

REGIONE CALABRIA

COMUNE DI TARSIA

Provincia di COSENZA

PROGETTO ESECUTIVO

**INTERVENTI URGENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE
AREE IN FRANA A RIDOSSO DEL CENTRO ABITATO**

TAV. N°13

RELAZIONI SPECIALISTICHE:

(dimensionamento del sistema di consolidamento corticale
e delle strutture di contenimento monoancoraggio
in acciaio, calcolo della condotta acque meteoriche)

Progettista

ing. Giuseppe Infusini



RELAZIONI SPECIALISTICHE

(dimensionamento del sistema di consolidamento corticale e delle strutture di contenimento monoancoraggio in acciaio, calcolo della condotta acque meteoriche)

Premessa

Come già specificato nella Relazione Tecnica Illustrativa (Tav. N°1) e nella Relazione d’Impatto Ambientale (Tav. N°12) gli interventi di cui all’allegato progetto prevedono sostanzialmente le seguenti tipologie di intervento:

- INTERVENTO TIPO “A”: consolidamento attivo con sistemi di reti ad alta tecnologia ed ancoraggi in barre d’acciaio;
- INTERVENTO TIPO “B”: consolidatori monoancoraggio con tiranti profondi;
- INTERVENTO TIPO “C”: canalizzazione delle acque a monte delle aree di intervento.

In particolare, come è stato già illustrato negli altri elaborati, allo stato attuale le zone oggetto di intervento (Area N°3 e 4), sono interessate da un preoccupante movimento franoso che, se non bloccato tempestivamente, potrebbe interessare parte dell’abitato del centro storico. In particolare il fronte del versante sud-ovest e sud-est è stato recentemente interessato da fenomeni franosi e di sprofondamenti, in un’area caratterizzata da cavità naturali, con pericoloso interessamento di fabbricati soprastanti posti a breve distanza. Il fenomeno è in evoluzione per la mancata regimentazione delle acque piovane e per l’assenza di protezione naturale del fronte in erosione.

A- STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE (INTERVENTO TIPO “A”)

<u>1</u>	<u>INTRODUZIONE SULLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PENDII</u>	1
<u>2</u>	<u>FUNZIONAMENTO SISTEMA DEL TIPO TUTOR</u>	2
<u>3</u>	<u>MODELLO PUNTUALE E CALCOLO PRESSIONE RESISTENTE DEL SISTEMA RETE /PIASTRA</u>	5
<u>4</u>	<u>MODELLO UNIDIREZIONALE</u>	7
<u>5</u>	<u>CALCOLO PRESSIONE RESISTENTE DEL SISTEMA RETE/FUNE/PIASTRA NEL MODELLO UNIDIREZIONALE</u>	8
<u>6</u>	<u>DIMENSIONAMENTO SISTEMA DEL TIPO TUTOR</u>	11
<u>6.1</u>	<u>CALCOLO SPINTA TOTALE TERRENO</u>	11
<u>6.2</u>	<u>SCELTA DEL TIPO DI RETE TIPO 3STUTOR</u>	13
<u>6.3</u>	<u>DIMENSIONAMENTO RETE TIPO 3STUTOR PLUS</u>	13
<u>7</u>	<u>PARAMETRI GEOTECNICI E GEOMETRICI UTILIZZATI</u>	15
<u>8</u>	<u>OUTPUT DI CALCOLO</u>	16
<u>9</u>	<u>RIASSUNTO CARATTERISTICHE SISTEMA DI STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE</u>	19

CONSOLIDAMENTO CORTICALE

1. INTRODUZIONE SULLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PENDII

Quando si progetta la stabilizzazione di una scarpata che sia in terra o roccia o roccia mista a terra è necessario eseguire diverse verifiche di stabilità. In particolare:

1. **verifica di stabilità globale**, intesa come ricerca delle superfici critiche di scivolamento profonde: scorrimento probabile di uno strato di terreno, o roccia alterata, su un substrato ritenuto stabile; (superficie colore blu)
2. **verifica di stabilità superficiale/interna**, intesa come ricerca delle superfici critiche di scivolamento superficiali attraverso tutti o parte degli ancoraggi; (superficie colore verde)
3. **verifica di stabilità locale**, intesa come ricerca delle superfici critiche di scivolamento tra i vari ancoraggi in prossimità della superficie. (superficie freccia rossa)

Tali meccanismi di rottura sono riportati in Figura 1.

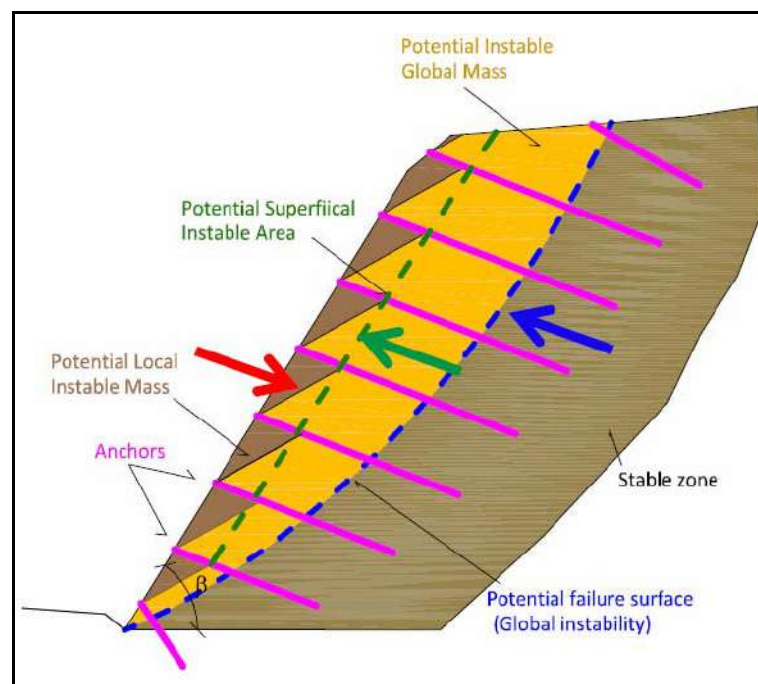


Figura 1 - Meccanismi di rottura (freccia blu: instabilità globale; freccia verde: instabilità superficiale; freccia rossa: instabilità locale)

Negli interventi di consolidamento delle scarpate in terra/roccia la stabilità globale va affrontata con interventi profondi quali chiodature, mentre ove è necessario stabilizzare il volume di terreno che si trova tra gli ancoraggi si utilizzano sistemi di consolidamento superficiale (reti a doppia torsione, pannelli in fune, reti ad anelli, funi di rinforzo reti in acciaio a semplice torsione etc.) in grado di trattenere il volume di terreno instabile trasferendo agli ancoraggi gli stati tensionali assorbiti. Nel caso dei rinforzi corticali le problematiche 1 e 2 vengono date già per risolte o non presenti. Quelle che ci interessano sono le argomentazioni legate a instabilità locali.

Quanto proposto nel progetto definitivo è il sistema di consolidamento del tipo 3STutor®Plus, ideato e testato dalla società spagnola 3S Geotech (3S Geotecnia y Tecnología, S.L.), in collaborazione con l'Università di Cantabria (Spagna).

2. FUNZIONAMENTO SISTEMA TIPO TUTOR

Il 3STutor®Plus è un sistema-tipo di stabilizzazione e consolidamento di scarpate formato da una rete a semplice torsione ad alta resistenza e bassa deformazione strutturale realizzata con acciaio di grado $\sigma = 900 \text{ N/mm}^2$. Tale rete è completata da una serie di accessori (piastre, funi, ect) che ne fanno un sistema completo e prestante sotto il punto di vista sia tecnico che di vita utile. La rete svolge la funzione di equilibrare la superficie instabile di terreno nell'area compresa all'interno della griglia di ancoraggi, trasmettendole con basse deformazioni gli stati tensionali alle piastre e quindi agli ancoraggi stessi (fig. 2).

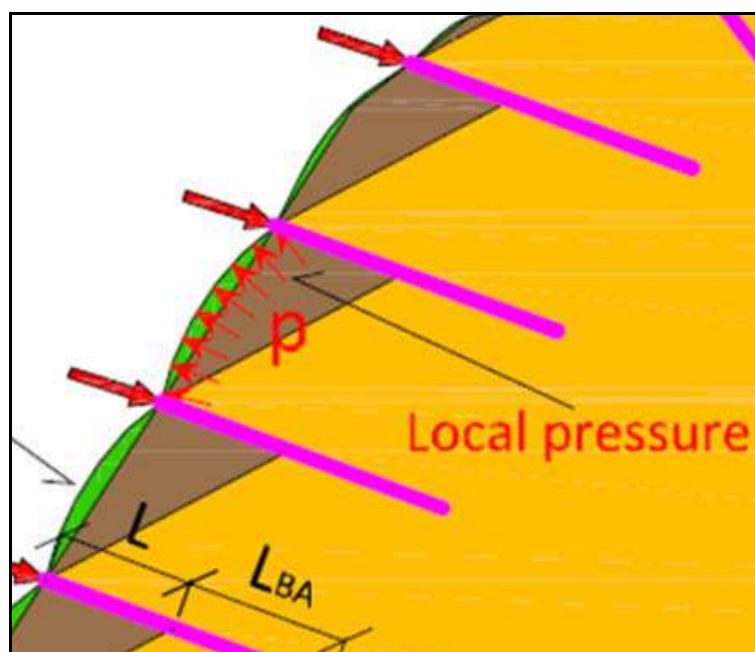


Figura 2 – Equilibrio dell'instabilità locale

Gli ancoraggi saranno distanziati orizzontalmente di una larghezza S_x e verticalmente di un valore S_y (inteso come distanza tra le varie linee di ancoraggi) disposti a quinconce, come mostrato in Figura 3.

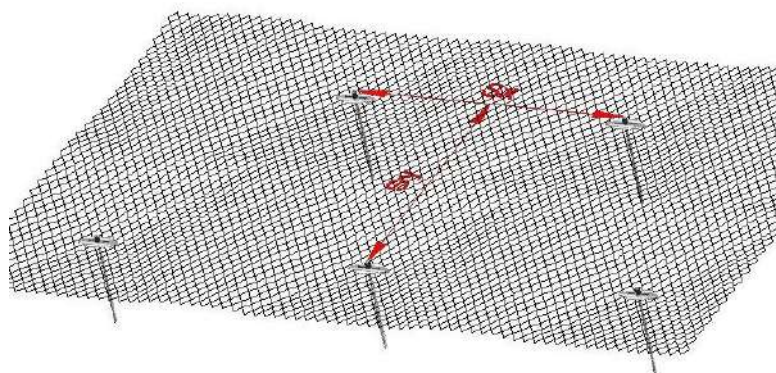


Figura 3 – Griglia di ancoraggio

Il sistema può funzionare secondo due modelli fisico-teorici che utilizzano il concetto di membrana flessibile:

1. modello puntuale;
2. modello unidirezionale.

Nel caso di **connessione puntuale** la rete funziona in accoppiamento solo alle piastre e non vengono utilizzate strutture integrative di rinforzo quali funi all'interno dell'area di intervento.

Il volume di terreno instabile che ne risulta è quello che si può definire nella figura 4.

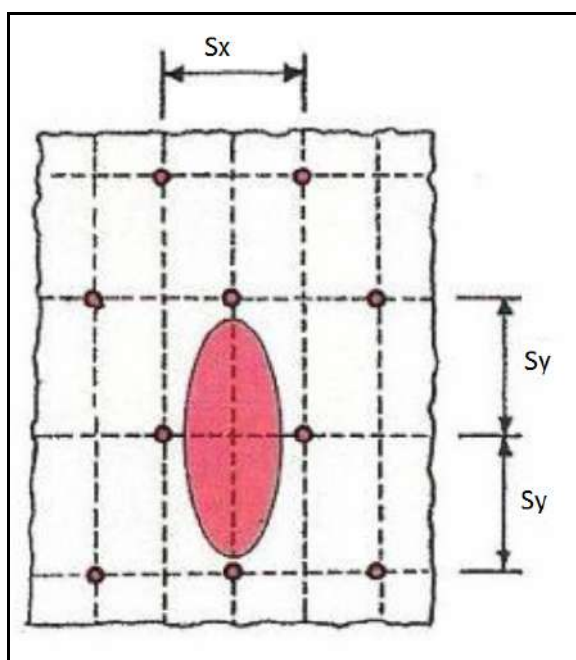


Figura 4 – Area da stabilizzare nel caso di rinforzo puntuale

Nel caso invece di sistema unidirezionale, lungo gli ancoraggi, vengono inserite orizzontalmente delle funi integrative, che vanno a consolidare e rinforzare diminuendo la zona instabile. A seguito di questa posa in opera, il sistema lavorerà secondo le linee verticali di tensione e quindi sfruttando la resistenza a trazione della rete.

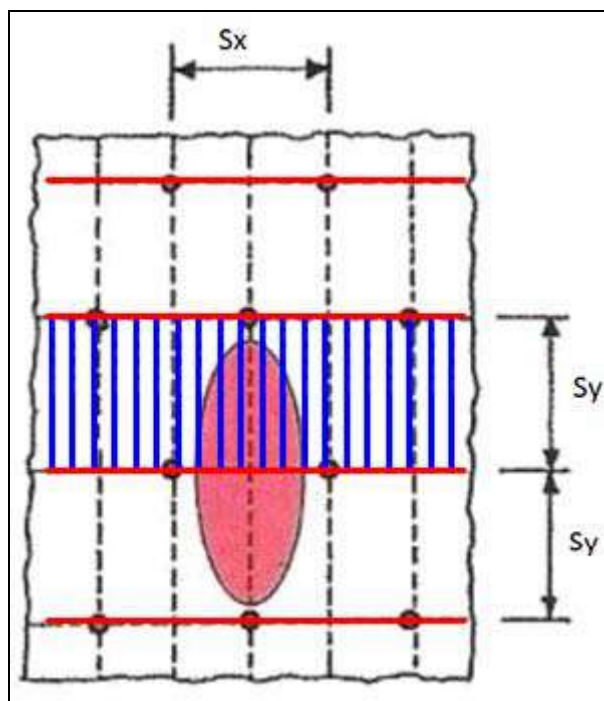


Figura 5 – Area da stabilizzare nel caso di rinforzo con modello unidirezionale.

3. MODELLO PUNTUALE E CALCOLO PRESSIONE RESISTENTE DEL SISTEMA RETE /PIASTRA

Nel modello puntuale la sollecitazione generata sulla rete dalla spinta del terreno viene trasmessa direttamente sulla testa degli ancoraggi e si concentra sull'interfaccia piastra-rete, sollecitando la stessa a punzonamento (Figura 6).

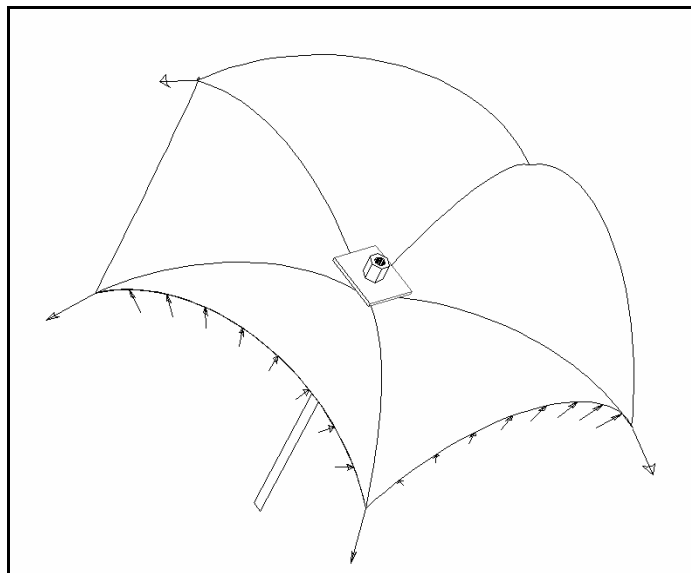


Figura 6 – Schema modello puntuale

La pressione che il sistema flessibile è in grado di opporre alla spinta del terreno sarà quindi determinata dal rapporto tra la resistenza a punzonamento della rete scelta e la superficie di competenza sulla quale l'ancoraggio agisce ed è pari a:

$$p = \frac{T_P \cdot k_{MIN}}{S_x \cdot S_y} \quad (\text{eq. 1})$$

dove:

T_P : resistenza a punzonamento del sistema rete piastra.

k_{MIN} : coefficiente di riduzione della resistenza a punzonamento = 0,6

$S_x \cdot S_y$: griglia di ancoraggio = area di influenza dell'ancoraggio (vedi fig. 4)

La resistenza a punzonamento T_P ricavata da prove di laboratorio per le membrane disponibili per il sistema puntuale è riportata nella tabella seguente.

Tabella 1 – Resistenza a punzonamento delle reti disponibili per il sistema puntuale

Tipo di rete	3S Tutor	Resistenza a punzonamento, [kN/m]
100/3,4		55
100/4,0		70
100/4,5		100

4. MODELLO UNIDIREZIONALE

Nel modello continuo unidirezionale la membrana trasferisce la trazione generata sulle linee orizzontali identificate dalle rette su cui sono allineati gli ancoraggi (vedi fig. 5).

Lungo tali linee orizzontali vengono applicate una o due funi integrative, al fine di creare il vincolo di scarico delle tensioni del terreno ogni S_y : nel caso venga posta in opera una fune di rinforzo orizzontale per ogni linea di posizionamento degli ancoraggi (linee in rosso in Figura 5) il sistema viene denominato "leggermente rinforzato", nel caso vengano poste in opera due funi di rinforzo il sistema viene denominato "rinforzato".

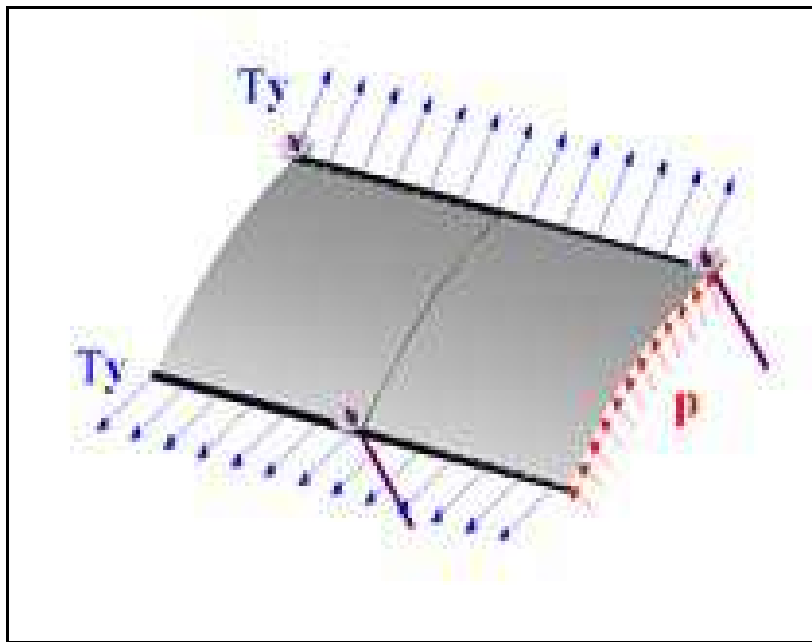


Figura 7 – Schema modello unidirezionale

5. CALCOLO PRESSIONE RESISTENTE DEL SISTEMA RETE/FUNE/PIASTRA NEL MODELLO UNIDIREZIONALE

Sollecitata dalla pressione (p) che il terreno esercita sulla rete (membrana) questa si deformerà acquisendo una curvatura ($1/R$) che dipenderà dalle caratteristiche deformative della rete stessa (μ_{xy} e μ_{yx}), generando una reazione della rete (σ_y) pari a:

$$\sigma_y = p \cdot \quad (\text{eq. 2})$$

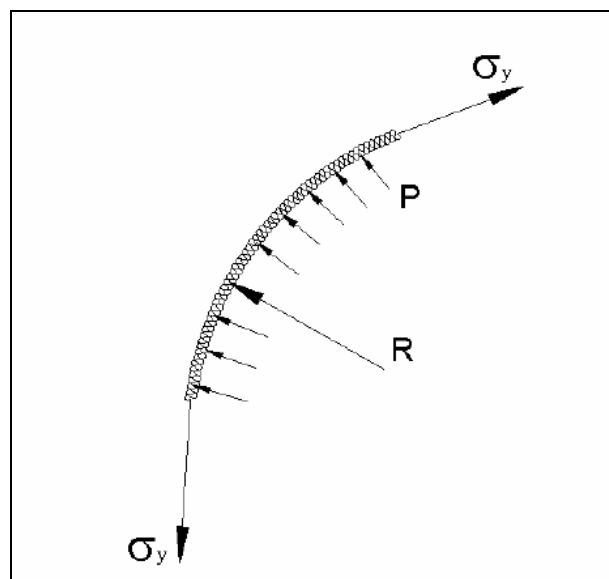


Figura 8 – Schema di forze agenti nel modello unidirezionale

Dall'eq. 2 si ricava il valore di p :

$$p = \frac{\sigma_y}{R} \quad (\text{eq. 3})$$

dove:

σ_y : sforzo di trazione generato sulla rete

$1/R$: curvatura rete

Lo sforzo di trazione della rete è pari:

$$\sigma_y = T_y \cdot K_{MIN} \quad (\text{eq. 4})$$

dove:

T_y : Resistenza a trazione sulla rete

K_{MIN} : Opportuno coefficiente di riduzione della resistenza a trazione = 0,67

Se l'elemento di rinforzo orizzontale fosse sufficientemente rigido, la superficie deformata corrisponderebbe perfettamente a un settore cilindrico (figura 9).

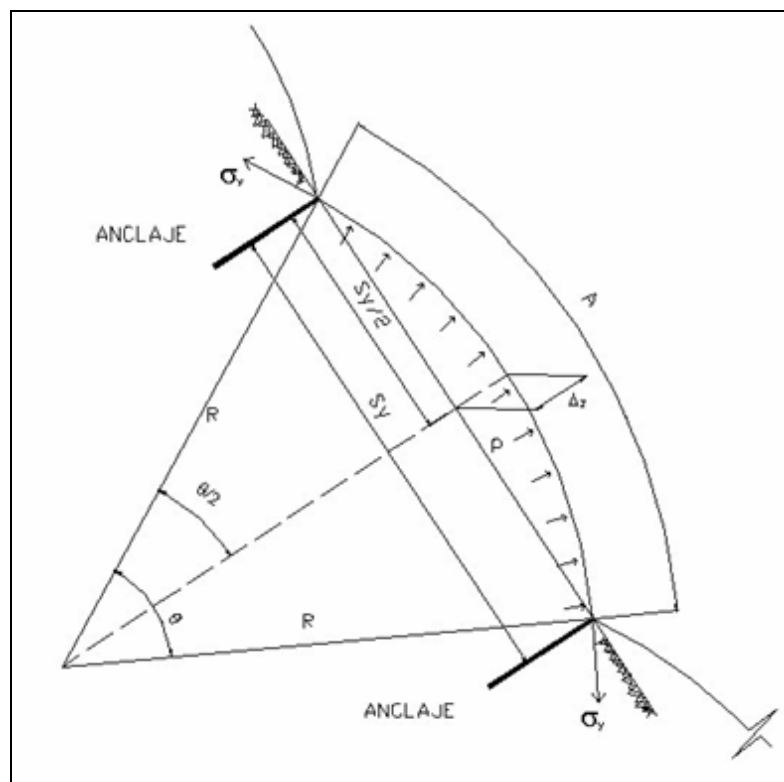


Figura 9 – Deformata della rete

Tenendo conto delle caratteristiche geometriche della deformata si può ricavare il valore di R:

$$R = \frac{S_y}{2 \cdot \sin \theta/2} \quad (\text{eq. 5})$$

dove:

S_y : distanza verticale tra 2 linee di ancoraggi;

$\theta/2$: angolo della deformata della membrana/rete sotto carico di lavoro (valore ricavato mediante la conoscenza dello stato tensionale/deformativo e in funzione delle deformazioni in condizioni di lavoro).

Sostituendo le eq. 4 e 5 nell'eq. 3 si ricava che la pressione che il sistema 3STutor Plus è in grado di opporre al terreno compreso tra gli ancoraggi è pertanto pari a:

$$p = \frac{T_y \cdot k_{\text{MIN}} \cdot 2 \cdot \sin(\theta/2)}{S_y} \quad (\text{eq. 6})$$

dove:

T_y : sforzo di trazione generato dalla rete;

k_{MIN} :coeff. di riduzione della resistenza a trazione=0,67 (valore ricavato da prove di laboratorio)

S_y : distanza verticale tra 2 linee di ancoraggi;

$\theta/2$: angolo della deformata della membrana sotto carico di lavoro (ricavato da prove di laboratorio di deformazione sotto carico in condizioni di lavoro, con $\xi = 2,5\%$).

6. DIMENSIONAMENTO SISTEMA TIPO TUTOR

Il sistema adottato viene calcolato quindi confrontando la spinta Q del terreno e la capacità resistente della rete.

6.1 – CALCOLO SPINTA TOTALE TERRENO

Sulla base dei parametri geotecnici di progetto, pendenza della scarpata e maglia degli ancoraggi è possibile calcolare la spinta (pressione) del terreno sulla rete.

Il metodo utilizzato per calcolare tale valore consta in un'analisi locale della stabilità di 2 cunei adiacenti considerando anche il contributo del cuneo superiore, nell'ipotesi più generale di terreno superficiale attrittivo e coesivo e ancoraggi eseguiti in una direzione non perpendicolare all'inclinazione del versante.

Lo schema delle forze agenti è riportato nella figura seguente.

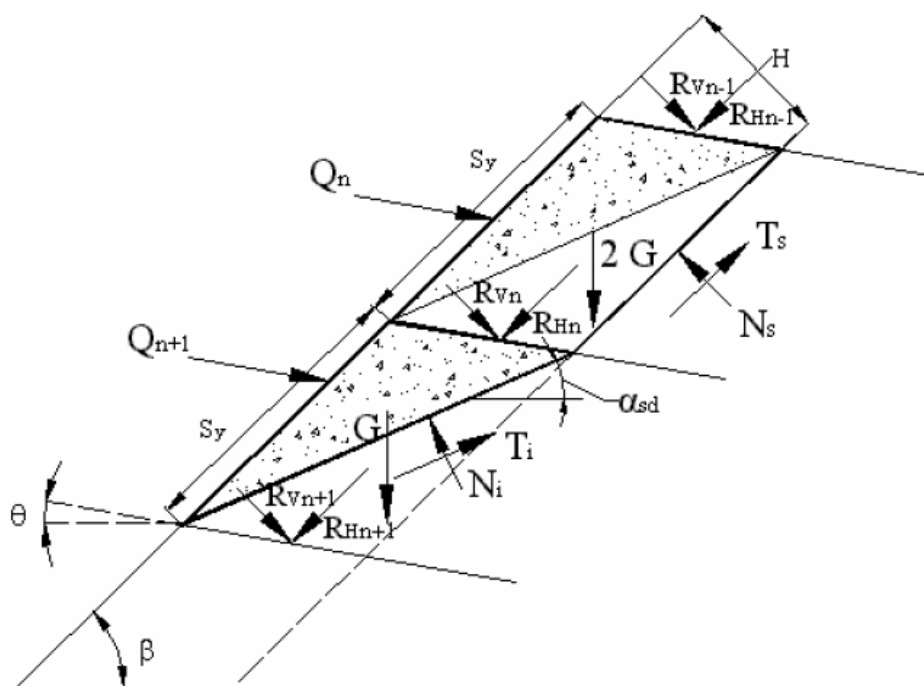


Figura 10 – Schema delle forze

La spinta totale del terreno Q viene calcolata uguagliando le forze agenti sul pendio e le forze resistenti che sono necessarie per stabilizzare il sistema.

Applicando un opportuno fattore di sicurezza FS si ottiene l'equazione riportata in seguito:

$$Q = \frac{S_y \cdot G \cdot \{ (FS \cdot \sin \alpha_{sd} - \tan \varphi \cdot \cos \alpha_{sd}) + 2 \cdot FS \cdot (\sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi) \cdot [\cos(\beta - \alpha_{sd}) - \tan \varphi \cdot \sin(\beta - \alpha_{sd})] \} - C \cdot S_y \cdot S_x \cdot \left\{ \frac{1}{\cos(\beta - \alpha_{sd})} + [\cos(\beta - \alpha_{sd}) - \sin(\beta - \alpha_{sd}) \cdot \tan \varphi] \cdot FS \right\}}{\tan \varphi \cdot \sin(\theta + \alpha_{sd}) + \cos(\theta + \alpha_{sd}) + FS \cdot [\cos(\beta + \theta) + \sin(\beta + \theta) \cdot \tan \varphi] \cdot [\cos(\beta - \alpha_{sd}) - \sin(\beta - \alpha_{sd}) \cdot \tan \varphi]} \quad (\text{eq. 7})$$

Dove:

S_x : distanza orizzontale tra 2 ancoraggi
 S_y : distanza verticale tra 2 linee di ancoraggi
 G : peso del concio
 α_{SD} : angolo di inclinazione della superficie di scivolamento rispetto all'orizzontale
 ϕ : angolo di attrito interno della superficie di scivolamento
 β : angolo di inclinazione del versante rispetto all'orizzontale
 C : coesione del terreno
 θ : inclinazione di Q rispetto l'orizzontale
 In particolare:

$$G = \frac{1}{2} S_y \gamma H \quad (\text{eq. 8})$$

$$H = \frac{S_y \tan(\beta - \alpha_{sd})}{1 - \tan(\phi - \beta - \theta) \tan(\beta - \alpha_{sd})} \quad (\text{eq. 9})$$

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \alpha_{sd} \quad (\text{eq. 10})$$

Nell'eq. 7 i valori di Q e α_{SD} sono impliciti. Pertanto il valore di Q deve essere ricavato iterando numericamente l'angolo α_{SD} (valore massimo chiaramente pari a β), fino a raggiungere un valore massimo di Q , pari a Q_{max}

La pressione unitaria che il terreno esercita nell'area compresa tra 2 linee di ancoraggi lungo la direzione y è pertanto pari a:

$$P_{Design} = \frac{Q_{max}}{S_y \cdot FS} \quad (\text{eq. 11})$$

dove:

Q_{max} : valore massimo di Q ricavato per iterazione

S_y : distanza verticale tra 2 linee di ancoraggi

FS : = 1.5 Fattore di sicurezza tenere conto di irregolarità del sito e necessità di spostare linee di ancoraggi ad un valore maggiore di quello teorico di calcolo.

6.2 – SCELTA DEL TIPO DI RETE DEL SISTEMA DI RINFORZO

Identificata la spinta, in funzione della grandezza che la stessa assume, il software impone l'utilizzo di un sistema puntuale o un sistema rinforzato (unidirezionale). Il principio di dimensionamento, finalizzato all'ottimizzazione del rapporto efficienza-costi del sistema, è riportato nella tabella che segue:

Spinta del terreno	Soluzione da adottare
da 6 a 12 kN/m ²	soluzione con sistema puntuale
da 8 a 15 kN/m ²	soluzione con sistema leggermente rinforzato
da 15 a 40 kN/m ²	soluzione con sistema rinforzato

Tabella 2 – Scelta del sistema di rinforzo da utilizzare

6.3 - DIMENSIONAMENTO RETE DEL TIPO 3STUTOR PLUS

Prescelto il sistema di consolidamento sulla base delle spinte del terreno e definiti con precisione gli interassi degli ancoraggi S_x e S_y , si definisce la tipologia di rete necessaria al caso in fase di studio, in accordo a:

$$p > p_{\text{Design}} \quad (\text{eq. 12})$$

dove:

p : pressione stabilizzante esercitata dalla rete (eq. 1 per sistema puntuale, eq. 6 per sistema rinforzato o leggermente rinforzato)

p_{Design} : pressione instabilizzante esercitata dal terreno (eq. 11)

Successivamente viene definita la tipologia di barra di ancoraggio da utilizzare e il diametro minimo richiesto. Il dimensionamento richiede come dati di input il carico a snervamento della barra T_E e il valore di carico che viene trasmesso ad ogni singolo ancoraggio calcolato come:

$$T_A = p_{\text{Design}} \cdot S_x \cdot S_y \quad (\text{eq. 13})$$

Scelta la tipologia di barra che si vuole utilizzare il diametro minimo richiesto viene valutato confrontando il valore del carico limite che agisce sopra la singola barra (T_A) con il carico a snervamento (T_E) ridotto di un opportuno fattore di sicurezza (FS) dovuto alla chiodatura. La barra dovrà avere un diametro minimo tale per cui:

$$T_E / \text{FS} > T_A \quad (\text{eq. 14})$$

dove:

T_E : carico a snervamento barra utilizzata [kN]

FS : fattore di sicurezza dovuto alla chiodatura = 1.5

T_A : valore del carico limite che agisce sopra la singola barra [kN]

Scelto il diametro delle barre si procede con la definizione delle piastre da utilizzare, in funzione della tipologia di posa in opera:

piastre Delta (ancoraggi perimentrali) e Eagle (ancoraggi interni) per il sistema Puntuale;

piastre Delta (ancoraggi perimentrali e interni) per il sistema Leggermente Rinforzato;

piastre Delta (ancoraggi perimentrali) e Pi (ancoraggi interni) per il sistema Rinforzato.

7. PARAMETRI GEOTECNICI E GEOMETRICI UTILIZZATI

Al fine di realizzare il dimensionamento del sistema di consolidamento corticale sono necessari parametri geotecnici e geometrici del versante o ammasso roccioso.

Per quanto riguarda i parametri geometrici è di interesse la pendenza della scarpata nelle zone di intervento, che nel caso in esame risulta avere valore massimo pari a 75° . Si utilizzerà quindi un valore di pendenza di 75° .

Il fronte del sito in esame presenta la seguente descrizione: "Complesso arenaceo", il quale è definito come ammasso roccioso da fratturato a fortemente fratturato.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici, questi sono stati desunti dalla relazione geotecnica. In particolar modo si sono utilizzati i parametri:

$$\phi = 30^\circ$$

$$C' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

I valori sopra sono stati immessi senza l'applicazione di coefficienti parziali, in quanto l'algoritmo di calcolo applica il valore corrispondente al suo interno. La coesione si è considerata pari a 0 kPa in modo da tener conto della natura dell'ammasso roccioso e del degrado, nello strato superficiale del fronte di intervento, di questa proprietà a lungo termine.

In merito al calcolo della lunghezza delle fondazioni, in accordo ai valori riportati in tabella 3, e nota la natura del materiale, si è adottata un'aderenza limite al terreno a_{lim} pari a 0,45 MPa, tipico delle rocce degradate.

Tabella 3 – Classi di aderenza limite

RANGE OF THE ADHERENCE LIMIT FOR SINGLE INYECTION	
Average values obtained by empirical methodologies according the "Guide for the Design and Execution of Anchors in Road Works" of the General Roads Administration of the Ministry of Development of Spain (2003)	
General description of the terrain	Adherence limit a_{lim} (Mpa-N/mm ²)
Basalts, granites and limestones	1,0 - 5,0
Sandstones, schists and shales	0,7 - 2,5
Sands and gravels	0,1 - 0,4
Clays and silts	0,05 - 0,2
Marls, marls - gypsum and marls - calcareous	0,2 - 0,6
Weathered rock (Level IV or higher)	0,3 - 0,7

8. OUTPUT DI CALCOLO E VERIFICHE

TABELLA DATI DI INPUT

Parametri del pendio

Pendenza	$\beta = 75,0^\circ$
Angolo di attrito del terreno	$\phi = 30,0^\circ$
Coesione del terreno	$c = 0 \text{ kN/m}^2$
Densità di suolo saturo	$\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^2$

Parametri per calcoli geotecnici

Distanza verticale fra le linee di ancoraggio	$S_Y = 2,50 \text{ m}$
Fattore di sicurezza delle verifiche di stabilità	$FS = 1,50$

Spinta sollecitante di progetto

P_{design} = Pressione del terreno contro il sistema flessibile x FS

$P_{\text{design}} = 28,17 \text{ kN/m}^2$ *(rif. eq. 7)*

Sulla base della spinta di progetto P_{design} individuata si è passati a dimensionare il sistema di stabilizzazione, tale che possa contrastare questa forzante. Tale spinta è contrastata da un sistema di stabilizzazione di tipo “rinforzato”, composto da rete ad alte prestazioni, piastre speciali e doppie funi orizzontali con interasse fra di loro pari ad S_Y ; tali doppie funi fungono da controvento orizzontale di rinforzo e permettono al sistema di lavorare secondo il modello “unidirezionale” (paragrafo 5, rif. eq. 2-3-4-5-6).

DIMENSIONAMENTO COMPONENTI DEL SISTEMA RINFORZATO

Coefficiente di riduzione della resistenza a trazione della rete $K_{\text{MIN}} = 0,67$

Distanza orizzontale tra le barre di ancoraggio **$S_X = 3,60 \text{ m}$**

Barre di ancoraggio

Diametro delle barre di ancoraggio	$\varnothing = 32,0 \text{ mm}$
Tipologia barre	Barre a filettatura continua
Resistenza a snervamento acciaio	500 N/mm^2
Resistenza a rottura acciaio	550 N/mm^2
Carico di snervamento barra	$f_Y = 405 \text{ kN}$
Carico di rottura barra	$f_T = 440 \text{ kN}$
Fattore di sicurezza ancoraggi	$S.F. = 1,50$
Spessore della zona instabile	$H = 2,47 \text{ m}$ <i>(rif. eq. 9)</i>
Angolo della superficie di scivolamento critica	$\alpha_{SD} = 40^\circ$
Superficie sottesa dal singolo ancoraggio	$A = S_X * S_Y = 9,00 \text{ m}^2$
Carico totale sulla barra di ancoraggio	$T_A = P_{\text{design}} * A = 253,57 \text{ kN}$
Carico di lavoro sulla barra di ancoraggio	$T_{\text{ATR}} = f_Y / S.F. = 270 \text{ kN}$
Supporto unitario del sistema di ancoraggio	$S_{UB} = T_{\text{ATR}} / A = 30,0 \text{ kN/m}^2$

L'equazione $S_{UB} > P_{\text{design}}$ risulta:

$$30,0 \text{ kN/m}^2 > 28,17 \text{ kN/m}^2$$

SODDISFATTA

Sistema superficiale flessibile a membrana

Tipologia di rete	tipo 3STUTOR Plus 100/4,5
Diametro del filo	4,5 mm
Resistenza a trazione della rete nella direzione primaria	170 kN/mm^2

Tale resistenza a trazione deve essere omogenea nella direzione di srotolamento della rete. Non sono accettabili in cantiere reti composite aventi caratteristiche disomogenee.

Dimensioni della rete, diagonali del singolo rombo (Dxd) 146 x 100 mm

Con tale rete, il massimo spostamento ammissibile in condizioni di lavoro risulta **SODDISFATTO**

Pretensionamento del sistema flessibile durante l'assemblaggio $\geq 0,2 T_{ATR} = 54 \text{ kN}$

Supporto unitario del sistema flessibile

$P = 28,6 \text{ kN/m}^2$ (rif. eq. 6)

L'equazione $P > P_{design}$ risulta:

$$28,6 \text{ kN/m}^2 > 28,17 \text{ kN/m}^2$$

SODDISFATTA

Definizione dei componenti del sistema

Numero delle funi orizzontali di controvento richieste	2
Diametro delle funi orizzontali di controvento	$\varnothing_{CAH} = 18 \text{ mm}$ (6x19+WSC)
Fune singola perimetrale superiore e inferiore	$\varnothing = 18 \text{ mm}$ (6x19+WSC)
Fune singola perimetrale laterale	$\varnothing = 14 \text{ mm}$ (6x19+WSC)
Fune di legatura tra fune perimetrale super./infer. e rete	$\varnothing = 6 \text{ mm}$ (6x7+WSC)
Fune di connessione verticale tra rotoli adiacenti di rete	$\varnothing = 8 \text{ mm}$ (6x7+WSC)
Tutte le funi saranno composte da fili con resistenza unitaria minima 1770 N/mm^2 .	

Piastre di connessione rete-barre di ancoraggio

Tipologia di piastra su ancoraggi interni del sistema	tipo 3S PI
Tipologia di piastra su ancoraggi perimetrali del sistema	tipo 3S DELTA
Diametro degli ancoraggi flessibili ai bordi dell'intervento	$\varnothing = 16 \text{ mm}$
Carico di rottura nominale ancoraggio flessibile	426 kN

DIMENSIONAMENTO DELLA LUNGHEZZA MINIMA RACCOMANDATA DEGLI ANCORAGGI PER SISTEMA RINFORZATO CONTRO INSTABILITÀ LOCALE

Parametri di input

Diametro nominale della perforazione	$\varnothing_P = 90,0 \text{ mm}$
Aderenza limite malta-terreno	$a_{lim} = 0,45 \text{ N/mm}^2$ (rif. Tab.3)
Tipo iniezione: Iniezione unica per tutta la lunghezza della barra di ancoraggio (IU)	
Fattore di sicurezza sull'aderenza limite	$S.F. a_{lim} = 1,67$
Aderenza limite malta-terreno ammissibile	$a_{adm} = 0,27 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica della boiaccia (a 28 giorni)	$f_{ck} = 20,0 \text{ N/mm}^2$
Aderenza limite fra barra e boiaccia (con F.S. 1,20)	$\zeta_{lim} = 5,32 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza minima degli ancoraggi

Lunghezza minima del bulbo di ancoraggio nella zona stabile $L_B = T_A / (a_{adm} \cdot \pi \cdot 0,95 \cdot \varnothing_P) = 3,50 \text{ m}$	
Spessore della zona instabile	$H = 2,47 \text{ m}$ (rif. eq. 9)
Lunghezza minima raccomandata degli ancoraggi	$L = H + L_B = 6,00 \text{ m}$

Verifica dello sfilamento tra barra di ancoraggio e boiacca

Lunghezza del bulbo di ancoraggio nella zona stabile $L_{BR} = 3,53 \text{ m}$

Carico di sfilamento tra barra di ancoraggio e boiacca $\zeta = 0,72 \text{ N/mm}^2$

Lo sfilamento tra barra di ancoraggio e boiacca non avviene, la verifica risulta **SODDISFATTA**

9. RIASSUNTO CARATTERISTICHE SISTEMA DI STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE PROGETTATO

Tipologia di rete utilizzata	Rete tipo 3S Tutors 100/4,5 mm
Tipologia di piastre nei bordi dell'area consolidare	Piastra tipo 3S DELTA Tipo 3 ($\varnothing_{barra} = 32 \text{ mm}$)
Tipologia di piastra nell'area centrale scarpata da rinforzare	Piastra tipo 3S PI Tipo 3 ($\varnothing_{barra} = 32 \text{ mm}$).
Tipologia di ancoraggio prescelto	Barra a filettatura continua R. 500/550 MPa ($\varnothing = 32 \text{ mm}$) L=6000 mm
<i>Diametro foro ancoraggi interni</i>	90 mm
Fune di rinforzo orizzontali	2 Funi 7x19, $\varnothing = 18 \text{ mm}$, R=1770 N/r Rivestimento Zn
Funi perimetrali superiore e inferiore	Fune 7x19, $\varnothing = 18 \text{ mm}$, R=1770 N/r Rivestimento Zn
Funi perimetrali laterali	Fune 7x19, $\varnothing = 14 \text{ mm}$, R=1770 N/r Rivestimento Zn
Fune di collegamento tra rotoli adiacenti	Fune 7x19, $\varnothing = 8 \text{ mm}$, R=1770 N/mm ² Rivestim Zn
Funi di collegamento tra perimetrali superiori e inferiori e rete	Fune 7x19, $\varnothing = 6 \text{ mm}$, R=1770 N/mm ² Rivestim Zn
Funi di legatura tra funi orizzontali di rinforzo rete 3S Tutor	Fune 7x19, $\varnothing = 8 \text{ mm}$, R=1770 N/mm ² Rivestim Zn
Ancoraggi flessibili in doppia fune spirale a collegamento funi orizzontali e ai vertici zona da consolidare, secondo schema di "rinforzato"	Fune $\varnothing = 16 \text{ mm}$ (fune a 37 fili R = 1770 N/r rivestimento forte zincatura classe A secondo norma EN 10244-2) Con rinforzo circolare in testa e tubo in acciaio inox. L = 6000 mm

Riepilogando, la spinta sollecitante del terreno (valutata con un coefficiente di sicurezza globale pari a 1,5) e la spinta resistente del sistema rete-piastre-funi, sono le seguenti:

Spinta sollecitante del terreno: 28,17 kN/m²

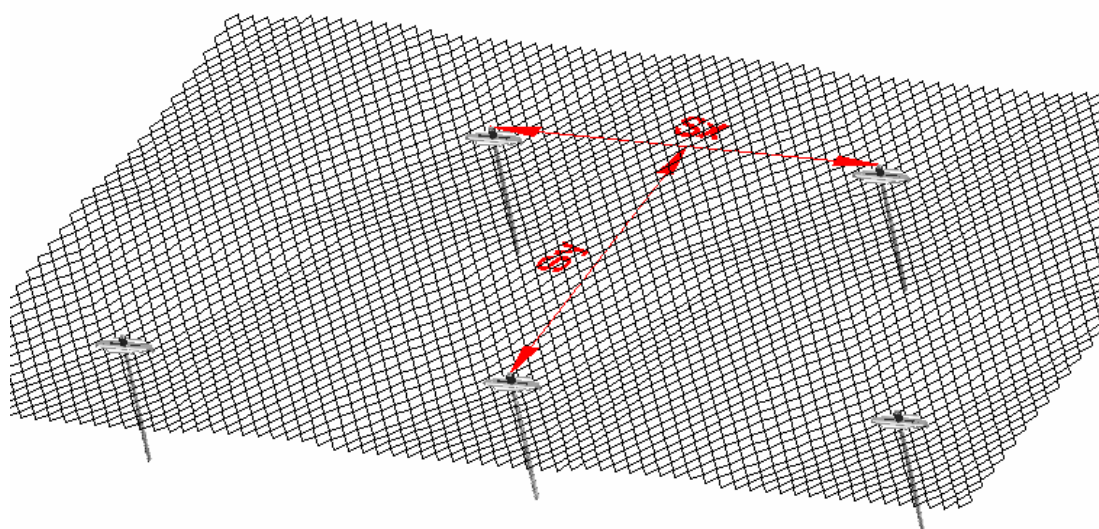
Spinta resistente del sistema: 28,60 kN/m²

Gli ancoraggi in parete avranno raster SY x SX con disposizione a quinconce, pari a questi valori:

$S_x = 2,5 \text{ m}$; $S_y = 3,6 \text{ m}$

Angolo di perforazione rispetto l'orizzontale: 20°

Così disposti:



B - CALCOLO RELATIVO ALLE STRUTTURE DI CONTENIMENTO MONOANCORAGGIO (INTERVENTO TIPO "B")

1- Premessa

Oggetto della presente relazione è la messa in sicurezza del sito in cui si è verificato il collasso della volta di una cavità preesistente, presumibilmente utilizzata per ricovero di animali, avente un diametro di circa 7-8 m e che si sviluppa tra l'area di terrazzo e la scarpata posta al margine in terreni caratterizzati da litologie granulari a leggera cementazione (conglomerati e areniti tenere).

Tale messa in sicurezza verrà eseguita mediante la ricostruzione del versante mediante l'impiego di strutture di contenimento monoancoraggio in acciaio del tipo **Ready-C 150**.

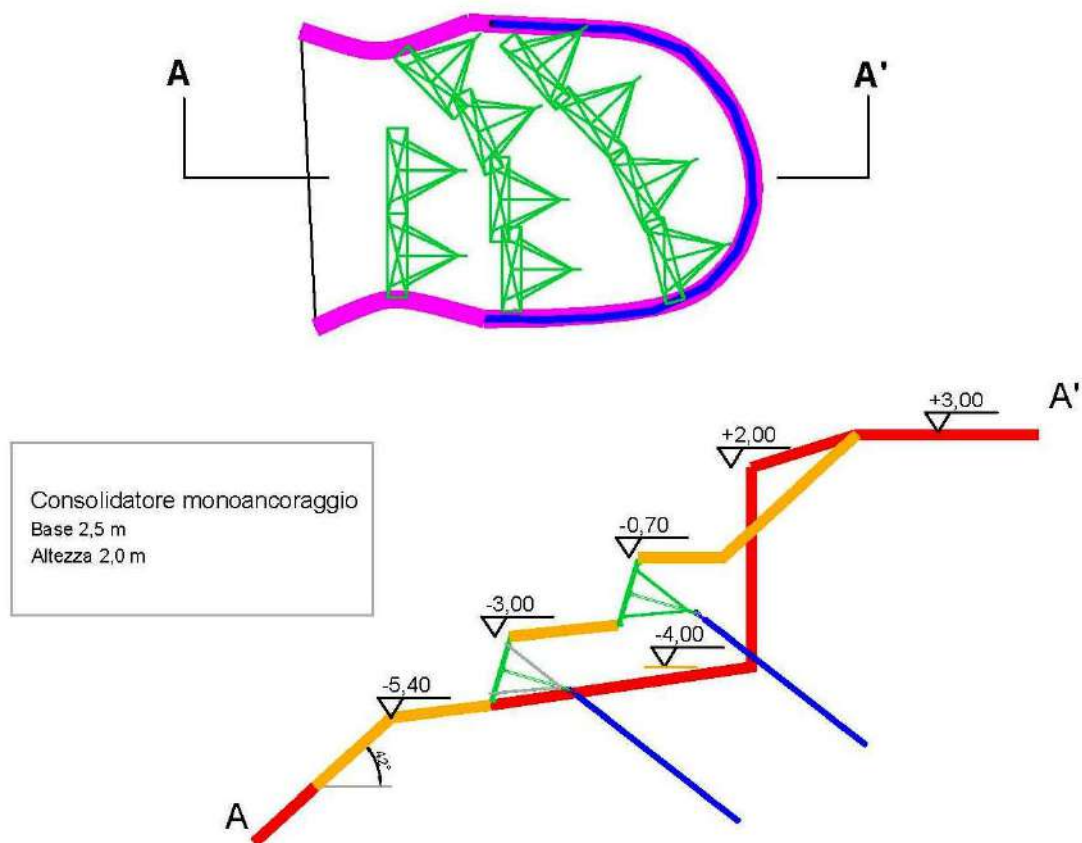


Figura 1 e 2 – Pianta e sezione dell'intervento di ricostruzione del versante
(confr. Sezioni in Tav. N°18)

2.0- CALCOLO SPINTA TERRENO

2.1- Dati progetto

Modello geotecnico di progetto

Il terreno di copertura ed il materiale crollato nella cavità sono assimilabili a quello indicato al punto a), per uno spessore di circa 2 m. Lo stesso materiale verrà impiegato per il ripristino della scarpata.

Le pareti della cavità sono formate da terreno tipo b).

Il bedrock, presente a 5-6 m di profondità ed al di sotto del materiale crollato nella cavità, con variabilità puntuali non verificate è costituito da terreni di tipo c)

- a) materiale di copertura derivante da disagregazione delle rocce, costituito da sabbie e sabbie limose = materiale di riporto

C (Mpa)	ϕ (°)	Y kN/m ³
0	26°	14,0

- b) Complesso litologico di copertura = conglomerato definito, sotto l'aspetto geomeccanico A. R. da fortemente fratturato a frantumato

C (Mpa)	ϕ (°)	Y kN/m ³
0	28°	16,0

- c) Ammasso Roccioso di base = bed rock = arenarie definito A. R. da fratturato a fortemente fratturato (Bieniawski)

C (Mpa)	ϕ (°)	Y kN/m ³
0	30°	18,0

Descrizione

- γ Peso di volume del terreno
- ϕ Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
- c Coesione 'efficace' del terreno espressa in kg/cm²

3- Impostazioni analisi

Normativa: Norme Tecniche sulle Costruzioni D.M. 14/01/2008

Coefficienti di partecipazione caso statico

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00
Variabili Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione caso sismico

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Caratterizzazione coefficienti sismici

Latitudine	38,252619
Longitudine	15,757403
Accelerazione al suolo	$a_g = 2,635 \text{ [m/s}^2\text{]}$
Coefficiente di amplificazione per sottosuolo tipo C	$(S_s) 1.50$

Coefficiente di amplificazione topografica (sommità pendio)	(S_t)	1.20
Coefficiente riduzione ($0,2 < a_g(g) < 0,4$)	(β_s)	0.28
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50		
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (x100)	$k_h=(a_g/g*\beta_s*S_t*S)$	= 13,54
Coefficiente di intensità sismica verticale (x100)	$k_v=0.50 * k_h$	= 6,77

$$B = 2,50$$

$$H = 2,00$$

$$K_h = 0,1354$$

$$K_v = 0,0677$$

$$\gamma = 1400,00$$

$$\varphi = 26,00$$

$$\gamma_M = 1,25$$

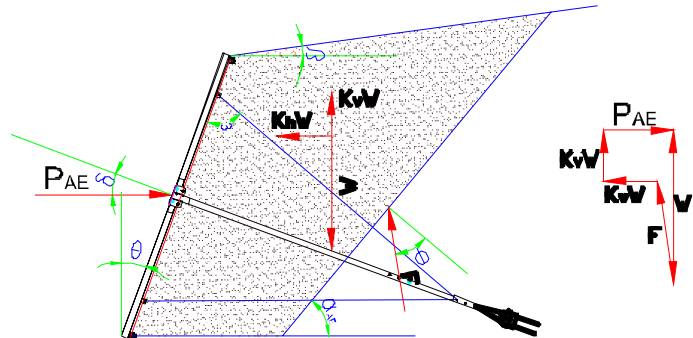
$$\operatorname{tg}(\varphi') = \operatorname{tg}(\varphi) / \gamma_M = 0,346$$

$$\varphi' = 21,32^\circ$$

$$\delta = 0^\circ \quad (\text{si considera nullo l'attrito tra il pannello del paramento ed il terreno})$$

$$\theta = 5,00^\circ \quad (\text{inclinazione massima paramento})$$

$$\alpha = 15^\circ \quad (\text{inclinazione massima terrapieno})$$



Per la caratterizzazione della spinta in fase sismica del terreno, insistente sulle strutture in progetto, si è utilizzata la formula di Mononobe – Okabe, riportata di seguito, attraverso la determinazione del coefficiente di spinta attiva K_{AE} :

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$$

$$\psi = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Utilizzando i parametri sopra riportati, si ottiene una spinta:

$$P_{AE} = 1.697,74 \text{ Kg} = 16,98 \text{ kN/ml}$$

Pertanto la pressione massima sulla struttura sarà

$$p_{\max} = 2 \times P_{AE} / h = 16,98 \text{ kN/mq.}$$

Imponendo la pressione massima ottenuta, uniformemente applicata sulla struttura, avremo un spinta equivalente di progetto pari a:

$$Q_d = \gamma_{Gsfav} \cdot p_{\max} \cdot b \cdot h = \mathbf{84,90 \text{ kN}}$$

La struttura, conservativamente, sarà dimensionata adottando la seguente spinta di progetto:

$$Q_d = \mathbf{150,00 \text{ kN}}$$

STRUTTURA MONOANCORAGGIO DEL TIPO Ready-C 150

RELAZIONE TECNICA E VERIFICA STRUTTURALE

1- PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento e la verifica strutturale dei componenti del sistema di consolidamento e stabilizzazione di versanti in terra/roccia mediante la struttura in acciaio del tipo Ready-C150 che di seguito viene descritta.

In merito alla verifica strutturale, questa sarà esposta nelle sue componenti principali. Il software utilizzato è PROSAP con licenza etime. La verifica è stata condotta in corrispondenza alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

2- DESCRIZIONE GENERALE

La struttura monoancoraggio per consolidamento di terreni e versanti esaminata è del tipo ad ombrello con meccanismo di apertura automatico, le cui dimensioni sono, paramento da 2,50x2,00 m (base x altezza) e profondità pari a 2,20 m, in grado di resistere ad una spinta nominale di progetto Q_d pari a 150 kN.

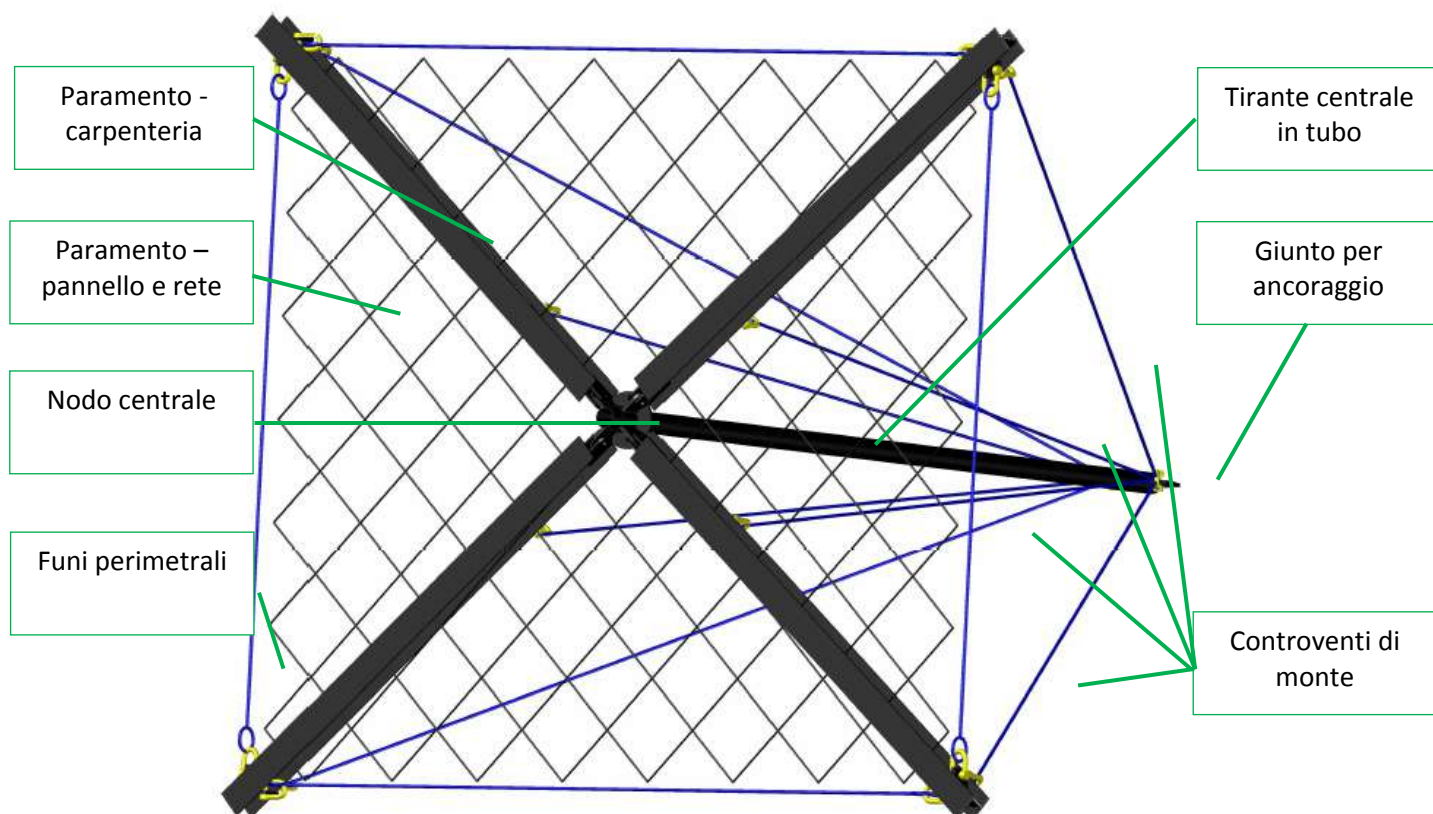


Figura 3 - Rappresentazione 3D schematica della struttura tipo READY-C e suoi principali componenti (vista lato valle)

La struttura monoancoraggio tipo **Ready-C 150** è costituita dai seguenti componenti:

- paramento – carpenteria: realizzato con 4 profili cavi 70x70x4 mm e piastre sagomate, in acciaio tipo S275, disposti a formare una croce di Sant'Andrea con snodo centrale tale da consentire una rotazione completa ed indipendente delle singole braccia;
- paramento – funi perimetrali: sono presenti due funi perimetrali, principale e secondaria. Entrambe sono realizzate in fune d'acciaio a norma della EN12385-4 / costruzione 6x19+WSC / grado 1960 N/mm² – diametro Ø12 mm, protetta dalla corrosione mediante un trattamento di zincatura a norma della EN 10244.
- paramento – schermo di contenimento: formato da rete metallica in filo di diametro Ø2,7 mm a maglia esagonale di dimensione 80x100 mm e nodi a doppia torsione, protetta

dalla corrosione con un rivestimento di zinco-alluminio a norma della EN 10244 oppure, opzionalmente, integrata da un rivestimento protettivo in polimero; Nel lato di monte alla rete principale può essere eventualmente sovrapposta una stuoia tridimensionale antierosione, per contenimento del detrito più fine;

- tiranti – tirante centrale in tubo: realizzato con un profilo tubolare acciaio tipo S275JR, sezione circolare diametro Ø60,3 spessore 4 mm, di lunghezza totale pari a circa 2200 mm, corredato di idonee predisposizioni realizzate in piastre e bulloneria secondo le specifiche di progetto per l'accoppiamento da un lato con il giunto centrale del paramento e dall'altro con il giunto di ancoraggio;
- giunto per ancoraggio: realizzato in acciaio S275JR con spessore 10 mm, ha funzione di collegamento tra tirante centrale in tubo, controventi di monte e l'ancoraggio al suolo. In fase di montaggio sarà collegato dall'Impresa esecutrice dei lavori all'ancoraggio, per mezzo di un grillo di idoneo carico. La protezione dalla corrosione avviene con un processo di zincatura a caldo secondo ISO 1461.
- tiranti – tiranti in fune: Controventi di monte: in numero di 4, realizzati in funi d'acciaio a norma della EN12385-4 / costruzione 6x19+WSC / grado 1960 N/mm² – diametro Ø12 mm, protetti dalla corrosione mediante un trattamento di zincatura a norma della EN 10244, collegati alla struttura mediante idonei accessori secondo le specifiche di progetto e disposti in modo tale da collegare le 4 travi della croce di Sant'Andrea con il giunto per ancoraggio. I manicotti dei controventi di monte sono in Alluminio a norma EN 13411-3.
- struttura d'ancoraggio: ancoraggio in fune costituito da doppia fune spiroidale redanciata Φ14 mm a norma EN12385-10 tipo 1x19 fili classe di resistenza filo 1770 N/mm², con lunghezza da dimensionare in funzione dei parametri geotecnici del sito;
- bulloneria: in numero e posizione secondo le specifiche di progetto di classe 8.8 per i bulloni e di classe 8 per i dadi, protetti dalla corrosione mediante un trattamento di protezione a norma della UNI EN ISO 4042;
- morsetteria: a norma EN 13411-5 del tipo 1 in numero e nella posizione previste dalle norme stesse in funzione dei diametri delle funi e dei collegamenti da eseguirsi in opera, protetti dalla corrosione mediante un trattamento di protezione a norma della UNI EN ISO 4042;
- grilli ad omega: ad alta resistenza con coefficiente di sicurezza minimo pari a 6, in acciaio protetto dalla corrosione mediante un trattamento di protezione a norma della UNI EN ISO 4042, con portata e carico di rottura secondo le specifiche di progetto.

3- METODO DI ANALISI E CONDIZIONI DI CARICO

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

L'analisi pseudostatica sarà effettuata mediante i metodi dell'equilibrio limite, pertanto il modello di calcolo dovrà comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

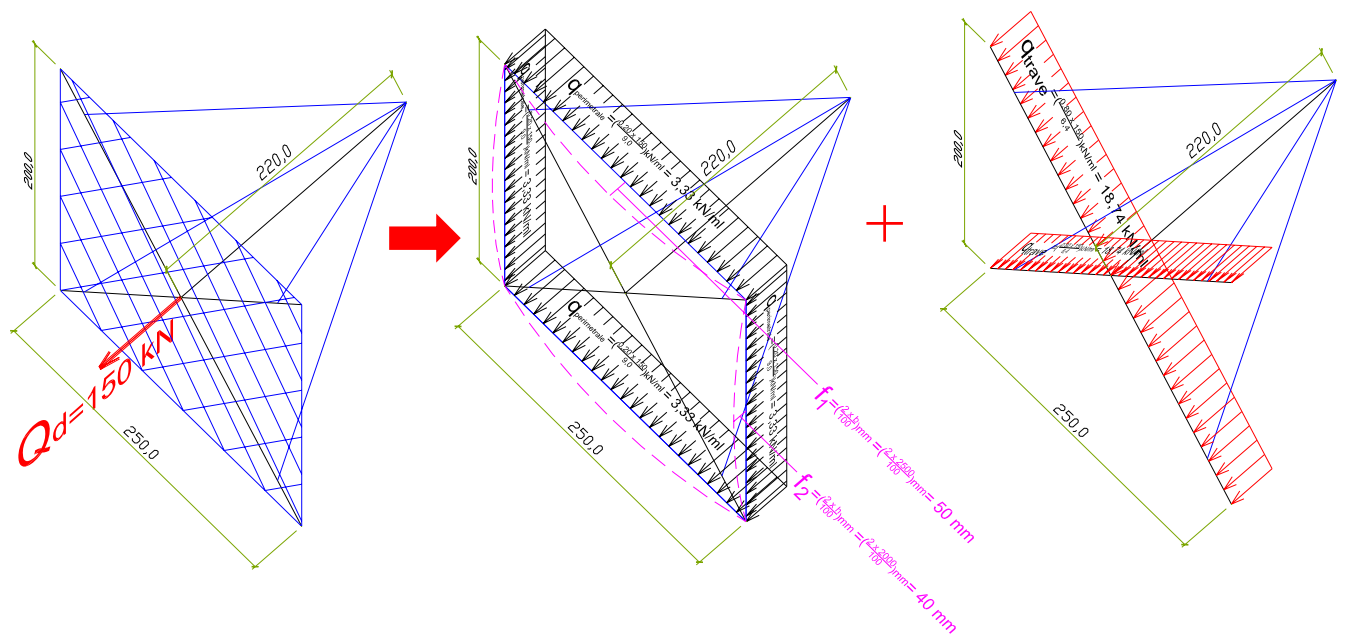
L'azione sismica sarà rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente.

Una volta determinata la pressione massima nelle braccia più sollecitate p_{max} , si determina l'azione di progetto nominale:

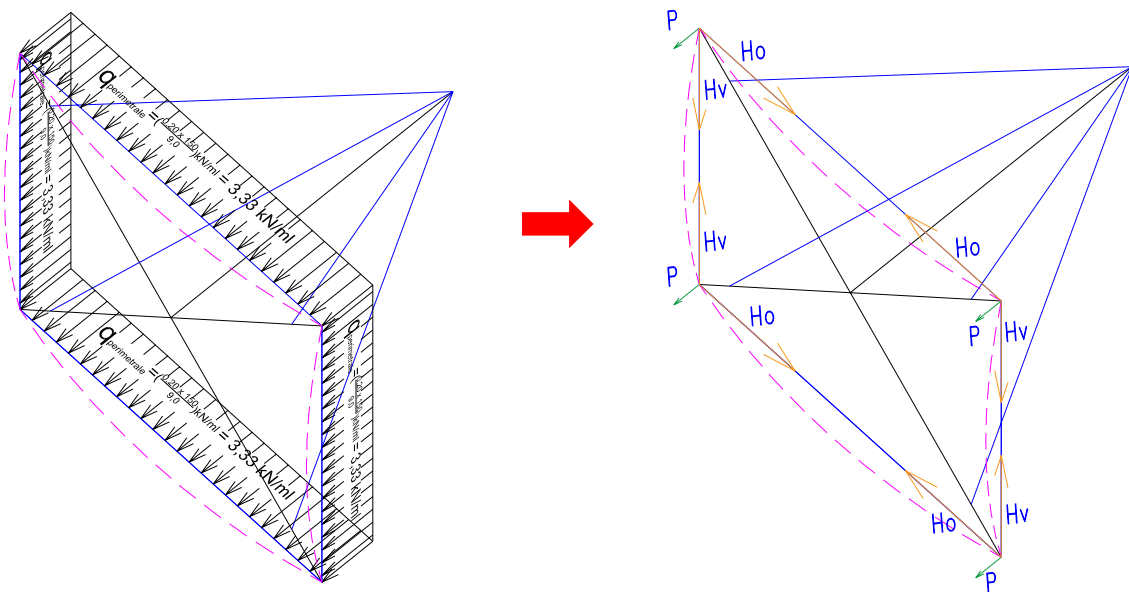
$$Q_d = \gamma \cdot p_{max} \cdot b \cdot h$$

L'analisi strutturale sarà eseguita secondo le seguenti ipotesi di distribuzione dell'azione nominale di progetto:

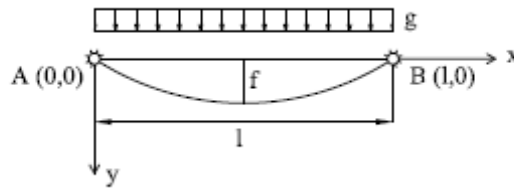
- 1) ripartizione carico totale tra travi e funi perimetrali: 20% funi perimetrali, 80% travi (tale ripartizione è ricavata da osservazioni sperimentali ed analisi su modelli non lineari)
- 2) distribuzione carichi su elementi: ripartizione uniforme dei carichi.
- 3) carico trasmesso dalla perimetrale alla trave: si ipotizza una freccia minima della fune perimetrale pari al 2/100 della luce (5 cm nel lato da 2,50 m; 4 cm sul lato da 2,00 m).



Di seguito sono svolte le analisi strutturali e le verifiche per una azione di progetto pari a 150 kN, il quale è il valore di progetto e verifica della struttura monoancoraggio in esame.



Il carico portato dalla fune, trasmette alla struttura principale delle forze trasversali alle travi (P), più delle forze nel piano del paramento (Ho, Hv) determinate con le formule riportate di seguito.



$$f = \frac{gl^2}{8H} \rightarrow H = \frac{gl^2}{8f}$$

Nell'ipotesi di $\frac{f}{l} \ll \frac{1}{10} \rightarrow L = l \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right)$

Le azioni così determinate (P , H_0 e H_v), saranno applicate al modello strutturale agli elementi finiti realizzato per valutare la stabilità dei vari componenti in acciaio.

Nel caso in esame:

- g = carico sulla fune perimetrale;
- l = lunghezza della perimetrale considerata;
- f = freccia della perimetrale considerata.

Quindi:

$$g = q_{\text{perimetrale}} = 0,2 \cdot Q_d / 2 \cdot (b+h) = 0,2 \cdot 150,0 / 2 \cdot (2,50+2,00) = 3,33 \text{ kN/ml}$$

$$f_1 = 2 \cdot h / 100 = 2 \cdot 2500 / 100 = 50 \text{ mm}$$

$$f_2 = 2 \cdot b / 100 = 2 \cdot 2000 / 100 = 40 \text{ mm}$$

$$P = q_{\text{perimetrale}} \cdot (b+h)/2 = 3,33 \cdot (2,50+2,0)/2 = 7,493 \text{ kN}$$

$$H_0 = q_{\text{perimetrale}} \cdot b^2 / 8 \cdot f_2 = 3,33 \cdot 2,5^2 / 8 \cdot 0,04 = 52,03 \text{ kN}$$

$$H_v = q_{\text{perimetrale}} \cdot h^2 / 8 \cdot f_1 = 3,33 \cdot 2,0^2 / 8 \cdot 0,05 = 41,63 \text{ kN}$$

Di seguito sono riportate le condizioni di carico applicate al modello strutturale agli elementi finiti.

DATI INPUT

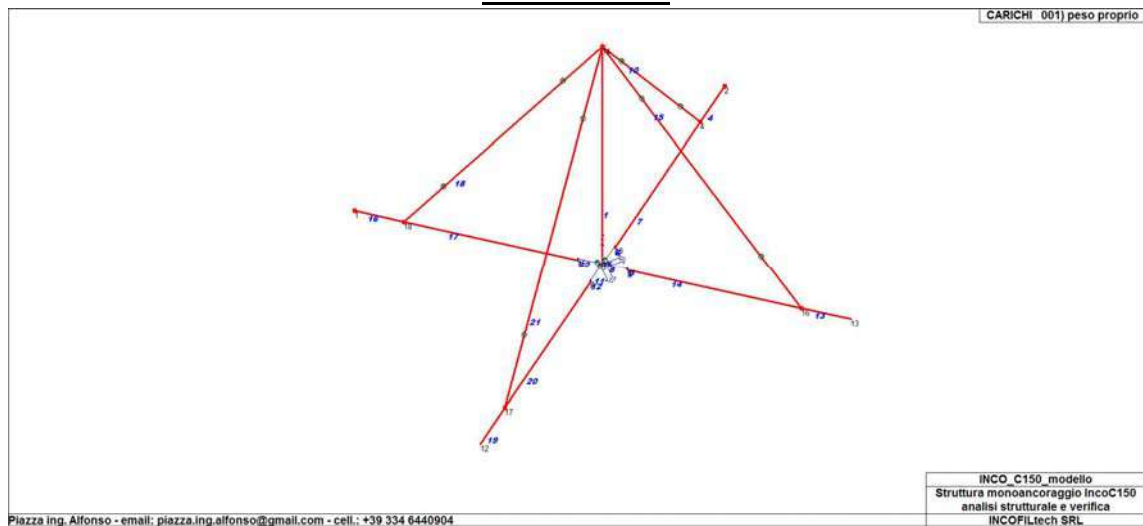


Figura 7 – Carichi: Peso proprio

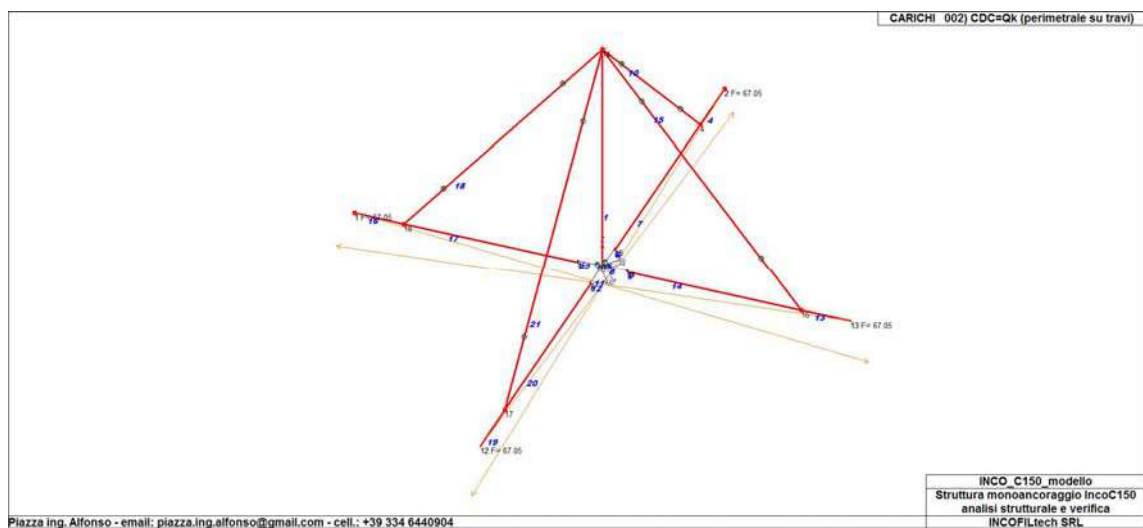


Figura 5 – Condizione di carico: Qk1 (perimetrale su travi)

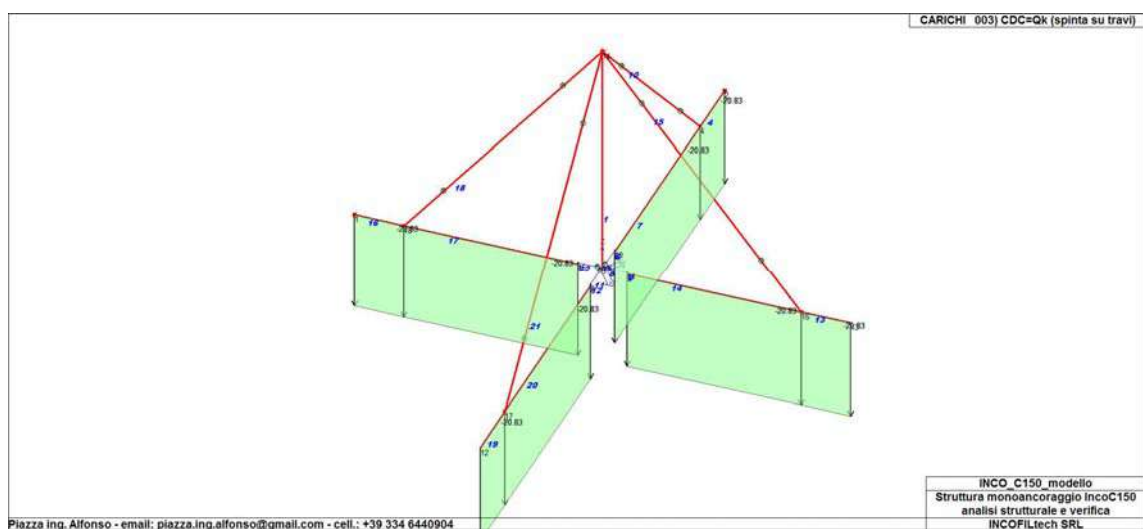


Figura 6 – Condizione di carico: Qk2 (spinta su travi)

4- VERIFICA STRUTTURALE

Sono state effettuate le analisi strutturali e le verifiche sulla struttura monoancoraggio in esame per un'azione di progetto Qd pari a 150 kN.

Come si potrà osservare dai grafici riportati di seguito (figure da 7 a 15), derivanti dall'analisi effettuata con programma FEM, la struttura risulta verificata, essendo il coefficiente massimo di sfruttamento degli elementi in acciaio S275Jo pari a 0,85 per le braccia, mentre il tirante in tubo ha un coefficiente di sfruttamento massimo pari a 0,10.

Coefficiente max verifica a Flessione: $0,85 < 1$ **VERIFICATO**

Coefficiente max verifica M-V-N: $0,81 < 1$ **VERIFICATO**

Coefficiente max verifica a taglio: $0,2 < 1$ **VERIFICATO**

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dall'analisi agli elementi finiti.

Nel paragrafo successivo verrà effettuata, a corredo della verifica degli elementi in acciaio della struttura in carpenteria, la verifica degli elementi in fune (fune perimetrale e stralli), sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi effettuata con programma FEM.

L'ultimo paragrafo riporta il dimensionamento degli ancoraggi in doppia fune spiroidale e rinforzo circolare di testa; tali ancoraggi risultano necessari per la stabilizzazione del versante esaminato e il corretto aggancio delle strutture monoancoraggio.

RISULTATI

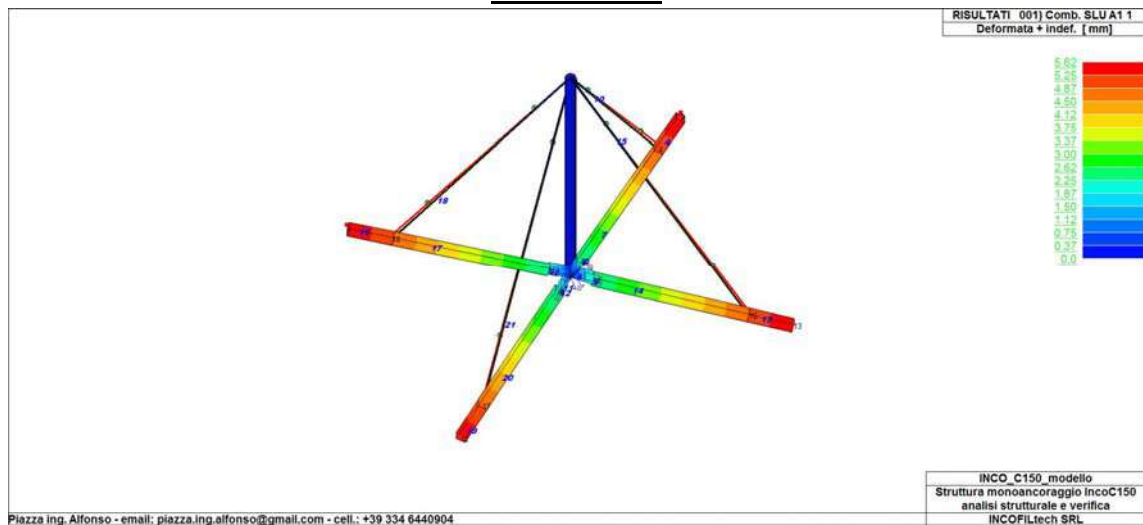


Figura 7 – Combinazione SLU: Deformata + indeformata (mm)

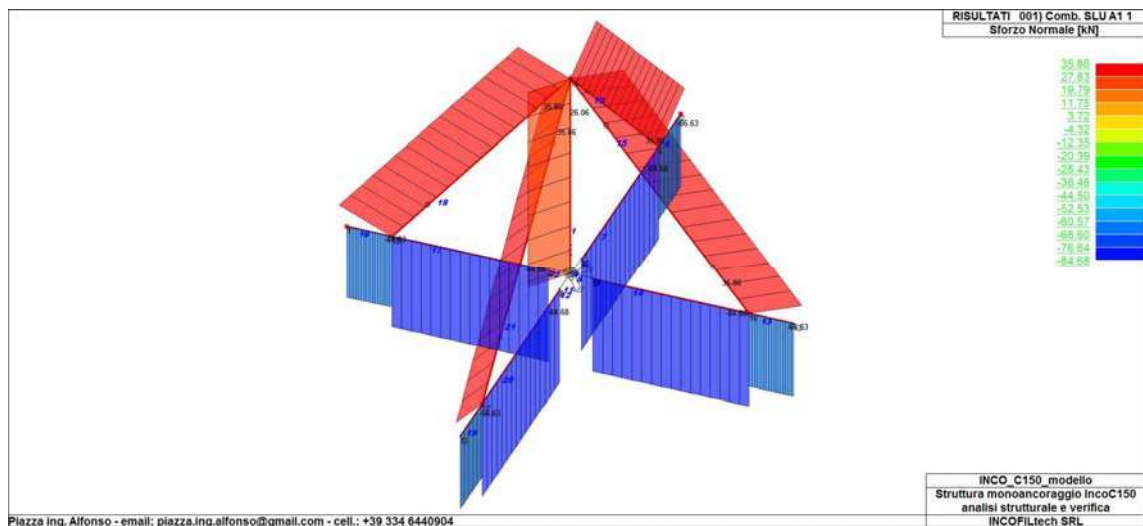


Figura 8 – Combinazione SLU: Sforzo normale (kN)

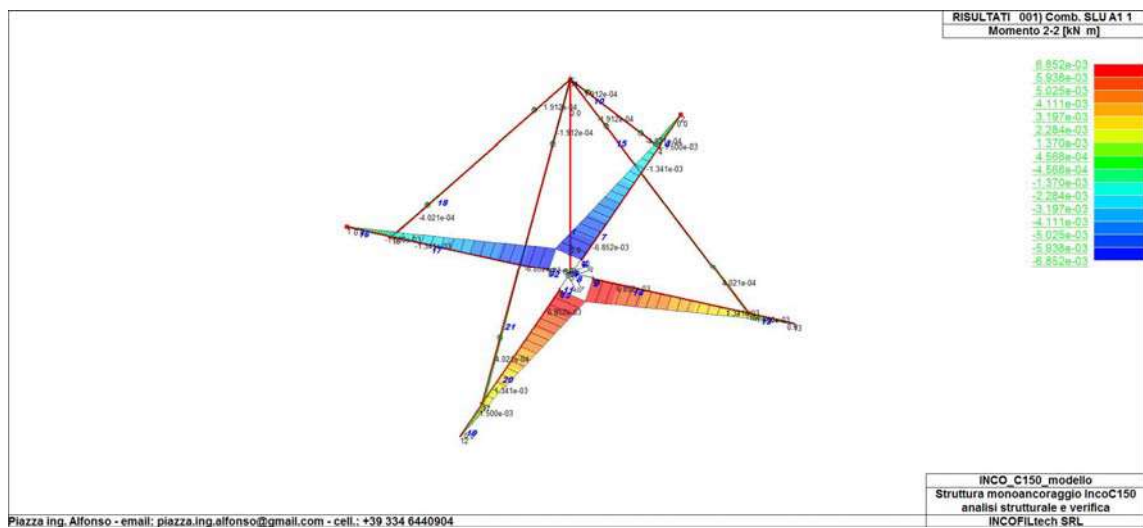


Figura 9 – Combinazione SLU: Momento 2-2 (kN m)

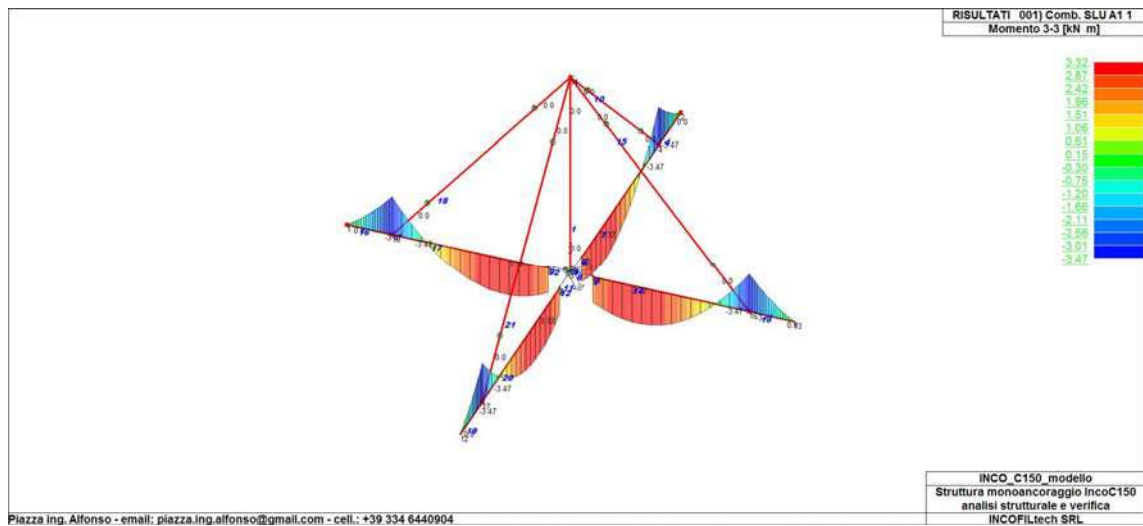


Figura 10 – Combinazione SLU: Momento 3-3 (kN m)

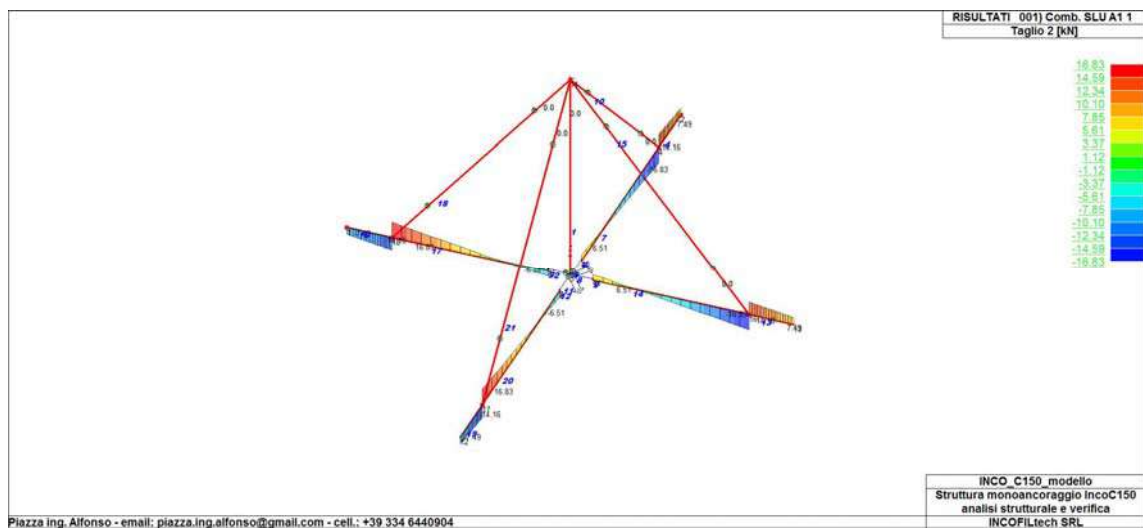


Figura 11 – Combinazione SLU: Taglio (kN)

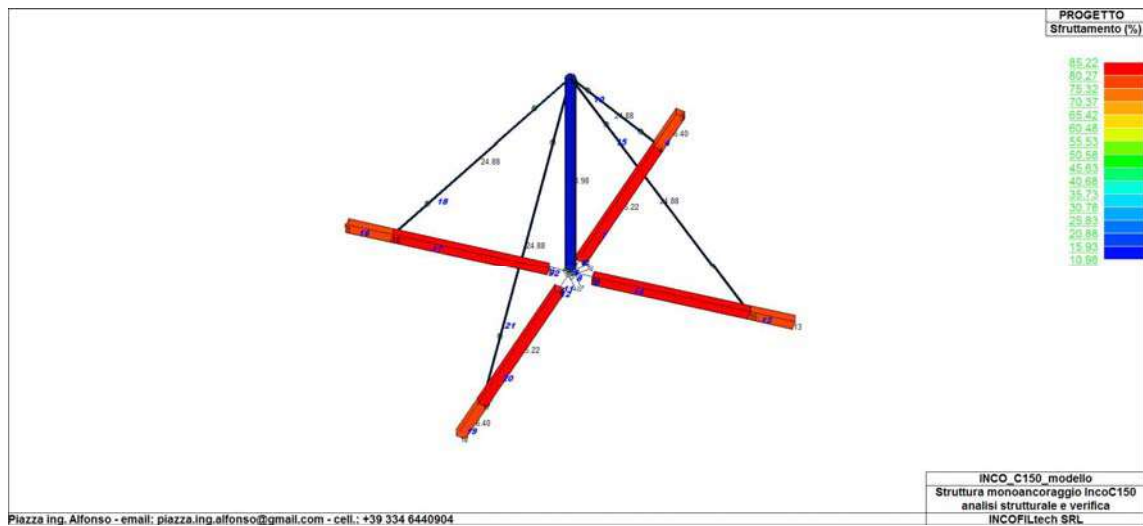


Figura 12 – Sfruttamento (%)

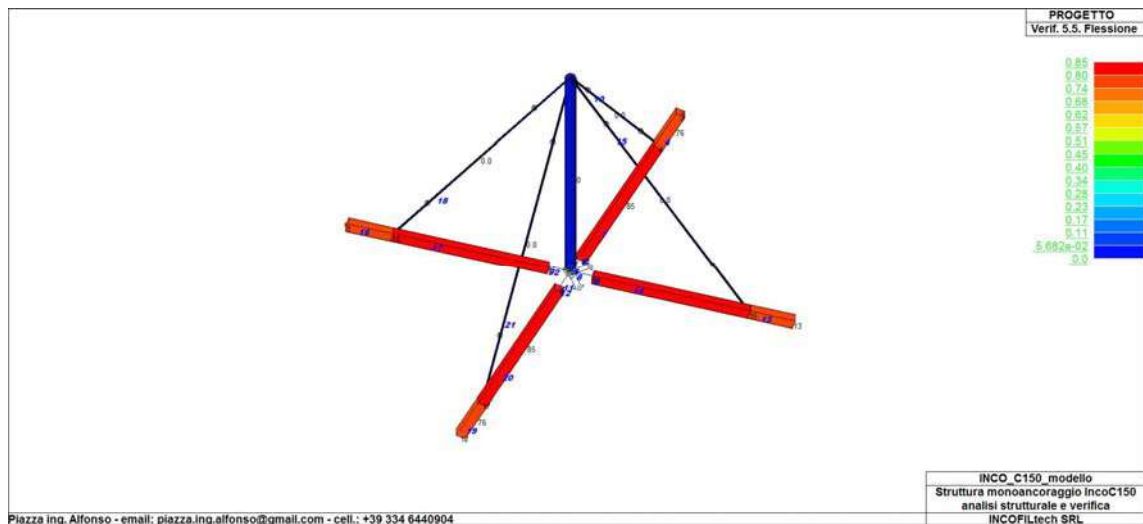


Figura 13 – Verifica Flessione

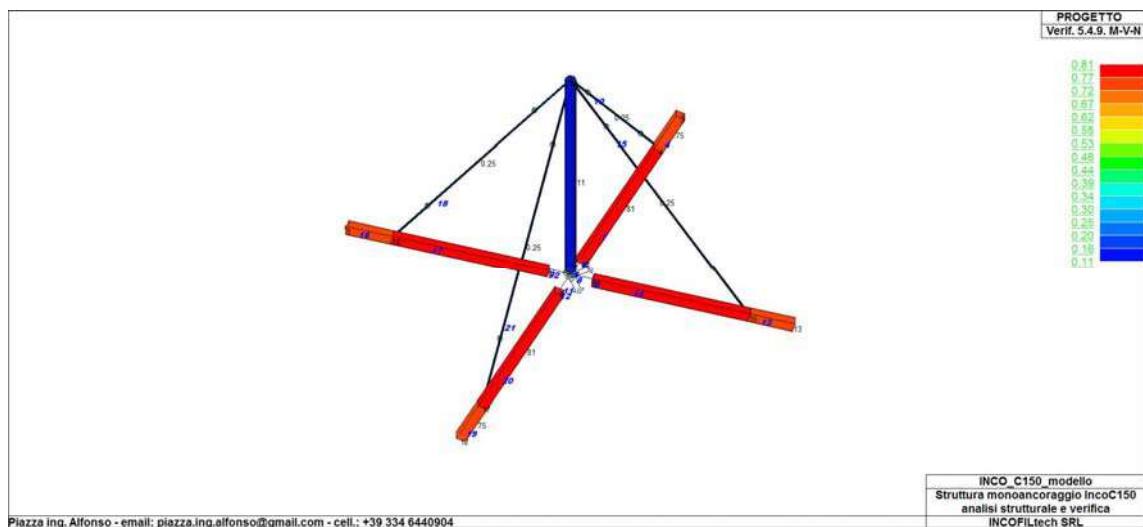


Figura 14 – Verifica M-V-N

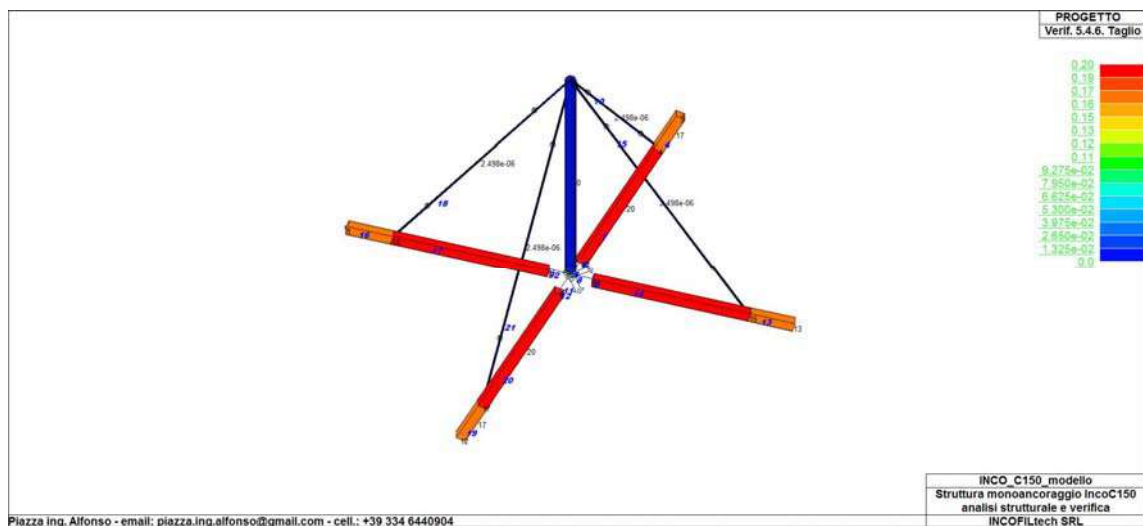


Figura 15 – Verifica Taglio

5 – VERIFICA ELEMENTI IN FUNE

5.a – Fune perimetrale

Si utilizza una fune di diametro 12 mm, costruzione 6x19+WSC e grado 1960 N/mm², il tiro massimo calcolato ipotizzando una percentuale del carico totale pari al 20% (ipotesi esposta in precedenza e validata da osservazioni sperimentali) è:

$$T_{Ed} = H_O = q_{\text{perimetrale}} \cdot b^2/8 \cdot f_1 = 3,33 \cdot 2,5^2 / 8 \cdot 0,05 = 52,03 \text{ kN}$$

Caratteristiche materiali

Fune in acciaio 6x19+WSC

Resistenza a trazione fune EN12385/ 6x19+WSC / $\phi = 12 \text{ mm}$

$$C_r^{\text{fune}} = 102,2 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = \frac{C_R^{\text{fune}}}{\gamma_M} = 75,7 \text{ kN}$$

Dove il coefficiente risulta:

$$\gamma_M = 1,35$$

Conseguentemente si verifica:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{52,03}{75,7} = 0,69 < 1 \quad \textbf{VERIFICATO}$$

5.b – Strallo

Si utilizzano 4 funi di diametro 10 mm, costruzione 6x19+WSC e grado 1960 N/mm², il tiro massimo ricavato dall'analisi con il FEM (vedi Figura 11 – Combinazione SLU: Sforzo normale) è pari a:

$$T_{Ed} = 35,86 \text{ kN}$$

Caratteristiche materiali

Fune in acciaio 6x19+WSC

Resistenza a trazione fune EN 12385/ 6x19+WSC / $\phi = 10 \text{ mm WSC}$

$$C_r^{\text{fune}} = 71,0 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = \frac{C_R^{\text{fune}}}{\gamma_M} = 52,6 \text{ kN}$$

Dove il coefficiente risulta:

$$\gamma_M = 1,35$$

Conseguentemente si verifica:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{35,86}{52,6} = 0,68 < 1 \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

5c. - Ancoraggio

Ogni struttura monoancoraggio del tipo Ready-C 150 necessita di essere opportunamente collegata ad una fondazione con ancoraggio profondo in doppia fune spiroidale. Di seguito si espone il suo dimensionamento.

Caratteristiche generali fondazione

Ancoraggio in fune

Perforazione eseguita con attrezzatura a rotoperussione fondo foro diametro $\varnothing_{\min}=90$ mm, **lunghezza ancoraggio nel bedrock $L=3,00$ m**, doppia fune spiroidale redanciata $\phi 14$ mm a norma EN12385-10 tipo 1x19 fili classe di resistenza filo 1770 N/mm^2 , **lunghezza cementata 3.000 mm**, a cui si aggiunge la lunghezza libera da definire in fase di esecuzione in funzione della stratigrafia rilevata, ma in ogni caso $> 2,00$ m.

Boiacca di iniezione per chiodi in barra

Miscela cementizia di classe minima $R_{ck} \min 30 \text{ N/mm}^2$, cemento tipo R 32,5, rapporto $A/C=0,35/0,40$, additivo fluidificante e antiritiro, iniezione da fondo foro con tubo in unica tornata (I.G.U.), pressione minima di iniezione $p_{\min} = 5$ bar e volume minimo iniettato:

$$V_{\min} = 1,5 V_{\text{teorico}}$$

Caratteristiche materiali

Fune spiroidale

Resistenza a trazione fune EN13385-10 / 1x37 / $\phi 14$ mm

$$C_r^{\text{fune}} = 182,6 \text{ kN}$$

Boiacca di cemento

Resistenza a compressione malta cementizia

Resistenza caratteristica cubica

Coefficiente di sicurezza

Aderenza barra – malta cementizia

Tensione tangenziale ammissibile

$$f_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = 15,8 \text{ N/mm}^2$$
$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$
$$\gamma_{m,c} = 1,9$$
$$\tau_b = 1,5 \times \tau_{co} = 0,9 \text{ N/mm}^2$$
$$\tau_{co} = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

Sono riportate di seguito le verifiche sulle fondazioni eseguite in accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008:

- Stato limite ultimo di tipo strutturale (STR): tensione massima di trazione sull'ancoraggio
- Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO): sfilamento dell'ancoraggio nell'interfaccia fune-malta cementizia;
- Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO): sfilamento ancoraggio nell'interfaccia malta cementizia-terreno/roccia;

SLU di tipo strutturale (STR)

Per la verifica della tensione massima di trazione sull'ancoraggio secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, si utilizzerà l'Approccio 1, Combinazione 1:

$$A1 "+" M1 "+" R3$$

Massima azione di progetto (trazione in asse alla redancia): $T_{Ed} = 150,0 \text{ kN}$

Resistenza di progetto (Carico di rottura di progetto ancoraggio):

$$T_{Rd} = R_{a,d} = \frac{R_{ak}}{\gamma_a} = \frac{2 \cdot C_r^{fune}}{\gamma_a \cdot f_r} = 243,4 \text{ kN}$$

dove:

- C_r^{fune} : carico di rottura fune singola = 182 kN
- configurazione R1 $\rightarrow \gamma_a = 1,2$ (tirante permanente)
- f_r : coefficiente di riduzione carico per curvatura fune su redancia $f_r = 1,25$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{150,0}{243,4} = 0,61 < 1 \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- sfilamento ancoraggio nell'interfaccia fune-malta cementizia;

Per la verifica dello sfilamento dell'ancoraggio nell'interfaccia fune-malta cementizia; secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, si utilizzerà l'Approccio 1, Combinazione 1:

$$A1 "+" M1 "+" R3$$

Massima azione di progetto (trazione in asse alla redancia): $T_{Ed} = 150,00 \text{ kN}$

Resistenza di progetto (aderenza caratteristica fune - cls) $R_{a;d} = A_{lat}^{funi} \cdot f_{bd} = 361,18 \text{ kN}$

dove:

$$A_{lat}^{funi} : \text{Area laterale trefoli } A_{lat}^{funi} = n \cdot \pi \cdot \Phi \cdot \beta \cdot L = 201.776 \text{ mm}^2$$

Φ : diametro fune = 14 mm

L_b : lunghezza ancoraggio fune 2700 mm

n : numero funi componenti l'ancoraggio $n=2$

β : Coefficiente di riduzione della superficie laterale per la presenza della doppia fune = 0,85

$$R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctm} = 4,03 \text{ N/mm}^2 \quad (\eta=1,0 \text{ per diametri} < 32 \text{ mm})$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c \cdot 1,5} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{150,0}{361,18} = 0,42 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- sfilamento ancoraggio nell'interfaccia malta cementizia-terreno/roccia;

Per la verifica dello sfilamento dell'ancoraggio nell'interfaccia fune-malta cementizia; secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, si utilizzerà l'Approccio 1, Combinazione 1:

$$A1 "+" M1 "+" R3$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Massima azione di progetto (trazione in asse alla redancia): $T_{Ed} = 150,00$ kN

La resistenza di progetto è calcolata tramite le formule seguenti:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R} = 351,7 \text{ kN}$$

γ_R rappresenta il coefficiente parziale della resistenza dell'ancoraggio, 1,2 nel caso in esame:

TIPOLOGIA DEGLI ANCORAGGI	Simbolo	Coeff. Parziale
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.10
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.20

$R_{a,k}$ è il valore della resistenza caratteristica, calcolata come di seguito:

$$R_{a,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a,3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a,4}} \right\} = 422 \text{ kN}$$

Numero profili d'indagine	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_{a,3}$	1.8	1.75	1.70	1.65	1.60
$\xi_{a,3}$	1.8	1.70	1.65	1.60	1.55

I valori medio e minimo delle resistenze $R_{a,c}$ (resistenza di calcolo a sfilamento del tirante), si calcolano utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno dedotti dai risultati di prove di laboratorio.

La resistenza allo sfilamento del tirante $R_{a,c}$ è stata calcolata con le relazioni di Schneebeli:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \sin\varphi \cdot \frac{1 + e^{2 \cdot \pi \cdot \tan\varphi}}{2} \cdot \gamma \cdot z = 549 \text{ kN}$$

dove:

D_p (diametro di perforazione)	= 90 mm;
L (lunghezza della zona ancorata)	= 3000 mm
z (profondità del punto medio del tratto ancorato)	= 4260 mm
γ (peso di volume minimo del terreno soprastante il tratto ancorato)	= 14 kN/m ³

Una volta calcolata $R_{a,c}$, il valore della resistenza caratteristica $R_{a,k}$ si è ottenuto tenendo conto dei profili d'indagine, 1 nel caso in esame, per cui:

$$\xi_{a,3} = 1,80$$

$$\xi_{a,3} = 1,80$$

$$R_{a,k} = 305 \text{ kN}$$

$$R_{a,d} = 169.44 \text{ kN}$$

Dalla verifica si ottiene:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{150}{169,44} = 0,885 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

Riepilogando, ciascuna struttura del tipo READY-C 150 sarà ancorata per mezzo di ancoraggi in doppia fune spiroidale d.14 mm 1x19 1770 N/mm², di lunghezza $> L = 5,00$ m in funzione della stratigrafia rilevata in fase di esecuzione.

Tali ancoraggi saranno tipo RRA – Reinforced Rope Anchorage, con rinforzo circolare di testa in acciaio meccanico e protezione con tubo in acciaio INOX.

C - CALCOLO DELLA CONDOTTA ACQUE METEORICHE (INTERVENTO TIPO "C")

E' stato effettuato un calcolo di verifica della sola condotta per la raccolta delle acque meteoriche nell'AREA N°2 (in Tav. n° 15, Intervento di tipo "C"), atteso che quella dell'AREA N°1 riguarda la raccolta di acque piovane relativa a pochi fabbricati, ampiamente sovradimensionata.

Il bacino idrografico sotteso dalla canalizzazione in Area N°2, maggiorato ai fini di sicurezza, ha una superficie di mq. 5.000. Trattandosi di un'area fortemente antropizzata, con vie lastricate a cemento, l'acqua che cade defluisce interamente; pertanto è ipotizzabile, anche a favore di sicurezza, che il coefficiente di deflusso sia pari all'unità.

Si considera per il calcolo della portata la pioggia massima di durata oraria con un tempo di ritorno di anni 50, secondo i dati forniti dal Servizio Idrologico Regionale il quale ha un pluviometro proprio a Tarsia. Per tale pioggia la portata oraria che si forma è:

$$5.000 \text{ mq} \times 0,05 \text{ ml} = 250 \text{ mc/h}; \quad 250 \text{ mc/s} / 3.600 = \mathbf{0,069 \text{ mc/s}} = 69 \text{ l/s}$$

VERIFICA DELLA SEZIONE ADOTTATA (Ø 300 mm)

S tubazione = **0,0707 mq** (sezione idrica)

P tubazione = 0,942 ml (contorno bagnato)

Lunghezza tratto esaminato = 100 ml; differenza di quota = 50 ml; $i = 50/100 = \mathbf{0,50}$ (pendenza)

Il raggio idraulico $R = S/P$ è pari a 0,0751 ml

Adottando il coefficiente 0,06 (superficie liscia - γ di Manning) si ottiene il coefficiente

χ di Bazin = 71,37

Applicando la formula di Chezy $v = \chi \cdot R^{2/3} \cdot i$

si ottiene la velocità del fluido pari a **13,83 m/s**

Di conseguenza la portata sarà: $Q = v \times S = 13,83 \times 0.0707 = \mathbf{0,977 \text{ mc/s.}}$

Dal che risulta VERIFICATA la condotta alla portata di progetto.

IL PROGETTISTA

ing. Giuseppe Infusini

