



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'

Servizio Infrastrutture e Mobilità
Ufficio Lavori Pubblici

C.C. 24/23_MIT - EXTRA

OGGETTO:

Interventi di manutenzione straordinaria mediante consolidamenti localizzati dei cigli e delle scarpate stradali sulle SP 49 di Sopralacroce e SP 26 della Val Graveglia.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

La presente copia informatica è conforme in tutte le sue parti all'originale cartaceo firmato e conservato agli atti di questa Amministrazione.

REDATTO DA: Ing. Basilio Massimo La Rocca	PROGETTISTI:	ALLEGATO	
		TAVOLA N°	
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE (in caso di professionista esterno) Ing. Basilio Massimo La Rocca	IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Ing. Francesca Villa		SCALA
	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Marco Ravera		DATA
CONTROLLATO	DATA	AGGIORNATO	DATA
APPROVATO	DATA	AGGIORNATO	DATA

SOMMARIO

1.0. PREMESSA	pag.01
2.0. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	pag.01
3.0. AZIONE SISMICA	pag.02
4.0. PARAMETRI GEOTECNICI	pag.03
5.0. LIVELLI TENSIONALI DEI MATERIALI	pag.04
6.0. APPROCCIO DI CALCOLO	pag.04
7.0. VERIFICA DELLE CHIODATURE	pag.05
7.1. verifica degli ancoraggi	pag.08
7.2. verifica della lunghezza di ancoraggio	pag.09
8.0. VERIFICA DELLA RETE	pag.11
8.1. verifiche in stato limite ultimo	pag.11
8.2. verifiche in stato limite di esercizio	pag.13
9.0 SOFTWARE DI CALCOLO IMPIEGATO E AFFIDABILITÀ	pag.13
10.0 RISUTLATI DELLA VERIFICA DEL SISTEMA DI CONSOLIDAMENTO CORTICALE	pag.14
11.0. CONCLUSIONI	pag.16
12.0 ALLEGATO GRAFICO	pag.17

1.0. PREMESSA

La presente relazione di calcolo è relativa all'intervento di mitigazione del rischio idro-geomorfologico, tramite posa di reti corticali, a monte di Via San Nicolò in località scogli grossi nel comune di Camogli (GE), su area di proprietà del Fondo Ambiente Italiano. Il fronte oggetto di intervento è costituito da una falesia marina caratterizzata anche da pendenze elevate, non presidiata da terrazzamenti antropici e caratterizzata in gran parte da roccia affiorante o subaffiorante in condizioni di significativa disarticolazione.

Gli studi geologici messi in atto a seguito dei frequenti distacchi di materiale lapideo hanno evidenziato la sussistenza di condizioni di criticità relativamente alla stabilità del fronte; il materiale in caduta si riversa sulla strada pedonale sottostante e viene a costituire un elemento di pericolo per il transito pedonale che avviene normalmente nel corso della stagione turistica. L'intervento a progetto si propone di mitigare tale rischio attraverso la messa in opera di un intervento atto a stabilizzare il fronte roccioso. Il presente elaborato tratta delle verifiche strutturali e di stabilità relative agli interventi geotecnici previsti per la messa in sicurezza del versante, consistenti in particolare nel consolidamento corticale mediante posa di reti armate. Per una descrizione di dettaglio dell'intervento si rimanda alla relazione illustrativa a corredo del progetto. Per il calcolo delle reti, in particolare per la resistenza del sistema di ancoraggi è stato assunto uno spessore di superficie erosa instabile corticale che può mobilitarsi pari a 90 cm. Il sistema di tiranti contrasta l'instabilità globale dell'intero corpo eroso; sarà valutata in corso d'opera la necessità di operare rafforzamenti localizzati, quali ad esempio la posa di pannelli fune, in funzione delle condizioni di stabilità e delle dimensioni di eventuali blocchi per i quali dovesse emergere la necessità di operare rafforzamenti più consistenti. Si prevede l'impiego di rete metallica a doppia torsione ϕ 3mm e maglia esagonale tipo 8x10 cm; le chiodature sono in acciaio tipo 450C zincato ϕ 24 mm, lunghezza 3m e maglia 3x3m.

Per gli aspetti geologici si è fatto riferimento all'elaborato Relazione geologico tecnica a firma del dott. Geol. Andrea Robbiano con studio in Chiavari (GE), Via Nino Bixio 22D/4.

2.0. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".
- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale "Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti rete metallica a doppia torsione"

3.0. AZIONE SISMICA

Le condizioni di stabilità del fronte roccioso in condizioni sismiche sono state analizzate applicando il metodo pseudostatico per la valutazione dell'incremento di forza sismica agente sulla struttura corticale. Il metodo prevede l'applicazione di una azione sismica proporzionale peso di volume W mobilitato attraverso l'applicazione di un coefficiente sismico orizzontale k_h e verticale k_v rispettivamente pari a:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, determinabile secondo la seguente tabella 7.11.I delle NTC.2018

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito determinata attraverso la formulazione seguente:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

con

S_t = coefficiente di amplificazione topografica

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

Nel caso in esame vengono considerati i seguenti parametri per il calcolo dell'azione sismica:

Latitudine: 44.37344°

Longitudine: 9.08381°

Vita nominale dell'opera: $V_n = 50$ anni

Classe d'uso: II

Coeff. d'uso: $C_u = 1$

Periodo di riferimento: $V_r = 50$ anni

Tempo di ritorno (SLV): $T_r = 475$ anni

Si ottengono i seguenti parametri spettrali:

accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido:

$$a_g/g = 0.1248$$

Valore massimo del fattore di amplificazione spettrale orizzontale:

$$F_0 = 2.44$$

Periodo di inizio del tratto a v. costante dello spettro orizzontale

$$T^*_C = 0.28 \text{ s}$$

Categoria del suolo A

Categoria topografica T2

Coefficiente di amplificazione topografico (tab. 3.2.V NTC2018):

$$S_t = 1.2$$

Coefficiente di amplificazione stratigrafico (tab. 3.2.IV NTC2018):

$$S_s = 1.00$$

$$\text{Coefficiente } S = S_T \cdot S_s = 1.2$$

Si ricava dunque l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1 \cdot 1.2 \cdot 0.0744 \cdot 9.81 = 1,469 \text{ m/s}^2$$

Si determina infine il coefficiente sismico orizzontale. Con riferimento alla tab. 7.11.I delle NTC2018 si ricava il coefficiente β_s per $a_g(g) < 0.1$ e categoria di sottosuolo A:

$$\beta_s = 0.27$$

da cui:

$$k_h = 0.27 \cdot 1.469/9.81 = 0.04$$

$$k_v = \pm 0.02$$

4.0. PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento alla relazione geotecnica corredo del progetto si assumono nelle verifiche di cui al presente elaborato i seguenti parametri geomeccanici e geometrici per la caratterizzazione del pendio:

$\beta = 80^\circ$	pendenza media del versante da consolidare
$s = 0.50 \text{ m}$	spessore della porzione corticale potenzialmente instabile
$\gamma = 2600 \text{ kg/m}^3$	peso specifico dell'ammasso roccioso
$JCR = 9$	coefficiente di rugosità del giunto
$JCS = 20 \text{ MPa}$	resistenza a compressione semplice del giunto

5.0. LIVELLI TENSIONALI DEI MATERIALI

Con riferimento alla relazione sui materiali si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e tensionali dei materiali impiegati nell'intervento di consolidamento corticale.

RETE METALLICA

Rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10 cm in accordo con le UNI EN 10223-3, tessuta con trafilato di ferro, conforme alle UNI EN 102223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI EN 10218 per le tolleranze sui diametri, con carico di rottura compreso tra 350 e 550 N/mm² e allungamento minimo pari al 10% con un diametro pari a 3.00 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco – Alluminio (5%) – Cerio – Lantanio conforme alla EN 10244 – Classe A con un quantitativo non inferiore a 255 gr/m².

FUNI DI CONTENIMENTO (interne e perimetrali)

Acciaio conforme alle norme UNI EN 10264-2 e UNI ISO 2408.

Diametro:	$\phi = 12 \text{ mm}$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 1770 \text{ N/mm}^2$
Carico di rottura:	$F_{tk,12} = 90.70 \text{ kN}$

BARRE DI ANCORAGGIO

Acciaio tipo B450C zincato

Diametro:	$\phi = 24 \text{ mm}$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Allungamento a rottura 5%	

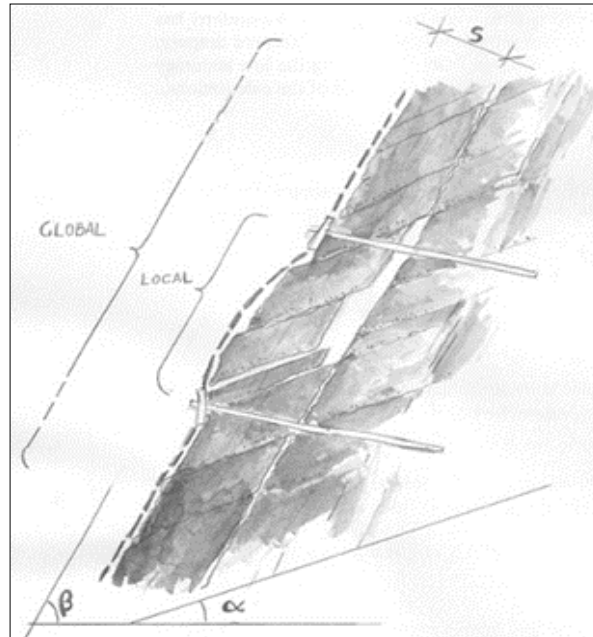
6.0. APPROCCIO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo adottato per le verifiche assume che sia presente sul versante di uno strato superficiale instabile soggetto a fenomeni erosivi che causano distacchi localizzati di materiale lapideo e fenomeni di instabilità secondo determinati piani inclinati; il sistema di consolidamento a progetto che si realizza attraverso l'azione congiunta di rete corticale e ancoraggi entra in funzione in maniera passiva al manifestarsi di una delle due condizioni seguenti:

- attivazione di un meccanismo di stabilità globale dell'intero corpo eroso che scivola su un piano inclinato β ; tale meccanismo è contrastato dall'azione della maglia di ancoraggi;
- attivazione di meccanismi di instabilità localizzata causati dal distacco di uno o più blocchi dal corpo eroso. La dinamica dell'instabilità potrebbe essere una qualsiasi (planare o a cuneo scorrevole, rotolante, in caduta, ecc.); nel calcolo si

considera solo lo scorrimento planare su un piano α , che è il caso più sfavorevole. Tale meccanismo locale è contrastato dalla rete.

L'immagine seguente è rappresentativa della schematizzazione del pendio e dei piani inclinati considerati nei due meccanismi sopra descritti.



Nel calcolo si assume che lo strato corticale instabile giaccia in condizioni di equilibrio limite e viene analizzata la stabilità del cuneo di roccia attraverso il rapporto tra le forze resistenti e quelle destabilizzanti lungo la ipotetica direzione di scivolamento; il comportamento meccanico delle discontinuità assunto è quello del modello rigido perfettamente plastico. Si considera inoltre la presenza del carico dinamico da sisma, schematizzato con due forze pseudostatiche F_h ed F_v costanti nel tempo e proporzionali alla massa del volume potenzialmente instabile.

7.0. VERIFICA DELLE CHIODATURE

Il sistema di ancoraggi contrasta il meccanismo di collasso globale dello strato instabile sul piano inclinato β , strato che può considerarsi costituito dalla somma di tutti i volumi degli elementi lapidei oggetto di dislocamento e distacco. L'equazione che governa l'equilibrio tra la forza stabilizzante W_s e la forza destabilizzante W_d è la seguente:

$$W_s = \frac{\{ [W \cdot \cos(\beta) \pm F_v \cos(\beta) \pm F_h \sin(\beta)] \cdot \tan(\phi) + R \}}{\gamma_{RW}} \geq \{ W \cdot \sin(\beta) \pm F_v \sin(\beta) \pm F_h \cos(\beta) \} \cdot \gamma_{DW} = W_d$$

dove:

W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare;

β = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento;

ϕ = angolo di attrito residuo del giunto;

R = contributo stabilizzante degli ancoraggi;

γ_{RW} = coefficiente di sicurezza riduttivo delle forze stabilizzanti;

γ_{Dw} = coefficiente di sicurezza amplificativo delle forze destabilizzanti.

Per quanto attiene al coefficiente γ_{RW} si ha:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \cdot \gamma_{WG} \cdot \gamma_{BH}$$

in cui:

γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile s. Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana;

γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Usualmente è assunto pari a 1.00, ma se ci sono gravi incertezze (ad esempio quando la densità non è omogenea, come nei flysch) può essere assunto pari 1.05;

γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento dei chiodi e innescare un indebolimento dell'intero sistema. Usualmente è assunto pari a 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o la massa roccia è soggetta ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Nello specifico si assume:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \cdot \gamma_{WG} \cdot \gamma_{BH} = 1.30 \cdot 1.00 \cdot 1.05 = 1.36$$

Per quanto attiene al coefficiente γ_{Dw} si ha:

$$\gamma_{Dw} = \gamma_{MO} \cdot \gamma_{OL}$$

in cui:

γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia del pendio. Se la scarpata è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie del pendio è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10;

γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sul pendio. Usualmente è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

Nello specifico si assume:

$$\gamma_{Dw} = \gamma_{MO} \cdot \gamma_{OL} = 1.20 \cdot 1.10 = 1.32$$

Con riferimento alle NTC 2018, al §. 6.3.4 relativamente alle verifiche di sicurezza da eseguirsi nell'ambito dell'analisi della stabilità dei pendii, viene fornita la seguente indicazione:

“La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico”.

Ed inoltre:

“L'adeguatezza del margine di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve comunque essere giustificata sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana”.

Nelle verifiche di calcolo eseguite con il software di calcolo MACRO1 prodotto da Officine Maccaferri si è fatto riferimento ai coefficienti di sicurezza assunti con i valori sopra indicati tenendo conto delle indicazioni del produttore, che tuttavia risultano compatibili con quelli definiti dalle combinazioni di normativa secondo la combinazione 2 dell'approccio 1. Si riporta di seguito la tabella 6.2.1 delle NTC 2018 in cui sono indicati i coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni.

Tab. 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni					
	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Il peso del terreno costituisce carico permanente strutturale e pertanto ad esso si applicano i coefficienti γ_{G1} validi per le azioni legate ai carichi permanenti strutturali. L'utilizzo dei coefficienti per i carichi strutturali è indicato al §. 6.2.4.1.1 delle NTC 2018: *“Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità”*. La componente del peso del blocco ortogonale al pendio è favorevole alla stabilità dell'opera, mentre la componente ad esso parallelo è una azione sfavorevole. Le NTC 2018 prevedono pertanto per la componente sfavorevole (azioni sfavorevoli) $\gamma_{G1} = 1.3 < 1.32$ considerato nel calcolo. Per le azioni favorevoli $\gamma_{G1} = 1 < 1.36$ considerato nel calcolo. Ne risulta pertanto che i coefficienti di sicurezza impiegati sono compatibili e cautelativi rispetto ai valori indicati nelle Norme Tecniche 2018.

7.1. VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ANCORAGGI

Il sistema di ancoraggi contrasta il meccanismo di collasso globale dello strato instabile. La forza resistente R che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il giunto di scorrimento è determinata con la seguente formulazione:

$$R = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot N_e$$

dove:

$$m = \cotg(\varepsilon + \delta)$$

ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare al giunto di scivolamento, pari ad

$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$, dove θ_0 è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale;

δ = dilatanza della superficie di scivolamento;

N_e = resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) = $E_{SS} \cdot \sigma_{adm} = E_{SS} \cdot \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$;

γ_{ST} = coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio;

E_{SS} = area efficace della barra di acciaio = $\pi/4 \cdot ((f_e - 2 \cdot f_c)^2 - f_i^2)$;

f_e = diametro esterno della barra di acciaio;

f_c = spessore di corrosione della corona esterna f_i = diametro minore della barra di acciaio.

In accordo con il criterio di rottura di Barton–Bandis, il valore δ è approssimato come:

$$\delta = \frac{JRC \cdot \log\left(\frac{JCS}{\sigma_{plan}}\right)}{3}$$

dove:

α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

σ_{plan} = sforzo di trazione sul piano di scivolamento

JRC = coefficiente di rugosità del giunto, che vale:

$$JRC_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)}$$

JCS = resistenza a compressione semplice del giunto, che vale:

$$JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$$

in cui:

JCS₀ = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione;

JRC₀ = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione;

L₀ = lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati);

L_g = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi di 1.0 m per mancanza di dati).

7.2. VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO

Nella valutazione della lunghezza degli ancoraggi viene considerato quanto segue:

- Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del pendio. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l' "immorsamento" della barra nella porzione stabile.
- La barra d'acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (pioggia, ghiaccio, attacco cloridrico, variazioni di temperatura, ecc.).
- La barra d'acciaio è in grado di sviluppare la resistenza al taglio, perché roccia e malta sviluppano la stessa forza opposta. Ma siccome roccia e malta sono più deboli dell'acciaio, in genere la roccia plasticizza vicino la superficie di scorrimento. La quantità di volume che plasticizza dipende dal tipo di roccia.

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

dove:

$$L_s = \text{lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso} = P / (\pi \phi_{\text{drill}} \tau_{\text{lim}} / \gamma_{\text{gt}})$$

L_i = lunghezza nella porzione alterata = $s / \cos \varepsilon \gamma_{dw}$

L_P = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso;

in cui:

ϕ_{drill} = diametro della perforazione

τ_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia

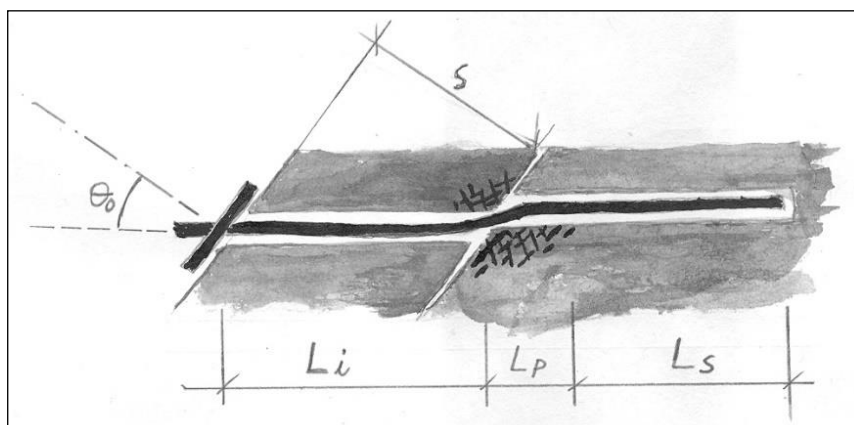
γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia.

P = carico di sfilamento, assunto il valore maggiore tra:

$P_{\text{Mesh}} = ((W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos (\alpha + \theta_o)) i_x$ = carico di sfilamento dovuto alla rete;

$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos (\beta + \theta_o)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del pendio

La seguente figura mostra la discretizzazione della sopra definita lunghezza di ancoraggio.



La lunghezza dell'ancoraggio, in questo modo, viene definita in maniera preliminare. La lunghezza finale appropriata delle barre deve essere valutata durante le operazioni di perforazione.

Il coefficiente di sicurezza utilizzato nella verifica di sfilamento delle barre di ancoraggio è stato determinato considerando la combinazione A1 M1 R3 impiegata per la verifica ad estrazione dei tiranti di ancoraggio di cui al §. 6.6.2 delle NTC 2018, assumendo: $Y_{R3} = 1.20 \cdot 1.8 = 2.16$. Di seguito si riportano le tab. 6.6.I e 6.6.III delle Norme Tecniche recanti i coefficienti sopra indicati.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

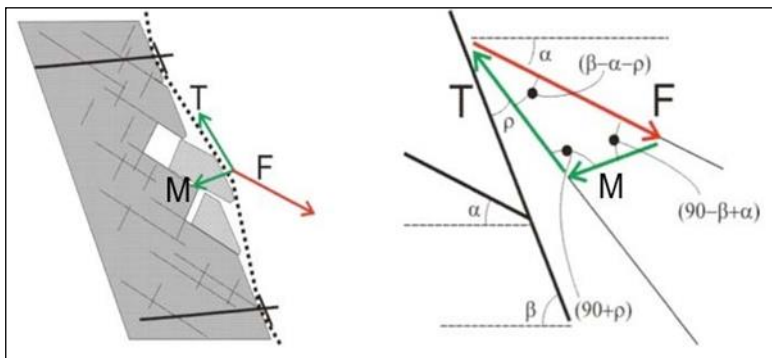
Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

8.0 VERIFICA DELLA RETE

8.1 VERIFICHE IN STATO LIMITE ULTIMO

Si ammette che alcuni blocchi secondari possano scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione α , dove α è minore della pendenza del versante β , e spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico per metro lineare del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale i_y tra due chiodi. Il seguente schema mostra il sistema di forze che agiscono sul rivestimento.



Dove:

F = forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra gli ancoraggi su un piano con inclinazione α .

T = forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi che scivolano spingono sul rivestimento. La forza può svilupparsi perché c'è un grande attrito tra la rete e i blocchi, e si forma una tasca. Il rivestimento, che è considerato ancorato solo sulla porzione superiore, reagisce a T mobilizzando la resistenza a trazione della rete.

M = forza di punzonamento sviluppata dai blocchi perpendicolari al piano del rivestimento. La forza si sviluppa in quanto ci sono diversi vincoli laterali, come gli ancoraggi (forte vincolo) e la rete (vincolo più debole). L'entità di M dipende largamente dalla rigidità della rete: maggiore è la rigidità della rete, maggiore sarà l'efficacia del rivestimento.

Nel caso della rete, lo stato limite ultimo è soddisfatto quando

$$T_{adm} - T \geq 0$$

dove:

T_{adm} = resistenza a trazione ammissibile della rete.

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{adm} = T_m / \gamma_{MH}$$

dove:

T_m = resistenza a trazione della rete.

γ_{MH} = coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione, di valore non inferiore a 2.50 che tiene in considerazione lo stato disomogeneo di stress agente sulla rete.

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete M , che può essere calcolata con la seguente formulazione:

$$M = F \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x$$

in cui:

$M_{bdrv} = M_b \cdot (\sin \alpha + c \cos \alpha) \cdot \gamma_{DW}$ = forze agenti

$M_{bstb} = (M_b \cdot \sin \alpha \cdot (1 - c)) \cdot \gamma_{RW}$ = forze resistenti

$M_b = V \cdot \gamma$ = peso dell'ammassa di roccia instabile

V = volume instabile massimo tra gli ancoraggi

Il massimo volume V che può mobilitarsi tra gli ancoraggi è calcolato come segue:

$$V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha) \quad \text{se} \quad \alpha \geq \beta - (\arctan(s/i_y)) \text{ e } \alpha < \beta$$

$$V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot s^2 / \tan(\beta - \alpha) \quad \text{se} \quad \alpha < \beta - \arctan(s/i_y)$$

Per quanto attiene alla verifica al punzonamento della rete si ammette che il carico di punzonamento sulla rete può essere superiore al peso del volume di roccia tra gli ancoraggi. Se:

$$M/i_x / \sin(\beta - \alpha - \rho_p) < M_b \sin \beta$$

allora

$$T = M/i_x / \sin(\beta - \alpha - \rho_p)$$

altrimenti:

$$T = M_b \sin \beta$$

con

Z_{bulg} = deformazione correlata al carico di punzonamento M , direttamente misurata da dati sperimentali

ρ_p = angolo della deformazione della rete $\approx \arctg(2 Z_{bulg} / i)$

i = spaziatura media tra gli ancoraggi = $(i_x * i_y)0.5$

8.2 VERIFICHE IN STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Lo stato limite di servizio fornisce informazioni riguardanti quanto segue:

- attività di manutenzione sul rivestimento necessaria;
- rischi di denudamento degli ancoraggi;
- interferenza tra l'infrastruttura e il rivestimento del versante come conseguenza di deformazioni eccessive.

Lo stato limite di servizio è soddisfatto se:

$$B_{bulg} - Z_{bulg} \geq 0$$

Dove:

$B_{bulg} = D_{mbulg} / Y_{mbulg}$ = deformazione ammissibile

D_{mbulg} = deformazione di progetto massima

Y_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; varia tra 1.30 (rivestimento correttamente installato su un versante con una superficie regolare) e 3.00 (rivestimento installato non correttamente su un versante con una morfologia irregolare).

Z_{bulg} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti sulla base del carico di punzonamento M .

9.0 SOFTWARE DI CALCOLO IMPIEGATO E AFFIDABILITÀ

La modellazione delle strutture e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con MACRO1 prodotto da Officine Maccaferri spa. Il programma utilizza l'approccio all'equilibrio limite per la progettazione delle reti di rivestimento.

AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO

Il codice, ampiamente utilizzato a livello nazionale, è fornito con manuale di validazione in cui i risultati ottenuti con il programma vengono positivamente confrontati con quelli reperibili in letteratura. Il sottoscritto ha inoltre provveduto ad esaminare la documentazione sulla validazione dei codici di calcolo resa disponibile dal produttore del software ed a modellare ed analizzare con il suddetto software i file di esempio forniti dal produttore ed altre semplici casistiche. Quindi, è stata verificata la congruenza numerica dei risultati ottenuti dal calcolo automatico con quelli ottenibili in maniera manuale ed avvalendosi dei risultati presentati nella letteratura tecnica.

10.0 RISULTATI DELLA VERIFICA DEL SISTEMA DI CONSOLIDAMENTO CORTICALE

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche svolte per il sistema di consolidamento a progetto eseguito con i criteri esposti nella presente relazione di calcolo.

● Input

Rock Slope

Slope inclination [°]	80
Thickness of the surficial instability [m]	0.50
Density of the rock mass [kN/m³]	25.50
Assumed plasticization between rock and anchor [m]	0.25

Most Dangerous Joint

Inclination [°]	75
Compressive Strength JCS [MPa]	20.00
Roughness coefficient JRC	9.00

Seismic Acceleration

Horizontal seismic coefficient	0.02
--------------------------------	------

Mesh

Mesh type	Steelgrid MO 300	
Mesh ultimate tensile strength [kN/m]		60.00
Maximum design displacement [m]		0.50

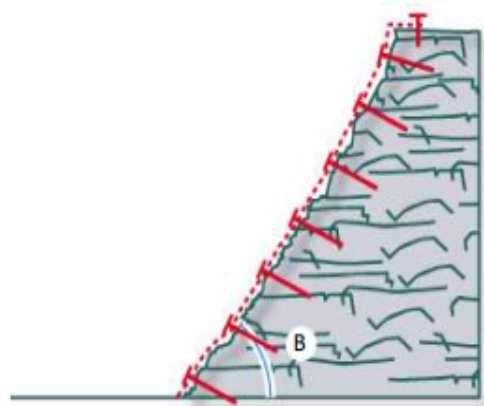
Anchor Bars

Geometry

Horizontal spacing between the anchors [m]	3.00
Vertical spacing between the anchors [m]	3.00
Inclination of bar to the horizontal [°]	10

Anchor Type

Bar type	Steel bars B450C	
Bar internal diameter [mm]		0
Bar external diameter [mm]		24
Thickness of corrosion crown [mm]		1
Bar yield stress [MPa]		450.00
Rock-grout adhesion (Bond stress) [MPa]		0.80



Safety Coefficients

Uncertainty of the thickness of surficial instability	1.30
Uncertainty of the rock mass unit weight	1.00
Uncertainty of rock behavior and weathering	1.05
Safety coefficient to reduce stabilizing forces	1.36

Slope surface morphology	1.20
External loads	1.02
Safety coefficient to increase the driving forces	1.32

Global Safety Coefficient	1.80
----------------------------------	-------------

Coefficient for the mesh tensile resistance	2.50
Coefficient for the maximum mesh displacement	1.20

Coefficient for the steel bar yield stress	1.05
Coefficient for rock-grout adhesion (bond stress)	2.16

Results

Bar design check (Slope SF)

1.12 Satisfied

Mesh design check

2.43 Satisfied

Serviceability design check

3.82 Satisfied

Bar design

Stabilizing forces [kN]	167.15
Driving forces [kN]	149.69
Ratio Stabilizing/Driving forces	1.12
Angle between perpendicular to slope and bar axis [°]	0.00
Minimum acceptable steel yield stress [MPa]	428.57
Effective cross section of bar [mm ²]	380.13
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	85.72
Minimum drilling diameter (NOMINAL) [mm]	39.00
Anchor pull-out force due to global instability [kN]	1.54
Anchor pull-out force due to global instability [kN]	0.00
Maximum pull-out force (total) [kN]	1.54
Minimum bar length in the stable rock mass [m]	0.10
Minimum length (bar) in the unstable rock mass [m]	0.70
Minimum total bar length [m]	1.05

Serviceability

Maximum acceptable displacement [m]	0.42
Calculated mesh displacement [m]	0.11
Displacement Ratio	3.82

Geometry

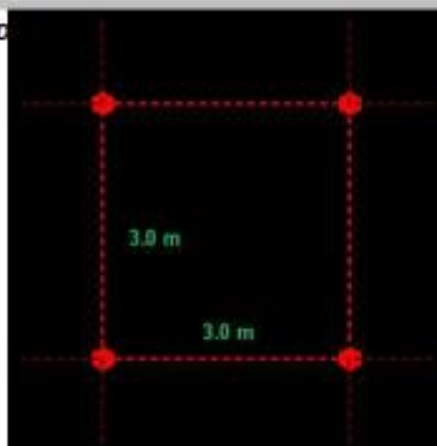
Mesh design

Admissible tensile stress of the mesh [kN/m]	24.00
Max. tensile stress within the mesh [kN/m]	9.89
Force-strength ratio	2.43
Potential unstable volume on joint - case A [m ³ /m]	0.39
Potential unstable volume on joint - case B [m ³ /m]	0.00
Potential unstable volume on joint - case C [m ³ /m]	0.00
Maximum rock volume that can slide between anchors [m ³ /m]	0.39
Maximum rock weight that can slide between anchors [kN/m]	10.04
Sum of driving forces acting on the sliding plane [kN/m]	12.87
Sum of stabilizing forces acting on the sliding plane [kN/m]	6.99
Punching forces acting on the mesh [kN]	1.54
Average angle between deformed mesh plane and rock surface [°]	4.30

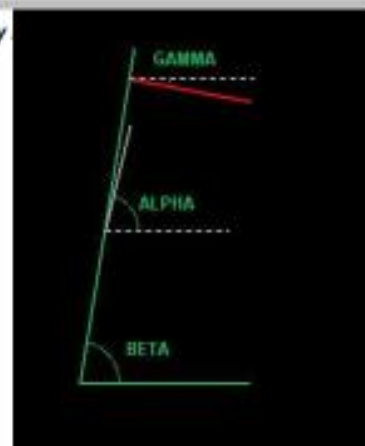
Features of the instability

Pressure on the average slip surface [MPa]	0.00
Initial dilance of the most dangerous joint [°]	5.50
Total unstable volume controlled by each anchorage [m ³]	4.50
Total unstable weight controlled by each anchorage [kN]	114.75

Nails D



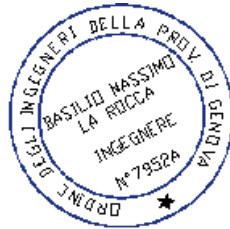
Instability



11.0 CONCLUSIONI

Le analisi strutturali eseguite hanno dimostrato che l'intervento a progetto risulta idoneo al soddisfacimento dei livelli di sicurezza previsti dalle vigenti Norme Tecniche nei confronti delle azioni statiche e sismiche relativamente all'azione sismica attesa per il sito, per categoria di sottosuolo A e categoria topografica T2.

Genova, 25/02/2026



Il Tecnico
Ing. Basilio Massimo La Rocca

12.0 ALLEGATO GRAFICO



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'
SERVIZIO INFRASTRUTTURE E MOBILITA'
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

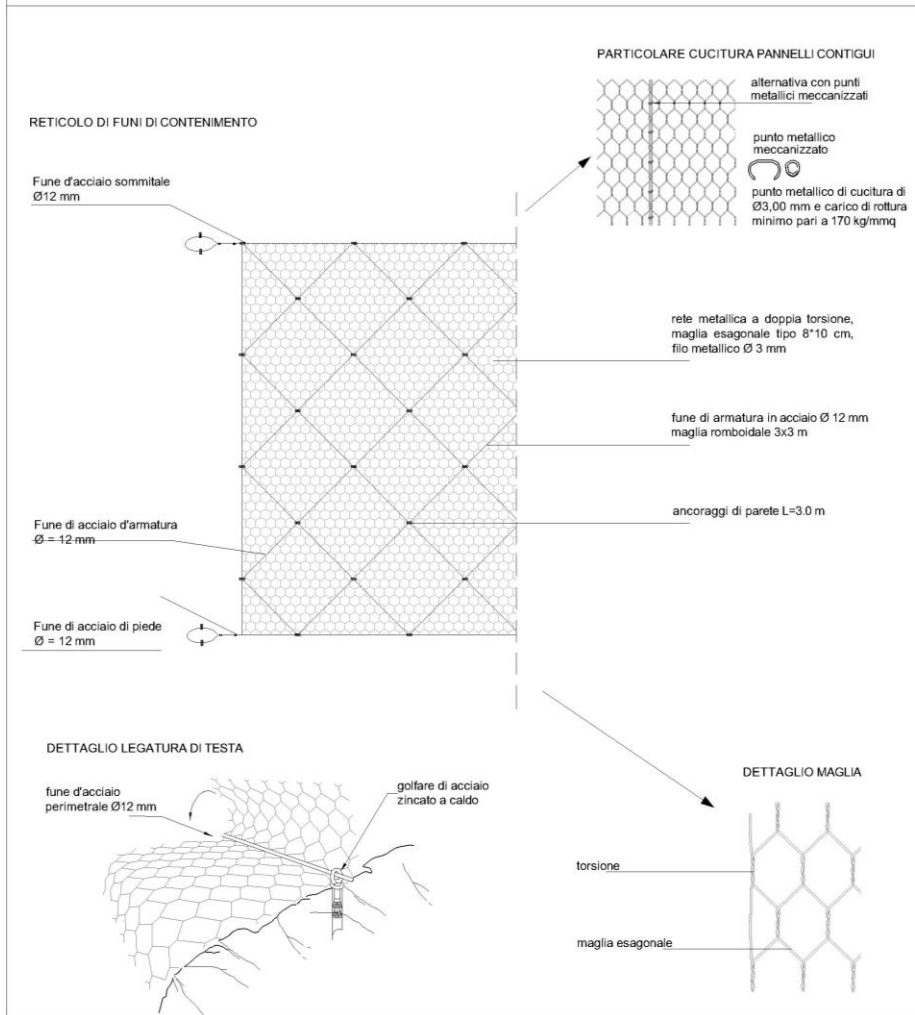
CODICE COMMESSA: 24/23_MIT

24/23_MIT – SP dell'Ufficio Viabilità Levante – Interventi di manutenzione straordinaria mediante consolidamenti localizzati dei cigli e delle scarpate stradali. SP 49 - Comuni vari -

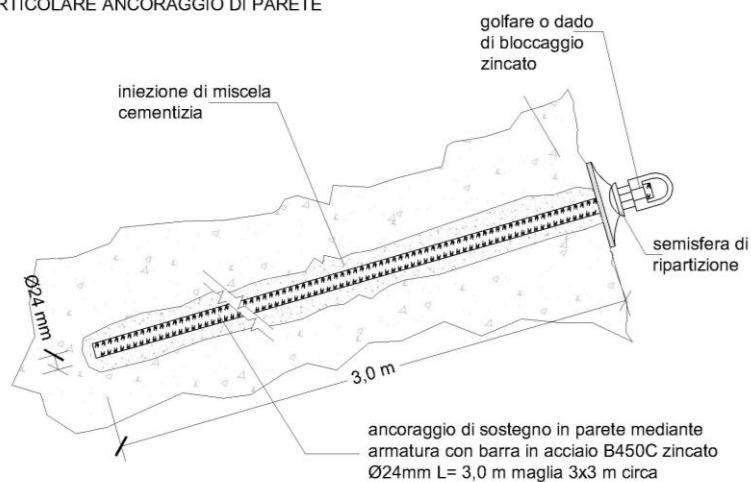
PROGETTO ESECUTIVO SP 49

TITOLO: TAVOLA ESECUTIVA DI DETTAGLIO INTERVENTO 1- CONSOLIDAMENTO CORTICALE DEL VERSANTE CON RETI ARMATE					
REDATTO DA: Ing. Basilio Massimo La Rocca		I PROGETTISTI: Ing. Basilio Massimo La Rocca  P.zza G. Alessi, 2/16 - 16128 GENOVA Cell. 340.180.79.52 e.mail: basilio_massimo@yahoo.it		ALLEGATO TAVOLA N° DIS-ESE-01	
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:		IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Ing. Francesca Villa		SCALA varie	
		IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Marco Ravera		DATA 25/02/2026	
CONTROLLATO	SIGLA	DATA	AGGIORNATO	SIGLA	DATA
APPROVATO	SIGLA	DATA	AGGIORNATO	SIGLA	DATA

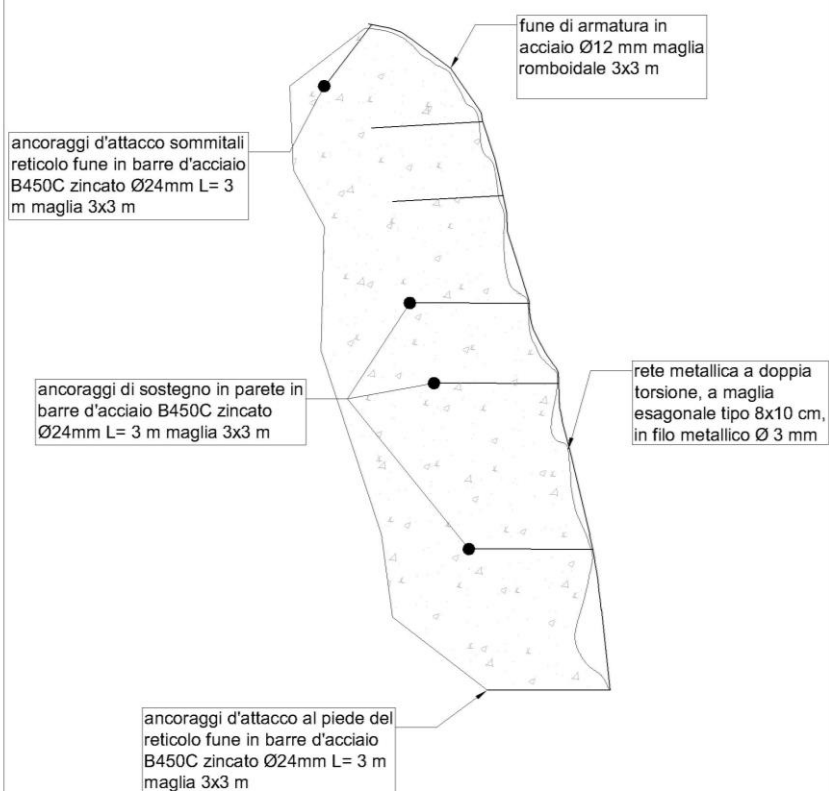
INTERVENTO 1 - CONSOLIDAMENTO CORTICALE DEL VERSANTE CON RETI ARMATE



PARTICOLARE ANCORAGGIO DI PARETE



SEZIONE TIPO DEL RIVESTIMENTO



MATERIALI

RETE METALLICA

Rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10 cm in accordo con le UNI EN 10223-3, tessuta con trafilato di ferro, conforme alle UNI EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI EN 10218 per le tolleranze sui diametri, con carico di rottura compreso tra 350 e 550 N/mm² e allungamento minimo pari al 10% con un diametro pari a 3.00 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco – Alluminio (5%) – Cerio – Lantanio conforme alla EN 10244 – Classe A con un quantitativo non inferiore a 255 gr/m².

FUNI DI CONTENIMENTO (interne e perimetrali)

Acciaio conforme alle norme UNI EN 10264-2 e UNI ISO 2408, rivestito in lega eutettica Zn-Al 10%; trefoli a 7 fili.

Diametro:	$\phi = 12 \text{ mm}$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 1770 \text{ N/mm}^2$
Carico di rottura:	$F_{tk,12} = 90.70 \text{ kN}$

BARRE DI ANCORAGGIO

Barre in Acciaio tipo B450C zincato, filettate in testa e munite di golfare in acciaio zincato.

Diametro:	$\phi = 24 \text{ mm}$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Allungamento a rottura:	5%

1.0. PREMESSA

La presente relazione contiene le prescrizioni riguardo le caratteristiche dei materiali, la loro confezione ed il loro impiego nell'esecuzione delle strutture previste nel progetto.

2.0. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI AD USO STRUTTURALE

RETE METALLICA

Rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10 cm in accordo con le UNI EN 10223-3, tessuta con trafilato di ferro, conforme alle UNI EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI EN 10218 per le tolleranze sui diametri, con carico di rottura compreso tra 350 e 550 N/mm² e allungamento minimo pari al 10% con un diametro pari a 3.00 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco – Alluminio (5%) – Cerio – Lantanio conforme alla EN 10244 – Classe A con un quantitativo non inferiore a 255 gr/m².

FUNI DI CONTENIMENTO (interne e perimetrali)

Acciaio conforme alle norme UNI EN 10264-2 e UNI ISO 2408, rivestito in lega eutettica Zn-Al 10%; trefoli a 7 fili.

Diametro:	$\phi = 12 \text{ mm}$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 1770 \text{ N/mm}^2$
Carico di rottura:	$F_{tk,12} = 90.70 \text{ kN}$

BARRE DI ANCORAGGIO

Barre in Acciaio tipo B450C zincato, filettate in testa e munite di golfare in acciaio zincato.

Diametro:	$\phi = 24 \text{ mm}$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Allungamento a rottura:	5%

Genova, 25/02/2026



Il Tecnico
Ing. Basilio Massimo La Rocca

A handwritten signature in blue ink, reading "Basilio Massimo La Rocca".