
18	0,112	1,1	155,2
20	0,126	1,32	186,2
22	0,138	1,556	219,5
24	0,169	1,819	256,6
26	0,191	2,086	294,3
28	0,252	2,342	330,4
30	0,489	2,501	352,8
32	6,334	0,489	69,0

Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0	0,038	5,2
4	0,001	0,086	11,9
6	0,025	0,158	21,8
8	0,032	0,25	34,5
10	0,053	0,384	53,1
12	0,064	0,522	72,1
14	0,082	0,68	93,9
16	0,105	0,88	121,6
18	0,123	1,076	148,7
20	0,142	1,287	177,8
22	0,156	1,507	208,2
24	0,181	1,748	241,5
26	0,217	1,998	276,0
28	0,292	2,23	308,1
30	0,585	2,333	322,3

Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,003	0,033	4,6
4	0,012	0,075	10,4
6	0,03	0,137	18,9
8	0,038	0,226	31,2
10	0,063	0,354	48,9
12	0,072	0,482	66,6
14	0,092	0,627	86,6
16	0,118	0,809	111,8
18	0,141	0,988	136,5
20	0,158	1,177	162,6
22	0,187	1,375	190,0
24	0,211	1,585	219,0
26	0,238	1,806	249,5
28	0,271	2,031	280,6
30	0,35	2,228	307,8
32	0,543	2,317	320,1

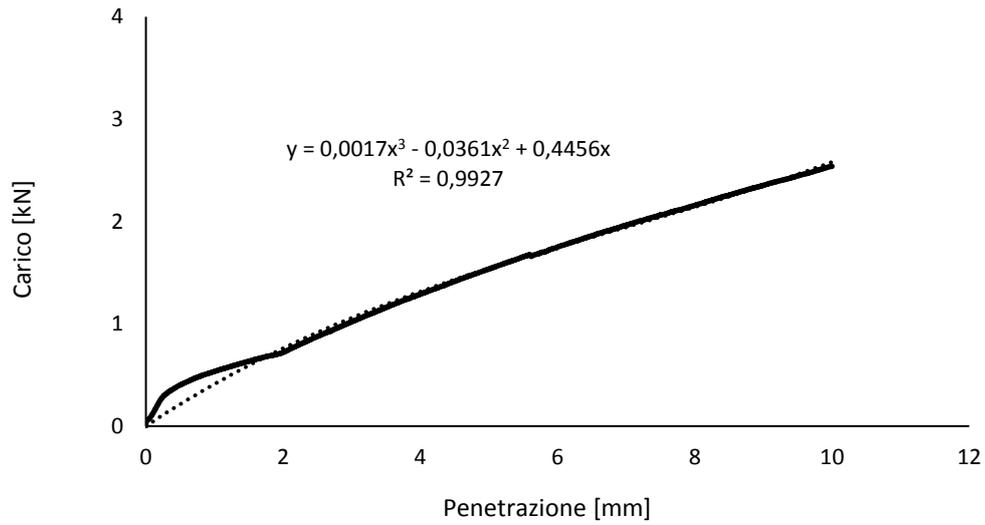
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 28 giorni – confezionato in cantiere.

Tempo	Deformazione	Carico	Sforzo
[s]	[%]	[kN]	[kPa]
2	0,003	0,036	5,1
4	0,011	0,079	11,1
6	0,027	0,144	20,3
8	0,05	0,243	34,3
10	0,053	0,353	49,8
12	0,065	0,488	68,8
14	0,078	0,645	91,0
16	0,092	0,851	120,1
18	0,104	1,053	148,6
20	0,129	1,278	180,3
22	0,141	1,518	214,2
24	0,158	1,781	251,3
26	0,177	2,065	291,3
28	0,203	2,363	333,4
30	0,245	2,66	375,3
32	0,356	2,918	411,7

ALLEGATO G – CBR

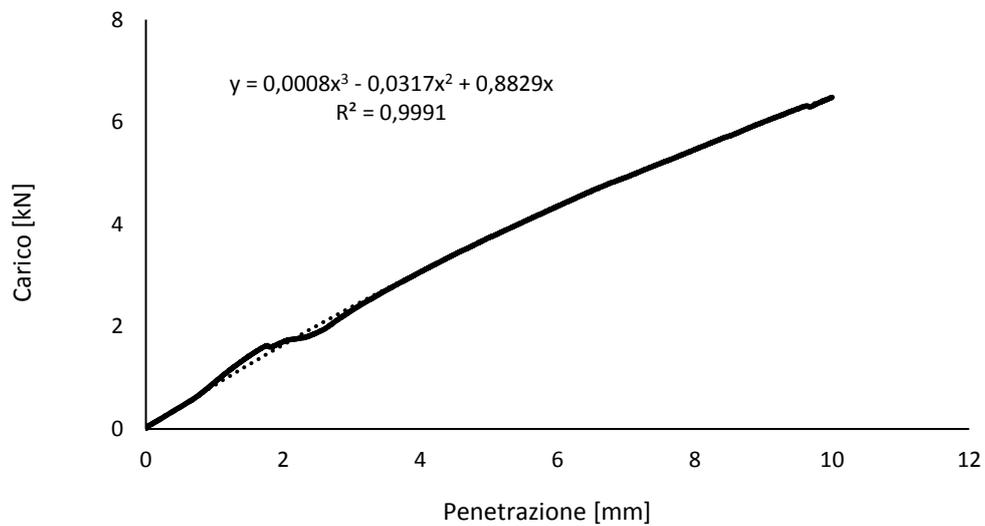
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 1 giorno – confezionato in cantiere.

	CARICO	C.S.	C.B.R.
	[kN]	[kN]	[%]
C.B.R._{2,5}	0,88	13,20	6,6
C.B.R._{5,0}	1,53	20,00	7,7



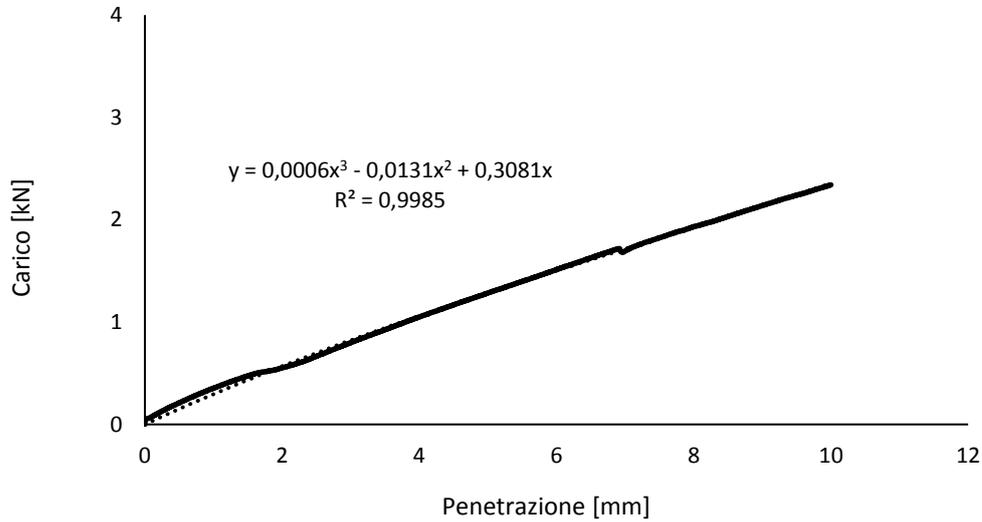
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni – confezionato in cantiere.

	CARICO	C.S.	C.B.R.
	[kN]	[kN]	[%]
C.B.R._{2,5}	1,96	13,20	14,8
C.B.R._{5,0}	3,80	20,00	19,0



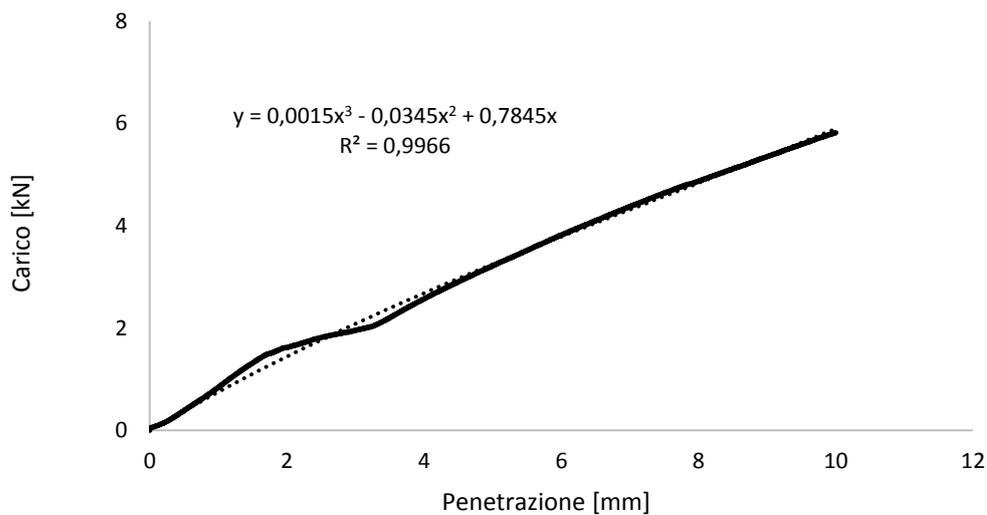
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 1 giorno - confezionato in cantiere.

	CARICO	C.S.	C.B.R.
	[kN]	[kN]	[%]
C.B.R. _{2,5}	0,67	13,20	5,0
C.B.R. _{5,0}	1,28	20,00	6,4



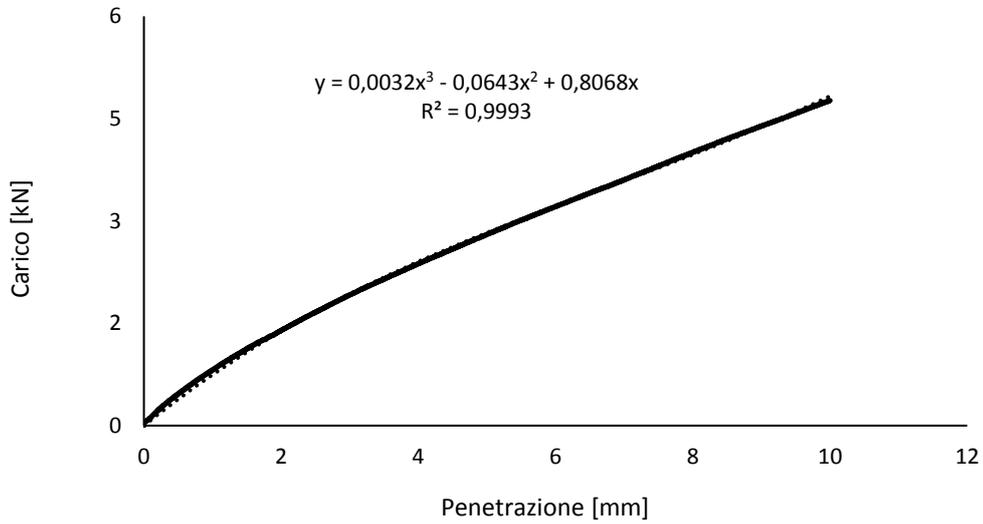
Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 60 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni - confezionato in cantiere.

	CARICO	C.S.	C.B.R.
	[kN]	[kN]	[%]
C.B.R. _{2,5}	1,83	13,20	13,9
C.B.R. _{5,0}	3,25	20,00	16,2



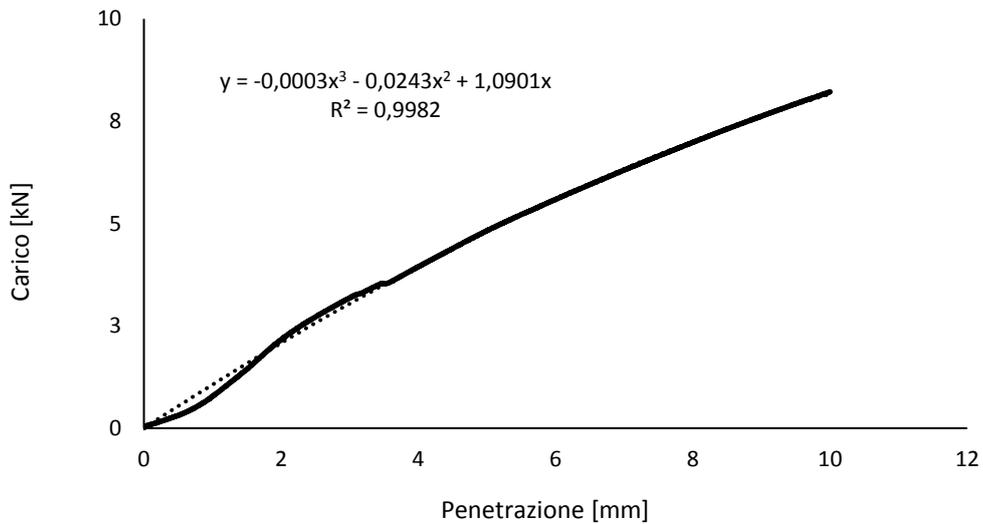
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 1 giorno – confezionato in cantiere.

	CARICO	C.S.	C.B.R.
	[kN]	[kN]	[%]
C.B.R. _{2,5}	1,66	13,20	12,6
C.B.R. _{5,0}	2,80	20,00	14,0



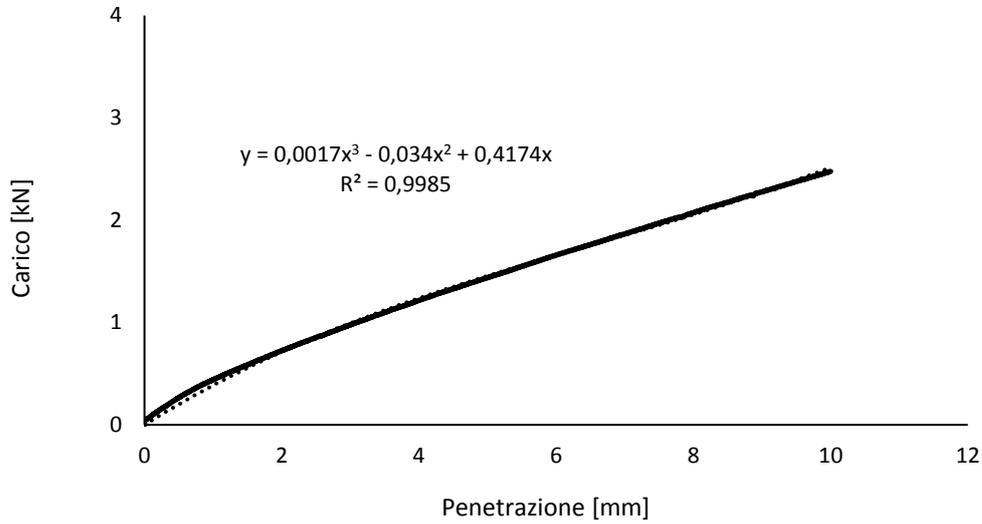
Miscela con $q = 0,21$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni – confezionato in cantiere.

	CARICO	C.S.	C.B.R.
	[kN]	[kN]	[%]
C.B.R. _{2,5}	3,12	13,20	23,6
C.B.R. _{5,0}	5,16	20,00	25,8



Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 1 giorno – confezionato in cantiere.

	CARICO	C.S.	C.B.R.
	[kN]	[kN]	[%]
C.B.R. _{2,5}	0,85	13,20	6,5
C.B.R. _{5,0}	1,44	20,00	7,2



Miscela con $q = 0,23$, $a/p = 0,8$, $C = 100 \text{ kg/m}^3$ - 3 giorni – confezionato in cantiere.

	CARICO	C.S.	C.B.R.
	[kN]	[kN]	[%]
C.B.R. _{2,5}	1,91	13,20	14,5
C.B.R. _{5,0}	2,91	20,00	14,5

