

PROGETTAZIONE DI UNA PARATIA FILTRANTE A SOSTEGNO DI UNA MASSICCIATA FERROVIARIA

ANDREA GALLI, Politecnico di Milano
ANDREA BASSANI, DSC - Erba
CLAUDIO DI PRISCO, Politecnico di Milano
MARCO DI PRISCO, Politecnico di Milano

SUMMARY

In the paper a simplified displacement-based approach for the design of a slope stabilizing system is presented. On the top of the slope a railway ballasted track induces repeated dynamic load on the subgrade soil, that, in conjunction with other cyclic environmental loads (like seasonal temperature and soil moisture variation) induce a progressive accumulation of soil displacements. The slope stabilizing system, consisting in FRC piles connected to each other at the top by means of a FRC beam, and reinforced by pre-stressed ground anchors, is designed to reduce the expected soil displacement rates of the slope. In particular, the design procedure started from the analysis of preliminary (pre-operam) monitoring data, in order to define the shape and amplitude of the soil displacement field. Such data allowed the designer to evaluate the expected actions on the pile for the whole life-time of the retaining structure. FRC was employed in order to optimize the behavior of the system with respect to cyclic loads, to increase the overall ductility of the system and to guarantee a longer structural durability. Specific technological solutions have been developed to allow the installation of the piles, of the beams and of the ground anchors without the need of interrupting the regular daily transit of the trains.

1. INTRODUZIONE

La progettazione di opere strutturali a sostegno di pendii in materiali incoerenti potenzialmente instabili è un problema complesso che dipende da numerosi e differenti fattori fra i quali, principalmente, (i) l'entità e la natura delle azioni instabilizzanti, (ii) la geometria del pendio, (iii) le proprietà meccaniche dei terreni coinvolti, (iv) la forma e l'ampiezza del campo di spostamenti della massa di terreno instabile. Data l'intrinseca complessità del problema, i metodi progettuali tradizionali (basati essenzialmente su

approcci nelle forze) non sono sempre in grado di fornire una soluzione accurata, soprattutto, nell'ambito di approcci progettuali di tipo prestazionale, per quanto riguarda la valutazione dell'efficacia dell'opera in termini di riduzione della velocità di spostamento del terreno. D'altra parte, i metodi numerici attualmente disponibili (elementi finiti, differenze finite, etc.), implementati in codici di calcolo commerciali anche relativamente economici, risultano spesso eccessivamente onerosi dal punto di vista computazionale per poter attuare una reale ottimizzazione della soluzione progettuale. Tali metodi numerici, inoltre, sebbene consentano in teoria di tenere debitamente in conto tutti i fattori governanti, spesso faticano a coniugare tra loro elementi definiti su differenti scale spaziali e temporali, quali ad esempio: la geometria del pendio e le condizioni al contorno che sono in genere definite alla (macro)scala del problema; il comportamento della struttura e della sua interfaccia con il terreno (mesoscala); la legge costitutiva per l'elemento di volume di (microscala). In modo analogo, anche le azioni sollecitanti possono essere in alcuni casi riferite a scale temporali completamente differenti rispetto a quelle che caratterizzano la risposta meccanica del sistema (si pensi ad esempio al caso di sollecitazioni sismiche o dinamiche che inducono fenomeni di consolidazione nel terreno). Appare quindi evidente la necessità per l'ingegnere di disporre in fase di progettazione preliminare di metodi semplificati che, mediante un approccio multi-scala, siano al contempo sufficientemente snelli dal punto di vista computazionale e accurati dal punto di vista della modellazione.

2. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO E MONITORAGGIO PRELIMINARE

Il tratto di massicciata ferroviaria in oggetto presenta un lunghezza complessiva di circa 360 metri ed è caratterizzato da pendenze prossime ai 40° (Figura 1a). Negli anni è stato sede di vari dissesti che hanno interessato la copertura di terreno naturale immediatamente adiacente la sede ferroviaria (Figura 1b), tanto che in passato si è già provveduto a realizzare un intervento di sostegno provvisorio mediante l'infissione direttamente nella scarpata di binari ferroviari (Figura 1c). Si sono individuate lungo la massicciata tre sezioni di interesse, ritenute significative ai fini della progettazione dell'intervento. Per ciascuna di queste sezioni si è eseguito il rilievo topografico e, mediante una campagna di indagini geognostiche (sondaggi a

carotaggio continuo e prove penetrometriche con maglio DPSH), si è giunti ad una caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali coinvolti. Per brevità, ma senza ledere la generalità dell'approccio presentato, nel seguito si discuteranno solo i risultati relativi ad una delle sezioni, quella che presenta i valori più elevati di spostamento del terreno. La sezione geologica di progetto è riportata in Figura 2a e mette in evidenza, al di sotto della massiccata, due orizzonti differenti: il primo più superficiale (R), è costituito da materiale granulare da sciolto a mediamente addensato, con elevate percentuali di fine, mentre il secondo (D), è costituito da materiali granulari addensati, alternati a strati debolmente cementati. Al di sotto di questo strato le indagini sono andate a rifiuto e si è dunque assunta la presenza di un substrato rigido.

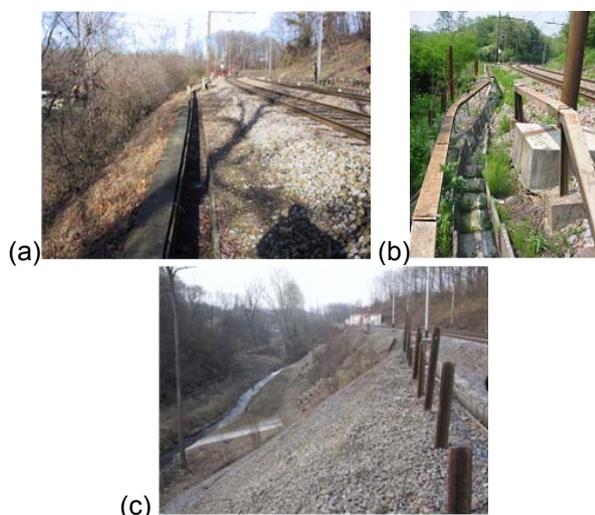
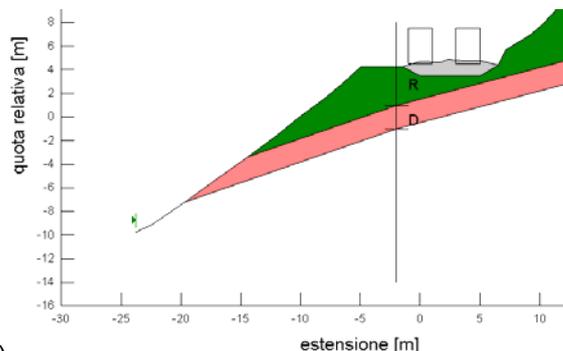


Figura 1. (a) vista della scarpata; (b) dissesti lungo la canalina di scolo; (c) intervento di sostegno mediante pali infissi nella scarpata.

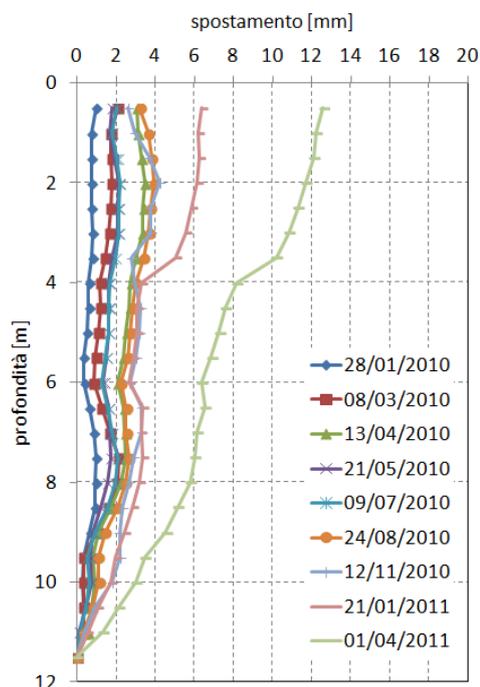
Il periodo di monitoraggio antecedente la progettazione dell'opera è durato circa 18 mesi (ottobre 2009 – aprile 2011), ed è stato eseguito per mezzo di un inclinometro inserito in prossimità della massiccata fino alla profondità di 12 metri dal piano campagna (in Figura 2a, la linea verticale ne rappresenta la posizione). Dai dati inclinometrici si è ricavato il profilo di spostamenti del terreno lungo la verticale per le diverse letture (Figura 2b), da cui si sono ricavati i profili di velocità di spostamento del terreno.

Dalle letture non si riconoscono meccanismi di scivolamento localizzati attivi nel pendio e si è quindi escluso il pericolo di incipienti collassi generalizzati del versante. Si nota piuttosto un accumulo diffuso di spostamenti decrescente in profondità. Tali misurazioni hanno suggerito di interpretare i fenomeni di dissesto come originati dalla combinazione degli effetti ciclici (dinamici)

dovuti al transito dei treni e stagionali dovuti alla variazione di temperatura e grado di saturazione del pendio.



(a)



(b)

Figura 2. (a) sezione geologica di progetto; (b) profili di spostamento del terreno registrati nell'inclinometro.

Tabella 1. Caratterizzazione dei terreni coinvolti.

Orizzonte	R	D
Peso unitario: $[\text{kN}/\text{m}^3]$	18	18
Angolo di attrito: $\phi' [^\circ]$	28	35
Coesione: $c' [\text{kPa}]$	3	3
Resistenza non drenata $C_u [\text{kPa}]$	≈ 20	-
Modulo di Young: $E [\text{MPa}]$	5	10

In base alla caratterizzazione meccanica dei materiali (Tabella 1), sono state eseguite alcune analisi di stabilità preliminari per il versante, secondo i metodi classici dell'equilibrio limite in condizione di deformazione piana, nelle quali la presenza dei treni è stata considerata (a favore di sicurezza) introducendo carichi statici equivalenti al peso del treno. Le analisi hanno evidenziato

come, nel caso si consideri un approccio in sforzi efficaci (drenato), il pendio risulti sempre stabile, anche in presenza dei treni. D'altro canto, nel caso si consideri un approccio in sforzi totali (non drenato), i valori di fattore di sicurezza associati ai possibili meccanismi di rottura nel versante si riducono a valori prossimi all'unità. Si può dunque concludere che il dissesto è dovuto al carattere transitorio del carico indotto dal passaggio dei treni: sul breve periodo, infatti, il sistema risponde in condizioni pressoché non drenate, avvicinandosi alla condizione di collasso. Questo tuttavia (data l'inerzia del sistema) non può attivarsi nel breve lasso di tempo coincidente con il transito del treno e, una volta passato il convoglio, il sistema torna ad essere stabile.

3. APPROCCIO METODOLOGICO

Gli approcci progettuali basati sugli attuali riferimenti normativi (EN1997, NTC2008), richiedono di soddisfare, per un determinato meccanismo di rottura nel terreno, la disequazione $E_d < R_d$, in cui il primo membro rappresenta il valore di progetto delle azioni (o degli effetti delle azioni) e il secondo la resistenza di progetto associata al meccanismo di rottura. Alternativamente, i classici metodi dell'equilibrio limite richiedono la stima di un coefficiente di sicurezza globale F_s , definito in base all'equazione

$$E_k = \frac{R_k}{F_s} + A_k \quad (1)$$

in cui il pedice "k" fa riferimento ai valori caratteristici delle azioni o delle resistenze, e nella quale è stata esplicitamente indicato con A_k il valore caratteristico dell'azione di sostegno che l'opera trasferisce al terreno. Tali metodi, basati su approcci "nelle forze", non consentono tuttavia di stimare gli spostamenti del sistema, né di prevederne l'evoluzione temporale, e non sono dunque adatti ad un approccio progettuale di tipo prestazionale. Tali aspetti possono essere valutati solo integrando un'opportuna equazione di moto per la massa di terreno instabile, scritta formalmente come

$$E_d(t) = R_d(t, U) + A_d(U) + V_d(\dot{U}) + M_d(\ddot{U}) \quad (2)$$

Nella (2) si sono introdotti i valori di progetto delle azioni, e, oltre ai termini E, R e A, sono stati introdotti due termini aggiuntivi, M e V, rispettivamente dovuti all'inerzia della massa di terreno e alla viscosità associata al meccanismo di rottura considerato per il pendio. Nella scrittura (2) è possibile tenere in conto la dipendenza delle grandezze in gioco dal campo di spostamenti U del terreno (e/o dalle sue derivate temporali), ed è

anche esplicitata l'eventuale dipendenza dal tempo di E ed R, dovuta ad esempio ad effetti stagionali di natura ambientale (precipitazioni, variazioni del livello di falda, ...). Andando ad integrare la (2) nel tempo si determina l'evoluzione del campo di spostamenti U del terreno, in base al quale si stima la risposta meccanica del sistema per il periodo di interesse (ad esempio l'intera vita utile dell'opera). La progettazione e l'ottimizzazione dell'intervento sono state svolte assumendo come obiettivo la riduzione dei valori di velocità del terreno entro valori di progetto considerati ammissibili; si è ipotizzato inizialmente un funzionamento attivo dell'opera (con immediata riduzione delle velocità di spostamento del terreno) dovuta al tiro iniziale imposto ai tiranti e, successivamente, si è studiata la risposta a lungo termine assumendo un funzionamento di tipo passivo (a seguito degli spostamenti dovuti alle velocità residue del terreno). A favore di sicurezza, le velocità di spostamento residue del terreno durante l'intera vita utile dell'opera (assunta qui pari a 50 anni) sono state considerate costanti nel tempo. Si è quindi proceduto secondo una procedura iterativa distinta nelle seguenti fasi:

- (i) scelta di una tipologia di palo
- (ii) scelta della geometria dell'opera (posizione e spaziatura pali)
- (iii) scelta di un valore di pre-tiro per i tiranti
- (iv) calcolo delle forze di interazione tra palo e terreno all'atto del pre-tiro
- (v) verifica del palo all'atto del pre-tiro
- (vi) stima delle nuove velocità di spostamento del terreno a seguito del pre-tiro
- (vii) stima degli spostamenti del terreno attesi a 50 anni dalla messa in opera (assumendo le velocità del terreno costanti nel tempo)
- (viii) calcolo delle forze di interazione tra palo e terreno per i valori di spostamento attesi a 50 anni dalla messa in opera
- (ix) calcolo del tiro nel tirante a 50 anni dalla messa in opera
- (x) verifica del palo a 50 anni dalla messa in opera
- (xi) stima delle nuove velocità di spostamento del terreno a 50 anni dalla messa in opera.

3.1. INTERAZIONE TRA PALO-TERRENO

Il problema della progettazione di pali soggetti a carichi orizzontali è ben noto in letteratura ed è stato affrontato mediante differenti approcci. A partire dal lavoro di Broms [01], che si basa su una modellazione rigido-plastica, esiste un gran numero di ricerche teorico-sperimentali che descrivono l'interazione palo-terreno in termini di curve P-y [02]. Tali curve restituiscono per ogni concio di palo l'andamento della forza di

interazione P agente in direzione orizzontale in funzione dello spostamento relativo y , definito come differenza tra gli spostamenti assoluti del terreno (U) e del concio di palo (u), come schematizzato in Figura 3. In un problema di stabilità dei pendii il carico agente sul palo viene strettamente a dipendere dalla forma e dalla ampiezza del profilo di spostamenti U del terreno lungo il tratto di palo di lunghezza H interessato dal dissesto (Figura 3a). Modellando il palo come una serie di travi connesse tra loro nei nodi, e vincolate al terreno per mezzo di opportune "molle" non lineari il cui comportamento meccanico è descritto dalle curve P - y , è possibile, per un assegnato profilo di spostamenti U del terreno (Figura 3b), valutare la distribuzione delle azioni sul palo, la sua deformata e le azioni interne. Integrando le reazioni delle molle lungo lo spessore H è infine possibile determinare il valore della forza stabilizzante (termine $A_d(U)$ nell'equazione (2)) che il palo fornisce al terreno in frana. Si noti che, dal punto di vista numerico, tale approccio può agevolmente essere formulato anche in termini incrementali, e, andando ad aggiornare ad ogni passo le matrici di rigidità del sistema, si possono tenere in conto le non linearità che caratterizzano sia il comportamento del terreno, sia quello del palo [03,04].

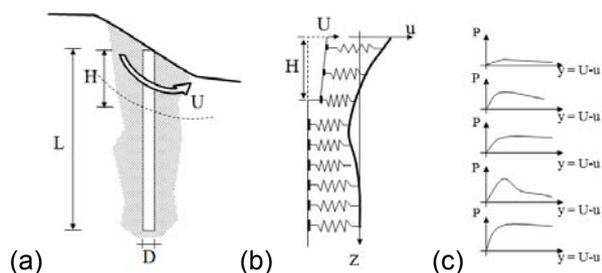


Figura 3. (a) esempio di palo di lunghezza L e diametro D interessato da un movimento franoso di spessore H ; (b) descrizione dell'interazione palo-terreno mediante molle non lineari per un assegnato profilo di spostamento del terreno; (c) esempi di curve P - y per i concii di palo al variare della profondità.

3.2. ANALISI VISCOPLASTICA DEL PENDIO

In base ai risultati delle analisi di stabilità richiamate nel paragrafo 2, si può schematizzare il problema come quello di un accumulo di spostamenti a carichi statici equivalenti costanti, e modellarlo secondo un approccio di equilibrio globale di tipo viscoplastico. Ipotizzando per semplicità di riferirsi ad una generica superficie di scivolamento rotazionale (Figura 4), individuata tramite le analisi di stabilità descritte in precedenza, è possibile scrivere, al variare del suo raggio r , il valore dei momenti instabilizzanti

M_i , dovuti al peso del terreno (W) e dei carichi esterni ($Q_{v,1}=Q_{v,2}=20$ kN/m rappresentano i pesi dei treni rispettivamente agenti sui due binari; e $Q_{h,1}=Q_{h,2}=1$ kN/m i rispettivi carichi orizzontali dovuti all'azione di serpeggio), come

$$M_i(r) = W(r) \cdot b(r) + \sum Q_i b_i, \quad (3)$$

e quelli resistenti M_r , dati dalla resistenza al taglio C_u lungo la superficie di scivolamento e all'azione di sostegno A dovuta alla presenza dei pali

$$M_r(r) = \int C_u \cdot r \cdot dr + A(r, U) b_A(r, U). \quad (4)$$

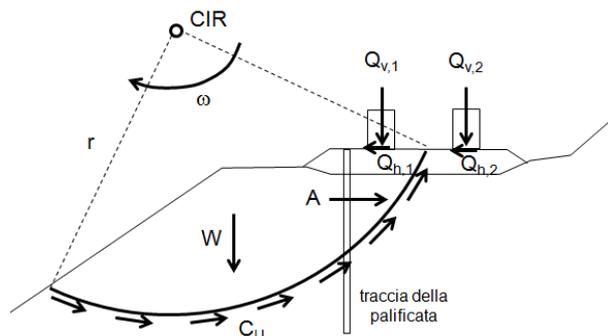


Figura 4. (a) sezione geologica di progetto; (b) profili di spostamento del terreno registrati nell'inclinometro.

Nella (3) e nella (4) i termini b rappresentano i bracci delle azioni rispetto al centro di istantanea rotazione. È quindi possibile riscrivere l'equazione (2) di moto rotazionale dell'intero sistema come

$$M_i(r) = M_r(r) + \eta \cdot \dot{\omega} \cdot r^2, \quad (5)$$

in cui si è introdotta la componente viscosa in funzione della velocità angolare $\dot{\omega}$ del pendio e di un parametro η ; date le basse velocità del terreno, si è inoltre trascurata la componente inerziale. Integrando la (5) nel tempo (nelle analisi è stato impiegato un semplice schema esplicito alle differenze finite) al variare raggio r , è possibile determinare il profilo di velocità nel pendio lungo una qualsiasi verticale.

3.3. CALBRAZIONE DEI PARAMETRI

3.3.1. Parametro viscoso

Il valore del parametro viscoso è stato scelto a partire dai dati di monitoraggio risolvendo preliminarmente la (5) in assenza dell'azione di sostegno A , e calibrando η in modo da riprodurre le velocità di spostamento osservate nel pendio durante il periodo di monitoraggio (ottobre 2009 - aprile 2011). Tale valore di η , scelto pari a 8×10^{11} kPa·s, rappresenta un valore di viscosità "globale" del sistema, che dipende non solo dalle proprietà del terreno, ma anche dalla geometria del pendio,

dalla superficie di scivolamento, dalla posizione e dall'entità dei carichi considerati, e non può quindi in generale essere stimato, se non a partire da dati di monitoraggio.

3.3.2. Reazioni del terreno

Il comportamento meccanico delle molle non lineari che descrivono l'interazione tra un concio di palo e il terreno (curve P-y) è stato per semplicità assunto elastico-perfettamente plastico, e caratterizzato mediante un valore di rigidità orizzontale k_h variabile lungo la profondità z ([05])

$$k_h = \frac{4G}{2-\nu} \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{z}{D} + \frac{1}{2}} \right), \quad (6)$$

in cui G e ν rappresentano il modulo di taglio e il coefficiente di Poisson stimati per il terreno in esame, e da un valore di resistenza H_L ([06])

$$H_L = \gamma \cdot z \cdot D \cdot L \cdot N_q(z/D, \phi'), \quad (7)$$

in cui N_q è un coefficiente di capacità portante dipendente dall'angolo di attrito ϕ' del terreno e dalla profondità relativa z/D del concio di palo considerato.

3.3.3. Modellazione del tirante

Il tirante è modellato come una molla lineare elastica aggiuntiva, inserita alla profondità $z_i=0,35$ m. La lunghezza del tirante (per brevità il dimensionamento non viene discusso nel dettaglio in questa sede) è stata stimata da normativa come somma della lunghezza libera (12 m) e metà della lunghezza del bulbo di ancoraggio (8 m). Imponendo uno spostamento alla testa del palo per simulare l'azione di tesatura del tirante, è possibile calcolare la distribuzione delle forze di interazione lungo il fusto, la cui risultante naturalmente coinciderà con il tiro agente nel tirante all'atto della tesatura. Si noti che quest'ultimo è valutato per uno spostamento nullo del terreno circostante, e svolge quindi il ruolo di forza di sostegno iniziale $A_0=A(U=0)$. Una volta nota la distribuzione delle forze di interazione con il terreno agenti lungo il fusto, in base alla rigidità flessionale del palo, è possibile calcolarne la deformata e ricavarne così le azioni interne da utilizzarsi nelle verifiche strutturali all'atto del tiro.

Nota l'azione iniziale A_0 è possibile tramite la (5), stimare le nuove velocità di spostamento del terreno e verificare se sono al di sotto dei limiti richiesti. In base alle analisi di stabilità descritte in precedenza, si è stimato un valore di progetto del pre-tiro per unità di lunghezza (valutato nella sezione della scarpata in esame) pari a 150 kN/m.

4. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI SOSTEGNO

L'opera di sostegno è costituita da una paratia filtrante composta da moduli costituiti da quattro pali collegati in testa da una trave continua (Tabella 2), in cui sono presenti le sedi per l'inserimento dei tiranti sub orizzontali (Figura 5).

Tabella 2. Dati dimensionali dell'intervento

Lunghezza [m]	366
Numero elementi prefabbricati di sostegno	78
Numero travi prefabbricate	78
Numero tiranti	78
Numero pali	312
Numero dreni	60

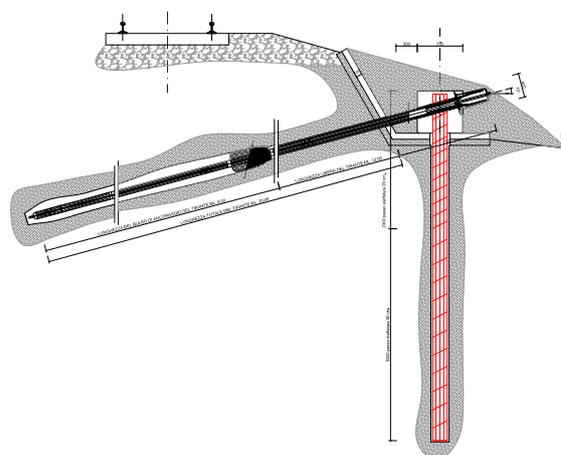


Figura 5. Sezione trasversale del sistema a paratia filtrante

4.1. IRRIGIDIMENTO AD INCLINAZIONE VARIABILE PREFABBRICATO

La trave continua di collegamento tra i pali viene realizzata immediatamente a ridosso della linea ferroviaria, andando temporaneamente a scavare in prossimità della massicciata. Al fine di stabilizzare il fronte di scavo, si adottano degli irrigidimenti prefabbricati (1 per ogni modulo) costituiti da una cornice in calcestruzzo armato (Figura 6). L'elemento prefabbricato è costituito da due semi portali che verranno resi solidali in opera mediante un getto integrativo. A completamento del sistema di protezione dello scavo si prevede l'esecuzione di un getto di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato con fibre polipropileniche in cui verrà inglobata una doppia rete in vetro AR (Alcali Resistente).



Figura 6. Rappresentazione 3D dell'irrigidimento ad inclinazione variabile

4.2. TRAVE DI CORONAMENTO

Le travi prefabbricate sono costituite da calcestruzzo fibrorinforzato. Le dimensioni sono 0.75 x 0.70 x 2.58 m. La gabbia d'armatura è costituita da barre longitudinali e staffe trasversali. Ogni trave prevede l'alloggiamento di quattro pali (Figura 7) e la solidarizzazione trave-palo avviene direttamente in opera per riempimento della tasca d'alloggiamento con calcestruzzo fibrorinforzato gettato a partire dal fondo della sezione di scavo del palo fino all'estradosso della trave. In ogni trave è presente una tasca centrale inclinata di 15° da cui sarà possibile effettuare l'ancoraggio del tirante. Tutte le formetrie presenti sono rinforzate da un sistema anti splitting in calcestruzzo tessile (Textile Reinforced Mortar - TRM) [07].



Figura 7. Rappresentazione 3D della trave di coronamento

4.2. PALI TRIVELLATI IN FRC

I pali gettati in opera, del diametro esterno pari a 30 cm e lunghezza di perforazione pari a 5.0 m, sono armati con una gabbia costituita da ferri longitudinali e trasversali a spirale. L'esecuzione della palificata avviene per trivellazione, con interasse di 60 cm tra i pali. Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo fibrorinforzato. Si prevede l'installazione di un tirante per ogni modulo in posizione centrale. I tiranti sono di tipo permanente, realizzati secondo EN 1537-2002 e sono formati da trefoli in acciaio armonico secondo EN 10138. Il tirante, dotato di testa tipo TTR, con quattro

trefoli 0.6", deve essere ad incapsulamento totale: tutte le sue parti devono essere incapsulate in polietilene, garantendo una protezione totale (EN 1537).

5. PROGETTAZIONE STRUTTUTURALE

A partire dalle analisi di interazione tra palo e terreno si sono definite le azioni agenti sulle strutture, ricavando le massime sollecitazioni come involuppo dei risultati ottenuti per i diversi casi considerati, e la loro evoluzione nel tempo.

5.1. SCELTA DEL MATERIALE

Il Codice Modello 2010 ha introdotto una classificazione del calcestruzzo fibrorinforzato che esplicita sinteticamente con un numero ed una lettera il comportamento allo stato limite di esercizio e quello allo stato limite ultimo.

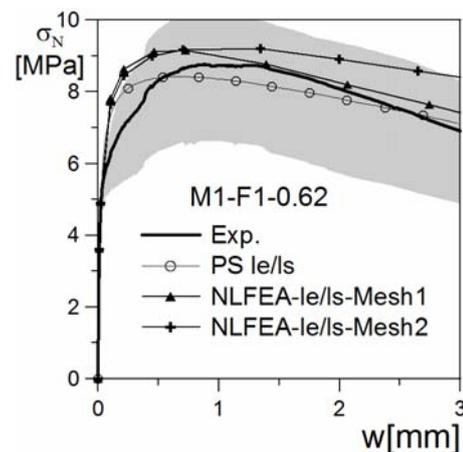


Figura 8. Esempio di risposta a flessione del calcestruzzo fibrorinforzato tratta da [08] M1-F1-0.62 e confronto dei valori sperimentali con quelli ottenuti usando il modello di calcolo proposto dal Codice Modello 2010 con l'approccio a sezione piana, o con il metodo agli elementi finiti, usando la legge costitutiva identificata facendo uso del modello lineare elasto-softening.

La scelta del materiale fibrorinforzato operata per la trave e per i pali mira a garantire un comportamento specifico a flessione quasi-duttile salvaguardando al tempo stesso una buona durabilità. Infatti, il valore di 4 MPa in esercizio implica che il calcestruzzo sia ad alte prestazioni e pertanto caratterizzato da una modesta porosità e sia allo stesso tempo in grado di favorire anche localmente una grande stabilizzazione del processo fessurativo, poiché il rilascio di energia elastica risulta così confinato a circa il 25% dell'energia elastica immagazzinata all'incipiente fessurazione,

ed allo stesso tempo la classe "c", grazie al meccanismo di estrazione delle fibre (pull-out), favorisce lo sviluppo di una tenacità allo stato limite ultimo superiore al 400% della tenacità misurata in esercizio. Il calcestruzzo fibrorinforzato risulta dunque di classe 4c (Figura 8).

5.2. RISPOSTA STRUTTURALE

La risposta flessionale del palo in termini momento curvatura, ottenuta usando il modello di calcolo proposto dal Codice Modello 2010 con l'approccio a sezione piana è riportata in Figura 9.

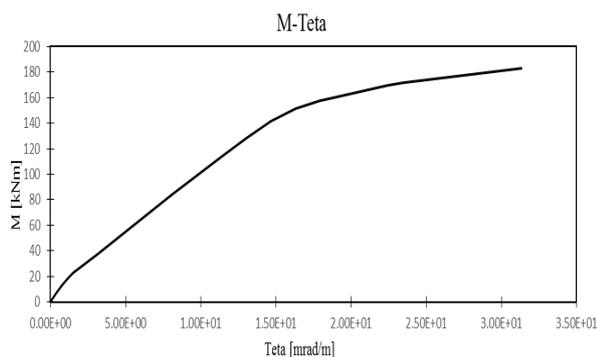


Figura 9. Risposta flessione di progetto del micropalo.

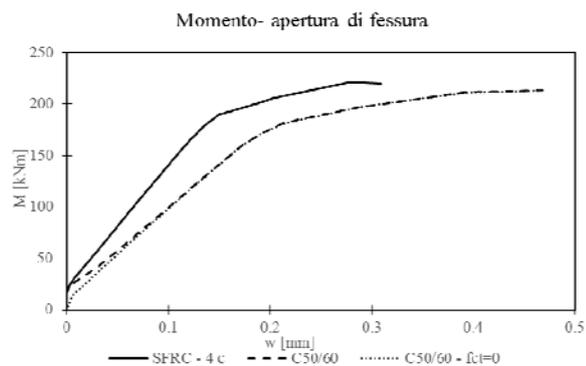


Figura 10. Evoluzione dell'apertura di fessura al variare del momento flettente in presenza di un panorama fessurativo stabilizzato a lungo termine.

Nella situazione di esercizio le fibre contribuiscono a ridurre l'apertura delle fessure ingenerate dalla flessione. In Figura 10 è riportato un calcolo dell'apertura di fessura al variare del momento flettente nel palo svolto con le equazioni suggerite nel Codice Modello 2010. Le fibre inoltre stabilizzano la propagazione lungo il piano di fenditura e contribuiscono in modo determinante alla resistenza a taglio del palo. Molti risultati in letteratura mostrano come l'azione sinergica di staffe e fibre costituisca il più efficace presidio alla portanza a taglio di sezione in c.a.

La valutazione della resistenza a taglio della sezione è stata svolta in accordo alle vigenti normative e si è tenuto conto del contributo di resistenza a taglio come da specifica indicate nel Model Code 2010, in cui $V_{Rd,F}$ risulta:

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} k \left[100 \rho_l \cdot \left(1 + 7.5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_{ctk} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \quad (8)$$

ove γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo, k è un fattore che tiene conto degli effetti di scala, d è la profondità effettiva della sezione, ρ_l è il rapporto geometrico d'armatura longitudinale, A_{sl} è l'armatura longitudinale, f_{Ftuk} è la resistenza residua del SFRC (Steel Fibre Reinforced Concrete) considerando un $w_u=1.5\text{mm}$, f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo senza fibre, f_{ck} è il valore caratteristico a compressione del calcestruzzo ed infine b_w è la dimensione minima della sezione nella zona tesa.

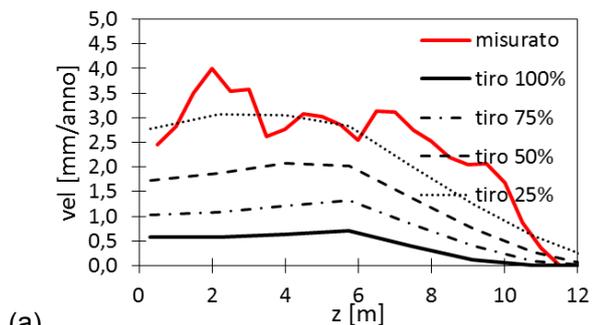
Per la verifica a taglio della sezione circolare si è utilizzato il metodo proposto da [09], in questo modo è possibile definire un valore di taglio resistente di progetto pari a 236 kN. Infine l'azione delle fibre nel calcestruzzo consente di estendere significativamente la vita a fatica di strutture in conglomerato. Essa infatti è direttamente collegata alla tenacità del materiale e alla resistenza residua. Per comprendere l'efficacia delle fibre a questo fine si rimanda alle note in bibliografia [10,11]. Si desidera sottolineare tuttavia che ad oggi non esiste una formula approvata in sede normativa, ma l'aumento della vita a fatica è correlabile all'azione di stabilizzazione della propagazione della fessura.

Con riferimento infine alla trave di coronamento il progetto è stato realizzato ipotizzando a favore di sicurezza un valore di tiro pari allo snervamento $f_{0.1k}$ del cavo a 4 trefoli 0.6" pari a 920 kN. Questa azione è stata introdotta nel modello a puntoni e tiranti (strut & tie) in corrispondenza della zona d'ancoraggio della piastra di contrasto.

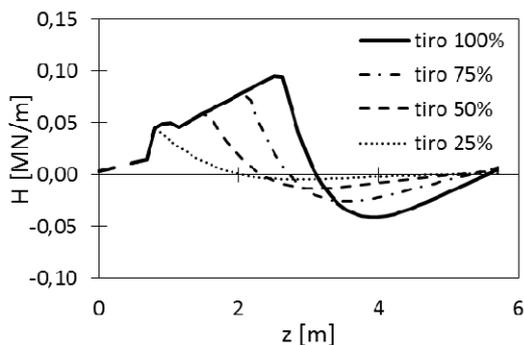
6. ANALISI DELLA RISPOSTA DEL SISTEMA E COMMENTO ALLA SOLUZIONE SCELTA

La procedura iterativa illustrata nei punti da (i) a (xi) nel paragrafo 3 ha consentito di ottimizzare la progettazione e di scegliere il valore del tiro di progetto, valutato in 150 kN/m. E' ragionevole tuttavia chiedersi se sia corretto, all'atto della messa in opera, imporre interamente tale valore di pre-tiro, o se, cautelativamente, non convenga imporre un tiro iniziale inferiore, e "sfruttare" il

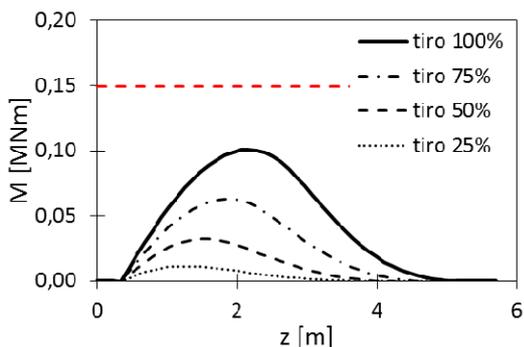
funzionamento passivo del sistema durante i 50 anni previsti per la vita utile dell'opera.



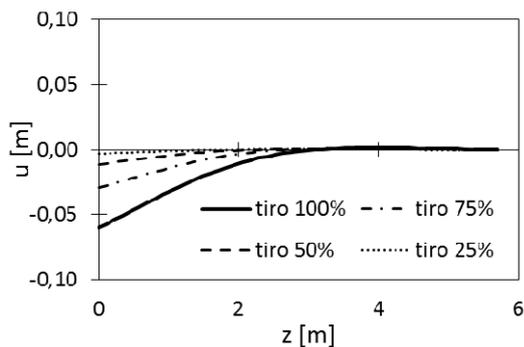
(a)



(b)



(c)

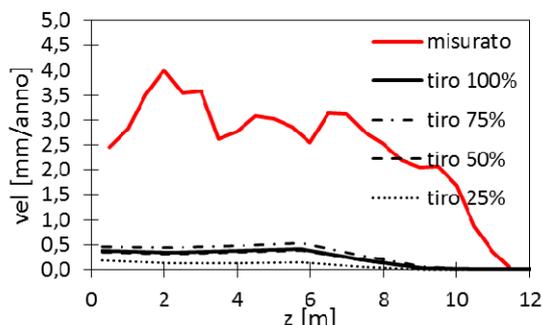


(d)

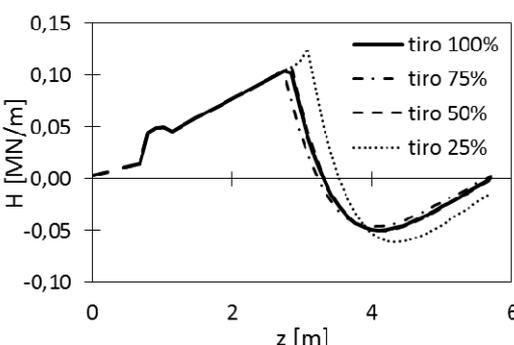
Figura 11. Risposta del sistema all'atto della messa in opera per differenti valori del tiro iniziale: (a) velocità residue del terreno; (b) carichi orizzontali sul palo; (c) momenti flettenti; (d) spostamenti del palo (negativi verso monte).

Mediante il modello viscoplastico discusso in precedenza si sono perciò simulati quattro diversi scenari, ciascuno corrispondente ad un differente

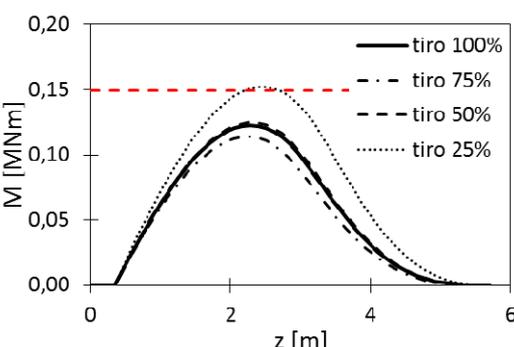
valore di pre-tiro iniziale (25, 50, 75 e 100% del valore di progetto).



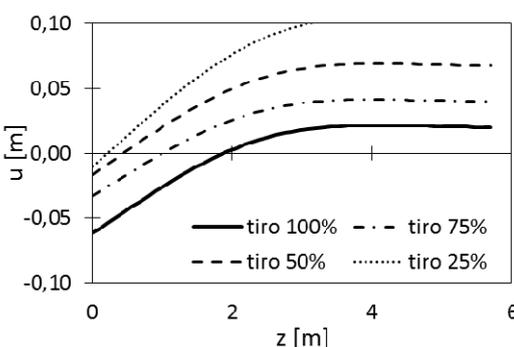
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 12. Risposta del sistema dopo 50 anni dalla messa in opera per differenti valori del tiro iniziale: (a) velocità residue del terreno; (b) carichi orizzontali sul palo; (c) momenti flettenti; (d) spostamenti del palo (negativi verso monte).

I risultati sono riassunti in Figura 11 e Figura 12, in cui vengono presentati i valori di velocità residue del terreno, di carichi orizzontali sul palo

di momento flettente e di spostamenti del palo rispettivamente all'atto della messa in opera e dopo 50 anni, per i quattro scenari di pre-tiro.

Come lecito attendersi, si osserva che all'atto della messa in opera le velocità del terreno sono via via ridotte al crescere del tiro iniziale, fino a valori ritenuti pressoché trascurabili (per un valore del pre-tiro pari all'intero valore di progetto, si ha una riduzione delle velocità di quasi il 90% rispetto ai valori misurati durante il periodo di monitoraggio). Allo stesso modo, al crescere del pre-tiro si ha un aumento dei momenti flettenti (che però non raggiungono mai il valore della resistenza per la sezione di palo, valutato in 150 kNm) e dei carichi agenti sul palo, ma anche un aumento degli spostamenti attesi per il palo (negativi verso monte). Tali valori massimi di spostamento appaiono significativi (superiori a 5 cm nella zona più superficiale), e non risultano compatibili con la presenza della massicciata ferroviaria immediatamente a monte della palificata.

Valutando invece la risposta del sistema a 50 anni dalla messa in opera (Figura 12), si osserva come i valori di velocità residue siano trascurabili (inferiori a 0.5 mm/anno) indipendentemente dal valore di pre-tiro. Tale risultato è giustificato dal fatto che a causa del funzionamento passivo del sistema si ha un lento accumulo di spostamenti che porta a modificare i carichi applicati al palo, fino a mobilitare una distribuzione di carichi finale praticamente indipendente dal valore del pre-tiro (Figura 12b). A causa della eterogeneità nella stratigrafia del terreno, però, si osserva come nel caso di pre-tiro pari al 25%, le velocità residue nel terreno siano tali da mobilitare maggiormente i carichi in profondità ($z > 3\text{m}$) con conseguente pericoloso aumento dei momenti flettenti.

Sulla base di questa discussione, quindi, la scelta ottimale appare quella di imporre un pre-tiro parziale pari al 50% del valore di progetto, in modo da limitare gli spostamenti superficiali iniziali in prossimità della massicciata entro valori accettabili e contenere il valore finale delle azioni interne nel palo per tutta la vita utile dell'opera.

7. CANTIERIZZAZIONE

L'area d'intervento è caratterizzata da notevoli difficoltà di raggiungimento essendo in una zona non urbanizzata inserita in un contesto boschivo. Per motivi di tutela ambientale non è possibile realizzare strade di cantiere che permettano il raggiungimento delle zone d'interesse. La progettazione ha dovuto quindi tenere conto di questo vincolo, predisponendo una modalità esecutiva in grado di intervenire con mezzi operanti

direttamente dalla linea ferroviaria. A questo scopo si sono progettati elementi prefabbricati per velocizzare le fasi realizzative e minimizzare i getti in opera. Le fasi di posa prevedono la realizzazione della sezione di scavo svolta a campiture alternate (Figura 13), la posa dell'elemento prefabbricato di irrigidimento modulare ad inclinazione variabile (Figura 14) e della rete in vetro AR direttamente controterra, l'esecuzione del getto di calcestruzzo proiettato fibrorinforzato con fibre polipropileniche (spessore totale di 10 cm) con inserimento di ulteriore rete in vetro AR con opportuna sovrapposizione al di sopra dell'elemento prefabbricato a richiamo della successiva campitura.

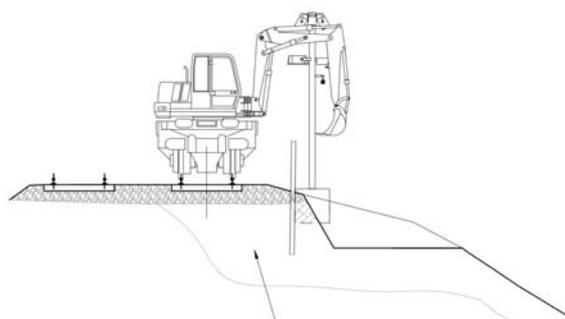


Figura 13. Posa della paratia a protezione dello scavo, realizzazione di scavo a sezione obbligatoria a campiture alternate

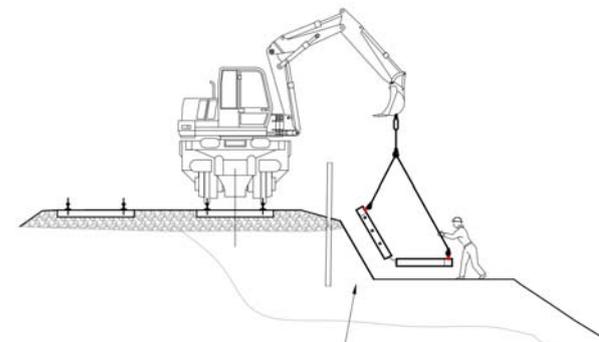


Figura 14. Posa elemento prefabbricato di irrigidimento ad inclinazione variabile

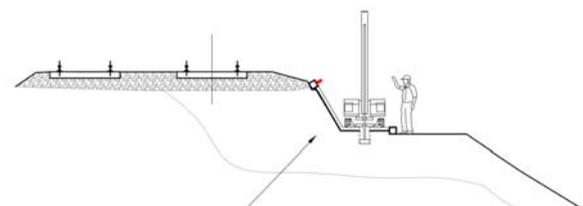


Figura 15. Esecuzione della trivellazione dei pali di diametro 300mm

Una volta realizzato il fronte di scavo si procede alla trivellazione dei pali (Figura 15; 4 pali per modulo), la posa delle gabbie d'armatura

assemblate a pie d'opera e il posizionamento delle travi prefabbricate. Si prevede l'impiego di calcestruzzo a rapida maturazione così che il getto di calcestruzzo fibrorinforzato effettuato fino all'estradosso della trave a completamento del palo abbia caratteristiche prestazionali idonee già a 10 gg. Si procede poi alla perforazione delle sedi dei tiranti e conseguente posa in opera del cavo e getto del bulbo di ancoraggio. A maturazione avvenuta si procede alla tesatura del tirante mediante controllo degli spostamenti in atto. A conclusione delle fasi lavorative ed a collaudo avvenuto si procederà a reinterrare completamente l'opera riducendo così l'impatto ambientale dell'opera di stabilizzazione.

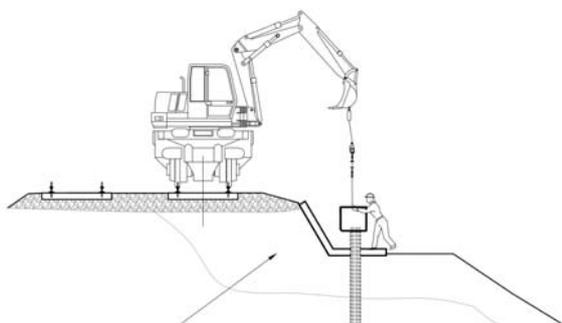


Figura 16. Posa elemento prefabbricato

8. CONCLUSIONI

Nella presente memoria si è presentata la progettazione di una palificata filtrante pre-tirantata a sostegno di una scarpata ferroviaria. La progettazione è stata svolta su approcci di tipo prestazionale, con l'obiettivo di ridurre le velocità di spostamento del terreno entro valori considerati accettabili. In particolare, il monitoraggio pregresso è risultato essenziale ai fini della determinazione del campo di spostamenti in atto nel pendio, e, quindi per la stima delle forze di interazione tra pali e terreno. Tramite una modellazione viscoplastica semplificata si è proceduto a stimare il comportamento del sistema per l'intera vita utile dell'opera, ottimizzando la procedura di messa in opera. L'utilizzo di elementi in calcestruzzo fibrorinforzato ha consentito di migliorare le prestazioni della struttura, garantendo un'elevata durabilità e duttilità per l'intera vita utile dell'opera, particolarmente importante in virtù della natura ciclica dei carichi agenti. Soluzioni progettuali ad hoc sono state infine messe a punto per garantire la sicurezza degli scavi durante le fasi di messa in opera.

9. BIBLIOGRAFIA

- [01] **B.B. BROMS**, "Lateral resistance of piles in cohesive soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. American Society of Civil Engineers, 1964, 90(2): 27-63.
- [02] **L.C. REESE, W.M. ISENHOWER, S.T. WANG**, "Analysis and design of shallow and deep foundations", 2006, John Wiley.
- [03] **A. GALLI, G. COCCHETTI, C. DI PRISCO**, "A simplified numerical approach for studying the pile-landslide interaction in hard soils". Proceeding of 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens 11-15/09/2011: 1347-1352.
- [04] **A. GALLI, C. DI PRISCO**, "Displacement-based design procedure for slope-stabilizing piles". Canadian Geotechnical Journal, 2013, (50) 41-53.
- [05] **G. GAZETAS**, "Foundation Vibrations, Foundations Engineering Handbook", Chapman and Hall, 1991, New York, pp 553-593.
- [06] **J.M.E. AUDIBERT, K.J. NYMAN**, "Soil Restraint against Horizontal Motion of Pipes", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977, vol. 103, No GT10, pp 1119-1142.
- [07] **I.G. COLOMBO, A. MAGRI, G. ZANI, M. COLOMBO, M. DI PRISCO**, "Textile Reinforced Concrete: Experimental investigation on design parameters", Materials and Structures/Materiaux et Constructions, Volume 46, Issue 11, 2013, 1933-1951.
- [08] **M. DI PRISCO, M. COLOMBO, D. DOZIO**, "Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: Principles, models and test validation", Structural Concrete, 2013, 14(4), 342-361.
- [09] **J.L. CLARKE, F.K. BIRJANDI**, "The behavior of reinforced concrete circular sections in shear", The structural Engineer, 71 (5), pp 73-81.
- [10] **M. DI PRISCO, R. FELICETTI**, "On fatigue of plain and fibre-reinforced concrete ground slabs", in Fiber reinforced concrete, di Prisco, M., Felicetti, R. and Plizzari G. (Eds.), Proc. of 6th Rilem Symp. BEFIB 04, Varenna (Italy), PRO 39, Bagnaux Rilem Publications S.a.r.l. (FRANCE), 2004, 1195-1206.
- [11] **T.T.C. HSU**, "Fatigue of plain concrete", ACI J., 78(27), 1981, 292-304.

Contatti con gli autori:

Andrea Galli: andrea.galli@polimi.it