

Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"
Comuni di Torriglia e Montebruno
dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)
2° stralcio funzionale

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Galleria Artificiale GA01

Relazione Geotecnica e di Calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE				REVISIONE	SCALA:	
PROGETTO	LIV. PROC.	N. PROG.	TOOGA01GETRE01A						
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB.	T00	GA01	GET	RE01	A	-
C									
B									
A	EMISSIONE		Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli			
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO			

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Galleria artificiale pk 0+590 km
RELAZIONE GEOTECNICA

Sommario

1	<i>Premessa</i>	3
2	<i>Normative</i>	5
3	<i>Analisi dei carichi</i>	6
3.1	Azione sismica	6
4	<i>Combinazioni di carico</i>	8
5	<i>Modellazione geotecnica e verifiche</i>	9
6	<i>Opere di sostegno provvisoria</i>	10
6.1	Analisi di stabilit�	11
6.2	Risultati dell'analisi di stabilit�	15
6.3	Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi	18

1 Premessa

Nel presente documento si illustrano gli aspetti di carattere geotecnico della galleria artificiale, nell'ambito del progetto definitivo della Variante alla S.S. 45 "Val Trebbia" Comuni di Torrighia e Montebruno dal km 31+500 (Costafontana) al km 35+600 (Montebruno), 2° Stralcio funzionale".

Nelle figure sottostanti si riportano la planimetria e la sezione longitudinale dell'opera.

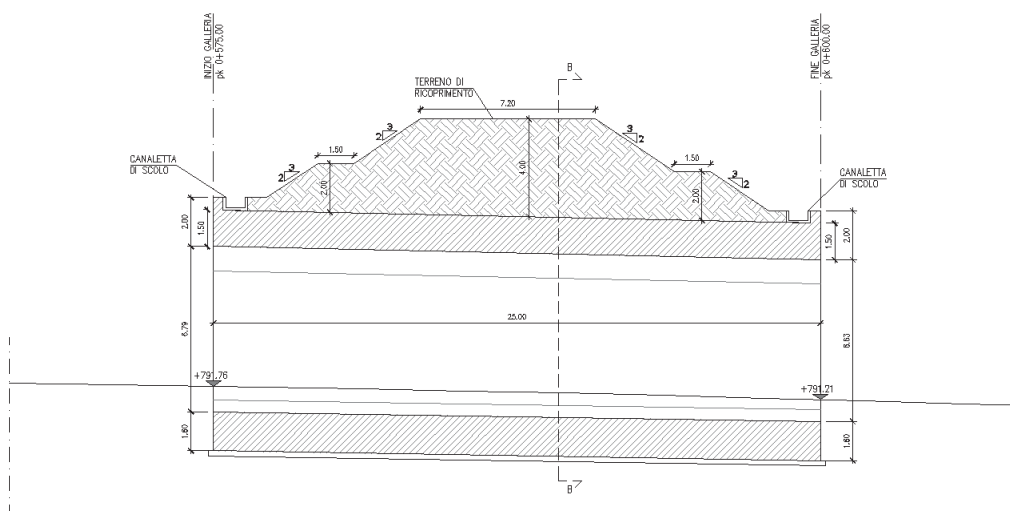
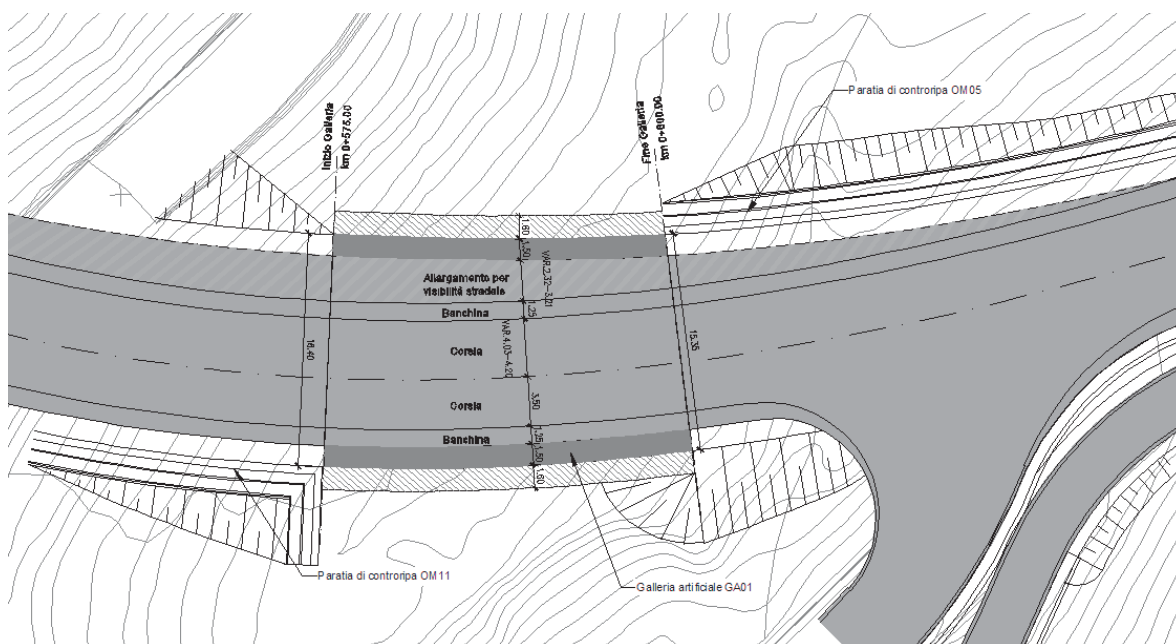


Figura 1 - Profilo longitudinale e Pianta

La galleria si sviluppa per una lunghezza di 25 m, dalla pk 0.575.00 alla pk 0+600.00; le dimensioni interne sono variabili: larghezza 15.35-16.40m, altezza 6.59-6.80m.

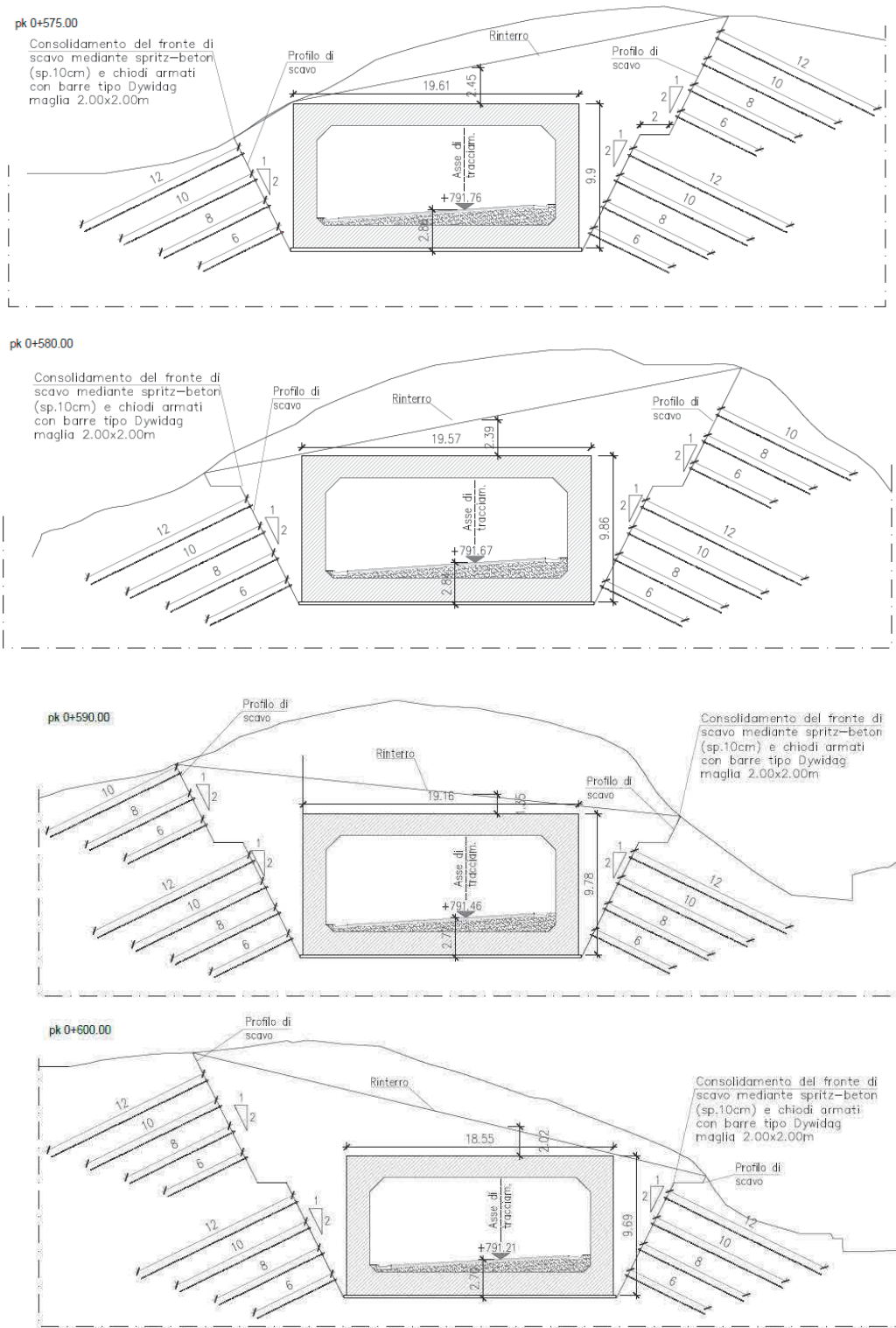


Figura 2 – Sezioni trasversali

2 Normative

Sono state osservate le seguenti norme in vigore per la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e dei collegamenti e per le altre considerazioni progettuali in genere:

- Testo Unico: Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018;
- Circ. Min. LL. PP. N°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 09/01/1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. 15/10/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circolare Min. 04/07/1996 n°156AA.GG./STC. "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483 – L. 02/02/1974, n° 64 – art. 1 D.M. 11/03/1988 "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI 9858 ENV 206 "Calcestruzzo: Prestazioni Procedure Posa in opera e Criteri di Conformità";

3 Analisi dei carichi

Trattandosi di una situazione provvisoria, l'unico carico considerato è l'azione sismica.

3.1 Azione sismica

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N [info](#)

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U [info](#)

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R [info](#)

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R [info](#)

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

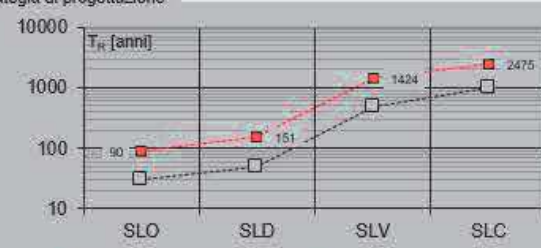
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---□--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **B** info
 Categoria topografica: **T2** info
 $S_s = 1.200$ info
 $C_c = 1.408$ info
 $h/H = 0.400$ info
 $S_T = 1.080$ info
(In quota sito, h=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : **1** Regol. in altezza: **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

Spettro di progetto - componente orizzontale
 Spettro di progetto - componente verticale
 Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0.051	2.515	0.248
SLD	151	0.062	2.535	0.265
SLV	1424	0.145	2.467	0.291
SLC	2475	0.175	2.474	0.294

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.145 g
F_o	2.467
T_C^*	0.291 s
S_s	1.200
C_c	1.408
S_T	1.080
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.296
η	1.000
T_B	0.136 s
T_C	0.409 s
T_D	2.181 s

4 Combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC 2018, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12.

Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

5 Modellazione geotecnica e verifiche

Come descritto nella Relazione Geotecnica Generale (elaborato T00GE00GETRE01A), nell'area di interesse il sottosuolo è formato da un primo strato di coltre superficiale, di spessore 1.5m – 2.0m circa, che sovrasta un substrato roccioso, diviso in roccia fratturata e roccia integra.

Di seguito, nella Tabella 1, si riporta la successione stratigrafica, con i parametri di resistenza al taglio per ciascun litotipo:

Litotipo	Codice litotipo	Profondità Iniziale ÷ Prof. finale [m]	γ_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	$(c')_k$ [kPa]	E_{vc} [Mpa]	E_{ur} [Mpa]
Coltre superficiale	e-c	0 ÷ 2.0	18	30	0	20	180
Roccia Fratturata	Rf	2.0 ÷ 5.0	26	30	44	280	840
Roccia Intgra	Ri	> 5.0	26	38	55	350	1050

Tabella 1 stratigrafia di progetto e caratteristiche meccaniche dei litotipi

La struttura risulta completamente interrata, per cui, data la stratigrafia del sottosuolo il piano di posa della fondazione (circa -10.0 m dal piano campagna) giace sullo strato di roccia, per questo motivo non si riscontrano criticità a capacità portante né a scorrimento della struttura.

Dove:

γ_k rappresenta il valore del peso dell'unità di volume del terreno;

φ'_k rappresenta il valore dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;

$(c')_k$ rappresenta il valore della coesione drenata del terreno;

E_{vc} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di carico vergine;

E_{ur} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di scarico ricarico.

Per ogni strato il valore del modulo di Poisson è scelto pari a 0.3.

6 Opere di sostegno provvisionali

Per la realizzazione dell'opera si prevede di effettuare uno scavo con parete inclinata secondo un angolo di 27° circa sulla verticale ($H/B=2/1$), consolidata attraverso spritz-beton armato con rete elettrosaldata e chiodatura passiva disposta con maglia regolare 2.0×2.0 m.

L'intervento di chiodatura sarà realizzato attraverso barre tipo Dywidag con le seguenti caratteristiche, iniettati con malta per micropali Classe 20/25 messa in opera con il metodo di iniezione globale unica (IGU). L'inclinazione dei chiodi risulta sempre pari 27° circa sull'orizzontale e la loro lunghezza pari a 12.0m, 10.0m, 8.0m, 6.0m, rispettivamente per il primo, secondo, terzo e quarto ordine partendo dalla cima della riprofilatura.

	Barre Dywidag
Diametro nominale \varnothing (mm)	25
Tensione di snervamento $f_{0,2k}$ (MPa)	670
Tensione di rottura f_{tk} (MPa)	800
Sezione trasversale A (mm ²)	491
Carico di snervamento F_{yk} (kN)	329
Carico ultimo F_{tk} (kN)	393
Peso P (kg/ml)	3.85

Tabella 2: Caratteristiche barre di armatura per l'opera di chiodatura

Per la resistenza tangenziale (q_s) all'interfaccia fondazione-terreno si assume cautelativamente un valore $q_s = 100$ kPa, in quanto l'intervento interessa anche la parte alterata della formazione rocciosa.

Ai fini della valutazione della stabilità locale del profilo di scavo, si considerano le analisi di stabilità con il contributo dei chiodi.

6.1 **Analisi di stabilità**

Le analisi di stabilità della parete di scavo sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) sia per la fase statica che per la fase sismica.

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, viene suddivisa in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- ✓ il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- ✓ la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

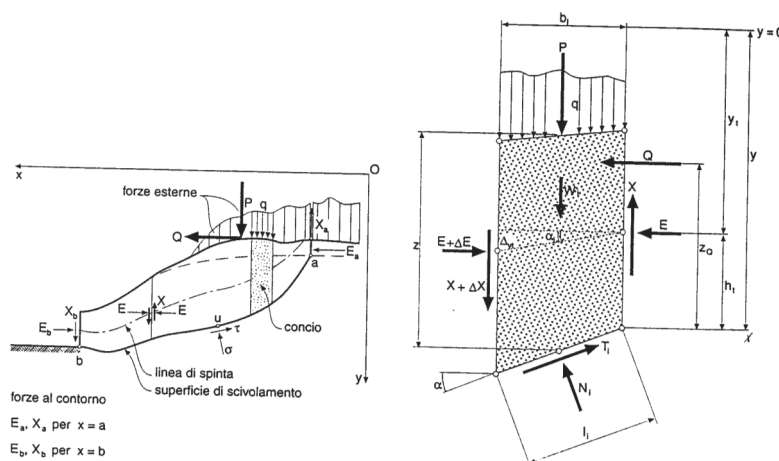


Figura 3 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- ✓ n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- ✓ $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- ✓ $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- ✓ n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- ✓ 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si abbiano $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza

limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

Secondo le NTC 2018, il livello di sicurezza di un versante è espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento:

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

dove τ_s è la resistenza al taglio disponibile, valutata con parametri caratteristici, e τ_m lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento sotto l'azione dei carichi. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato 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.

Ai sensi del paragrafo 6.8.2 delle NTC2008 le analisi di stabilità vengono svolte secondo la combinazione di carico A2+M2+R2. In tali verifiche:

- i coefficienti moltiplicativi tipo A, incrementali delle azioni, si considerano unitari, ai sensi del paragrafo 7.11.1 (NTC2008);
- i coefficienti moltiplicativi tipo M, riduttivi delle resistenze, sono riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**;
- i coefficienti R2 definiti ai sensi della tabella 6.8.I delle NTC non sono considerati nell'analisi perché non si considera l'effetto dei tiranti.

In Tabella 3 sono riportati valori di calcolo dei parametri assunti per le analisi di stabilità svolte.

	γ	ϕ	c'_k
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)
Coltre superficiale	18	30	0
Roccia fratturata	26	30	44
Roccia integra	26	38	55

Tabella 3 Caratteristiche dei terreni per le verifiche di stabilità

Ai sensi delle NTC 2018 paragrafo 7.11.3.5.2, l'analisi può venire svolta con metodi pseudo statici. Per cui l'accelerazione massima attesa al sito è definita come:

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

dove i valori riguardanti gli effetti di amplificazione stratigrafica topografica e di accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido sono stati già definiti al 3.1 Azione sismica.

L'accelerazione così determinata definisce i coefficienti sismici orizzontale e verticale, k_h e k_v , mediante le relazioni, che si svolgono per il caso in essere:

$$k_h = \beta_s a_g/g S_s S_T = 0.24 * 0.143 * 1.2 * 1.08 = 0.0445$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.0222$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ($\beta_s=0.24$ da Tab. 7.11.I del DM18);

g = accelerazione di gravità.

Per la verifica allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse a loro volta in funzione dei coefficienti sismici secondo la relazione:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W rappresenta il volume di terreno potenzialmente instabile.

L'analisi di stabilità è eseguita applicando l'azione del sisma nelle direzioni sia orizzontale sia verticale.

6.2 Risultati dell'analisi di stabilità

Le pareti di scavo prevedono la seguente chiodatura:

	Lato sx	Lato dx
Prima fascia		
1° ordine	12 m	-
2° ordine	10 m	-
3° ordine	8 m	-
4° ordine	6 m	-
Seconda fascia		
1° ordine	12 m	12 m
2° ordine	10 m	10 m
3° ordine	8 m	8 m
4° ordine	6 m	6 m

Tabella 4: Disposizione chiodi sulla parete di scavo

È stata eseguita la verifica per la sezione più critica. I risultati, in termini di coefficiente di sicurezza minimo, sono riportati nella tabella seguente per le combinazioni di carico statiche e sismiche.

Come si osserva il coefficiente di sicurezza minimo per ogni analisi non è mai inferiore al valore di 1.1.

SLU Statica (A2+M2+R2)	1.75
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.60
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.64

Tabella 5: Fattori di sicurezza per la stabilità dello scavo

In tutte le verifiche svolte, per la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo, il meccanismo di lavoro dei chiodi è quello di sfilamento. Secondo la gerarchia delle resistenze, infatti, la resistenza di pull out (sfilamento) massima ha come limite superiore quella di trazione della barra di armatura.

Per quanto detto, il profilo di scavo, consolidato dall'opera di chiodatura suddetta, può essere considerato ottemperante ai requisiti di norma.

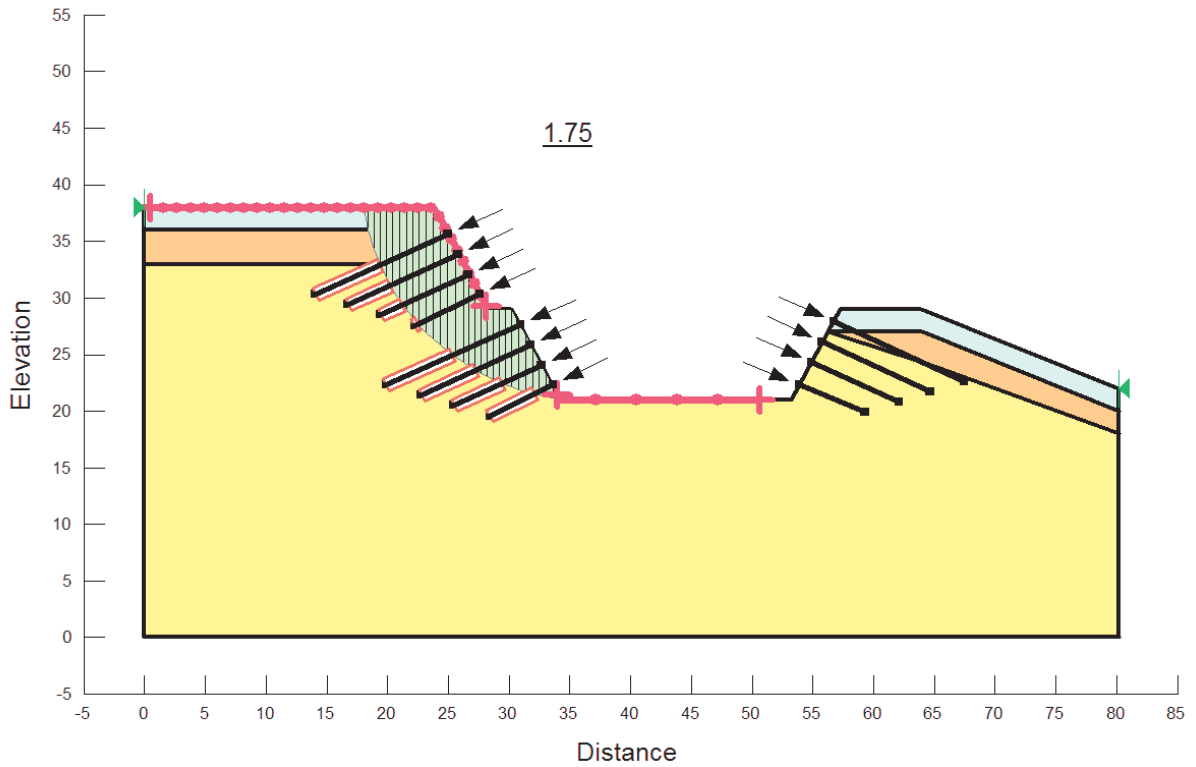


Figura 4: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

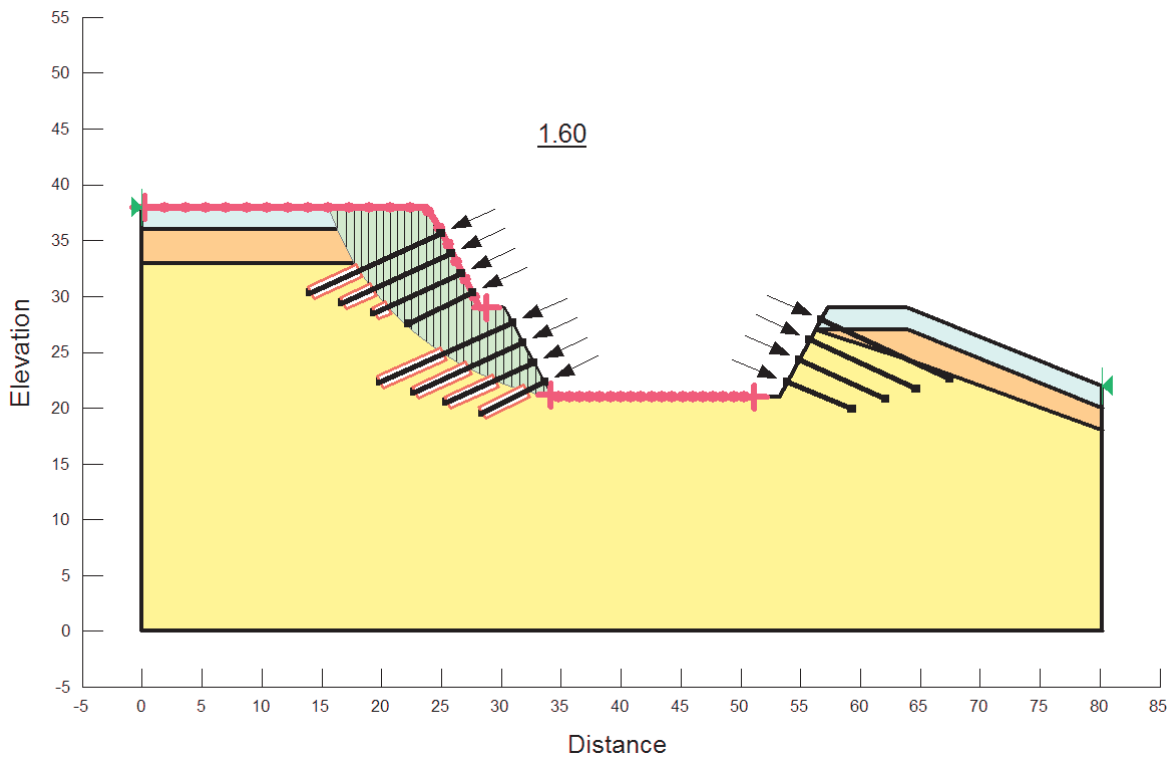


Figura 5: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

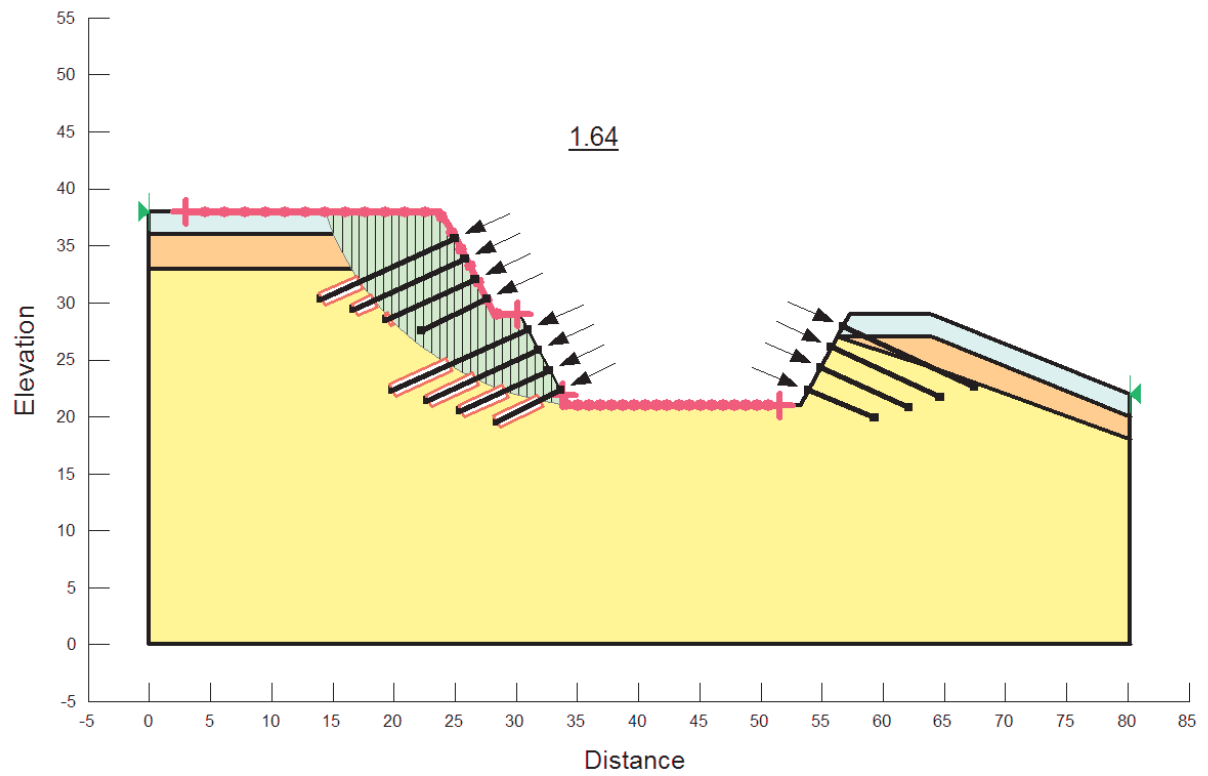


Figura 6: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

6.3 Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi

La resistenza a trazione fattorizzata, Factored Tensile Capacity (FTC), è data dalla resistenza a trazione della barra di armatura, diviso per un coefficiente di sicurezza RF (Reduction Factor) e l'interasse dei chiodi. Essendo il diametro della barra di armatura $\varnothing 25\text{mm}$, la tensione caratteristica di snervamento delle barre tipo Dywidag di acciaio pari a 670 Mpa ed il diametro di perforazione pari a $D_{\text{perf}}=150\text{mm}$, si ha:

$$FTC = \frac{TC}{RF \cdot (\text{interasse chiodi})} = \frac{329 \text{ kN}}{1.5 \cdot 2\text{m}} = 109.67 \text{ kN}$$

La resistenza allo sfilamento fattorizzata, Factored Pull out Resistance (FPR), rappresenta la forza che può essere mobilitata per unità di lunghezza del chiodo, ed è pari a:

$$FPR = \frac{\tau_{\text{sfil}} \cdot (\text{Suplaterale al metro})}{RRF \cdot (\text{intyrasse chiodi})} = \frac{100 \text{ kPa} \cdot (\pi \cdot D_{\text{perf}})}{1.5 \cdot 2\text{m}} = 15.71 \text{ kN/m}$$

Dove $RRF=1.5$ (Resistance Reduction Factor) rappresenta un coefficiente di sicurezza che tiene in conto gli effetti di danneggiamento durante l'installazione che possono ridurre la capacità del chiodo.

Da quanto sopra detto, considerando le due quantità sopra riportate si ottiene la lunghezza massima di ancoraggio del chiodo pari a $L_{\text{fond_max}}=FTC/FPR=6.98 \text{ m}$

La forza di sfilamento massima, Max Pull out Force (MPF), agente sul chiodo, non può superare la resistenza a trazione fattorizzata; pertanto la forza di sfilamento massima, Max Pull out Force risulta:

$$MPF = FPR \cdot L_{\text{fond_max}} = 109.67 \text{ kN}$$

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori ottenuti dall'analisi in termini di Pull out Force (forza di sfilamento) per ogni singolo chiodo nelle combinazioni A2+M2 e EQK+M2.

In tutti i casi, essendo $L_{\text{fond_max}} > L_{\text{fond}}$, il comportamento del chiodo è governato dall'attrito laterale. Inoltre le tensioni nell'acciaio di armatura risultano sempre verificate, in

quanto sono proprio queste che determinano la massima forza di sfilamento del chiodo sul terreno, come sopra riportato.

Superficie superiore		1° ORDINE	2° ORDINE	3° ORDINE	4° ORDINE
Pullout Force (kN)	A2+M2	92.53	60.16	30.93	5.00
	EQK+M2 (+)	70.95	43.34	18.40	0
	EQK+M2 (-)	54.37	27.49	3.40	0
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	5.89	3.83	1.97	0.35
	EQK+M2 (+)	4.52	2.76	1.17	0
	EQK+M2 (-)	3.46	1.75	0.25	0
Superficie inferiore		1° ORDINE	2° ORDINE	3° ORDINE	4° ORDINE
Pullout Force (kN)	A2+M2	95.26	78.16	69.52	65.03
	EQK+M2 (+)	92.28	77.53	70.26	65.87
	EQK+M2 (-)	80.71	67.89	63.14	62.41
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	6.06	4.98	4.43	4.14
	EQK+M2 (+)	5.87	4.93	4.47	4.19
	EQK+M2 (-)	5.14	4.32	4.02	3.97

Factored Tensile Capacity (kN)	FTC	109.67
Factored Pull out Resistance (kN/m)	FPR	15.71
Lunghezza massima di ancoraggio (m)	L _{fond_MAX}	6.98

Con riferimento alla verifica di aderenza acciaio malta cementizia, considerando che la malta ha una resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 25/30 (Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza pari a 2.69 MPa), il diametro della barra di armatura $\varnothing 25$ mm, la forza di sfilamento malta acciaio è pari a 211 kN per unità di lunghezza di armatura. Questo valore, considerando il massimo ammorsamento pari a 6.98 m nel terreno produce una forza massima di sfilamento acciaio-malta di 1475 kN nettamente superiore a 109.67 kN, massima forza di sfilamento malta-terreno. Pertanto, il criterio della gerarchia delle resistenze risulta in tal modo rispettato.