

CAPITOLO IV

STUDIO DI UN INTERVENTO CON TECNICHE INTEGRATE. PALIFICATA DI SOSTEGNO AD UNA PARETE INTIRANTATA

4.1 RAPPRESENTAZIONE DELL'OPERA TIPO E DIMENSIONAMENTO

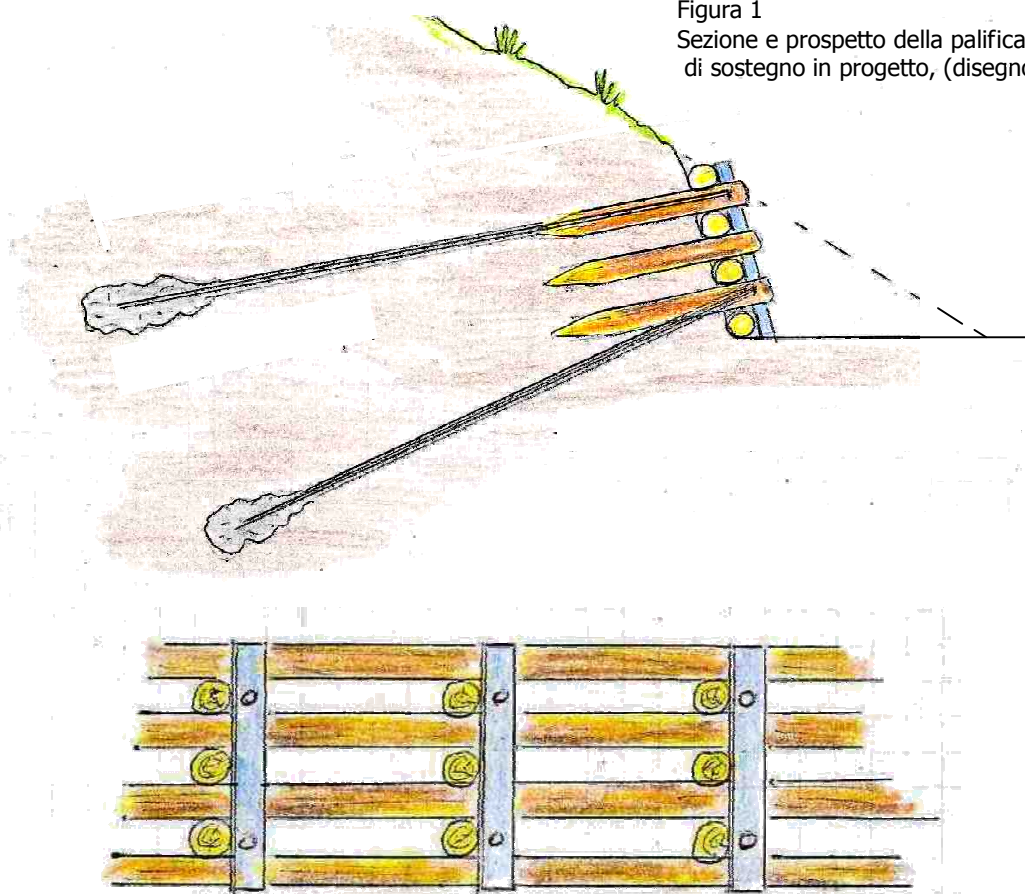
Nel presente capitolo si vuole mostrare, attraverso la descrizione di un caso studio reale, come le tecniche d'Ingegneria mista illustrate in precedenza rappresentino realmente una soluzione a casi di ripristino di versanti dissestati, o predisposti a fenomeni d'instabilità, provocati dall'interazione tra le loro caratteristiche geotecniche ed eventi meteorologici avversi.

In tali situazioni, infatti, l'utilizzo di metodi tipici dell'Ingegneria tradizionale consente di stabilizzare il pendio solidarizzando maggiormente l'opera con lo stesso, in quanto è possibile raggiungere strati di terreno più profondi e di conseguenza più stabili. Al contempo, attraverso le tecniche appartenenti all'Ingegneria Naturalistica, si possono realizzare strutture migliori dal punto di vista estetico, della cantierabilità e della leggerezza, rappresentando degli interventi attivi sulla superficie meno impattanti e meglio integrabili con il contesto ambientale in cui andranno ad inserirsi.

Proprio sulla base di quanto appena affermato è facile intuire le motivazioni che hanno portato l'amministrazione del Comune di Germagnano a indirizzare la loro scelta verso un'opera integrata, come manufatto destinato a consolidare il bordo strada lato monte della Strada Comunale di Castagnole, presso la frazione di Colbeltrame.

La struttura da cui ha avuto origine il progetto (figura 1), consiste in una palificata di sostegno a parete singola intirantata.

Figura 1
Sezione e prospetto della palificata
di sostegno in progetto, (disegno fuori scala).



Le palificate di sostegno ad una parete sono una tecnica costruttiva appartenente all'Ingegneria Naturalistica, a cui si attribuisce il compito di stabilizzare coltri di terreno superficiali. Sono composte da elementi in legname disposti longitudinalmente in qualità di correnti e da elementi trasversali infissi nel terreno che assumono il nome di traversi.

La loro realizzazione risulta spesso più agevole rispetto a quella delle palificate doppie in quanto necessitano di un minor scavo di sbancamento e di un minor tempo d' esecuzione, ma lo svantaggio è dato dal fatto che la loro capacità di contrastare le spinte del terreno a tergo non è paragonabile a quella delle palificate doppie, in quanto molto minore. Infatti mentre la palificata doppia resiste alle spinte grazie al suo peso, la palificata ad una parete contrasta le sollecitazioni soltanto tramite l'attrito che si genera sui traversi a contatto il terreno circostante.

Poichè in presenza di maggiori spinte del terreno, le palificate ad una parete risultano inadeguate, si è preso in considerazione l'utilizzo di un'opera mista quale quella sopra illustrata.

Questa, infatti, ha lo scopo di unire i vantaggi delle palificate ad una parete, con le proprietà stabilizzanti apportate dall'uso dei tiranti.

L'opera in questione presenta un'altezza pari a 1.75 m, e si estende su un fronte di 18 m; i traversi infissi nel terreno hanno una lunghezza pari a 1.50 m. Gli elementi che compongono la palificata sono realizzati con legname di larice scortecciato avente diametro di 25 cm; ad intervalli regolari di 1.50 m sono posizionati due tiranti d'ancoraggio, l'uno sovrapposto all'altro, con inclinazione rispetto all'orizzontale di 30° (tirante superiore) e 45° (tirante inferiore).

I correnti sono collegati tra loro attraverso delle sagomature "a sedia" e l'unione viene solidarizzata attraverso un tondino in acciaio ad aderenza migliorata.

I tiranti in progetto, che vanno realizzati dopo che la struttura in legname viene terminata, sono ancorati alla palificata in legname tramite dei profilati d'acciaio aventi forma di L. Questo permette una migliore distribuzione degli sforzi oltre a fornire un valido appoggio per i tiranti stessi e a facilitarne i lavori di realizzazione.

Il costo indicativo della struttura in base al prezziario regionale può essere riassunta come segue:

| Lavorazione | Quantità | Prezzo | Totale € |
|--------------------------|---|-------------------------|-----------|
| Sbancamento | $2 \frac{m^3}{m} \cdot 18m = 36m^3$ | 4,16 €/m ³ | 149,76 |
| Palificata ad una parete | $1.75m \cdot 1.50m \cdot 18m = 47.34m^3$ | 117,18 €/m ³ | 7.382,34 |
| Tiranti a trefoli | $n^{\circ}26 \cdot 6m = 156m$ | 111,37 €/m | 17.373,72 |
| Profilato in acciaio a L | $15 \frac{kg}{m} \cdot 2m \cdot 26 = 780kg$ | 0.56 €/kg | 436,80 |
| | | | 25.342,62 |

Come si è potuto notare lo studio inerente la stabilità dei pendii oltre ad occuparsi dei terreni coinvolti nei fenomeni franosi analizzandone le caratteristiche fisiche e meccaniche, esamina anche i manufatti che vengono previsti per portare il versante in condizioni di sicurezza.

L'opera in questione, come tutte le opere in generale, deve quindi essere sottoposta a verifiche secondo la normativa in vigore in modo che venga assicurata e dimostrata la loro stabilità rispetto alle spinte a cui è soggetta e che deve contrastare.

Tra le verifiche indicate dalla normativa compare quella relativa alla stabilità globale grazie alla quale viene definita la più probabile superficie di instabilità lungo cui si mobilita un certo volume di terreno durante il movimento franoso.

Il metodo utilizzato per tale verifica è quello dell'equilibrio limite, già illustrato nei dettagli nel terzo capitolo, grazie al quale è possibile ricavare il valore del Fattore di Sicurezza lungo la superficie instabile. La verifica a stabilità globale si ritiene soddisfatta qualora il valore del FS corrispondente alla più probabile superficie di scivolamento sia maggiore dei minimi prescritti dalla normativa vigente.

La definizione di tale superficie è il risultato di un processo iterativo del procedimento di calcolo esteso a più superfici individuate a seguito di numerose prove. Questo processo viene solitamente eseguito da programmi di calcolo fornendo al software i dati geometrici del versante in oggetto e i parametri meccanici e fisici del terreno. Esistono inoltre alcuni diagrammi che permettono di risolvere il problema

analiticamente e graficamente.

Nel caso in esame si è giunti alla definizione della superficie di instabilità attraverso il software "Slide 5.0" (Rockscience University Software Suite 2008).

Prima di procedere con la descrizione di tale programma di calcolo e dei risultati ottenuti, va precisato che nel caso oggetto di studio, non essendo presente alcun tipo di dato relativo al terreno, si è reso necessario procedere ad una back analysis, al fine di individuare i più probabili parametri geotecnici da inserire nel software.

Questo metodo di lavoro consiste nell'elaborare una serie di ipotesi molto conservative, in modo tale da porsi in condizioni di sicurezza, e al tempo stesso cercare di giungere alla definizione di una situazione il più possibile simile a quella reale presente in sito.

Pertanto sulla base di quanto tratto da fonti bibliografiche (E. Hoek & J.W. Bray, "Rock Slope Engineering", 1981) si è sviluppata la back analysis.

In primo luogo sono stati effettuati un sopralluoghi in sito per prender visione dello stato di fatto dell'area oggetto di studio e successivamente è stata esaminata tutta la documentazione disponibile, al fine di raccogliere e desumere tutti i dati potenzialmente utili ai fini del lavoro da svolgere.

Come preannunciato nel precedente capitolo, a monte dell'intervento già realizzato nella frazione di Castagnole, è stato possibile osservare uno smottamento, occorso a seguito di piogge a carattere eccezionale per intensità oraria. La frana è classificabile come uno scivolamento rotazionale dovuto alla saturazione delle coltri superficiali e presenta una profondità massima di circa 5 m.

Tale dissesto, come si vedrà in seguito, risulta essere estremamente importante al fine di definire la più probabile superficie di instabilità e simulare il movimento realmente avvenuto.

E' stato quindi possibile tracciare una sezione trasversale tipo del pendio oggetto di studio e desumere, le quote di alcuni punti significativi del versante interessato dall'intervento.

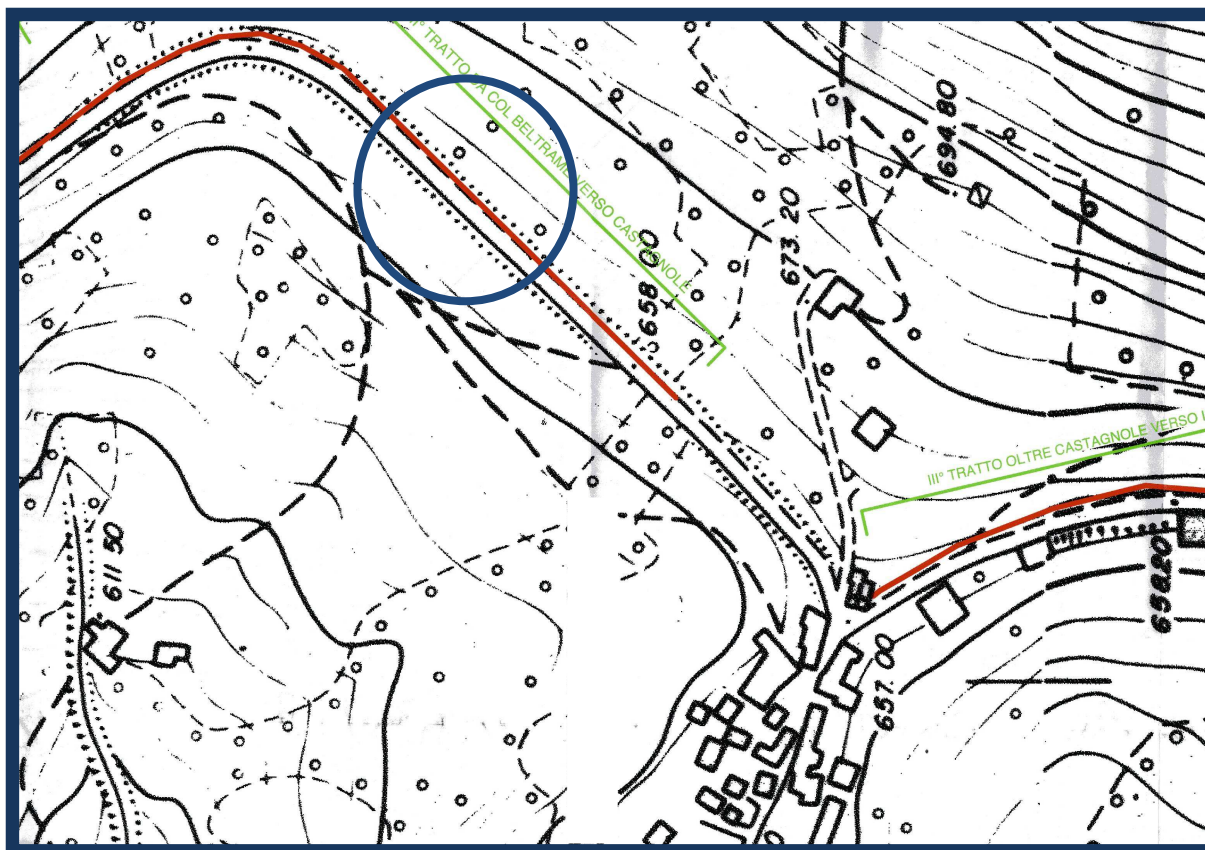


Figura 2
Carta plano-altimetrica ed individuazione dell'area oggetto d'intervento

Al fine di definire le dimensioni del movimento franoso stabilizzabile dalla palificata intirantata, sono state eseguite numerose verifiche assumendo diverse altezze della zona potenzialmente instabile. Inizialmente si è assunta l'altezza del tratto di pendio instabile pari a circa 57 m, ossia coincidente con tutto il tratto di versante posto a monte della Strada Comunale di Castagnole fino alla quota massima

stimata a 708 m s.l.m.

Altro importante valore dedotto dallo studio della cartografia è l'angolo d'inclinazione del versante stimato a circa 25° rispetto all'orizzontale.

Per quanto riguarda i valori caratteristici del terreno si sono assunti il peso specifico pari a $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ e l'angolo d'attrito di $\phi=30^\circ$ (che nei calcoli si assumerà pari a 25° a causa dei fattori di sicurezza applicati ai fini del rispetto del D.M. del 14/01/2008).

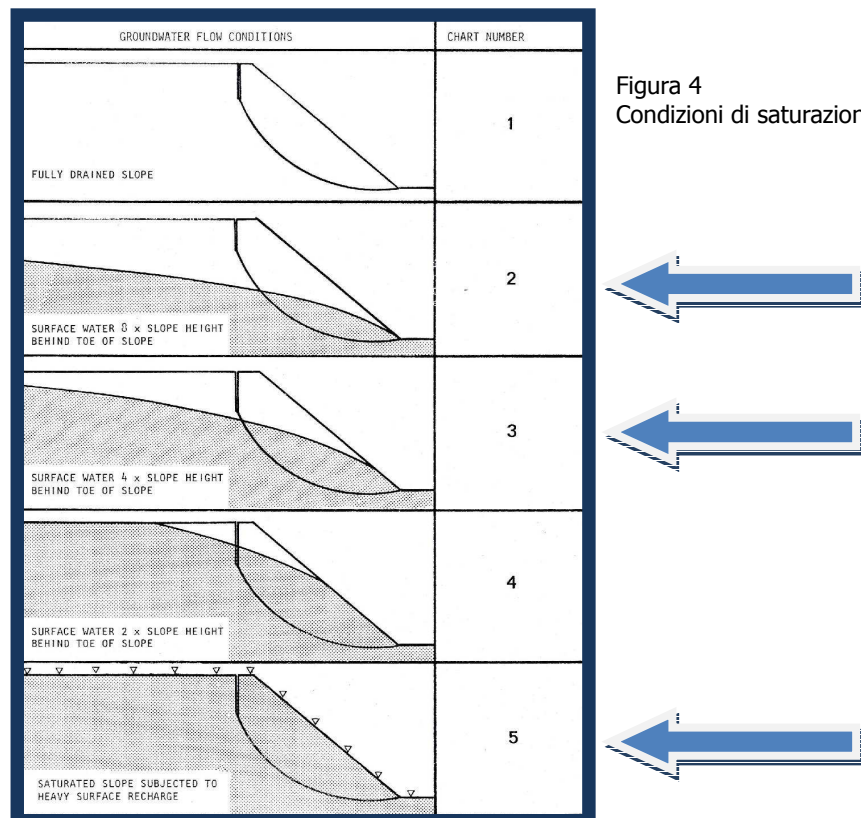
In figura 3 è mostrato lo scavo d'ispezione effettuato in sito dal quale, a seguito di un'attenta osservazione, sono stati dedotti i dati geologici appena elencati.



Figura 3 - Scavo d'assaggio in sito. a) stratigrafia del suolo; b) angolo d'inclinazione del pendio.

Un ulteriore fattore rilevante e da non sottovalutare durante lo studio della stabilità di pendii è il livello della falda acquifera; infatti è proprio la presenza dell'acqua ad influenzare le caratteristiche del terreno e a favorire l'instabilità dei suoli.

L'analisi è consistita nell'imporre al programma di software un Fattore di Sicurezza pari ad 1, ponendosi perciò nelle condizioni di equilibrio limite: eseguendo i calcoli con tale valore si ottengono i valori limite degli altri parametri utili per lo studio delle condizioni di instabilità. Si sono dovute effettuare diverse ipotesi; in base alle condizioni mostrate in figura 4, di quelle proposte ne sono state esaminate 3, precisamente la numero 2, 3 e 5.



La quarta condizione non è stata considerata in quanto rappresenta un livello di falda intermedio tra la condizione 3 e 5 (già oggetto di disamina), mentre la prima condizione è stata esclusa in quanto poco rappresentativa delle condizioni reali (la frana è avvenuta in conseguenza di piogge).

Inoltre, durante questa prima analisi non si può nemmeno supporre a priori che la condizione più simile a quella effettiva sia la n°5 in quanto, come si vedrà in seguito, considerare solo la situazione con terreno completamente saturo in cui il profilo della falda coincide con quello del pendio, si dimostrerà essere una condizione meno sfavorevole in termini di sicurezza ai fini dell'individuazione della superficie d'equilibrio limite.

Infatti se si ricava la suddetta superficie supponendo che il pendio si saturi completamente e che solo in caso di completa saturazione avvenga la rottura del pendio lungo tale superficie, verranno automaticamente escluse tutte le possibili variazioni di falda inferiori alla completa saturazione e pertanto anche tutte le possibili rotture per superamento dell'equilibrio limite che potrebbero invece avvenire anche sul pendio non completamente saturo.

Come già visto per la condizione drenata, utilizzando i grafici corrispondenti alle condizioni 2, 3 e 5 si ottengono i seguenti valori di coesione:

▪ condizione 2

$$\frac{tg \phi}{F} = \frac{tg 25^\circ}{1} = 0,47$$

e grazie al diagramma mostrato in figura 5 si ottiene:

$$\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot tg \phi} = 0,05$$

$$c = 0,05 \cdot \gamma \cdot H \cdot tg \phi = 0,05 \cdot 20 \cdot 57 \cdot tg 25^\circ = 27 kPa$$

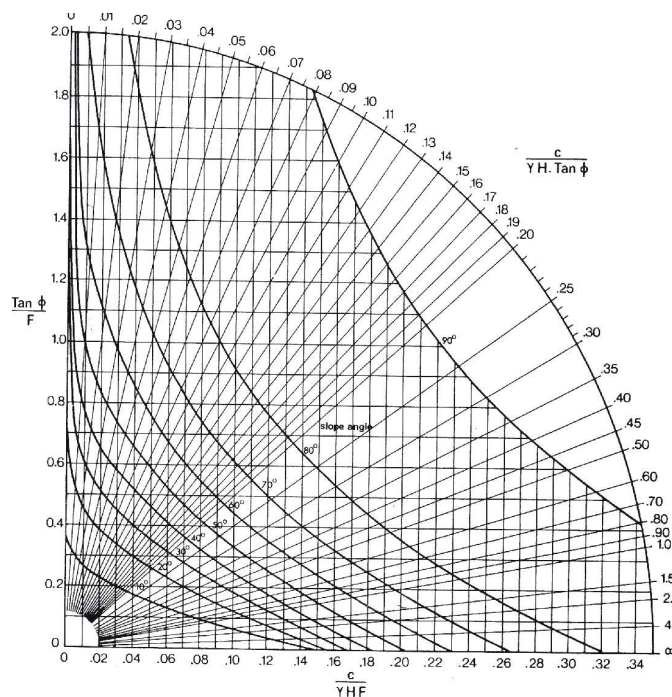


Figura 5
Diagramma di rottura circolare riferito alla condizione n°2.

▪ condizione 3

$$\frac{tg \varphi}{F} = \frac{tg 25^\circ}{1} = 0,47$$

ed entrando con tale valore nel diagramma corrispondente e mostrato in figura 6 si ha:

$$\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot tg \varphi} = 0,08$$

$$c = 0,08 \cdot \gamma \cdot H \cdot tg \varphi = 0,08 \cdot 20 \cdot 57 \cdot tg 25^\circ = 42 kPa$$

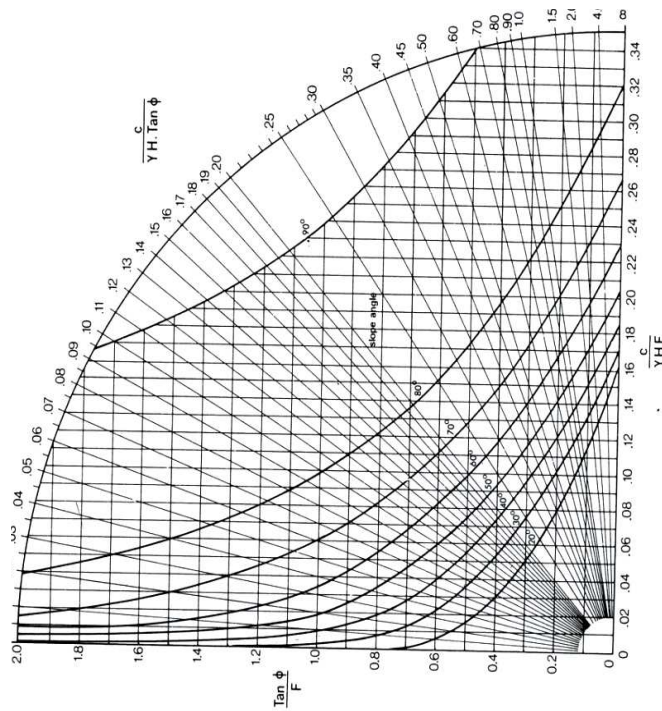


Figura 6
Diagramma di rottura circolare riferito alla condizione n°3.

▪ condizione 5

$$\frac{\tan \phi}{F} = \frac{\tan 25^\circ}{1} = 0,47$$

ed entrando con tale valore nel diagramma di figura 7 si ricava:

$$\frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \tan \phi} = 0,11$$

$$c = 0,11 \cdot \gamma \cdot H \cdot \tan \phi = 0,11 \cdot 20 \cdot 57 \cdot \tan 25^\circ = 58 \text{ kPa}$$

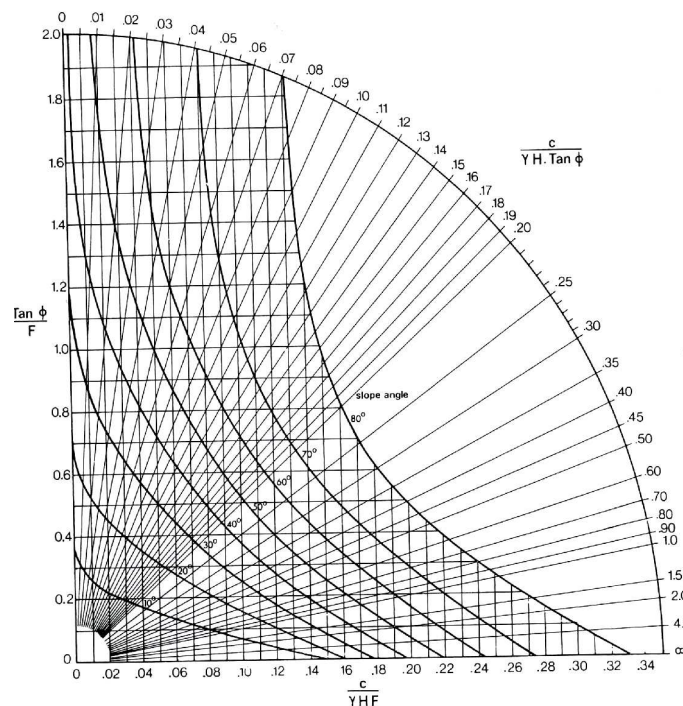


Figura 7
Diagramma di rottura circolare riferito alla condizione n°5.

Come si evince dai valori ottenuti, la situazione n°2 è quella che porta a coesione minore e pertanto rappresenta la condizione peggiore e più cautelativa tra quelle esaminate.

In base ai dati ottenuti dalla back analysis, si è analizzato il problema attraverso il software Slide 5.0. Quest'ultimo, a seguito dell'inserimento dei parametri geotecnici e geometrici relativi al pendio, evidenzia dei fasci di superfici di instabilità associandovi un fattore di sicurezza, ed in particolare segnala la superficie con FS minore tra tutte quelle individuate.

Eseguendo tale analisi sul pendio finora descritto, si sono ottenuti diversi fasci di superfici, dove quelle più instabili risultano essere molto profonde, condizione che non rispecchia la situazione reale se si fa riferimento al dissesto osservato in sito durante il sopralluogo.

La figura 8 mostra le superfici di instabilità individuate dal software, sottolineando la superficie avente il minor fattore di sicurezza.

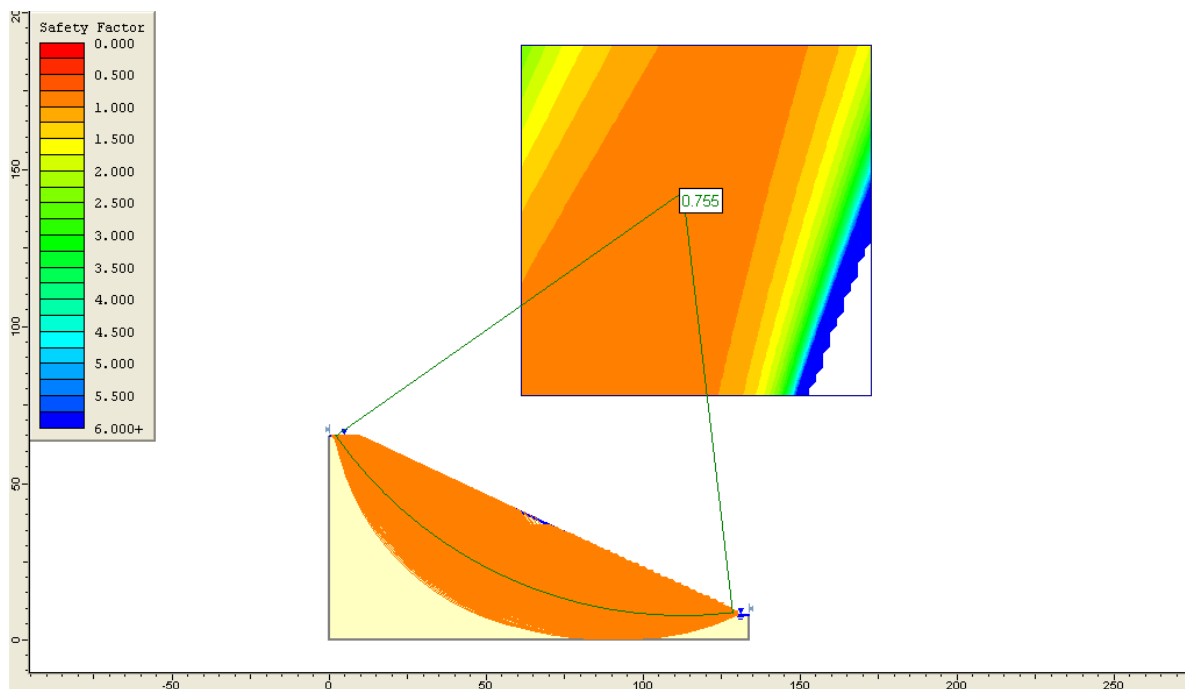


Figura 8
Elaborazione del pendio con H=57 m

Un ulteriore fattore a sostegno di questa tesi è che introducendo l'opera in progetto su tale modello, questa risulta troppo piccola, e dunque insufficiente a contrastare il volume di terreno instabile (figura 9). L'inadeguatezza della palificata è evidenziata anche dal FS illustrato: infatti l'aumento di quest'ultimo è minimo rispetto al caso mostrato in figura 9 ed anche la distribuzione delle superfici non sembra aver subito cambiamenti.

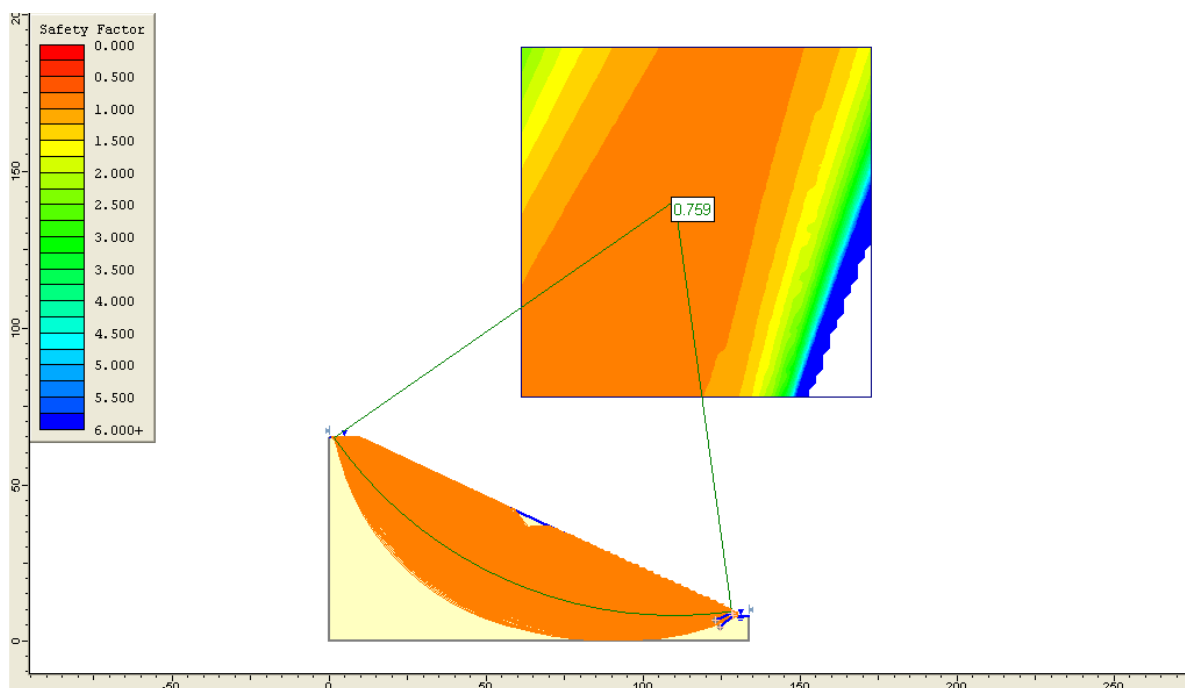


Figura 9
Inserimento dell'opera nel pendio con H=57 m

Si è quindi proseguito con lo studio diminuendo i valori dell'altezza del pendio e conseguentemente ripetendo le operazioni di back analysis al fine di individuare i valori di coesione corrispondenti ai nuovi dislivelli.

Ripetendo le operazioni di calcolo su Slide, i risultati ottenuti non si discostano di molto da quelli riferiti al caso del versante avente $H = 57$ m, ossia le superfici con $FS < 1$ coinvolgono ancora porzioni profonde di terreno (figura 10 e 11).

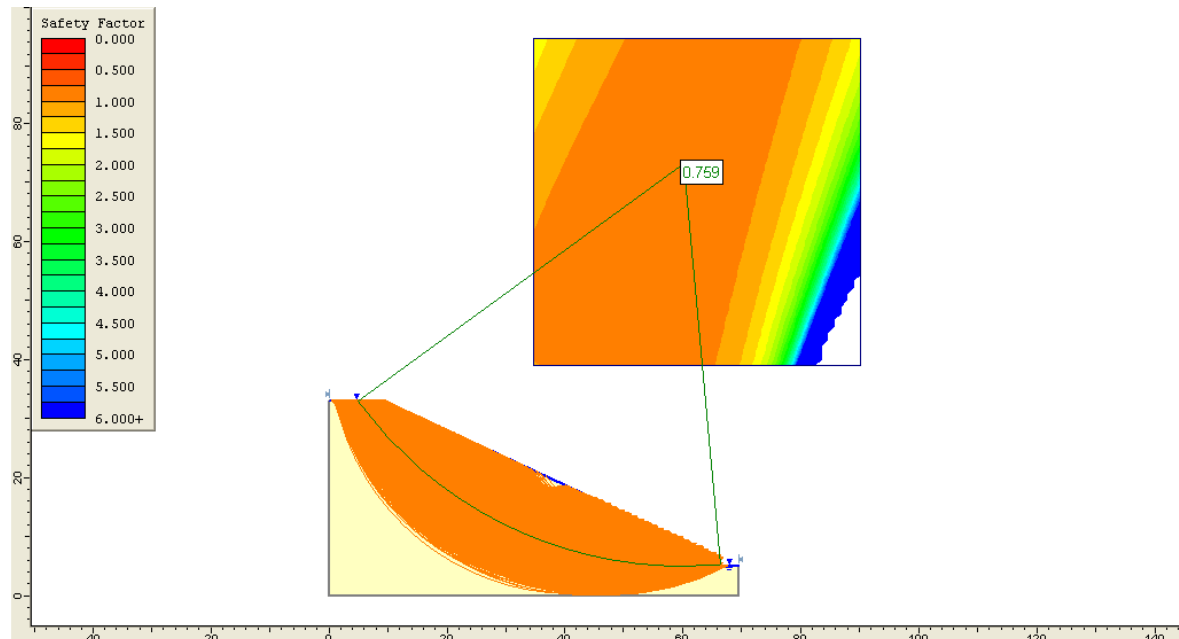


Figura 10
Elaborazione del pendio $H = 28$ m

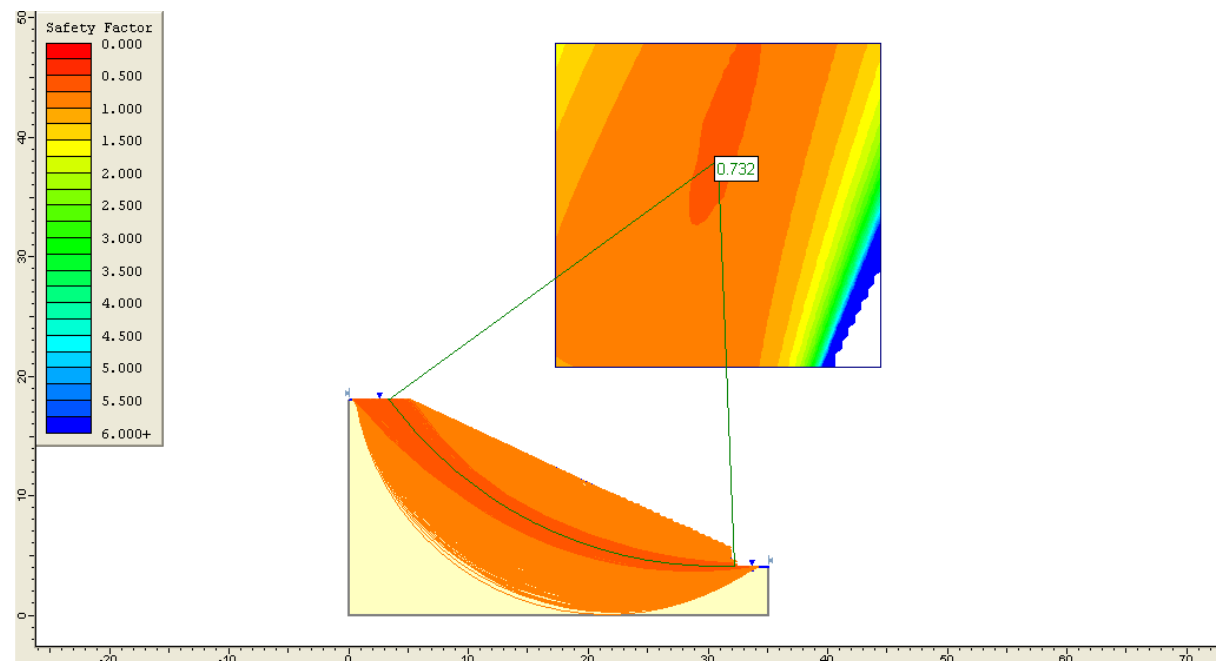


Figura 11
Elaborazione del pendio $H = 14$ m

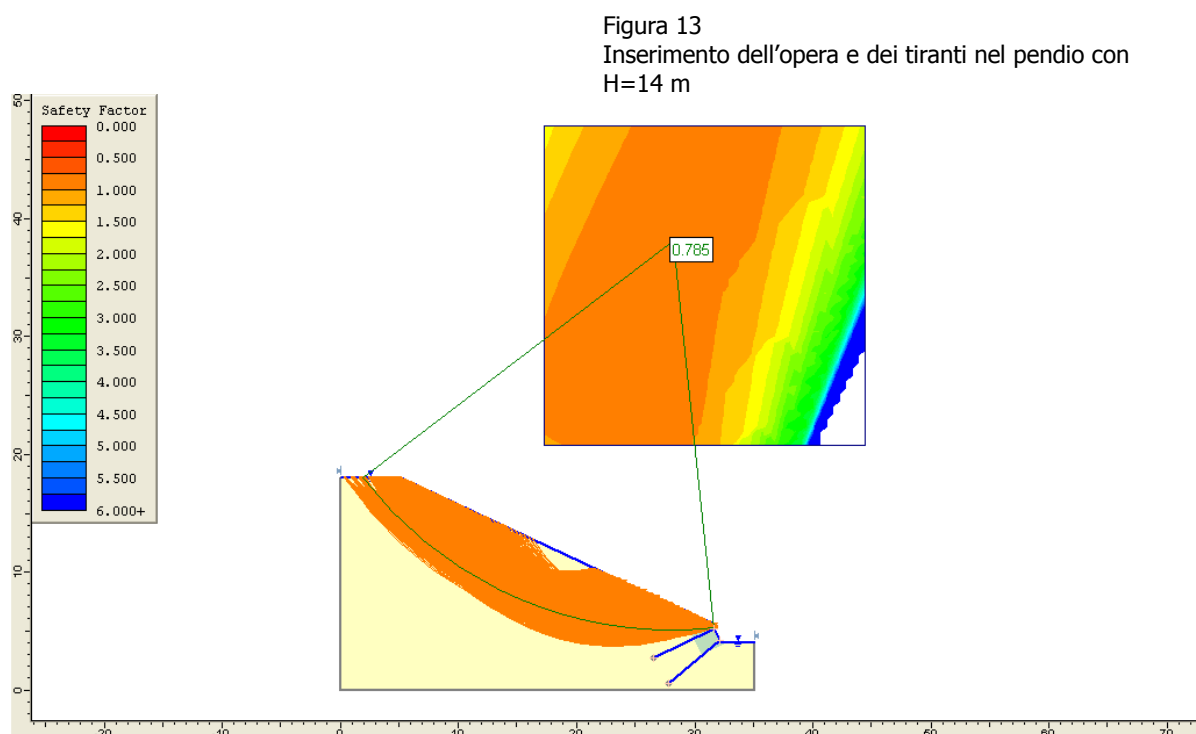
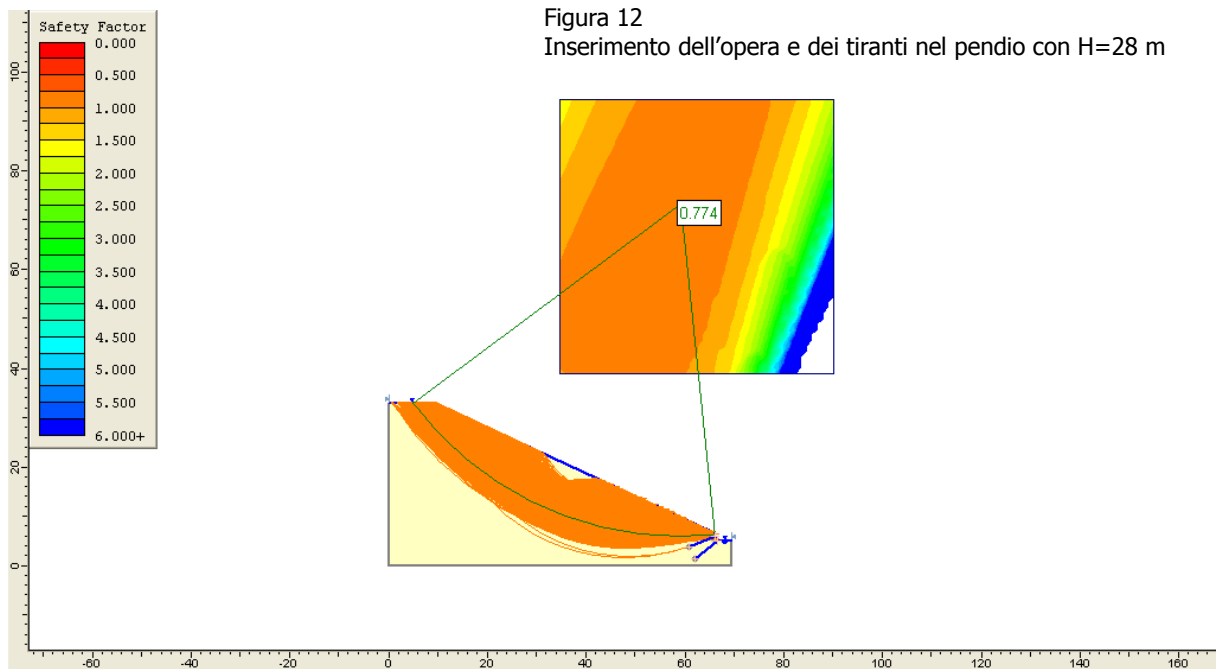
Visti i risultati ottenuti, prima di passare a definire un nuovo modello di pendio e/o delle nuove caratteristiche geologiche, si è deciso di ripetere le prove, inserendo nel modello di versante da analizzare la palificata singola e successivamente i tiranti previsti in progetto.

La palificata in esame viene schematizzata come un rettangolo di dimensioni pari a 1.75 m d'altezza per 1.50 di profondità a cui è stata assegnata bassa coesione e un alto valore d'angolo d'attrito pari a $\phi=50^\circ$.

Per quanto riguarda il peso specifico, invece, si è assunto un valore di 15 kN/m^3 , dedotto suddividendo l'opera in modo proporzionale ai volumi di materiali di cui è composta, ossia 60% terreno e 40% legno ed assegnandovi poi il relativo peso specifico.

Nel caso dei tiranti sono stati inseriti nel modello due elementi d'ancoraggio lunghi 6 m, aventi rispettivamente un'inclinazione di 30° rispetto all'orizzontale (il tirante superiore) e di 45° (quello inferiore), e assegnando loro un tiro crescente, partendo da un valore minimo di 100 kN.

Su tutte le tipologie di pendio esaminate finora, inserendo soltanto la palificata in legname, le condizioni di instabilità non migliorano, mentre inserendo anche i tiranti si possono notare cambiamenti positivi. Infatti come mostrano le figure 12 e 13, inserendo gli elementi d'ancoraggio l'instabilità diminuisce a tergo della palificata spostandosi sopra di essa.



Tali risultati, però, non sono ancora soddisfacenti in quanto l'instabilità ha nuovamente carattere profondo e coinvolge un'area troppo estesa se paragonata con lo smottamento avvenuto a Castagnole. Come preannunciato il dissesto presente in sito rappresenta l'unico dato certo a cui fare riferimento e che ben può testimoniare i possibili smottamenti a cui è soggetto il versante della frazione.

L'unico dato utile raggiunto dopo le numerose prove è che restringendo l'area d'interesse si ricava un volume instabile adeguato alle dimensioni dell'opera progettata, pertanto si è deciso di restringere nuovamente l'area d'interesse ad una porzione di pendio avente un dislivello di 5 m (altezza prossima a quella del dissesto avvenuto in sito).

Inoltre, visti i risultati inappropriati ottenuti sinora, si stabilisce di modificare alcune delle ipotesi fatte in precedenza. Invece della condizione n°2 mostrata in figura 4, si assume come esemplificativa della situazione reale la condizione n° 5, che rappresenta il caso del pendio completamente saturo in cui la linea di falda coincide con il profilo del versante.

Questa scelta non deriva dall'ipotesi che la falda (di cui non si conosce l'esatta posizione), sia in grado di innalzarsi tanto da saturare completamente il pendio, ma al fatto che si suppone esista un livello di falda superficiale, cioè una falda che coinvolga solo gli strati superficiali del terreno e che si formi soltanto a seguito di piogge e temporali, ossia eventi che possano apportare acqua agli strati superficiali saturandoli ed innescando così il fenomeno di fluidificazione a cui il pendio in esame è predisposto (viste le caratteristiche geologiche dei terreni di cui è costituito e che sono descritte nel terzo capitolo).

Pertanto, sulla base delle considerazioni appena fatte, attraverso il grafico mostrato in figura 8 relativo alla condizione di versante saturo e adottando nuovamente le ipotesi semplificative di $FS=1$ e $f=25^\circ$, si calcola nuovamente la coesione con un'altezza $H=5$ m ottenendo un valore pari a 4 kPa (già ridotto del fattore di sicurezza 1.25 imposto dal D.M. 14/01/2008).

Elaborando con il software *Slide* questo modello avente un'altezza complessiva di 9 m, un dislivello di 5m, coesione pari a 4 kPa e falda coincidente con il profilo del pendio, si ottengono delle instabilità meno profonde rispetto alle precedenti prove (figura 14), ove la superficie con FS minore raggiunge il valore di 0.682. Evidenziando inoltre una superficie che interessi l'intero dislivello, si ottiene un FS pari a 0.717. Se nel pendio esaminato si introduce l'opera in legname, le condizioni di instabilità non vengono modificate significativamente (figura 16); il FS minore individuato dal software vale 0.631, mentre il fattore di sicurezza relativo alle due superfici individuate in figura 14 valgono rispettivamente 0.721 e 0.755.

La stabilità migliora notevolmente se vengono inseriti nel modello due tiranti d'ancoraggio: basta assegnare a questi un tiro pari a 100 kN affinché l'instabilità scompaia totalmente sia a tergo che sotto la palificata (figura 16). Restano porzioni potenzialmente instabili a monte dell'opera, ma con fattori di sicurezza maggiori rispetto ai casi studiati precedentemente. A testimonianza di ciò, basta osservare in figura che le superfici individuate precedentemente non ricadono più nella zona instabile e soprattutto la curva con FS minore ha un valore pari a 1, mentre nei modelli esaminati inizialmente le superfici con fattore minore avevano tutti valori che non raggiungono l'unità.

Figura 14 Elaborazione del pendio con $H=5$ m

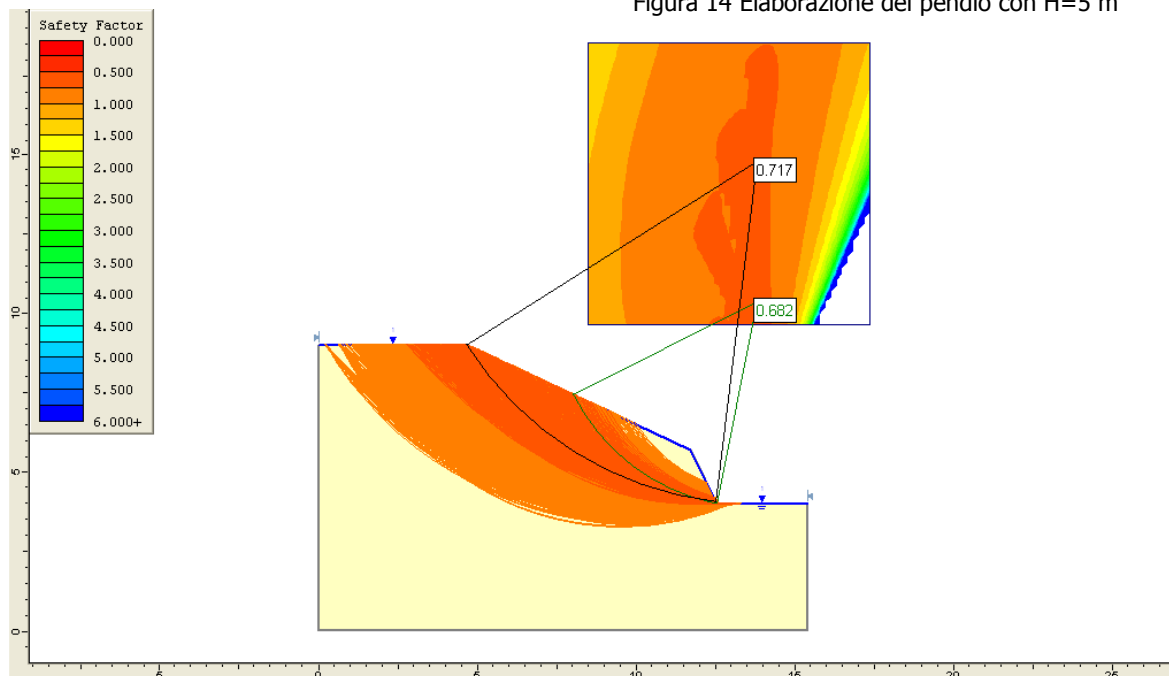


Figura 15 Inserimento dell'opera nel pendio con H=5 m

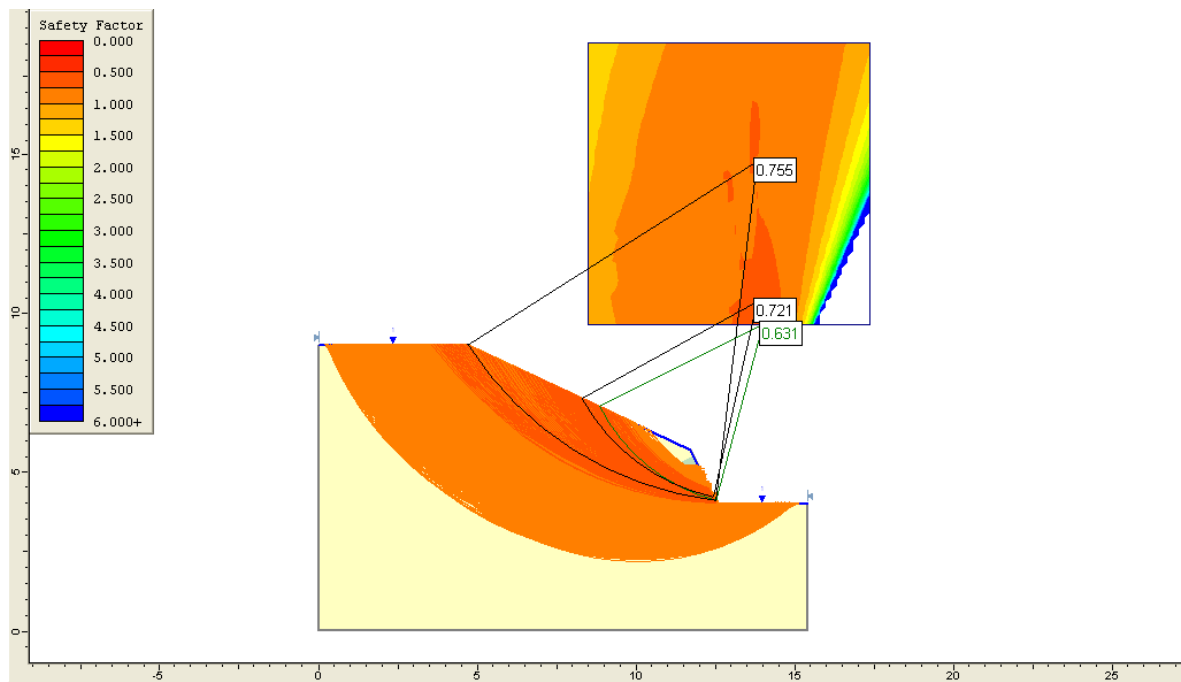
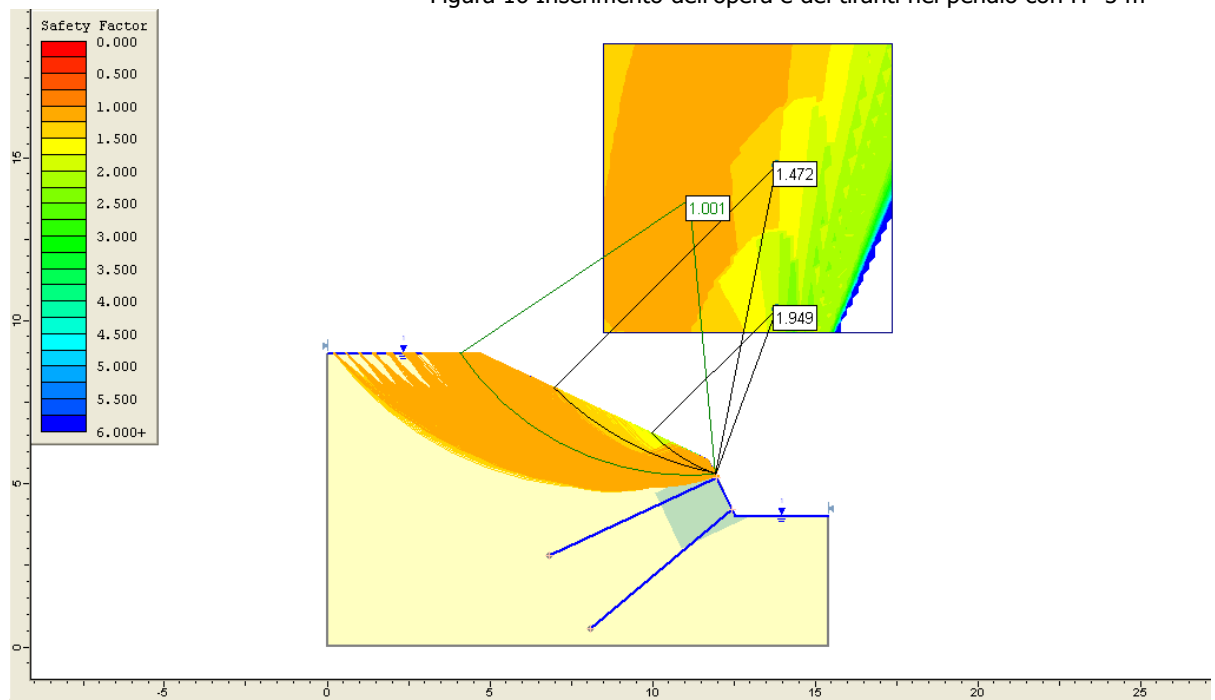


Figura 16 Inserimento dell'opera e dei tiranti nel pendio con H=5 m



Quest'ultimo modello, a differenza dei precedenti, è quello che rappresenta meglio la situazione reale in sito, pertanto si può affermare con maggiore sicurezza che la causa dei fenomeni franosi avvenuti lungo il versante di Castagnole è da imputare alla formazione di una falda superficiale che interessa gli strati di terreno più superficiali e "rimaneggiati" che presentano un basso valore di coesione. Infatti, come si evince dai calcoli effettuati ad ogni diminuzione di H del pendio diminuisce proporzionalmente anche la coesione c , ma non perché questa sia minore su piccola scala piuttosto che su grande scala, ma semplicemente perché assumendo un valore minore di H è come se si considerasse il pendio iniziale di 57 m non nella sua totalità ma solamente negli strati più superficiali. Si può quindi concludere che la palificata con tiranti è appropriata alla stabilizzazione di un possibile movimento franoso di dimensioni comparabili a quelle dello smottamento osservato.

4.2 PROGETTAZIONE E VERIFICA DEI TIRANTI

I risultati della back analysis dimostrano che inserendo due tiranti aventi lunghezza complessiva di 6 m, di cui gli ultimi 2.5 m destinati alla fondazione, e un'inclinazione rispetto all'orizzontale variabile tra i 30° dell'ancoraggio superiore e i 45° di quello inferiore, è sufficiente applicare ad ogni tirante un tiro da 100 kN al fine di porre in sicurezza un volume di terreno potenzialmente instabile per una larghezza pari a un metro di sviluppo. Ma vista la conformazione della palificata in progetto, che prevede due tiranti sovrapposti ogni 1.50 m d'interasse, è necessario aumentare il tiro fino a 150 kN, che costituirà il valore del tiro d'esercizio.

Per progettare l'elemento d'ancoraggio è possibile ricorrere a numerose metodologie, ma nel caso studio trattato si farà riferimento a quanto prescritto nell'articolo redatto da Bustamante e Doix, (1985) intitolato *"Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés"*.

In base a quanto stabilito in tale documento, dopo aver determinato per il tirante la direzione e il valore del tiro di servizio da applicare alla struttura a cui è ancorato, occorre dimensionare le differenti parti del tirante, in particolare:

- la sezione dell'armatura del tirante ;
- la lunghezza libera (L_L);
- la lunghezza del bulbo di ancoraggio (L_S).

Le diverse parti elencate sono indicate in figura 17

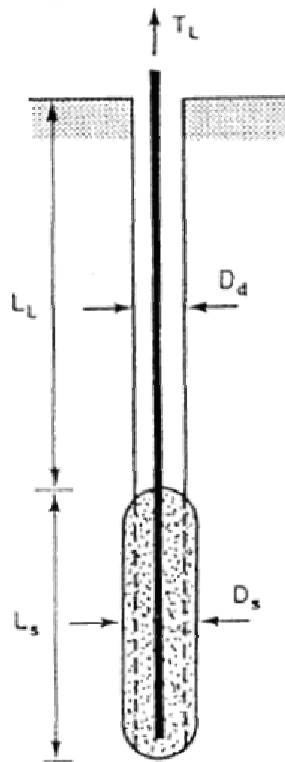


Figura 17
Rappresentazione schematica
di un tirante.

Calcolo dell'armatura del tirante

Tale dimensionamento viene fatto sulla base dell'analisi di stabilità. Nel caso in esame, infatti, occorre considerare il valore del tiro assegnato ai tiranti (150 kN per ogni elemento), in modo da progettare un'armatura in grado di sopportare gli sforzi a cui è soggetto il tirante.

Si utilizzano trefoli Ø 6/10" in acciaio liscio - ove ogni trefolo è a sua volta composto da sette fili Ø 5 mm - aventi una tensione di rottura effettiva di 250 kN e un valore di carico di trazione in esercizio pari a 150 kN (già ridotto del corrispondente fattore di sicurezza).

Pertanto sulla base delle caratteristiche appena elencate, basterebbe un solo trefolo per sopportare gli sforzi trasmessi, ma per ragioni di sicurezza si stabilisce di inserire 2 trefoli distribuendo equamente su di essi la forza agente.

Applicando inoltre i fattori di sicurezza imposti dalla normativa si ottiene:

$$\gamma_r \cdot T \leq T_{es} \quad \text{con } \gamma_r = \text{fattore di sicurezza (D.M. 14/01/2008 tabella 6.6.I)}$$

$$1.2 \cdot 150 < 150 \cdot 2$$

$$180 < 300 \text{ kN} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Calcolo della lunghezza libera

La lunghezza libera di un tirante è oggetto di una verifica che consiste nell'assicurare che tale ancoraggio attraversi il volume di materiale critico e si vada a fondare nel materiale stabile.

Tale verifica può essere eseguita graficamente a seguito della definizione della superficie di scivolamento: poichè la fondazione del tirante dovrà inserirsi nel terreno più stabile posto oltre tale superficie, è possibile determinare di conseguenza la lunghezza libera necessaria affinché tale criterio sia rispettato.

Nel caso in esame, mediante lo studio della stabilità globale, si è constatato che la lunghezza libera progettata pari a 4.5 m rispetta tale condizione.

Calcolo della lunghezza del bulbo d'ancoraggio

Affinchè il tirante sia in grado di trasmettere correttamente gli sforzi al terreno circostante, occorre che non si verifichino due tipi di rotture:

- lo sfilamento dell'armatura dalla malta cementizia;
- lo sfilamento della fondazione dal terreno.

Nel primo caso, usualmente non si procede a verifica, in quanto le miscele cementizie usualmente adottate per l'esecuzione del bulbo offrono una resistenza al contatto con l'acciaio intorno ai 2 MPa, incrementata dalla scabrezza dei fili e dalle eventuali barre ad aderenza migliorata.

Per quanto concerne lo sfilamento della fondazione dal terreno, invece, il metodo utilizzato tiene conto dei meccanismi di mobilitazione degli sforzi lungo il bulbo d'ancoraggio e del meccanismo di rottura, stabilendo che lo "scalzamento" di una fondazione iniettata è causato dalla comparsa a contatto con il bulbo di una superficie di scivolamento sulla quale l'attrito laterale si attiene attorno ai suoi valori limite.

Partendo da tali considerazioni, nel caso studio trattato, si è deciso di utilizzare le formule elencate nell'articolo esaminato, al fine di verificare le dimensioni del tirante precedentemente dimensionato durante la back analysis.

Ricorrendo alla formula

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s$$

con:

T_L : tiro resistente

D_s : diametro medio del bulbo d'ancoraggio

L_s : lunghezza del bulbo d'ancoraggio

q_s : resistenza attrattiva lungo la superficie laterale del bulbo

è possibile calcolare il tiro che provoca lo sfilamento della fondazione del tirante dal terreno e confrontare quest'ultimo con il tiro sollecitante T .

Il dimensionamento del bulbo risulta verificato qualora $T_L > T$

Il valore di D_s dipende in primo luogo dal diametro del foro D_d ma anche dalla natura del suolo e dal metodo di iniezione del bulbo di fondazione: IRS per iniezioni ripetitive e selettive e IGU per iniezioni globali ed unica. Il diametro medio del bulbo d'ancoraggio viene definito tramite la relazione: $D_s = \alpha \cdot D_d$, introducendo un coefficiente maggiorativo a i cui valori sono forniti dalle tabelle mostrate in figura 18.

| SOLS | Coefficient α | | Quantité minimale de coulis conseillée V_i |
|-----------------------------|----------------------|-----------|---|
| | IRS* | IGU** | |
| Grave | 1,8 | 1,3 à 1,4 | 1,5 V_s |
| Grave sableuse | 1,6 à 1,8 | 1,2 à 1,4 | 1,5 V_s |
| Sable graveleux | 1,5 à 1,6 | 1,2 à 1,3 | 1,5 V_s |
| Sable grossier | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable moyen | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable fin | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | 1,5 V_s |
| Sable limoneux | 1,4 à 1,5 | 1,1 à 1,2 | $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_s \text{ pour IRS} \\ 1,5 \text{ } V_s \text{ pour IGU} \end{array} \right.$ |
| Limon | 1,4 à 1,6 | 1,1 à 1,2 | $\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ } V_s \text{ pour IRS} \\ 1,5 \text{ } V_s \text{ pour IGU} \end{array} \right.$ |
| Argile | 1,8 à 2 | 1,2 | $\left\{ \begin{array}{l} 2,5 \text{ à } 3 \text{ } V_s \text{ pour IRS} \\ 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_s \text{ pour IGU} \end{array} \right.$ |
| Marne | 1,8 | 1,1 à 1,2 | 1,5 à 2 V_s pour couche compacte |
| Marno-calcaire | 1,8 | 1,1 à 1,2 | |
| Craie altérée ou fragmentée | 1,8 | 1,1 à 1,2 | 2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée |
| Rocher altéré ou fragmenté | 1,2 | 1,1 | 1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée |

V_s : volume du bulbe de scellement.
 IRS: injection répétitive et sélective.
 IGU: injection globale en presse unifiée.

* : avec $p_i \geq p_f$
 ** : avec $0,5 p_f < p_i < p_f$

Figura 18 - Tabella coefficiente α .

In modo analogo anche il termine q_s è funzione della natura e consistenza del terreno e del metodo d'iniezione scelto per realizzare il tirante ed è ricavabile tramite i diagrammi mostrati nelle figure 20, 21, 22 e 23, di cui la tabella nell'immagine 19 ne indica le modalità di lettura.

| SOLS | Mode d'injection | |
|--|------------------|------------|
| | IRS* | IGU** |
| Grave Grave sableuse Sable graveleux Sable grossier Sable moyen Sable fin Sable limoneux | SG.1 | SG.2 |
| Limon Argile | AL.1 | AL.2 |
| Marne Marno-calcaire Craie altérée ou fragmentée | MC.1 | MC.2 |
| Rocher altéré ou fragmenté | \geq R.1 | \geq R.2 |

* : avec $p_i \geq p_f$ ** : avec $0,5 p_f < p_i < p_f$

Figura 19 - Tabella per la scelta del diagramma di calcolo di q_s .

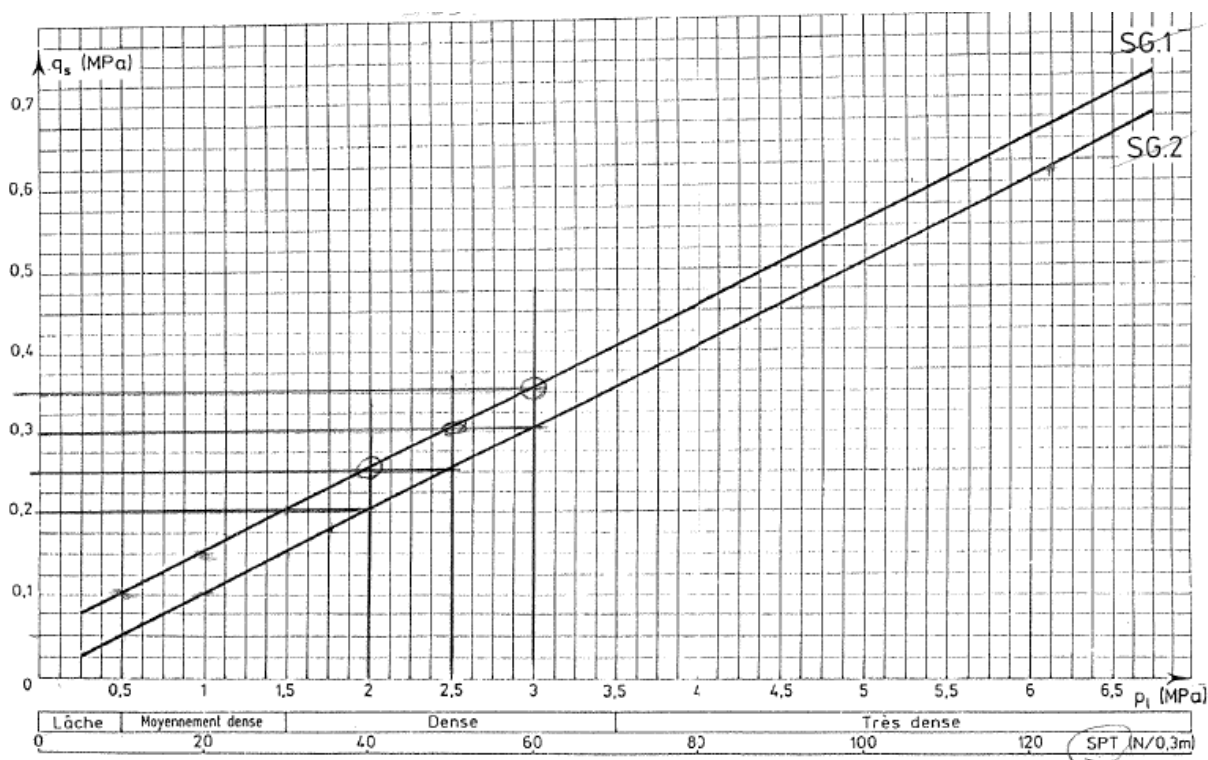


Figura 20 - Diagramma per il calcolo di q_s per le sabbie e le ghiaie

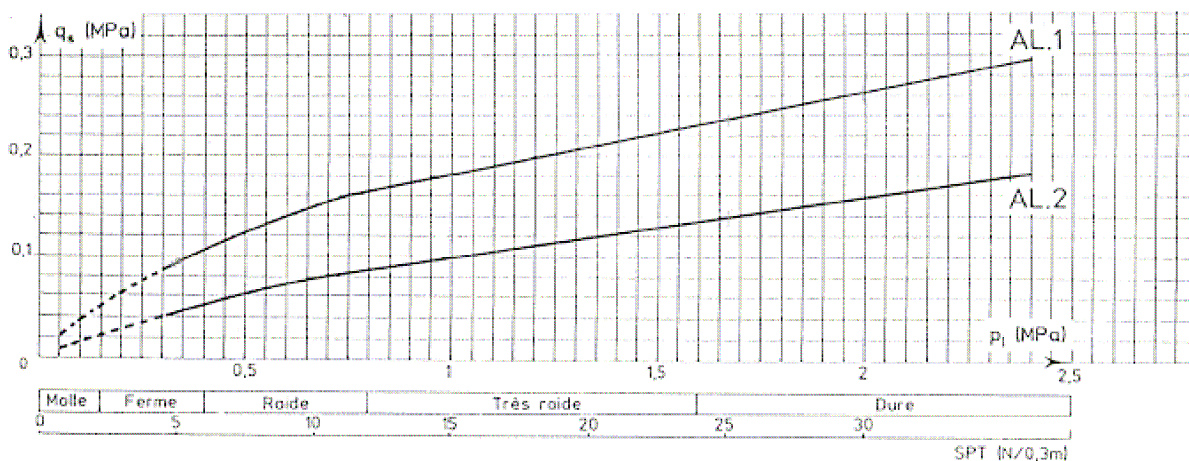


Figura 21 - Diagramma per il calcolo di q_s per le argille e i limi

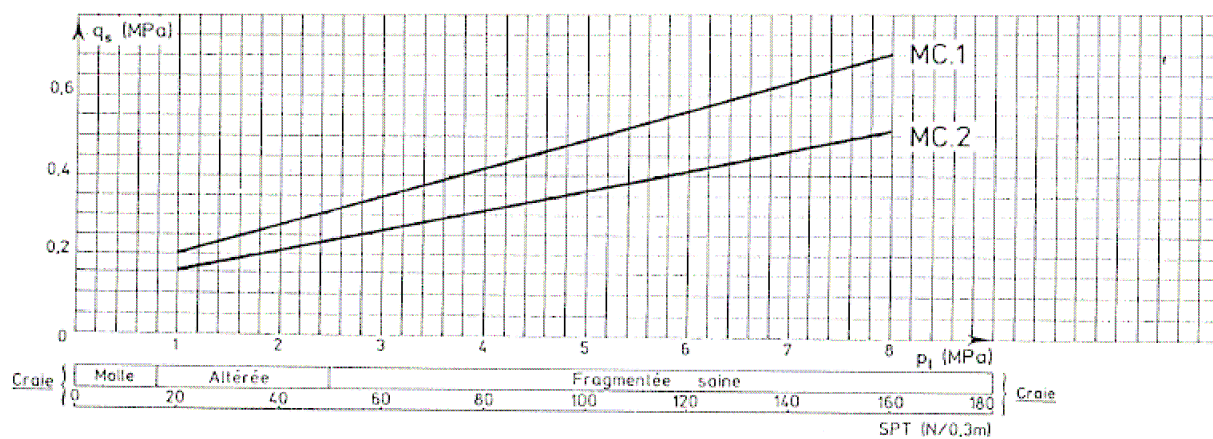


Figura 22 - Diagramma per il calcolo di q_s per i gessi e le marne

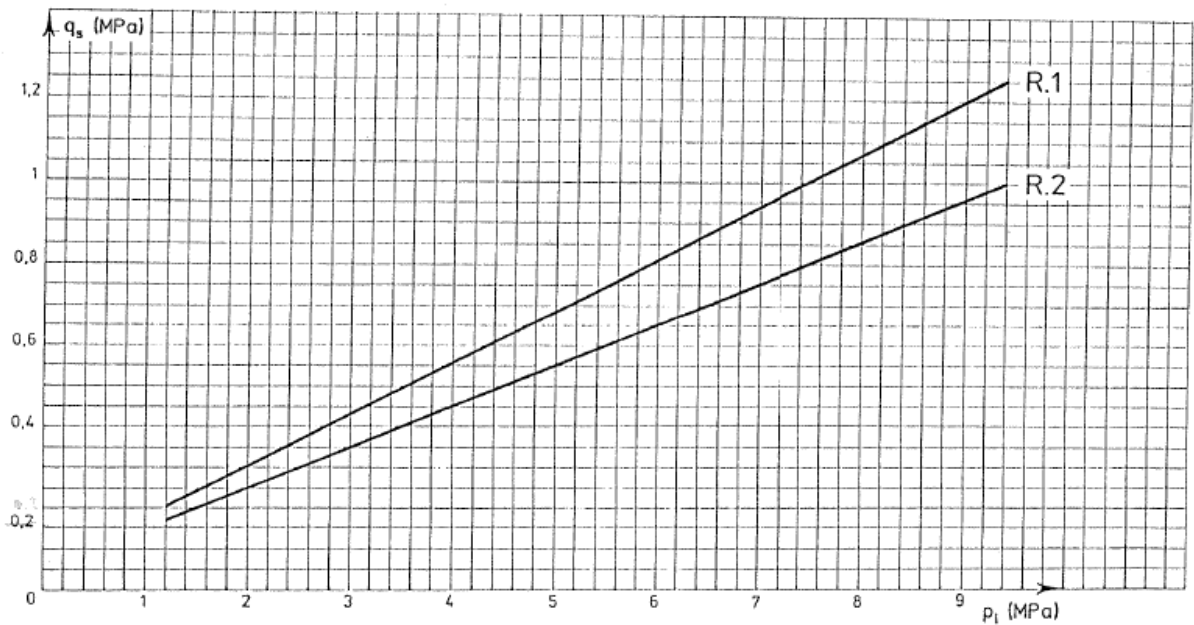


Figura 23 - Diagramma per il calcolo di q_s per le rocce alterate e frammentate

Esaminando il caso dei tiranti progettati per la palificata in oggetto, si hanno i seguenti valori:

$$D_s = \alpha \cdot D_d = 1.2 \cdot 0.15 = 0.15 \quad m \quad (\text{in cui } D_d \text{ rappresenta il diametro del foro di perforazione})$$

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s = \pi \cdot 0.15 \cdot 1.2 \cdot 2.5 \cdot 0.18 = 254 \quad kN$$

La verifica allo sfilamento del bulbo è data da:

$$T_L > T$$

e applicando i fattori di sicurezza nel rispetto della normativa vigente si ottiene:

$$\frac{T_L}{\gamma_r} > T \cdot \gamma_r \quad \text{con } \gamma_r = \text{fattore di sicurezza (D.M. 14/01/2008, tabella 6.6.I)}$$

$$\text{cioè} \quad \frac{254}{1.2} > 150 \cdot 1.2 \quad \square \quad 212 kN > 180 kN \quad \text{verificata}$$

4.3 VERIFICHE ESTERNE ED INTERNE

Progettato e verificato il tirante necessario da accoppiare alle palificate di sostegno singola, occorre procedere con due tipologie di verifica:

- esterna;
- interna.

La prima tipologia consiste nel verificare che l'opera in questione resista alle sollecitazioni esterne, quali gli sforzi trasmessi alle terre a tergo e dai carichi esterni, senza subire spostamenti lungo il piano di posa o rotazioni attorno ad un punto predefinito.

La verifica interna, invece, ha il compito di verificare che gli elementi che compongono la palificata siano in grado di sopportare le forze ad essi applicate senza giungere a rottura.

Esaminiamo le due verifiche separatamente.

Verifica esterna

Nel caso in esame tale verifica è stata ricompresa nella verifica a stabilità globale effettuata sul pendio.

Verifica interna

Questo tipo di verifica ha il compito di valutare se il legno utilizzato per la costruzione della palificata singola sia in grado di resistere agli sforzi causati dal tiro dei tiranti.

In particolare verranno presi in considerazione i correnti, essendo gli elementi maggiormente soggetti a tali sforzi, esaminando un'area d'influenza stimata con un'altezza di 0.5 m e una lunghezza di 1.50 m (ossia pari all'interasse dei traversi e dei tiranti).

Per far ciò si è ipotizzato di sommare l'azione dei due tiranti in un unico elemento posto in mezzeria del profilato a cui sono ancorati i tiranti stessi.

La figura 24 mostra la porzione di palificata presa in considerazione per il calcolo della porzione di forza trasmessa dai tiranti al corrente esaminato.

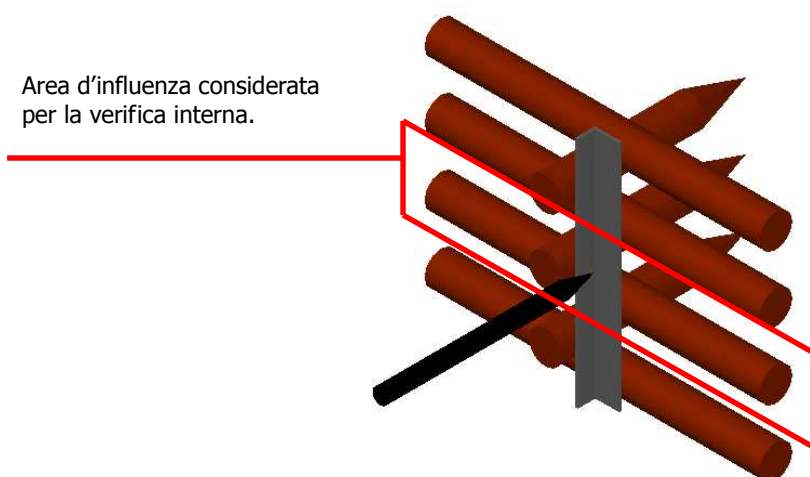


Figura 24 - Porzione di palificata esaminata per il calcolo dell'azione dei tiranti sul corrente studiato.

Quanto descritto si può tradurre numericamente nel seguente modo:

$$q = \frac{2T}{l} = \frac{300}{1.55} = 193.55 \quad \frac{kN}{m}$$

$$193.55 : 1.55 = x : 0.50 \quad x = 62.44 \quad \frac{kN}{m}$$

ottenendo una forza sul corrente pari a:

$$F = q \cdot l = 62.44 \cdot 0.5 = 31.22 \quad kN$$

ed un momento di:

$$M = \frac{1}{4} \cdot F \cdot l = 4 \cdot 31.22 \cdot 1.5 = 11.71 \quad kN \cdot m$$

Infine confrontando la flessione agente sul traverso con la resistenza a flessione del legno di larice pari a 130 daN/cm² si nota:

$$W = \frac{I}{a} = \frac{\frac{\pi \cdot R^4}{4}}{R} = \frac{\pi \cdot 0.125^4}{4 \cdot 0.125} = 0.0015$$

$$\vartheta = \frac{M}{W} = \frac{11.71}{0.0015} = 7.60 \quad MPa \longrightarrow 76 \quad \frac{daN}{cm^2}$$

$$76 < 130 \quad \frac{daN}{cm^2} \quad \text{verifica soddisfatta.}$$