



La scelta di muri in terra rinforzata lungo i lati di un rilevato stradale ha consentito un risparmio fino al 40% dei costi rispetto alla previsione iniziale di progetto

RAMPE STRADALI RINFORZATE CON GEOSINTETICI IN SOSTITUZIONE DI UNA SOLUZIONE TRADIZIONALE CON MURI IN C.A. FONDATI SU PALI

Francesco Colleselli*
Stefano Trevisan**
Luis Eduardo Russo***
Alberto Simini***

Il progetto originale della variante alla S.S. 500 di Lonigo (VI) prevedeva la costruzione delle rampe di approccio ad un ponte mediante muri in calcestruzzo armato da realizzarsi su entrambi i lati del rilevato, in modo da limitare le aree destinate ad esproprio. A causa delle scadenti caratteristiche geotecniche degli strati superficiali di terreno, i muri avrebbero dovuto essere fondati su una serie di pali per raggiungere gli strati sabbiosi portanti presenti in profondità. Tale soluzione progettuale, oltre ad essere molto onerosa, avrebbe richiesto tempi di realizzazione prolungati, non compatibili con quelli previsti per la conclusione dei lavori.

Per tale motivo è stata proposta una soluzione alternativa al progetto originale, ovvero un rilevato rinforzato alla base con due strati continui di un geotessile in poliestere ad elevata resistenza e con le scarpate laterali realizzate mediante terre rinforzate.

Nel tratto in corrispondenza del ponte il rilevato presenta un'altezza complessiva di 9,50 m; nella parte superiore la sezione ha una forma trapezoidale con le facce inclinate di 80° sull'orizzontale ed un'altezza di 7,50 m. Al piede è stato previsto un basamento portante di maggiore larghezza e di 2,00 m di spessore, fondato ad una profondità di 0,95 m dal piano campagna.

Poiché il livello della falda si individua ad una profondità da -1,00 a -1,50 m dal piano campagna, il basamento è stato fondato ad una



Figura 1



Figura 2 - Lo Stablenka® 400/50 parzialmente coperto con il materiale di riempimento

quota di $-0,95$ m, per poter effettuare i lavori all'asciutto senza quindi la necessità di rimuovere il terreno saturo, garantendo in tal modo una facile compattazione del terreno di riempimento.

La configurazione strutturale delle terre rinforzate è stata ottimizzata modificando la resistenza e la lunghezza delle geogriglie lungo l'altezza del rilevato. A causa della notevole pendenza del paramento, la spaziatura tra le geogriglie successive è stata fissata in 50 cm, in modo da prevenire deformazioni eccessive sul fronte; inoltre, è stata utilizzata una rete sintetica antierosione posizionata tra il terreno e le geogriglie. Per costruire il rilevato mantenendo regolare la pendenza delle scarpate sono stati utilizzati casseri a perdere in rete elettrosaldata piegati a 80° . Nella parte inferiore delle terre rinforzate si sono utilizzate geogriglie di rinforzo Fortrac® 55/30-20, aventi una resistenza ultima a rottura di 55 kN/m, con 5 m di lunghezza di ancoraggio; nella parte superiore invece, grazie al livello tensionale di minore entità, si sono utilizzate geogriglie di rinforzo Fortrac® 35/20-20, aventi una resistenza ultima a rottura di 35 kN/m, con 4 m di lunghezza di ancoraggio (Figura 4).

Alla base del rilevato sono stati posati due strati di Stablenka® 400/50, aventi una resistenza ultima a rottura di 400 kN/m, per l'intera larghezza del rilevato in modo da garantire la stabilità globale e limitare nel contempo i cedimenti differenziali. E' stato utilizzato come terreno di riempimento un misto granulare di origine basaltica, mentre sul fronte, all'interno di ogni strato, è stato disposto del terreno vegetale per favorire l'attecchimento della vegetazione.



Figura 3 - Le fasi di realizzazione della terra rinforzata

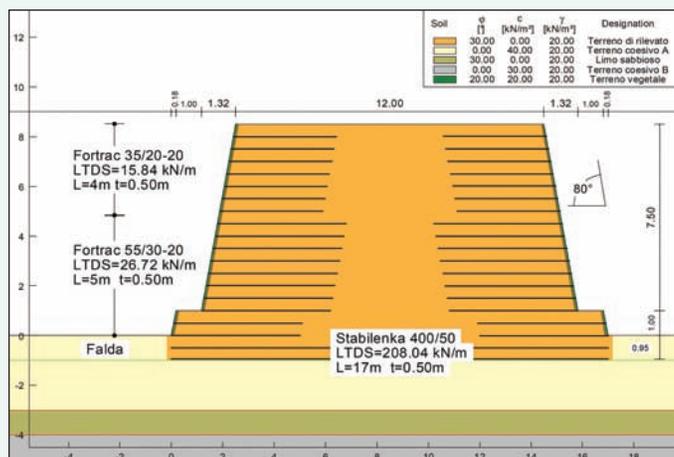


Figura 4 - La sezione tipo

Le caratteristiche dei terreni

La lunghezza complessiva della nuova arteria stradale è di circa 5 km, mentre la lunghezza complessiva dei rilevati rinforzati con geosintetici è di circa 200 m. Le caratteristiche geotecniche dei terreni variano notevolmente lungo il tratto stradale realizzato e le condizioni più critiche, di seguito descritte, sono relative al rilevato di approccio al ponte sulla S.P. 134, al km 2+350:

- ◆ fino ad una profondità di 2÷3 m dal piano campagna sono presenti terreni coesivi compatti (Pocket Penetrometer (Pen) = 100÷300 kPa; Torvane (Tor) = 60÷>100 kPa; prova penetrometrica statica - resistenza di punta $q_c = 1 \div 2$ MPa);
- ◆ in seguito si trova uno strato di limo sabbioso di 1,5÷2,0 m di spessore, piuttosto addensato ($q_c = 6 \div 7$ MPa);
- ◆ fino ad una profondità di 15 m dal piano campagna si hanno poi terreni coesivi da soffici a compatti (Pen = 50÷100 kPa; Tor = 20÷50 kPa; $q_c = 0.5 \div 1$ MPa), con lenti di limo sabbioso e sabbia limosa addensata ($q_c = 12 \div 20$ MPa); le prove di laboratorio condotte su questi terreni hanno evidenziato caratteristiche di media plasticità (indice di plasticità $I_p = 20 \div 25$; limite di liquidità $W_L = 38 \div 44$);
- ◆ tra 15 e 20 m di profondità dal piano campagna sono presenti strati alternati di terreni limosi e argillosi da soffici a compatti (Pen = 50÷150 kPa; Tor = 20÷60 kPa) e sabbia limosa addensata ($q_c = 6 \div 12$ MPa; N_{SPT} da prove Standard Penetration Test = 27÷36);
- ◆ fino a 25 m di profondità si trova uno strato di limo argilloso e argilla limosa con alcune lenti isolate di torba; i terreni coesivi sono da soffici a compatti nella parte superficiale dello strato (Pen = 50÷150 kPa; Tor = 25÷50 kPa) e compatti nella parte inferiore (Pen = 150÷300 kPa; Tor = 60÷>100 kPa); le prove di laboratorio effettuate su questi terreni hanno evidenziato caratteristiche di bassa plasticità ($I_p = 12$; $W_L = 37$);
- ◆ da -25 m fino alla massima profondità a cui si sono spinte le indagini (30 m) si trova uno strato di sabbia ghiaiosa addensata ($q_c = 15 \div 20$ MPa; $N_{SPT} = 30 \div 38$).

Il livello della falda è stato individuato, ad una profondità variabile tra 1 m e 1,5 m dal piano campagna, come risulta evidente dalla Figura 5.

I cedimenti complessivi in sommità del rilevato sono stati calcolati pari a 350 mm, nell'arco di circa 8 - 10 mesi. Le misure effettuate nel corso delle fasi di costruzione hanno confermato le previsioni in fase di progetto.



Figura 5 - La falda alla base del rilevato

Le caratteristiche dei geosintetici

Per potere ottimizzare i costi, le terre rinforzate su entrambi i lati del rilevato stradale sono state realizzate impiegando due tipi di geogriglie in poliestere, mentre alla base del rilevato è stato posato un doppio strato di un geotessile ad alta resistenza in poliestere. I materiali impiegati hanno le caratteristiche riportate in Tabella.

| Materiali | Stabilenka® 400/50 | Fortrac® 35/20-20 | Fortrac® 55/30-20 |
|---|------------------------------|---|----------------------|
| Descrizione | Geotessile tessuto in PET/PA | Geogriglia tessuta in PET con rivestimento polimerico | |
| Tensione di rottura (longitudinale) | 400 kN/m | 35 kN/m | 55 kN/m |
| Deformazione | ≤ 10,0% | ≤ 12,5% | ≤ 12,5% |
| F_{creep} : fattore di riduzione per creep (120 anni) | 0,66 | 0,60 | 0,60 |
| f_m : fattore di riduzione per estrapolazione e manifattura (120 anni) | 1,10 | 1,10 | 1,10 |
| f_d : fattore di riduzione per danneggiamento meccanico (ghiaia sabbiosa) | 1,12 | 1,17 | 1,09 |
| f_c : fattore di riduzione per attacchi chimici (4 ≤ pH ≤ 9) | 1,03 | 1,03 | 1,03 |
| LTDS: Tensione di progetto a lungo termine (120 anni) | 208,04 kN/m | 15,84 kN/m | 26,72 kN/m |

Le caratteristiche delle geogriglie e del geotessile

La tensione di progetto a lungo termine LTDS (Long Term Design Strength) dei geosintetici di rinforzo è stata calcolata secondo la normativa inglese BS 8006 e i fattori di riduzione adottati sono stati valutati con certificati di prove di laboratorio:

$$LTDS = \frac{F_{creep} \cdot P_{ult}}{f_m \cdot f_d \cdot f_c}$$

L'affidabilità di questi fattori ha un'importanza fondamentale nella progettazione in quanto gli stessi condizionano direttamente i fattori di sicurezza complessivi di tutta l'opera. Dalle curve isocrone è possibile ottenere la variazione della deformazione nel tempo ai vari livelli di tensione applicata sui geosintetici di rinforzo, espressa come percentuale della tensione ultima di rottura (UTS - Ultimate Tensile Strength). Nella Figura 6 sono rappresentate le curve isocrone relative allo Stabilenka® 400/50. Da questo grafico è possibile notare come al 50% della tensione ultima di rottura la differenza tra la deformazione immediata (5%) e a lungo termine (6%) sia molto bassa (1%).

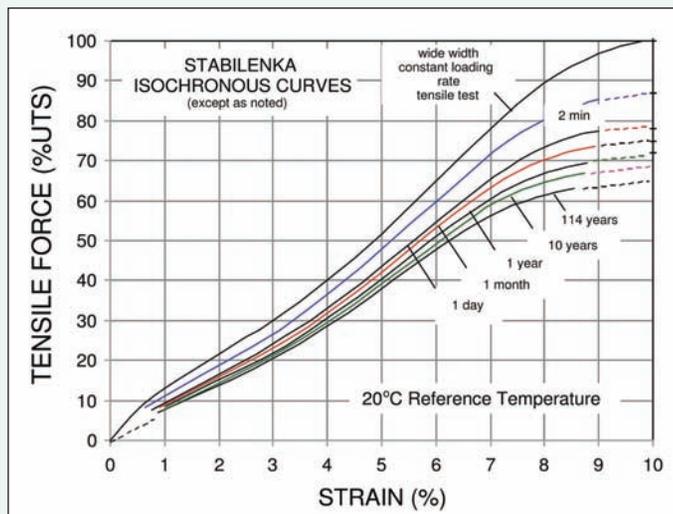


Figura 6 - Le curve isocrone dello Stabilenka®

Il paramento dei muri è stato protetto contro l'erosione con una rete sintetica di tipo permanente HaTe® 23.142, di maglia 3,5x3,5 mm. Questo tipo di protezione è stato preferito rispetto alle stuoie biodegradabili perché, a causa dell'elevata pendenza delle scarpate, la vegetazione avrebbe potuto non svilupparsi completamente in alcune aree. Per ottenere un paramento con una pendenza regolare ed uniforme di 80°, sono stati utilizzati casseri a perdere in rete elettrosaldata Φ 8 mm e maglia 15x15 cm.

Stabilità interna e globale

La stabilità globale del rilevato è stata verificata con i metodi dell'equilibrio limite, assumendo "n" superfici potenziali di scivolamento di forma circolare con raggio e centro variabili. Il fattore di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio (τ_m), che si sviluppa in condizioni di equilibrio limite:

$$F = \tau_f / \tau_m$$

Nella determinazione del fattore di sicurezza F (che deve essere sempre maggiore di 1,3 come richiesto dalla Normativa italiana) viene presa in considerazione la tensione di progetto a lungo termine (LTDS) delle geogriglie e dei geotessili di rinforzo.

Il calcolo è stato realizzato con il software Slope commercializzato dalla Rocscience.

Nella Figura 7 si può osservare la geometria di una sezione tipo usata per il calcolo, in cui ad ogni tipo di geosintetico utilizzato corrisponde un diverso colore e in cui sono inoltre riportate le caratteristiche geotecniche dei terreni utilizzate nel calcolo.

La verifica di stabilità interna delle terre rinforzate è stata effettuata considerando solo le superfici di scivolamento circolari (Bishop) che attraversano completamente il corpo rinforzato, mentre per la verifica di stabilità composta sono state prese in considerazione quelle superfici che attraversano solo parzialmente il terreno rinforzato (Janbu).

Poiché il rinforzo che attraversa la superficie di scivolamento agisce aumentando la resistenza al taglio del terreno e, di conseguenza, aumenta anche il fattore di sicurezza attraverso un processo iterativo si

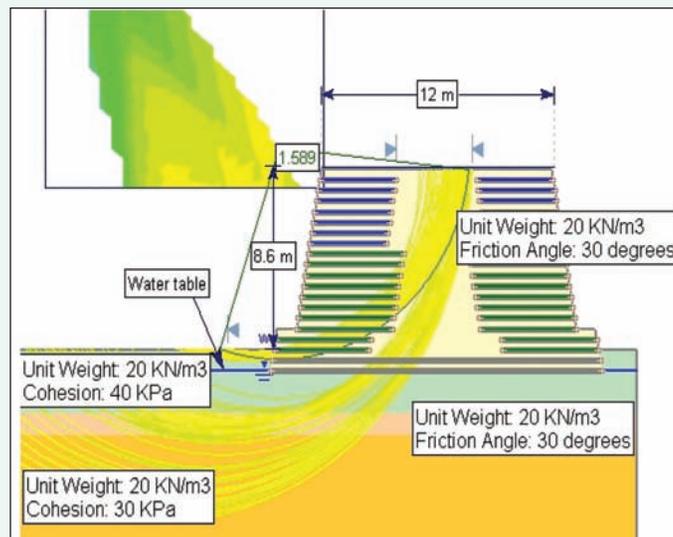


Figura 7 - La verifica di stabilità

può cambiare la tensione di progetto del rinforzo (LTDS) fino ad ottenere il fattore di sicurezza minimo richiesto.

Al tempo stesso, la lunghezza del rinforzo a tergo di ogni potenziale superficie di scivolamento (zona stabile) deve essere sufficiente in modo da evitare fenomeni di sfilamento (pull out). A questo riguardo, è stato considerato un angolo di attrito (φ) ridotto lungo la superficie di contatto tra terreno e rinforzo.

$$\tan \varphi = 0,80 \cdot \tan \varphi_{\text{terreno}}$$

Conclusioni

La scelta di muri in terra rinforzata lungo i lati di un rilevato stradale come soluzione alternativa al progetto originale che prevedeva muri in calcestruzzo armato fondati su pali ha consentito un risparmio significativo di circa il 35÷40% rispetto alla previsione iniziale di progetto, nonché un risparmio notevole in tempi di realizzazione.

Tre anni dopo il completamento dell'opera, il piano stradale si presenta perfettamente regolare senza alcuna evidenza di assestamenti differenziali, a dimostrazione dell'affidabilità dell'utilizzo di geosintetici per il rinforzo di rilevati realizzati su terreni coesivi soffici.

Nonostante in questo caso sia stata raggiunta una buona copertura vegetale sul paramento delle terre rinforzate, in linea generale è consigliabile mantenere la pendenza del paramento inferiore a 70° se, durante la progettazione, non vi siano informazioni dettagliate sulla situazione bio-climatica dell'area.

E' stato così possibile evitare l'uso dei pali di fondazione sotto i muri di sostegno in calcestruzzo armato e la soluzione alternativa adottata ha non solo notevolmente ridotto i costi complessivi e la durata dei lavori ma ha anche permesso di ottenere un'opera a basso impatto ambientale.

I lavori sono stati eseguiti nella primavera 2003 dall'Impresa Gelfi Costruzioni SpA di Brescia. ■

* Professore Ordinario di Tecnica delle Fondazioni dell'Università di Brescia e Ingegnere dello Studio Colleselli Ingegneria Geotecnica

** Ingegnere dello Studio Colleselli Ingegneria Geotecnica

*** Ingegnere della Huesker Srl