



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO


GALLERIE NATURALI

GALLERIA FONTANANBUONA
IMBOCCO LATO RAPALLO

RELAZIONE DI CALCOLO

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE UFFICIO APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
-	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
-	1	1001302		STPAPE0	133			-		

 ingegneria europea	RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
			ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.I. Parma N.1154

VISTO DEL COMMITTENTE  R.U.P. - Ing. Andrea Frediani	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--

SPEA Ingegneria Europea

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA

E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

GALLERIA FONTANABUONA - IMBOCCO LATO RAPALLO

RELAZIONE DI CALCOLO



INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	7
2.3	BIBLIOGRAFIA	8
2.4	SOFTWARE DI CALCOLO	9
3	MATERIALI	10
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	12
5	IPOTESI E GEOMETRIA DI CALCOLO.....	17
5.1	BERLINESE TIRANTATA	17
5.2	SCAVI CHIODATI	29
6	PARATIE - CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	32
6.1	STATI LIMITE DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE SISMICHE	34
6.2	VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE.....	36
6.3	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO.....	39
7	SCAVI CHIODATI - CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	40
7.1	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL FRONTE DI SCAVO.....	41
8	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	42
8.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA.....	42
8.2	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA - PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	42
9	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	46

9.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	46
9.2	VITA UTILE DELL'OPERA.....	47
9.3	PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R	48
9.4	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA SU SUOLO RIGIDO.....	48
9.5	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	49
9.6	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO	49
9.7	ACCELERAZIONE EQUIVALENTE DI PROGETTO	50
9.8	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	51
9.9	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	51
9.10	VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA.....	52
10	PARATIA - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI STATICHE	57
10.1	VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)	57
	<i>Verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera</i>	<i>57</i>
	<i>Verifica a sfilamento degli ancoraggi.....</i>	<i>60</i>
	<i>Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle).....</i>	<i>65</i>
	<i>Verifica di stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.....</i>	<i>66</i>
10.2	VERIFICHE SLU DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD)	67
10.3	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	67
	<i>Verifica della resistenza strutturale della paratia.....</i>	<i>67</i>
	<i>Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi.....</i>	<i>71</i>
11	PARATIA - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN PRESENZA DI SISMA.....	72
11.1	VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)	72
11.2	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA	73

11.3	VERIFICA A SFILAMENTO DEGLI ANCORAGGI.....	75
11.4	STABILITÀ DELL'OPERA (RESISTENZA DEL TERRENO A VALLE)	75
11.5	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	76
	<i>Verifica della resistenza strutturale della paratia.....</i>	<i>76</i>
	<i>Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi.....</i>	<i>79</i>
12	PARATIA - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) IN CAMPO STATICO.....	80
13	SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI STATICHE	81
13.1	CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA DI PROGETTO A SFILAMENTO	81
13.2	CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE.....	82
13.3	CHIODI IN VTR - RESISTENZA DI PROGETTO A SFILAMENTO	83
13.4	CHIODI IN VTR - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE	83
13.5	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN ACCIAIO	84
13.6	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN VTR.....	85
14	SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI SISMICHE	86
14.1	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN ACCIAIO	86
14.2	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN VTR.....	87
15	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI.....	89
15.1	IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE	89
16	PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO	92
17	PRESCRIZIONI ESECUTIVE.....	94

1 INTRODUZIONE

L'oggetto della presente Relazione sono le opere di contenimento degli scavi necessari alla realizzazione dell'imbocco lato Rapallo della Galleria Fontanabuona, il cui scavo è previsto in tradizionale.

Le opere in oggetto in particolare sono costituite da una paratia di micropali tirantata realizzata sul versante presente a monte della parete di attacco della galleria e da una serie di pareti chiodate, le quali, in corrispondenza del fronte di attacco della galleria, verranno realizzate interamente con il vetroresina come materiale da costruzione. La berlinese tirantata ha la funzione di limitare l'entità degli scavi, creando un piano a partire da cui procedere a realizzare gli ulteriori ribassi fino ad arrivare al piazzale di attacco della galleria.

Le geometrie degli scavi sono studiate in maniera tale da garantire coperture sufficienti alla galleria sulla sezione di attacco. La quota di scavo del piazzale, pari a 157.35 m s.l.m., è definita in funzione della quota di progetto e della geometria della sezione tipo della galleria.

In questa fase progettuale le chiodature sono state ipotizzate distribuite in maniera uniforme sulle pareti rocciose, nel seguito andranno eseguiti rilievi di dettaglio al fine di definirne con precisione la posizione, con anche eventuali adeguamenti delle caratteristiche in funzione delle effettive necessità a seguito di rilievi di dettaglio delle pareti. La funzione delle chiodature è di stabilizzazione locale di blocchi oppure di consolidamento della parete di scavo. Esse non assolvono infatti ad una funzione di stabilizzazione profonda del versante.

Per maggiori dettagli si fa rimando agli elaborati grafici di progetto, mentre la sezione in asse galleria è riportata nella Figura 1.

Il presente documento riporta in dettaglio le verifiche geotecniche delle opere, condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif.[1] e [2]).

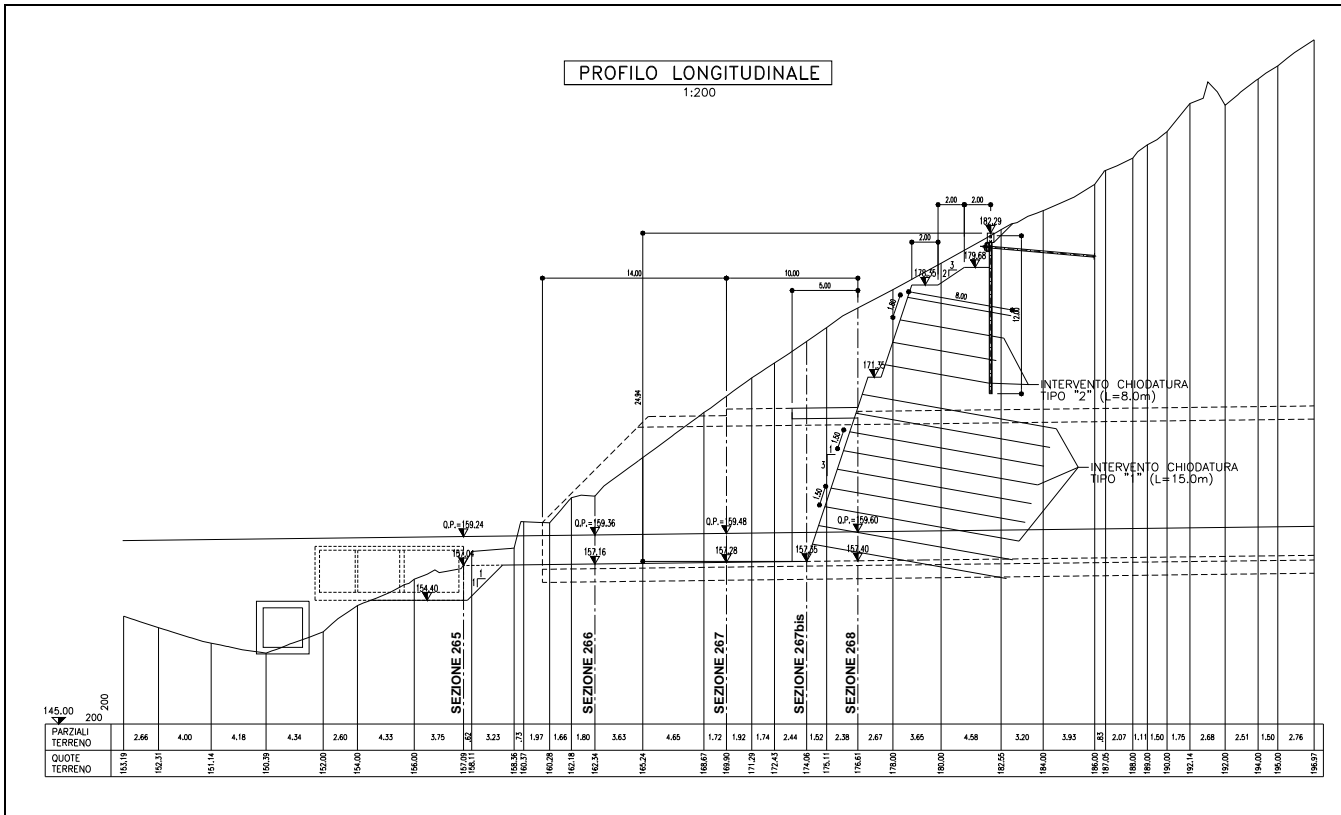


Figura 1: Profilo longitudinale in asse galleria

Questo imbocco è ubicato in località Arboccò.

Si richiama il fatto che, nel dimensionamento di tutte le opere, tenendo conto delle buone caratteristiche dei materiali presenti, è stata considerata un'azione sismica come si avrebbe nel caso di strutture definitive.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] CNR-DT 203/2006 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di Strutture di calcestruzzo armato con barre di materiale composito fibrorinforzato".

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

Elaborati geotecnici

- [4] Relazione Geotecnica – APE 001
- [5] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 1 di 3 – APE 002
- [6] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 2 di 3 – APE 003
- [7] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 3 di 3 – APE 004
- [8] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa Ovest - Tavola 1 di 2 - APE 005
- [9] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa Ovest - Tavola 2 di 2 - APE 006
- [10] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa A – APE 007
- [11] Planimetria e Profilo Geotecnico S.P.22 - Tavola 1 di 2 – APE 008
- [12] Planimetria e Profilo Geotecnico S.P.22 - Tavola 2 di 2 – APE 009
- [13] Rilevati e Trincee - Particolari e Prescrizioni Costruttive - APE 010

Elaborati geologici

- [14] Relazione Geologica - GEO 001
- [15] Carta Geologica - Tavola 1 di 2 - GEO 002
- [16] Carta Geologica - Tavola 2 di 2 - GEO 003

- [17] Carta Geomorfologica - Tavola 1 di 2 - GEO 004
- [18] Carta Geomorfologica - Tavola 2 di 2 - GEO 005
- [19] Carta dei Vincoli - Tavola 1 di 2 - GEO 006
- [20] Carta dei Vincoli - Tavola 2 di 2 - GEO 007
- [21] Planimetria di Ubicazione delle Indagini Geognostiche - Tavola 1 di 2 - GEO 008
- [22] Planimetria di Ubicazione delle Indagini Geognostiche - Tavola 2 di 2 - GEO 009
- [23] Profilo Geologico - GEO 010
- [24] Carta dei Complessi Idrogeologici - Tavola 1 di 2 - GEO 0011
- [25] Carta dei Complessi Idrogeologici - Tavola 2 di 2 - GEO 0012
- [26] Profilo Idrogeologico - GEO 013

Tavole di progetto

- [27] Galleria Fontanabuona – Imbocco lato Rapallo – Planimetria, Profilo Longitudinale e Sezioni-Tipo – APE 0130
- [28] Galleria Fontanabuona – Imbocco lato Rapallo – Sezioni Trasversali – APE 0131
- [29] Galleria Fontanabuona – Imbocco lato Rapallo – Prospetto Berlinese e Particolari – APE 0132

Monitoraggio

- [30] Programma di Monitoraggio e Gestione delle Specifiche di Progettazione Secondo il Metodo Osservazionale - TUN 0004

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [31] Bustamante M. et Doix B., “Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*”, Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.

- [32] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- [33] Lancellotta R. (2007), "Lower Bound approach for seismic passive earth resistance", Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- [34] Mueller-Breslau (1906), "Erddruck anf Stuetzmannern" Kroener.
- [35] Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- [36] NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- [37] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- [38] Taylor, D.W. (1948). Fundamental of soil mechanics. John Wiley, New York

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [39] HarpaCeAs - Paratie ver. 6.2
- [40] SLOPEW – GeoSlope (www.geo-slope.com)
- [41] Ministero LLPP - Foglio elettronico "Spettri-NTC ver.1.0.3.xls"
(<http://www.cslp.it>)

3 MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Calcestruzzo per cordoli e pali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Malta e/o miscela cementizia per micropali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
fyk > 450 Mpa
ftk > 540 Mpa
copriferro: 40 mm

Acciaio in profili a sezione cava (per micropali):

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali $t > 40$ mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Barre tipo Gewi o equivalenti:

- Qualità acciaio 500/550 N/mm²
- Carico di snervamento ≥ 402 kN;
- Carico ultimo ≥ 442 kN
- Diametro perforazione ≥ 100 mm

Tiranti

- Tiranti permanenti* (classe 2 di protezione) a trefoli in acciaio armonico
*anche se con funzione provvisoria i tiranti vengono realizzati con la doppia protezione
- Diametro perforazione ≥ 160 mm
- Acciaio per tiranti in trefoli da 0.6" stabilizzati:
Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1860$ N/mm²
Tensione caratteristica all'1% di deform. tot. $f_{p(1)k} \geq 1670$ N/mm²
- Miscela cementizia di iniezione dei tiranti:
Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori
Caratteristica di resistenza minima C25/30
Classe di esposizione XC2
Eventuali additivi secondo NTA

Vetroresina

- $f_{t,k} = 420$ MPa resistenza a trazione
- $E_{vr} > 40000$ MPa modulo di elasticità a trazione

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'andamento in pianta delle opere è riportato in Figura 2.



Figura 2: Disposizione planimetrica delle opere di imbocco

Sono presenti tre tipologie di opere, come segue:

Berlinese di micropali tirantata

- diametro esterno tubo acciaio = 139.7 mm con spessore = 12.5 mm
- diametro perforazione = 220 mm

- spaziatura = 0.4 m;
- lunghezza massima = 15 m
- trave di coronamento in c.a. di dimensioni 0.70x0.50 m
- travi di ripartizione dei tiranti n° 2HEB200
- tiranti a trefoli (cfr.
- Tabella 1 seguente)

Chiodature in acciaio (pareti laterali)

- barre tipo Gewi o equivalenti diametro 32 mm;
- diametro di perforazione 100 mm;
- lunghezza 3.0÷12.0 m;
- disposizione a quinconce 1.80 m (spaziatura misurata sul piano di scavo) x 2.00 m (spaziatura misurata in orizzontale);
- inclinazione 10° sull'orizzontale;
- iniezione a pressione uniforme tipo I.G.U.;
- piastre di ancoraggio 200 x 200 x 20 mm;
- dado di fissaggio esagonale per barra diametro 32 mm;
- spritz-beton spessore 25 cm. armato con doppia rete;
- rete metallica elettrosaldata ϕ 8 maglia 15 x 15 cm.

Chiodature in vetroresina (parete di attacco galleria)

- diametro tubo VTR (sezione piena) = 50 mm
- diametro perforazione = 130 mm
- lunghezza 15.0 m;
- disposizione a quinconce 1.50 m (spaziatura misurata sul piano di scavo) x 1.50 m (spaziatura misurata in orizzontale);
- inclinazione 10° sull'orizzontale;
- iniezione a pressione uniforme tipo I.G.U.;
- testata in vetroresina e alluminio o equivalente

guance coniche in alluminio con filettatura interna
testata in VTR con sede conica di bloccaggio;

- spritz-beton spessore 25 cm. armato con doppia rete;
- rete metallica elettrosaldata ϕ 8 maglia 15 x 15 cm.

Nelle Figure seguenti sono riportate la Sezione-tipo ed il Prospetto delle chiodature:

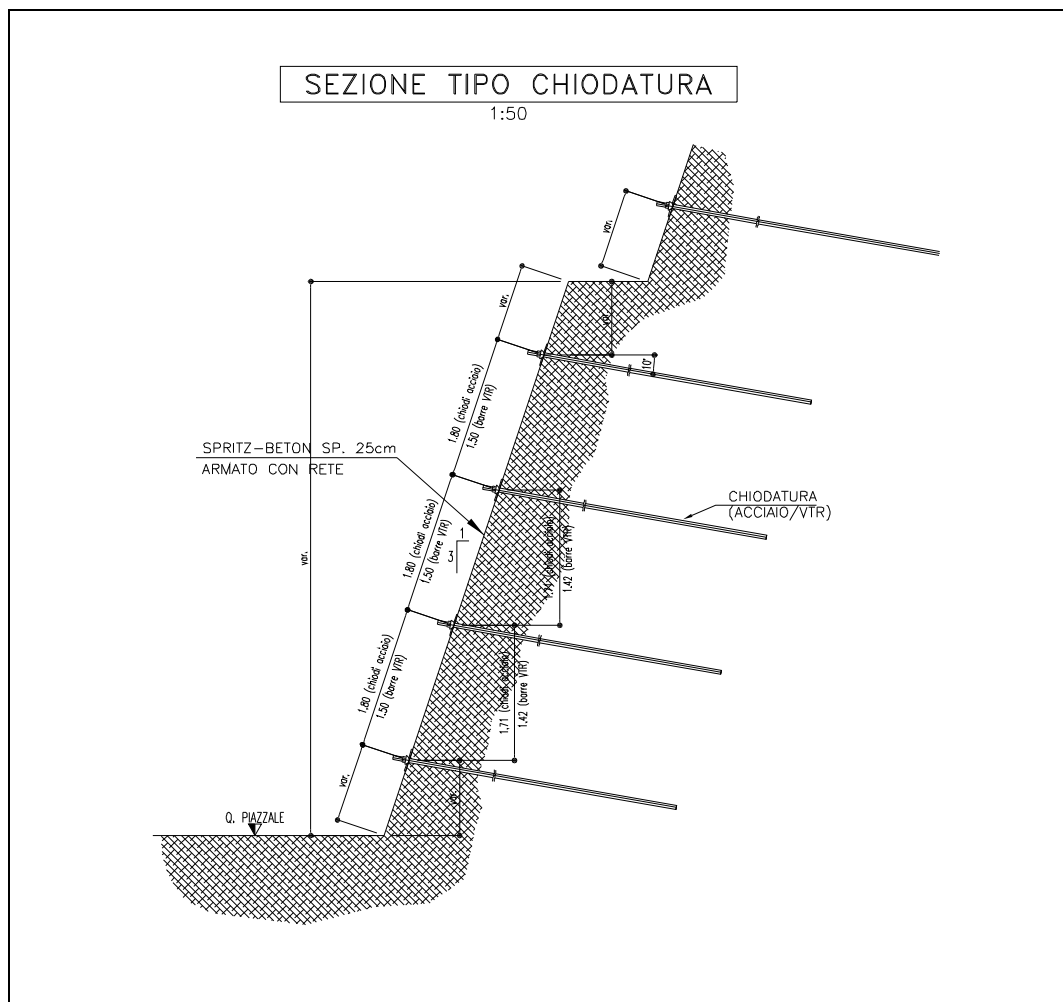


Figura 3: Sezione-tipo chiodatura

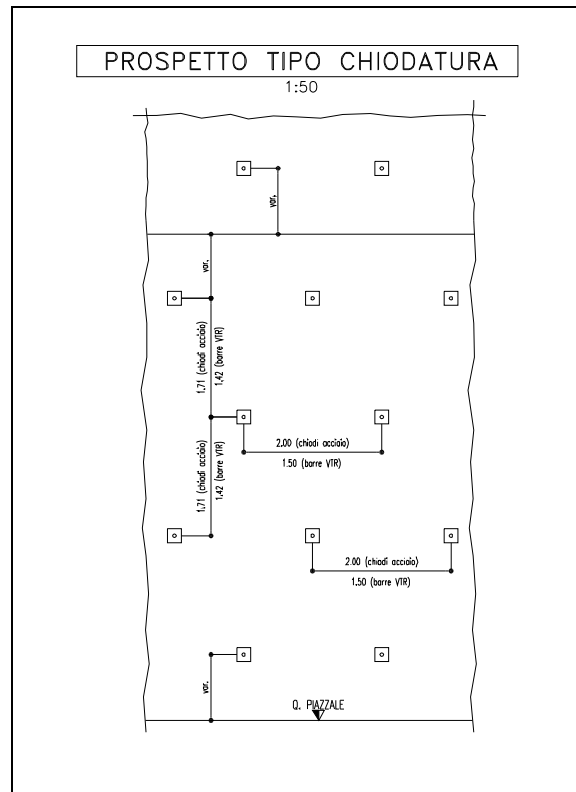


Figura 4: Prospetto-tipo chiodatura

Tabella 1: Paratia in acciaio - Caratteristiche dei tiranti a trefoli

	Quota da testa par.(sez. di calcolo) [m]	N° trefoli [-]	Diam. barre [mm]	L _L lunghezza libera [m]	Inclinazione [°]	L _A lunghezza attiva [m]	Pretiro [kN]	Interasse [m]
1° Ordine	2.2	4	-	10	20°	8	200	2.4
2° Ordine	4.2	4	-	8	20°	8	200	2.4

Il diametro di perforazione per i tiranti a trefoli è ≥ 160 mm, per i chiodi in acciaio è ≥ 100 mm e per i chiodi in vetroresina è ≥ 130 mm.

Si fa presente che le lunghezze dei micropali, qui descritte per le sezioni di calcolo dove l'altezza di scavo della paratia è maggiore, sono state opportunamente adattate nelle zone in cui l'altezza di scavo risulta inferiore.

Su tutte le pareti di scavo, sia dove c'è la berlinese che su quelle semplicemente chiodate, sono previsti dei dreni sub-orizzontali aventi le seguenti caratteristiche:

Dreni sub-orizzontali

- tubo in PVC microfessurato da 4" rivestito con geosintetico da 300g/mq
- diametro perforazione = 130 mm
- lunghezza 10.0 m (di cui 2.0 m tratto cieco e 8.0 m tratto microfessurato);
- sulle pareti chiodate: disposizione sfalsata con maglia 4.0x4.0 m (n° 1 dreno ogni 16 mq su tutte le pareti di scavo);
- sulla berlinese interasse 4.80 m (si veda il Prospetto);
- inclinazione 5° sull'orizzontale.

Per ulteriori dettagli circa la geometrizzazione puntuale delle opere si fa rimando agli elaborati grafici di progetto, come anche per i tiri di collaudo ed i massimi tiri di esercizio dei tiranti.

5 IPOTESI E GEOMETRIA DI CALCOLO

5.1 BERLINESE TIRANTATA

L'analisi di interazione terreno-struttura, necessaria a determinare le azioni di progetto negli elementi strutturali (tiranti inclusi) e a verificare la stabilità locale dell'opera, è stata svolta con il codice di calcolo Paratie.

Tale software permette di descrivere l'interazione terreno-struttura mediante metodi semplificati, quale trave su letto di molle alla Winkler, vedi la Figura 5. In particolare, Paratie considera le rigidità delle molle del terreno aventi leggi costitutive non lineari, del tipo elasto-plastico o elastico non lineare-plastico, con valori iniziali delle pressioni efficaci pari a quelle geostatiche e valori limite pari a quelli attivi e passivi.

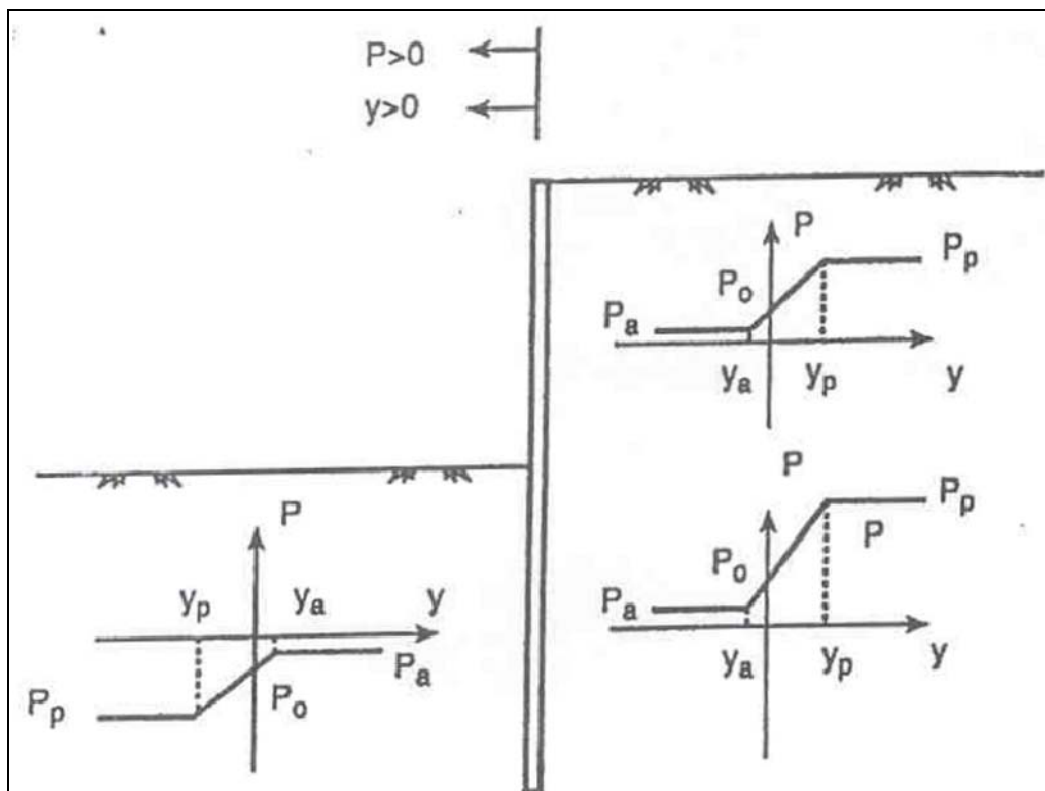


Figura 5 : Schema semplificato di trave su appoggi alla Winkler elasto-plastici

E' stata esaminata la sezione più critica, in cui lo scavo presenta un'altezza di 4.10 m, con a valle del piano di scavo (berma di larghezza circa 2.0 m) un'ulteriore scarpata di circa 8.0 m avente inclinazione della parete 1H:3V, che determina un angolo di inclinazione del terreno di valle rispetto all'orizzontale di circa 48°.

Nelle Figure seguenti è riportata la sezione di calcolo e la sua posizione sul prospetto:

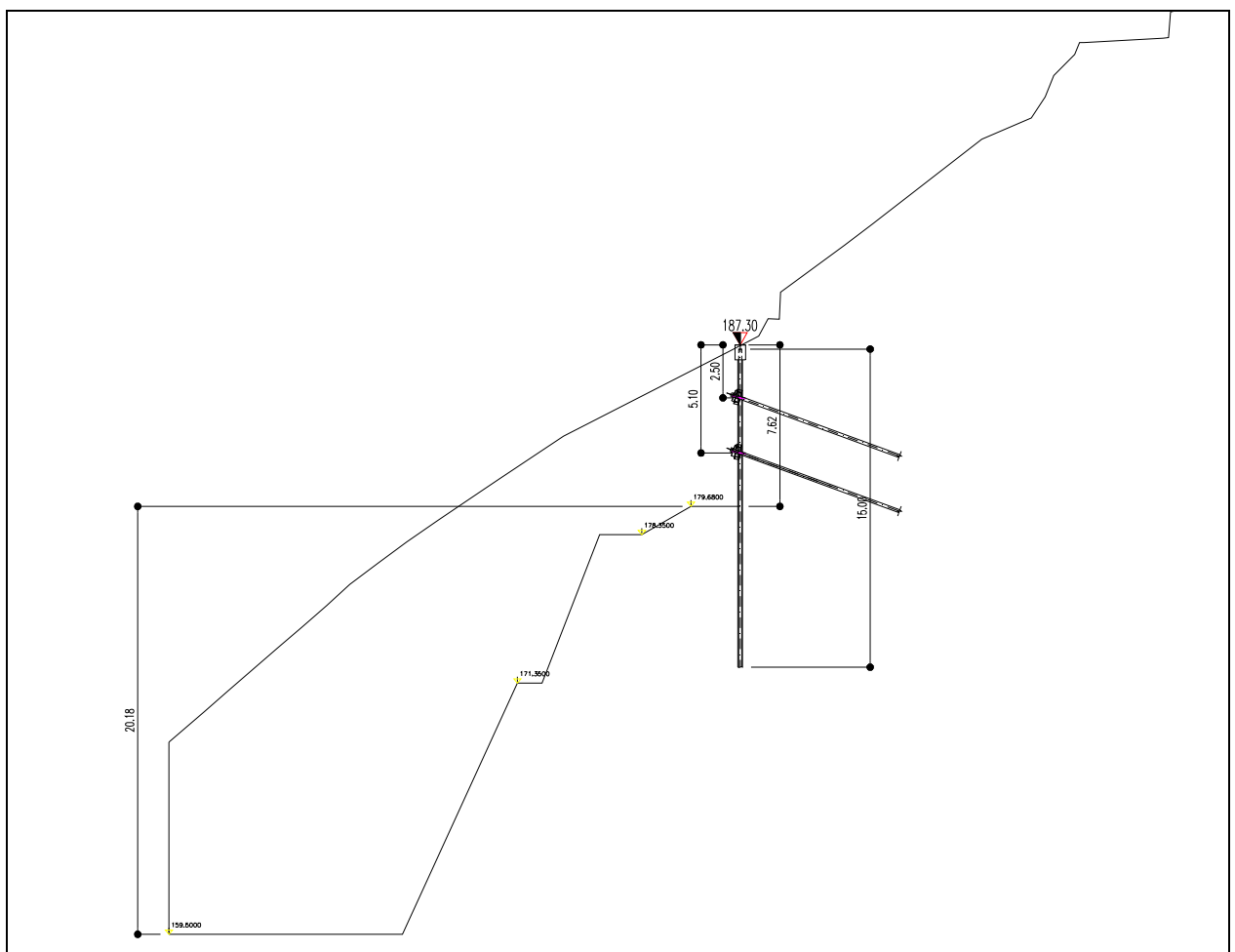


Figura 6: Sezione di calcolo

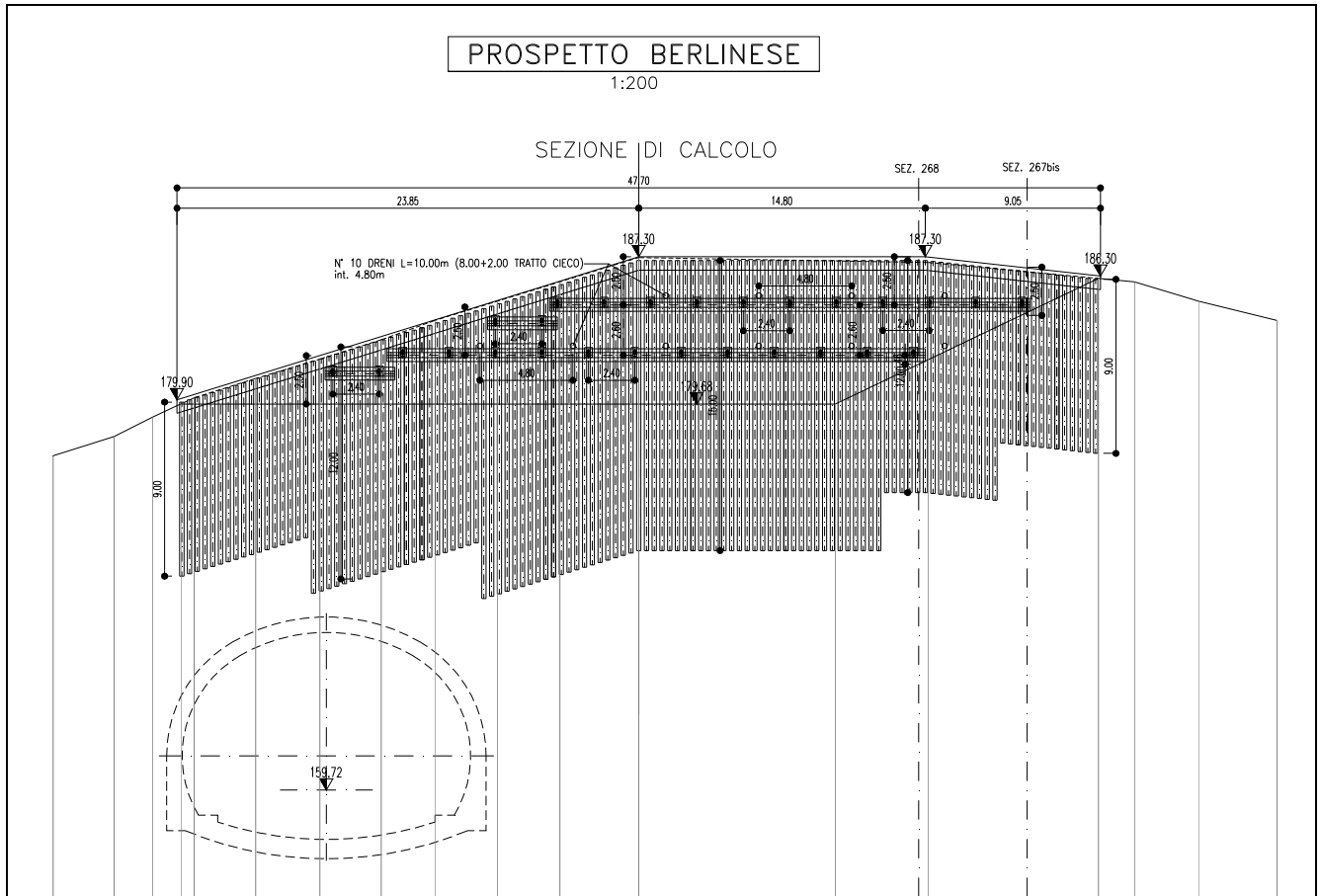


Figura 7: Posizione della sezione di calcolo

Sia le analisi agli Stati Limite Ultimi, sia l'analisi agli Stati Limite di Esercizio sono state condotte adottando la medesima schematizzazione in fasi esecutive, come di seguito specificato (cfr. le Figure seguenti, che rappresentano le diverse fasi esaminate):

- Fase 1: Condizioni geostatiche;
- Fase 2: Costruzione della paratia;
- Fase 3: Scavo a 3.00 m da testa opera;
- Fase 4: Posa del tirante a 2.50 m;
- Fase 5: Scavo a 5.60 m;
- Fase 6: Posa del tirante a 5.10 m;
- Fase 7: Scavo finale a 7.70 m;
- Fase 8: Applicazione della spinta pseudo-statica equivalente che simula l'azione sismica di progetto

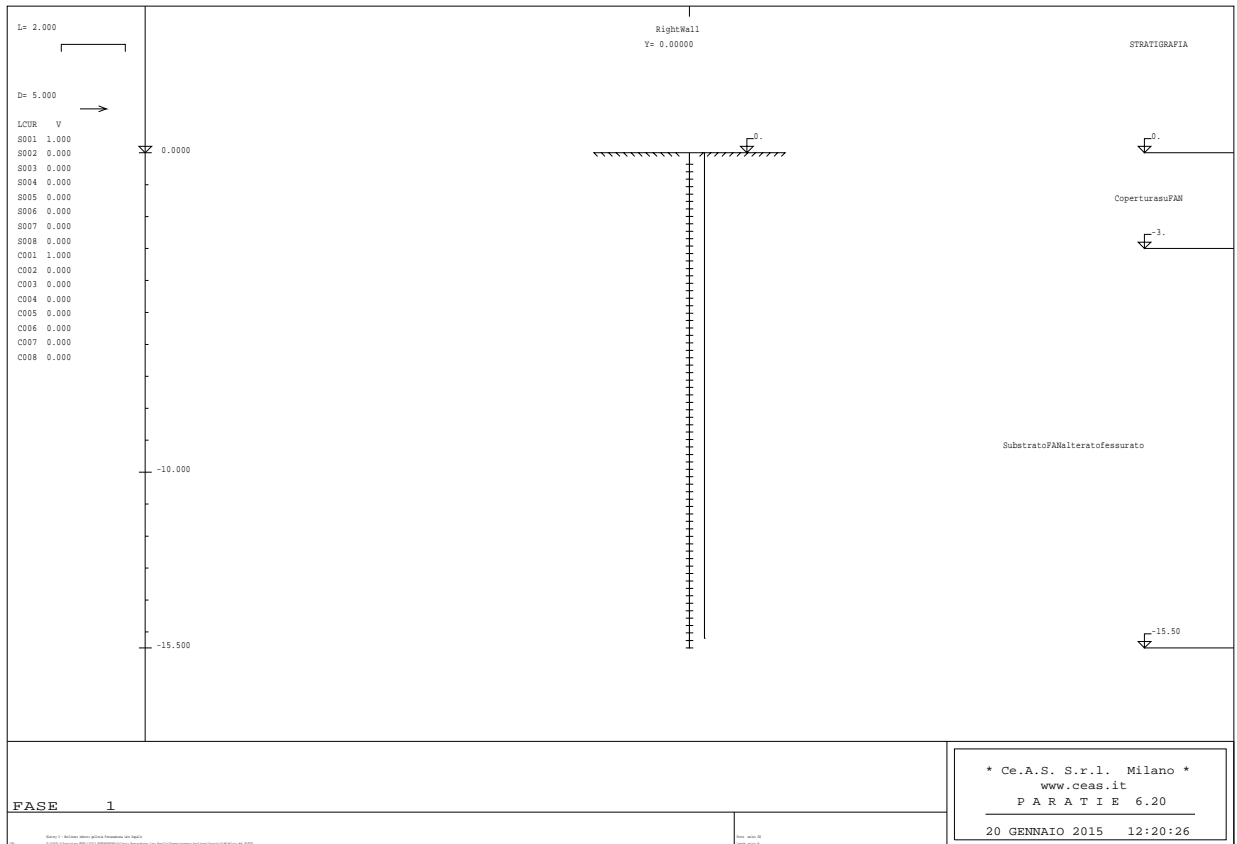


Figura 8: Programma Paratie - Fase 1

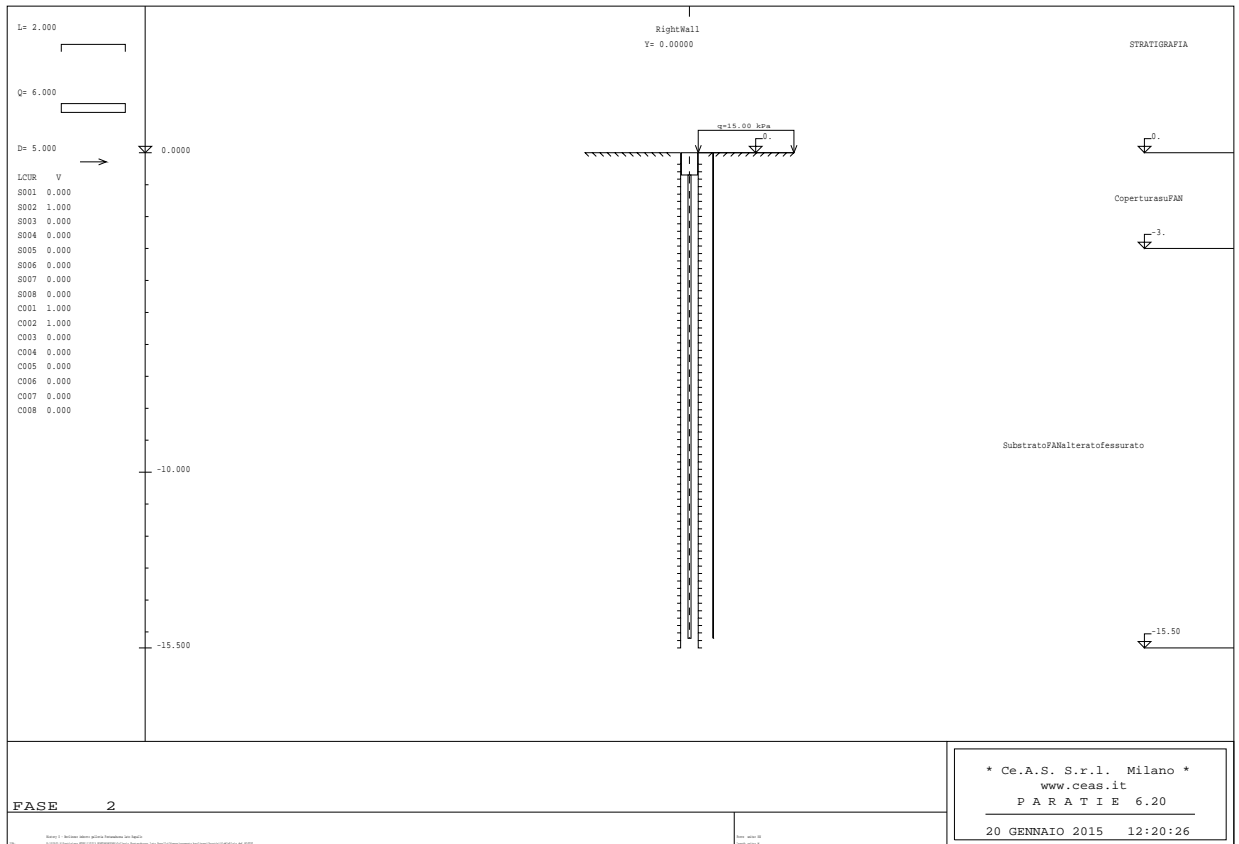


Figura 9: Programma Paratie - Fase 2

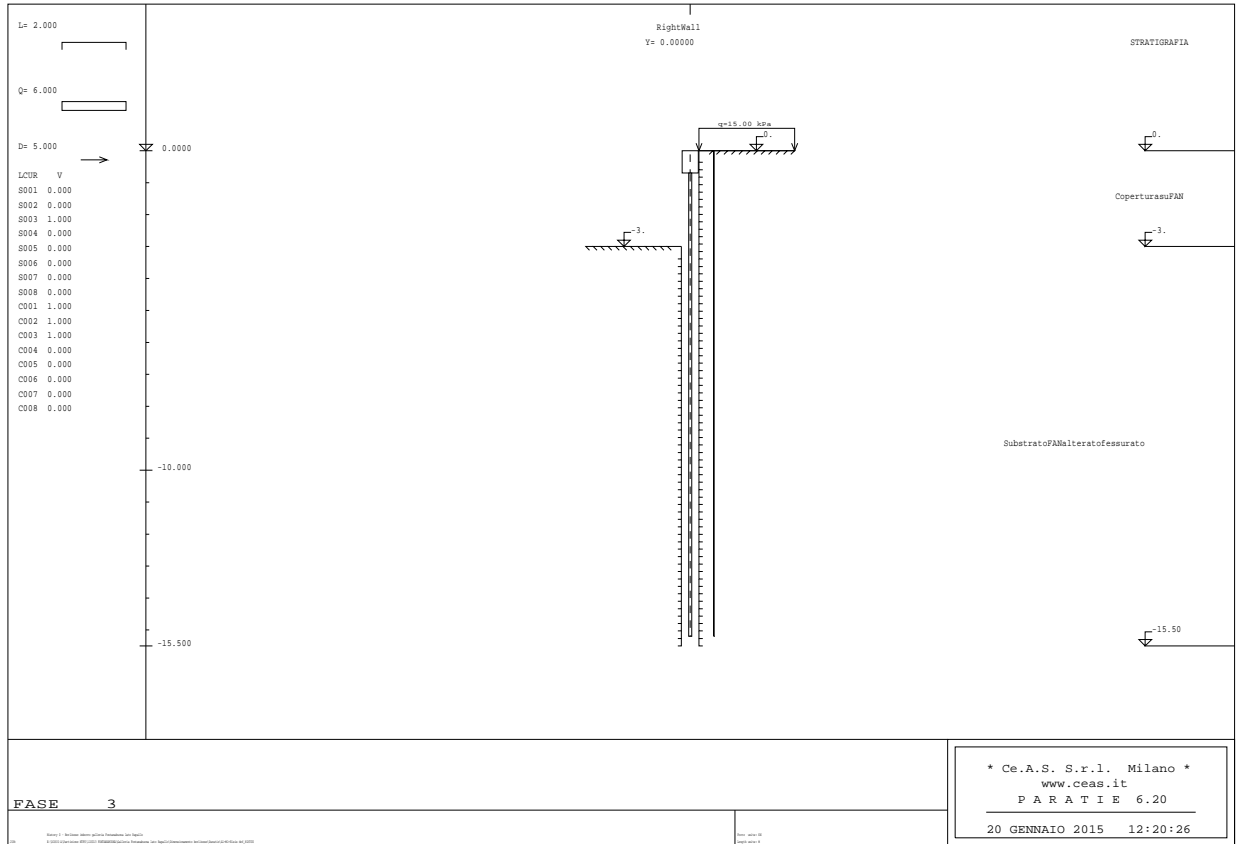


Figura 10: Programma Paratie - Fase 3

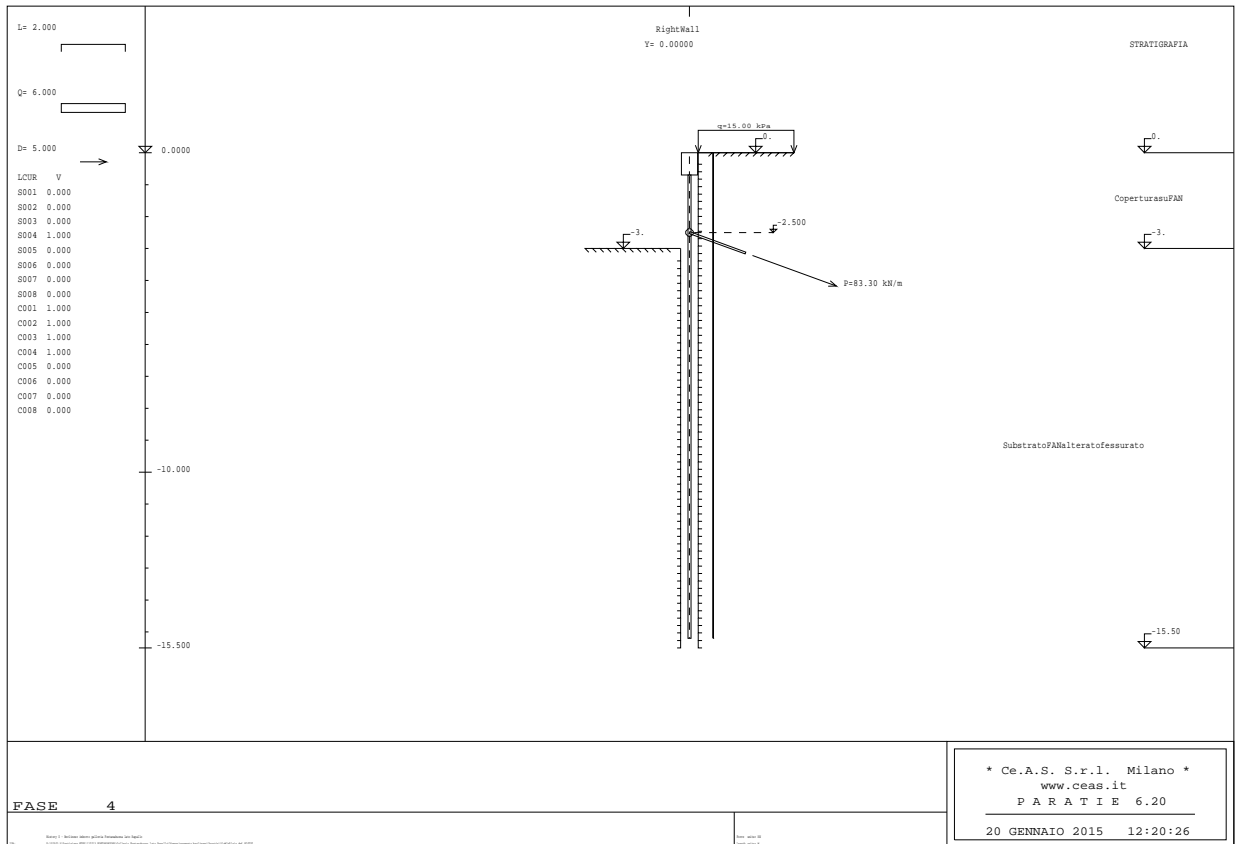


Figura 11: Programma Paratie - Fase 4

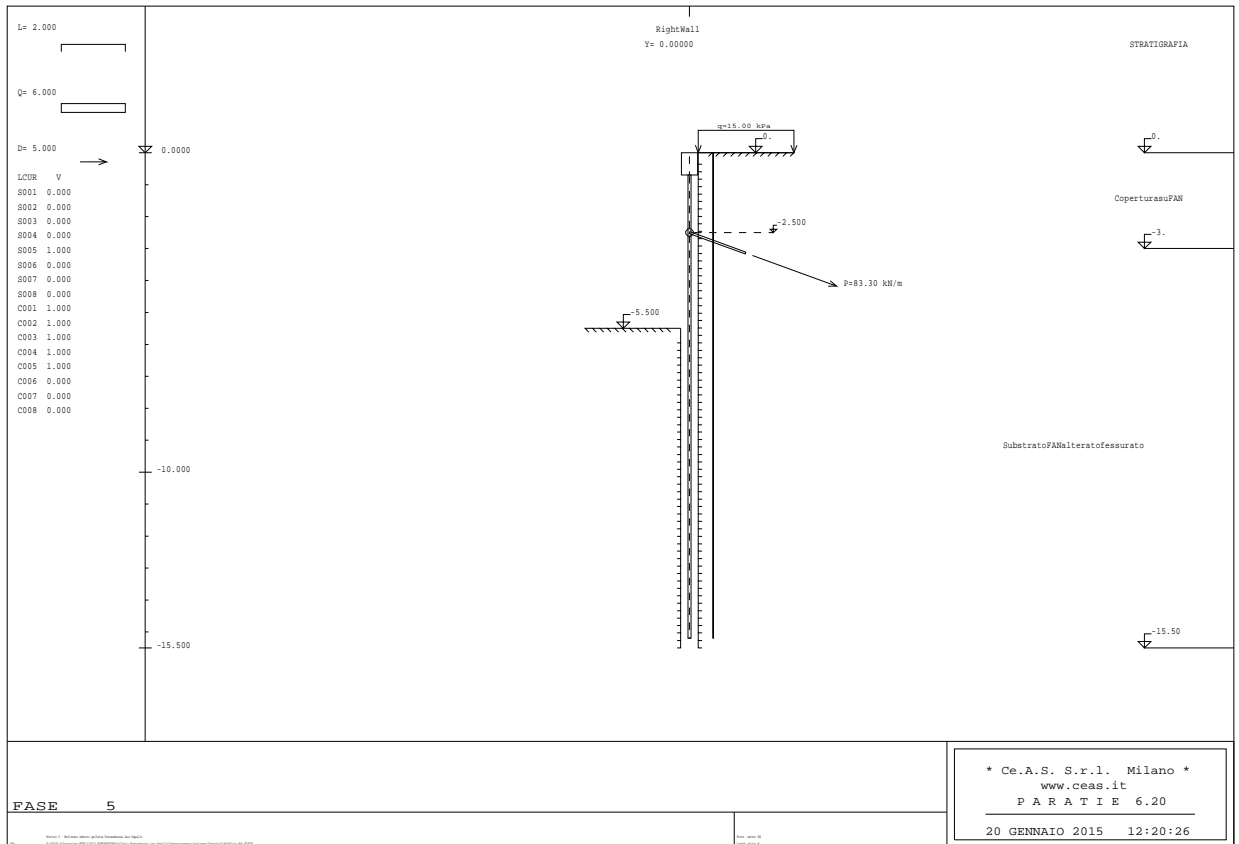


Figura 12: Programma Paratie - Fase 5

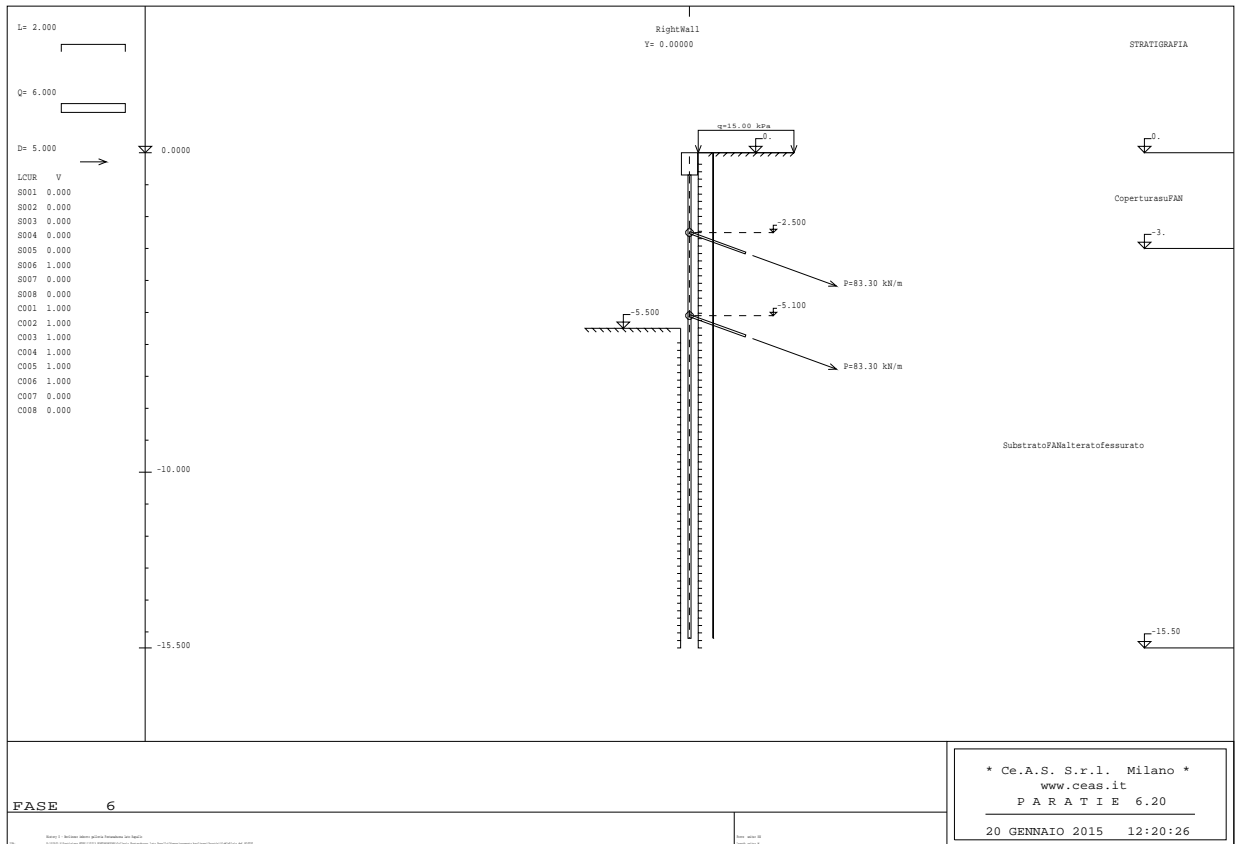


Figura 13: Programma Paratie - Fase 6

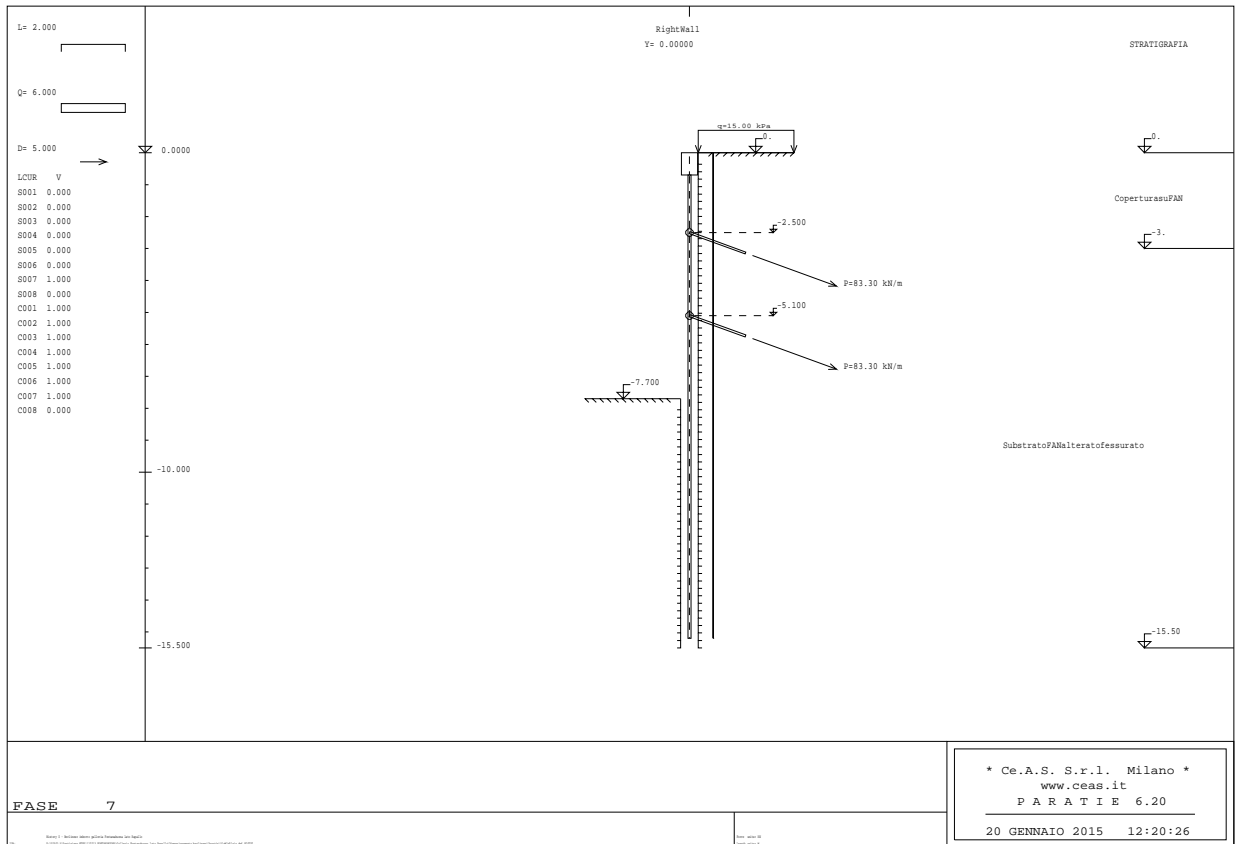


Figura 14: Programma Paratie - Fase 7

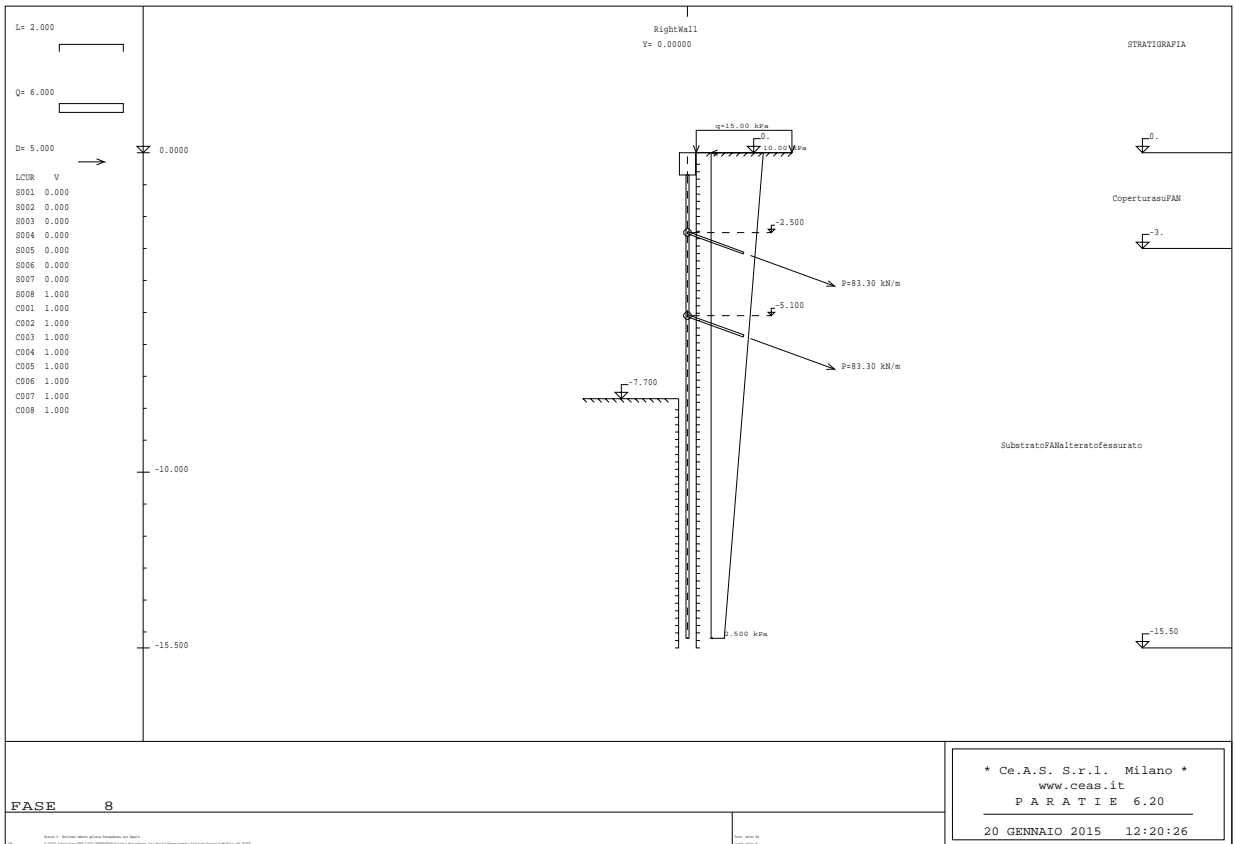


Figura 15: Programma Paratie - Fase 8

5.2 SCAVI CHIODATI

Sono state prese in esame due sezioni di calcolo di riferimento, come segue:

- Sezione di calcolo con chiodature in acciaio di massima altezza - (si veda la **Figura 16**);
- Sezione di calcolo delle chiodature in VTR (Fronte di attacco della galleria - si veda la **Figura 17**).

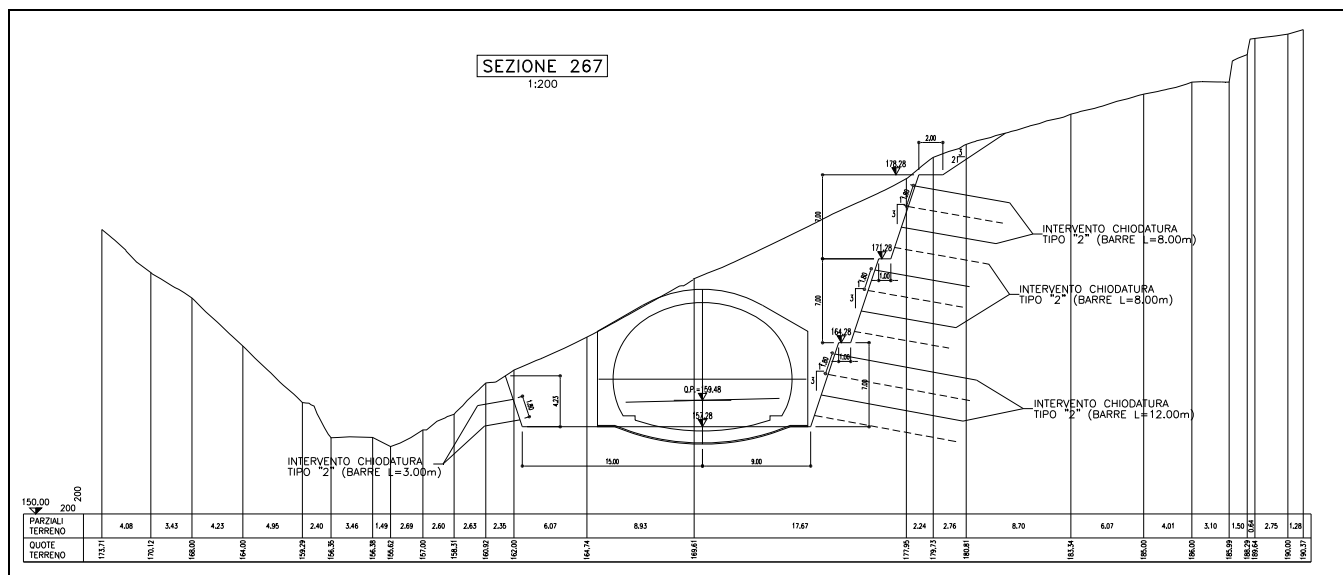


Figura 16: Sezione di calcolo chiodature in acciaio

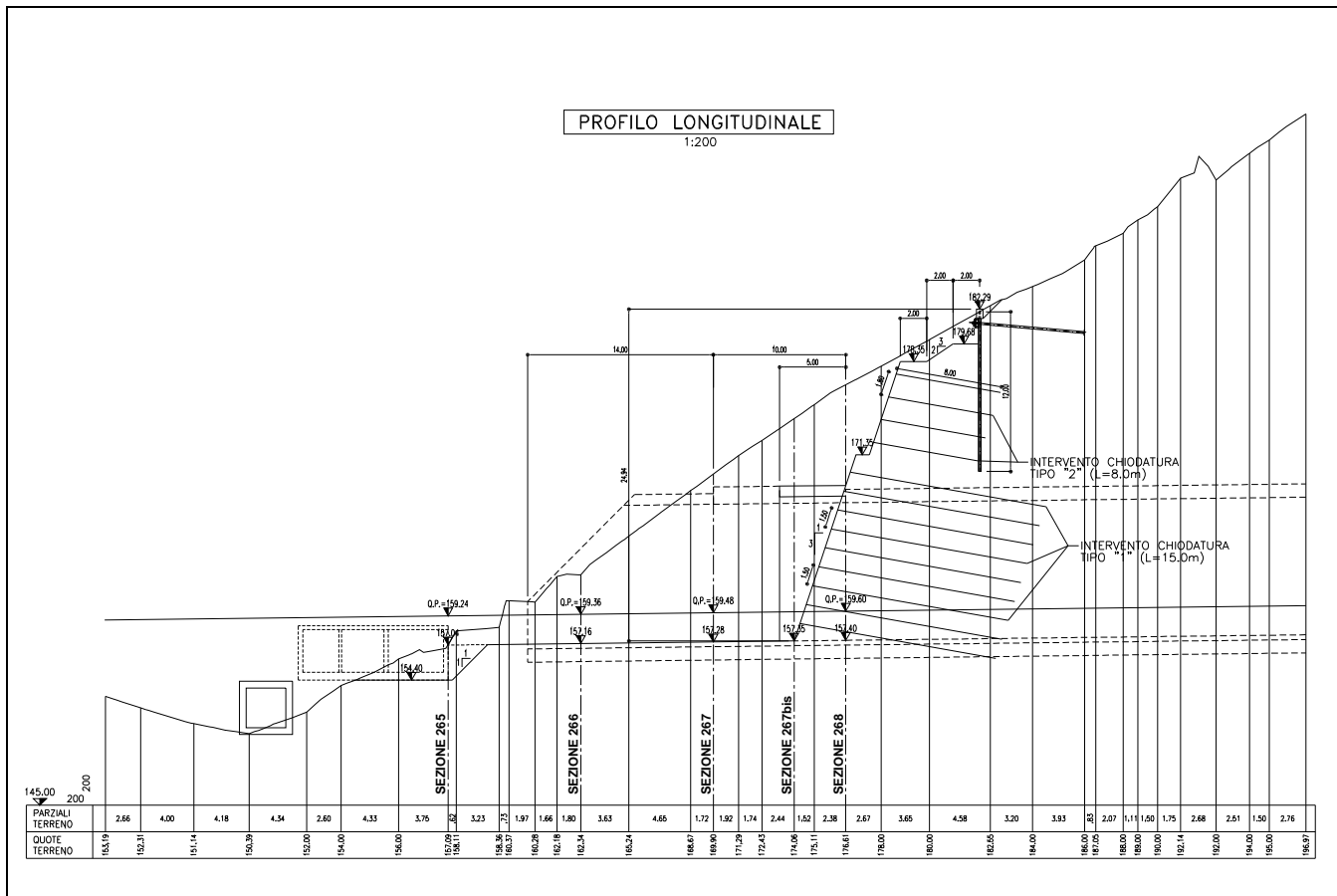


Figura 17: Sezione di calcolo chiodature in VTR

Nel definire le condizioni stratigrafiche di progetto è stata fatta l'ipotesi di presenza di roccia sub-affiorante sulla parete di scavo.

Per quanto riguarda le superfici di scorrimento, vengono considerati i diedri che si vengono a creare in funzione della geometria delle discontinuità presenti, individuata sulla base dei rilievi geomeccanici *RG8 ed RG9* eseguiti in corrispondenza dell'imbocco (per maggiori dettagli si veda la Relazione Geotecnica - Doc. Rif. [4]). In base a tale rilievo sono presenti due famiglie di discontinuità, di cui la prima avente inclinazione pari a circa 30° sull'orizzontale e la seconda pari a circa 80° (72°÷86°). Con valori rappresentativi di JRC (rugosità del giunto) pari a 4, si può stimare una resistenza sulla discontinuità data dai seguenti parametri caratteristici:

ϕ' = angolo d'attrito efficace = 35°

c' = coesione efficace = 20 kPa

6 PARATIE - CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif.[1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif.[1]}),$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, e

R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Per le paratie tirantate la normativa prevede di condurre le verifiche (ad esclusione delle verifiche di stabilità globale) adottando il seguente approccio (vedi par. 6.5.3.1.2 Doc. Rif.[1]):

1. la prima combinazione A1+M1+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A1, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
2. la seconda combinazione A2+M2+R1, per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo A2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche. Pertanto la determinazione dell'azione di progetto per le verifiche di tipo (A1+M1+R1) può essere svolta in due differenti metodi:

- Metodo 1: la procedura di calcolo è composta da due analisi di interazione:
 - 1° Analisi di interazione terreno-struttura (per esempio con Paratie), in assenza di carichi variabili e permanenti non strutturali, ricavando l'azione caratteristica nella struttura $E_{k,perm}$ (Analisi SLE);
 - 2° Analisi analoga alla precedente, includendo ora anche i carichi variabili e quelli permanenti non strutturali. Si determina pertanto l'azione caratteristica $E_{k,totale}$ (Analisi SLE);
 - Calcolo del contributo all'incremento dell'azione $E_{k,totale}$ della componente indotta da carichi variabili e permanenti non strutturali $\Delta E_{k,var} \rightarrow \Delta E_{k,var} = E_{k,totale} - E_{k,perm}$;
 - Calcolo dell'azione di progetto $E_d \rightarrow E_d = 1.3 \cdot E_{k,perm} + 1.5 \cdot \Delta E_{k,var}$.

- Metodo 2: la procedura di calcolo prevede un'unica analisi d'interazione terreno-struttura (per esempio con Paratie), condotta applicando sulle azioni caratteristiche un coefficiente equivalente determinato normalizzando i coefficienti di normativa (A1) rispetto al coefficiente γ_{G1} , ovvero adottando:
 - Per le azioni variabili o permanenti non strutturali un coefficiente equivalente pari ad $1.5/1.3=1.154$;
 - Per le azioni permanenti un coefficiente equivalente pari ad $1.3/1.3=1.0$.
 - Le sollecitazioni così calcolate vanno quindi amplificate per il coefficiente γ_{G1} per ottenere l'azione di progetto E_d .

Nel presente documento si è scelto di operare secondo il metodo 2.

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.}[1]),$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione e C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

6.1 STATI LIMITE DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE SISMICHE

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nei Doc. Rif.[1] e [2], sono suddivisi come riportato al par. 3.2.1 del Doc. (Doc. Rif.[1]),

- Stati limite di Esercizio (SLE):
 - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
 - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.
- Stati Limite Ultimi (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

La Tabella 2 riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera (Tabella C7.1.I).

Tabella 2: Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso (Tab. C7.1.I)

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d'uso			
		I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali			X	X
	Funzionalità degli impianti			X	X
SLD	Resistenza degli elementi strutturali			X	X
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	X	X		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	X	X	X	X
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	X	X	X	X
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	X	X	X	X
	Resistenza delle strutture	X	X	X	X
	Duttilità delle strutture	X	X	X	X
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	X	X	X	X
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	X	X	X	X
	Stabilità del sito	X	X	X	X
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	X	X	X	X
	Resistenza del sistema terreno-fondazione	X	X	X	X
	Stabilità del muro di sostegno	X	X	X	X
	Stabilità delle paratie	X	X	X	X
SLC	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	X	X	X	X
	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	X	X	X	X
	Capacità di spostamento degli isolatori	X	X	X	X

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 delle Istruzioni, le verifiche geotecniche in presenza di evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite :

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$);
- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$);

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Si fa presente che la verifica allo Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$), non essendo dimensionante per l'opera in oggetto, viene omessa.

6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA STATICHE

Come riportato al Par. 6.5.3.1.2 della Normativa di riferimento (Doc. Rif.[1]), per le opere di sostegno, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi :

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:
 - Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate.
- SLU di tipo idraulico (UPL e HYD), relative a condizioni di:
 - Stabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - Sifonamento del fondo scavo.
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (Par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif.[1]) deve essere svolta secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- **A2 + M2 + R2**

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati dalla **Tabella 3** alla **Tabella 6**.

Tale verifica, come definito al Par. 6.8.2 del Doc. Rif.[1], si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d .

Ciò viene svolto determinando la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche, ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in **Tabella 5**, come descritto nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[2], va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

Tutte le rimanenti verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando entrambe le combinazioni dell'Approccio 1:

- **Combinazione 1: A1 + M1 + R1**
- **Combinazione 2: A2 + M2 + R1**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati dalla **Tabella 3** alla **Tabella 6**.

Come definito nel Par. C6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [2], le verifiche di tipo GEO ed HYD possono essere analizzate con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2, mentre le verifiche di tipo STRU con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1.

Tabella 3: Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

(1) = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 4: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 5: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tabella 6: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3)

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	γ_R	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	γ_R	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.0	1.0	1.4

6.3 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, devono essere valutati sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Tabella 2).

Pertanto, per l'opera in oggetto, come definito nel Cap. 6.1, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, relative sia alle verifiche di stabilità globale che alla stabilità dell'opera, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**), mentre per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**).

Tutte le verifiche riportate nel presente documento, come ammesso dalla Normativa, sono state svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

7 SCAVI CHIODATI - CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

Stati limite ultimi (SLU) L'opera in oggetto è costituita da una parete di scavo stabilizzata attraverso elementi di rinforzo (chiodatura dei terreni). La Normativa (Par.6.8.6.2 del Doc.Rif. [1]) stabilisce che le verifiche di sicurezza agli SLU di fronti di scavo debbono essere condotte con modalità analoghe a quelle indicate per i manufatti in terreni sciolti (Par.6.8.2 del Doc.Rif. [1]). Inoltre, qualora gli scavi siano realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso. Nel Par.6.8.2 del Doc.Rif. [1], riguardante i manufatti in materiali sciolti, è specificato che la stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive; inoltre è anche previsto che siano eseguite verifiche agli SLU locali che devono essere estese agli elementi di rinforzo eventualmente presenti all'interno del manufatto.

Complessivamente, quindi, per le pareti di scavo in oggetto le verifiche di sicurezza agli SLU previste dalla Normativa (Doc.Rif. [1]) possono essere così riassunte:

- a) Verifiche di stabilità globale del pendio nelle condizioni iniziali;
- b) Verifiche di stabilità globale della parete chiodata durante le fasi costruttive e nella situazione finale determinatasi a seguito della realizzazione dell'opera;
- c) Verifiche di stabilità locali riguardanti l'integrità (rottura) e la funzionalità (sfilamento) dei rinforzi.

Con riferimento alle verifiche di sfilamento dei rinforzi, questi ultimi sono stati considerati come degli ancoraggi passivi e quindi sono stati trattati secondo quanto descritto nel Par.6.6.2 del Doc.Rif. [1]. In tale paragrafo è specificato che le verifiche di sicurezza di tiranti di ancoraggio debbono riguardare i meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza allo sfilamento e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

7.1 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL FRONTE DI SCAVO

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (Par.6.8.2 del Doc.Rif. [1]) deve essere svolta secondo l'Approccio 1

- Combinazione 2: • A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali già riportati in Tabella 3, Tabella 4 e Tabella 5.

Tale verifica, come definito al Par.6.8.2 del Doc.Rif. [1], si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d . La verifica viene svolta determinando, come per il caso delle paratie, la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in **Tabella 5**, come descritto nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[2], va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

Per quanto riguarda le verifiche in campo sismico valgono gli stessi criteri già esplicitati al par. 6.3, riferito alle paratie.

8 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

8.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

Per tali aspetti si fa riferimento alla Relazione Geologica GEO 001 (Doc. Rif. [14]).

8.2 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA - PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Le condizioni stratigrafiche di progetto sono state desunte a partire dalle risultanze delle indagini eseguite in corrispondenza dell'imbocco, unitamente alle indicazioni fornite dal Profilo Geotecnico (Doc. Rif. [5]) di interesse, come segue:

- da p.c. a 3.0 m da p.c. – *Terreno di copertura* del substrato roccioso: depositi costituiti principalmente da sabbie limose con presenza di ciottoli.
- al di sotto di 3.0 m da p.c. – *Substrato*: Formazione del Monte Antola, costituita da una sequenza di torbiditi carbonatiche, in prevalenza calcareo – marnose (FAN).

Per quanto concerne la falda, tenendo conto delle letture del piezometro FB6 ubicato in prossimità dell'opera (falda a circa 24.0 m di profondità dal p.c.), si sono fatte le seguenti ipotesi:

- falda non interferente con gli scavi nel dimensionamento della berlinese;
- ai fini dell'analisi di stabilità globale si è assunto in via cautelativa un andamento della superficie di falda a quote superiori rispetto a quelle rilevate nel piezometro, per tenere conto di eventuali anomalie idrogeologiche locali per presenza di fratturazione variamente orientata (tale aspetto viceversa è stato trascurato nell'analisi sforzi-deformazioni della paratia e nel dimensionamento delle chiodature, che risentono, oltreché dell'effetto drenante degli stessi scavi, anche della presenza dei dreni, aventi appunto la funzione di presidio);
- falda ad una quota intermedia nel dimensionamento delle chiodature (sempre tenendo conto della presenza dei dreni sub-orizzontali).

Si segnala che i parametri di resistenza del substrato sono stati desunti dalla Relazione Geotecnica (Doc. Rif. [4]), mentre per il terreno di copertura si è fatto riferimento ai risultati di una back analysis.

Nella Figura seguente sono riportati i risultati dell'analisi eseguita:

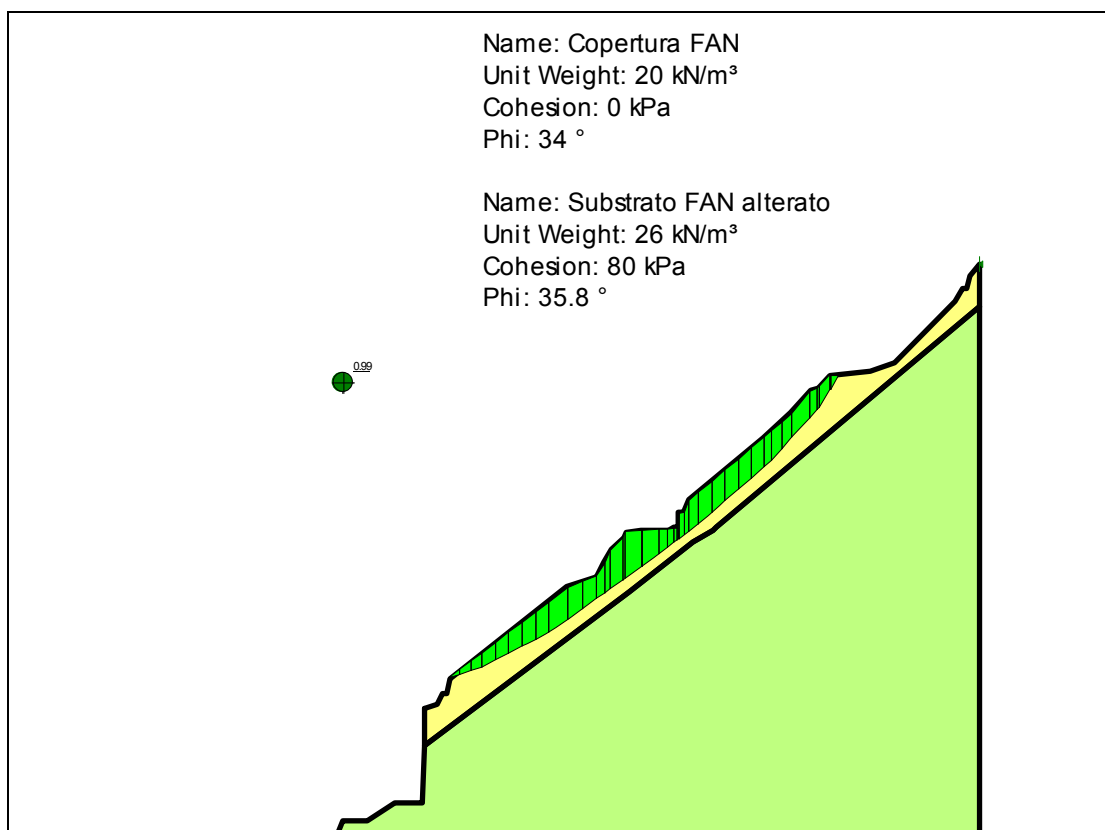


Figura 8.1: Copertura su FAN - Risultati back-analysis

Si ottiene $\phi' = 34^\circ$ e $c' = 0.0$ kPa (con γ_t pari a 20 kN/m³):

Nella seguente Tabella sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici adottati per i dimensionamenti delle opere.

Tabella 7: Parametri geotecnici caratteristici

STRATO	Peso di volume γ_k	Angolo di resistenza al taglio ϕ_k	Coesione efficace c'_k	Modulo di Young di primo carico E_{VC}	Modulo di Young di scarico/ricarico E_{UR}
	kN/m ³	°	kPa	MPa	MPa
Copertura su FAN	20.0	34	0	10	10
Substrato FAN fessurato/alterato	26.0	45	100	800	800

Nella seguente Tabella 8 sono invece riassunti i parametri geotecnici di progetto considerati nei calcoli, fattorizzati secondo le condizioni M1 e M2 come descritto nei capitoli precedenti (in particolare Tabella 4).

Tabella 8: Parametri geotecnici di progetto

STRATO	Peso di volume γ_k	M1 Angolo di resistenza al taglio ϕ_d	M1 Coesione efficace c'_d	M2 Angolo di resistenza al taglio ϕ_d	M2 Coesione efficace c'_d
	kN/m ³	°	kPa	°	kPa
Copertura su FAN	20.0	34	0	34 ^(*)	0
Substrato FAN fessurato/alterato	26.0	45	100	38.7	80

(*) parametro non fattorizzato, in quanto ottenuto da back-analysis

Per quanto concerne la definizione dei coefficienti di spinta attiva e passiva per ogni strato costituente la stratigrafia del sito, sono state assunte le seguenti ipotesi di calcolo:

- angolo d'attrito terreno-paratia = 1/2 angolo di resistenza al taglio;

- coefficienti di spinta attiva e passiva definiti in accordo a Caquot e Kerisel (1948);
- si è tenuto conto dell'angolo di inclinazione media del pendio a monte della paratia (38°):
- in sede di determinazione dei parametri di monte si è assunta un'inclinazione fittizia del pendio compatibile con il minore angolo di attrito fattorizzato (secondo il coefficiente M2) tra quelli degli strati del profilo stratigrafico di progetto, pari a 34°. Nel modello di calcolo della paratia la differenza di inclinazione tra i due angoli, l'angolo di inclinazione reale e quello fittizio viene schematizzato con una striscia di carico finita di valore equivalente al peso della porzione di terreno compresa tra i due angoli e il piano teorico di spinta attiva, pari a circa 15 kPa;
- per quanto concerne i parametri di valle, si è assunta una superficie orizzontale ad ogni livello di scavo.

9 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto deve essere fatto riferimento alle Norme Tecniche (Doc. Rif.[1]), di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche.

9.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Al sito dell'opera in oggetto corrispondono le seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine: 9.19385;
- Latitudine: 44.38203

Nella Tabella 1 allegata alla citata Normativa Doc. Rif.[1], in funzione delle coordinate geografiche, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

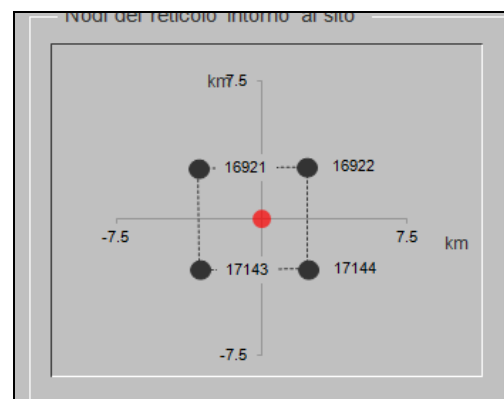


Figura 2: Punti della griglia di nodi prefissati nell'intorno del interesse sito di progetto (tratto da Spettri di risposta – V. 1.0.3.xls)

9.2 VITA UTILE DELL'OPERA

Poiché, per via delle condizioni stratigrafiche con presenza di roccia sub-affiorante e delle caratteristiche dei materiali, la condizione sismica di fatto non è dimensionante per l'opera, si è comunque fatto riferimento alla stessa Vita Nominale ed alla stessa Classe d'Uso delle opere definitive.

Pertanto la Vita Nominale dell'opera, in accordo al punto 2.4.1 delle NTC 2008 ed alle informazioni allo stato attuale disponibili, è assunta pari a $V_n = 50$ anni.

La Classe d'Uso utilizzabile per le verifiche oggetto del presente studio è definita in accordo al punto 2.4.2 della Normativa (Doc. Rif.[1]) ed è posta pari a II (coefficiente d'uso $C_u = 2$).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al par 2.4.3 della Normativa (Doc. Rif.[1]), risulta pari a:

$$V_r = V_n * C_u = 50 \text{ anni}$$

9.3 PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R

Definita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{Vr} nel periodo di riferimento considerato, si ottengono i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R riportati in Tabella 9.

Tabella 9: Valori delle probabilità di superamento P_{VR} e dei periodi di ritorno T_R al variare dello Stato Limite considerato.

Stati Limite		P_{Vr} (%)	T_R (anni)
Stati Limite di Esercizio SLE	SLO	81	60
	SLD	63	101
Stati Limite Ultimi SLU	SLV	10	949
	SLC	5	1950

9.4 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA SU SUOLO RIGIDO

Per lo stato limite di verifica considerato - Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita - si ottiene la seguente accelerazione massima attesa su suolo rigido (Tabella 10).

Tabella 10: Valore del parametro a_g , per suolo rigido in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica. Valore desunto dal foglio di calcolo "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

STATO LIMITE	T_R	a_g
	[anni]	[g]
SLV	949	0.112

9.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif.[1]), è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 delle NTC 2008, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria A**.

9.6 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui

a_g = Accelerazione massima su sito rigido;

S_S = Coefficiente d'amplificazione stratigrafica;

S_T = Coefficiente d'amplificazione topografica.

Per la categoria di sottosuolo A, l'azione sismica su suolo rigido a_g [g] coincide con il valore a_{max} [g], essendo assente ogni tipo di amplificazione.

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T per il sito in esame è assunto pari a 1.2, valore assegnato per siti con categoria topografica T2, riferito a pendii con inclinazione media superiore a 15°.

Sulla base di quanto sopra, in Tabella 11 si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito per lo stato limite oggetto di verifica.

Tabella 11: Valori di accelerazione massima attesa al sito

STATO LIMITE	T_R	a_{max}
	[anni]	[g]
SLV	949	0.1344

9.7 ACCELERAZIONE EQUIVALENTE DI PROGETTO

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza per l'opera di sostegno mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.

Nello specifico, la valutazione dell'impatto dell'azione sismica sull'opera di sostegno è stata condotta mediante analisi pseudostatica come definito nel Paragrafo 7.11.6.3 della Normativa (Doc. Rif.[1]).

9.8 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Data le condizioni stratigrafiche e le caratteristiche dei materiali, il sito in esame non è suscettibile a liquefazione (Par.7.11.3.4.2 del Doc. Rif.[1]).

9.9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Come descritto nell'esempio di calcolo riportato al Par. C7.11.4 del Doc. Rif. [2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. Rif.[1], inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif.[1], i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24 (Tabella 12)

Tabella 12: Coefficiente β_s

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) < 0.1$	0.20	0.20

La verifica di stabilità globale costituisce una verifica di Salvaguardia della Vita (SLV), pertanto i coefficienti sismici riportati nella tabella seguente sono relativi ad un evento con tempo di ritorno pari a 949 anni.

Tabella 13: Valori dell'accelerazione equivalente di progetto k_h per le verifiche di stabilità globale

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
	[anni]	[g]	[g]
SLV	949	0.0363	± 0.0181

9.10 VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA

Per tutte le rimanenti verifiche, di cui al Par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif.[1], gli Stati Limite di riferimento sono sia quello relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) che quello relativo allo Stato Limite di Danno (SLD). Anche in questo caso si trascurano le verifiche allo Stato Limite di Danno (SLD), non essendo dimensionanti.

Le componenti dell'accelerazione equivalente a_h (orizzontale) e a_v (verticale), come definito al Par. 7.11.6.3.1 del Doc. Rif.[1], sono valutate come:

$$a_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

$$a_v = 0$$

essendo:

α = coefficiente di deformabilità (si veda la Figura 3) ≈ 1.0 - in funzione dell'altezza totale della paratia;

β = coefficiente di spostamento (si veda la Figura 4) = 1.00

Si tenga presente che dovrà essere inoltre: $\alpha \times \beta \geq 0.2$.

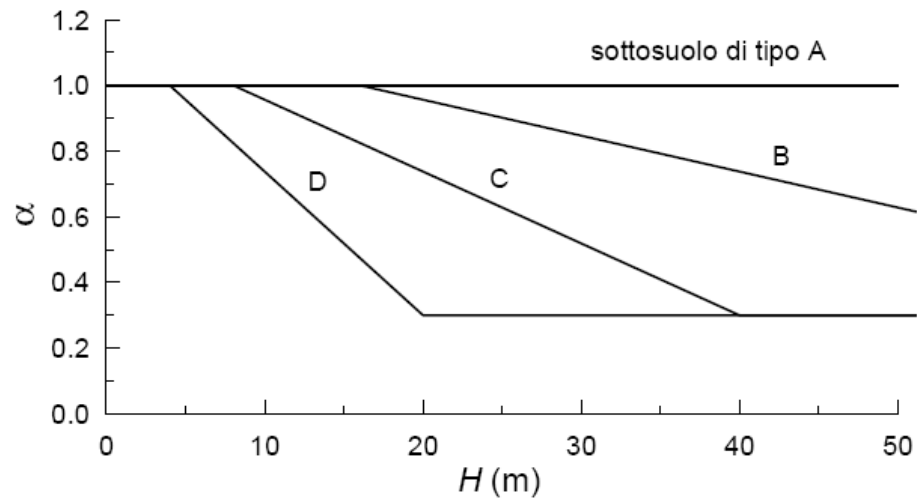


Figura 3: Definizione del parametro α

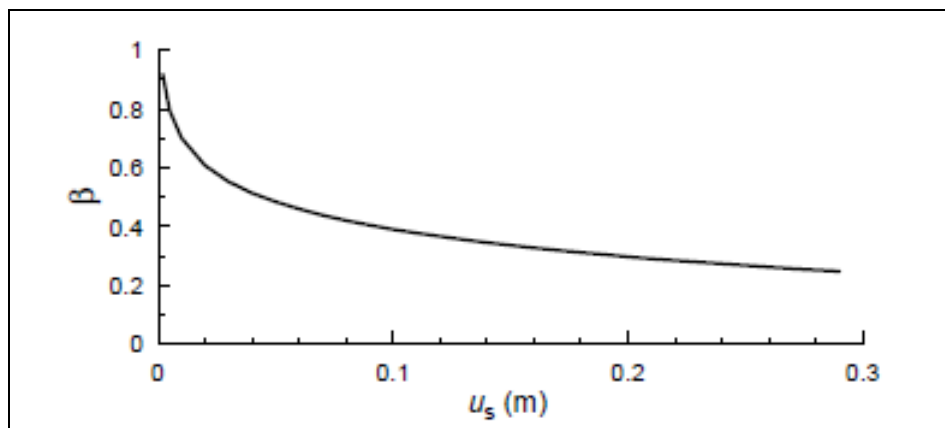


Figura 4: Definizione del parametro β

Sulla base di quanto sopra si ottiene l'accelerazione di progetto per lo stato limite considerato - Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita, come riportato in Tabella 14.

Tabella 14: Valori dell'accelerazione equivalente di progetto a_h per le verifiche di stabilità locale

STATO LIMITE	T_R	a_h
	[anni]	[g]
SLV	949	0.1344

La spinta sull'opera di sostegno in condizioni attiva e passiva associata ai coefficienti sismici sopra definiti è stata valutata in accordo al metodo proposto da Mononobe Okabe (Doc.Rif.[35]). Tale metodo è una diretta estensione della teoria sviluppata da Coulomb in campo statico, in cui l'accelerazione sismica è applicata al cuneo di spinta attiva (o passiva) definito dal metodo di Coulomb (superfici di rottura piane).

La spinta complessiva sull'opera di sostegno risulta pertanto essere pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{W-0,att} \cdot H^2 + E_{w,stat} + E_{w,din} \quad [\text{Eq.1}]$$

in cui:

- il primo termine della sommatoria rappresenta la spinta (attiva o passiva) dovuta allo scheletro solido;
- il secondo termine rappresenta la spinta idrostatica dell'acqua (ove presente);
- il terzo termine rappresenta la spinta idrodinamica, risultante delle sovrappressioni interstiziali generate durante il sisma (ritenute non significative per l'opera in oggetto).

Con riferimento al primo termine, il parametro γ^* rappresenta il peso specifico del terreno, che può assumere i seguenti valori in funzione della posizione della falda e della permeabilità dei terreni:

- $\gamma^* = \gamma_d$ in condizione di assenza di falda;
- $\gamma^* = \gamma'$ in presenza di falda e materiale dinamicamente impervio ($k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui si assume che l'acqua si muova insieme con il terreno;
- $\gamma^* = \gamma'$ in presenza di falda e materiale dinamicamente permeabile ($k > 5 \cdot 10^{-4}$ m/s), in cui si assume che l'acqua si muova indipendentemente dallo scheletro solido.

Nello stesso termine compare il coefficiente di spinta $K_{M-O,att}$, definito da Mononobe Okabe come:

$$K_{M-O,att} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \beta)}{\cos\psi \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \cos(i - \beta)} \right)^{a_H} \right]^2}$$

in condizioni di spinta attiva, essendo:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right) \quad \text{in condizione di assenza di falda;}$$

$$\psi = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right) \quad \text{in presenza di falda e materiale dinamicamente impervio}$$

$$\psi = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{a_H}{1 - a_V} \right) \quad \text{in presenza di falda e materiale dinamicamente permeabile}$$

ϕ = angolo d'attrito del terreno;

β = inclinazione dell'opera di sostegno rispetto alla verticale;

δ = angolo d'attrito terreno-struttura;

i = inclinazione del pendio;

a_H = componente orizzontale dell'accelerazione sismica;

a_v = componente verticale dell'accelerazione sismica.

Nel caso in esame, data la natura dei terreni prevalentemente coesiva, si è assunta la condizione di terreno dinamicamente impervio.

Una volta definita la spinta attiva totale in condizioni sismiche, la differenza di tale sollecitazione con quella statica, calcolata secondo la teoria di Coulomb, rappresenta l'incremento di spinta dovuto al sisma. Tale incremento viene successivamente applicato come forza distribuita trapezoidale con risultante collocata a 0.4 volte l'altezza della paratia (riferito alla testa della struttura), in accordo al metodo proposto da Seed e Whitman (1970).

Secondo tale metodo, la pressione in testa alla paratia vale:

$$q_{\text{testa}} = 1.6 \cdot Q / L_{\text{paratia}},$$

mentre l'analoga alla base della paratia è pari a:

$$q_{\text{base}} = 0.4 \cdot Q / L_{\text{paratia}}.$$

10 PARATIA - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI STATICHE

Il presente capitolo riporta i risultati delle verifiche sviluppate agli Stati Limite Ultimi in condizioni statiche.

10.1 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- Stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- Sfilamento di uno o più ancoraggi;
- Stabilità dell'opera (collasso per rotazione intorno ad un punto fisso) ;
- Stabilità del fondo scavo in condizioni non drenate per terreni a grana fine.

Verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- **A2 + M2 + R2**

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 3, Tabella 4, Tabella 5 e Tabella 6.

Tale verifica è svolta mediante un calcolo all'equilibrio limite per mezzo del software Slope/W ver. 2007; tra i metodi di calcolo proposti si è scelto di considerare il metodo di Bishop.

La sezione di calcolo considerata è quella relativa alle condizioni geometriche più gravose (zona centrale della paratia), per via della maggiore altezza di scavo.

La ricerca delle potenziali superfici di scorrimento viene effettuata imponendo il punto di passaggio per il piede della paratia, ovvero escludendo le superfici che interessano la paratia stessa, le cui condizioni di stabilità vengono implicitamente analizzate mediante l'analisi sforzi-deformazioni eseguita con il Programma Paratie.

Come detto nel Cap.6.2, la verifica di stabilità globale si considera soddisfatta quando la superficie di scorrimento più critica fra quelle possibili corrisponde ad un fattore di sicurezza ≥ 1.1 ; ovvero, in accordo alla terminologia della normativa (Par. 6.8.2 delle NTC 2008):

$$R_d / E_d \geq \gamma_R \text{ con } \gamma_R = 1.1$$

In Figura 5 si riportano le superfici di scorrimento critiche per la sezione esaminata; dall'esame di suddetta Figura, si evince che la stabilità globale dell'opera è verificata, essendo:

$$R_d / E_d = \mathbf{1.38}$$

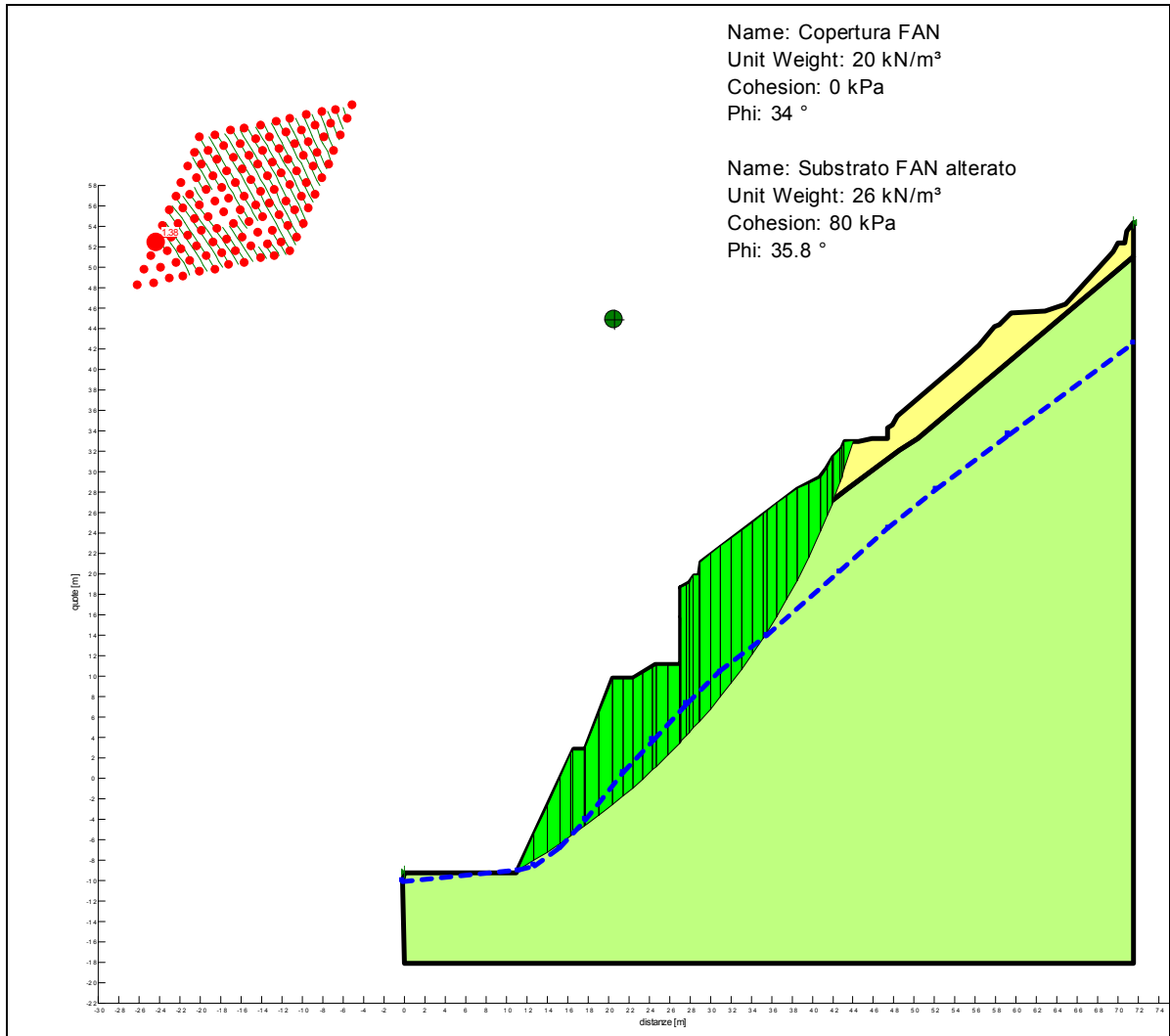


Figura 5: Verifica di stabilità globale in campo statico

Verifica a sfilamento degli ancoraggi

La verifica a sfilamento del tirante viene svolta in accordo a quanto riportato nel Paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 (Doc. Rif.[2]).

La verifica si considera soddisfatta se risulta:

$$P_d < R_{ad}$$

essendo P_d l'azione di progetto e R_{ad} la resistenza di progetto.

La verifica di tale disuguaglianza è sviluppata con riferimento alla combinazione **A1+M1+R3**, tenendo conto dei fattori parziali riportati nella Tabella 3 (coefficienti sulle azioni), nella Tabella 4 (Coefficienti sui parametri dei materiali) e nella seguente Tabella 15 (coefficienti sulle resistenze).

Tabella 15: Coefficienti parziali sulle resistenze degli ancoraggi

CONDIZIONE	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporaneo	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanente	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (R_{ak}) nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, in particolare in accordo con quanto proposto da *Bustamante e Doix* [Doc. Rif.8], avendo assunto:

$$\alpha = 1.0$$

$$D_{n,perf} = 0.16 \text{ m} - \text{diametro nominale di perforazione}$$

$$L_A = \text{lunghezza minima attiva (bulbo del tirante)}$$

Sulla base della caratterizzazione geotecnica sono stati assunti i seguenti valori per il fattore di aderenza q_s :

Substrato $q_s = 220$ kPa

In accordo a quanto proposto da *Bustamante e Doix*, la resistenza di calcolo è stata valutata mediante la formula:

$$R_{ac} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_A$$

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} si ottiene pertanto come:

$$R_{ak} = \min \left\{ \frac{(R_{ac})_{medio}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{ac})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

in cui i coefficienti parziali ξ_{a3} e ξ_{a4} sono funzione del numero di profili di indagine disponibili (si veda la Tabella 16).

Tabella 16: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche (Tabella 6.6.III delle NTC 2008).

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

Per il caso in esame, considerando di avere a disposizione un unico profilo di indagine (quindi $R_{ac,medio} = R_{ac,min}$), i coefficienti ξ_{a3} e ξ_{a4} sono entrambi pari a 1.80.

Calcolata la resistenza caratteristica R_{ak} , la resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando i valori di R_{ak} mediante i coefficienti R3 riportati in Tabella 15, nell'ipotesi di tiranti permanenti (cautelativamente, in questa sede, tutti i tiranti verranno considerati permanenti).

In Tabella 17 si riportano le resistenze di calcolo R_{ac} e le resistenze caratteristiche a sfilamento per ogni ordine di tiranti.

Tabella 17: Resistenze a sfilamento di calcolo dei tiranti a trefoli

	L_A Lunghezza min. bulbo [m]	R_{ac} [kN]	R_{aK} [kN]	R_{ad} [kN]
1° ORDINE	8	884.7	491.5	409.6
2° ORDINE	8	884.7	491.5	409.6

Si ricorda che, in accordo con gli orientamenti normativi, la conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e di collaudo risulta sempre necessaria.

L'azione di sfilamento sul tirante $P_{k,es}$ è determinata, per mezzo del programma Paratie (si vedano le Figure seguenti), attraverso l'analisi d'interazione terreno-struttura, da cui si ottiene il valore di progetto P_d (da confrontare con la R_{ad} prima calcolata) amplificando la sollecitazione ottenuta mediante il solo coefficiente parziale γ_{G1} :

$$P_d = 1.3 \times P_k.$$

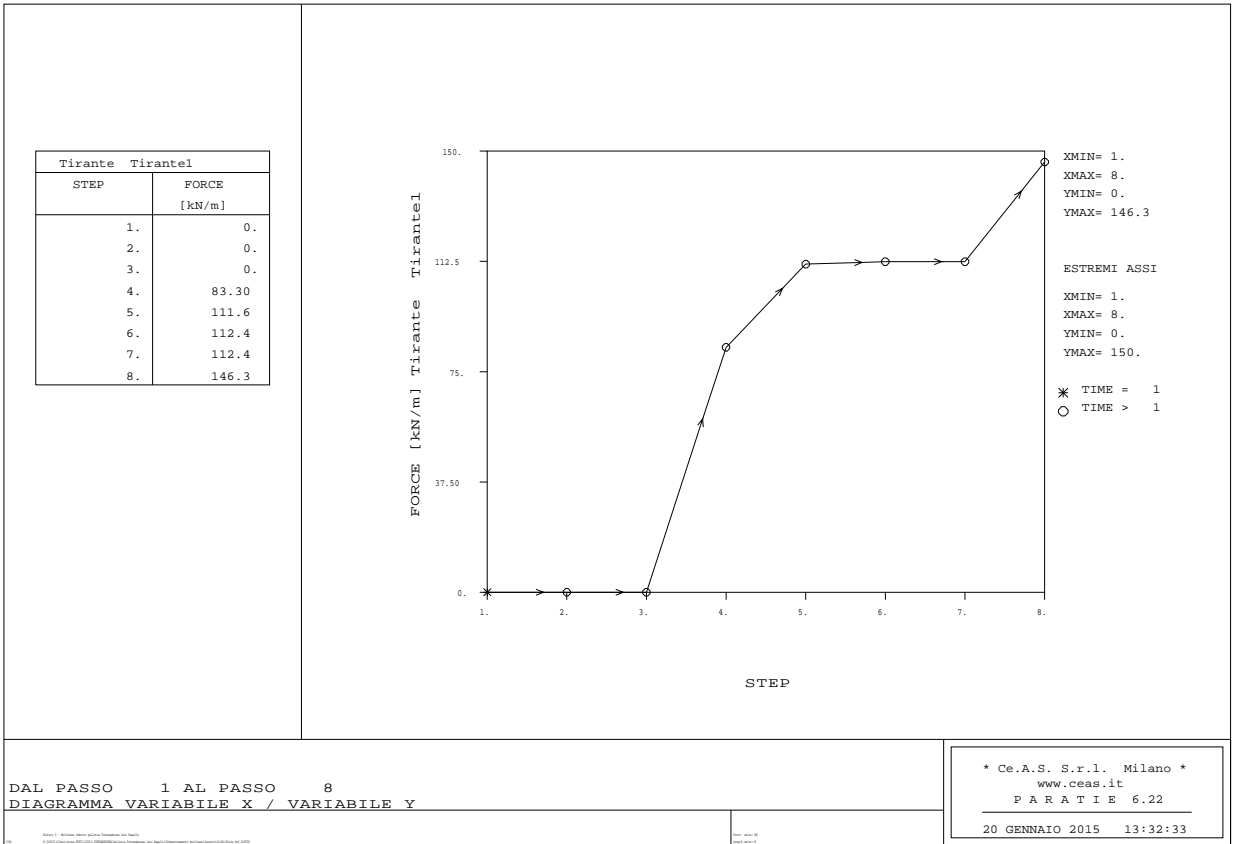


Figura 6: Programma Paratie - Tiro nei tiranti del 1° ordine

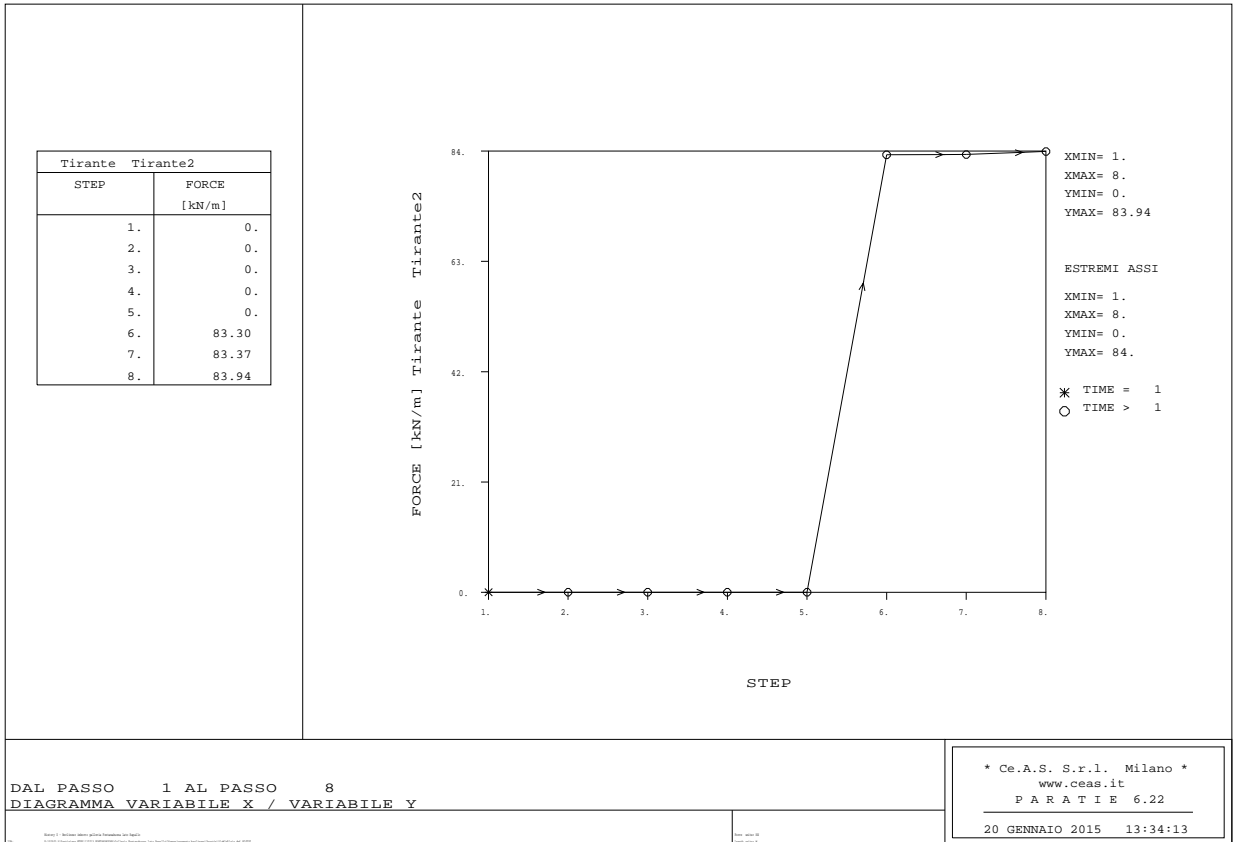


Figura 7: Programma Paratie - Tiro nei tiranti del 2° ordine

In condizioni statiche, risultano le seguenti azioni massime calcolate a metro lineare d'interesse, da cui si ricava poi il valore gravante sul singolo tirante:

Tabella 18: Azione di sfilamento sui tiranti a trefoli

	$P_{k,es}$ da Paratie [kN/m]	interasse [m]	γ_{G1} [-]	P_d [kN]
1° ORDINE	112.5	2.4	1.3	351.0
2° ORDINE	83.5	2.4	1.3	260.5

Confrontando i valori di progetto P_d con quelli calcolati della resistenza R_{ad} , la verifica a sfilamento risulta soddisfatta.

Stabilità dell'opera (resistenza del terreno a valle)

La verifica è stata condotta, in accordo alla normativa (NTC 2008 par.6.5.3.1.2), secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2, ovvero:

- **A2 + M2 + R1**

i cui coefficienti sono riportati nella Tabella 3, Tabella 4 e Tabella 6.

Nel caso in esame, in campo statico, la percentuale di spinta passiva di progetto mobilitata a valle risulta inferiore al 10% della massima spinta possibile, vista la presenza del substrato sub-affiorante. Tale valore viene considerato ampiamente adeguato.

Si sottolinea inoltre che tali valori di spinta passiva sono raggiunti mobilitando sforzi nei tiranti pienamente compatibili con la loro resistenza ultima, sia a sfilamento sia a rottura strutturale, e debbono quindi essere considerati come realistici.

Verifica di stabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate

Tale verifica non è rilevante per il caso in esame, poiché il fondo-scavo si trova in materiale roccioso.

10.2 VERIFICHE SLU DI TIPO IDRAULICO (UPL E HYD)

Con riferimento alla stratigrafia di progetto (assenza di livelli a permeabilità elevata/falda in pressione) e data la natura dei terreni e la geometria dell'opera (micropali accostati), tali stati limite non sono ipotizzabili per il caso in esame.

10.3 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Come definito nel Paragrafo C 6.5.3.1.2 del Doc. Rif .[2], le verifiche di tipo STR possono essere svolte considerando la combinazione A1+M1+R1.

Per quanto concerne le azioni, sono perseguibili due differenti approcci di calcolo, come già descritto al Cap. 5.2:

- Il primo, applicando direttamente alle azioni i fattori di amplificazione A1 corrispondenti;
- Il secondo, applicando i fattori di amplificazione A1 sulle sollecitazioni derivanti da azioni non fattorizzate; in questo caso, i singoli contributi di ogni azione sulla sollecitazione complessiva dovranno essere valutati tenendo in conto dei rispettivi fattori di amplificazione.

Nel presente documento, data l'assenza di carichi variabili, i quali richiederebbero di analizzare singolarmente il loro contributo, si è adottato il secondo metodo.

Verifica della resistenza strutturale della paratia

Gli andamenti delle sollecitazioni di momento flettente e taglio lungo la paratia per le due sezioni di calcolo sono riportati nelle Figure presenti al termine del presente paragrafo.

Con riferimento a tali figure, si ottengono i seguenti valori massimi caratteristici, definiti a metro lineare di paratia:

- $M_{Ek} = 111.8 \text{ kNm/ml}$

- $V_{Ek} = 107.7 \text{ kN/ml}$

Considerando:

- l'interasse fra i pali $i = 0.4 \text{ m}$;
- il coefficiente di amplificazione pari ad 1.3;

si trovano i valori di progetto che vanno poi confrontati con le resistenze di progetto del tubolare del micropalo; la verifica, che fornisce esito positivo, è riportata nella seguente Tabella 19.

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO										
Materiale			Azioni di calcolo				A1-M1-R1			
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	N_s	kN/m	0.00				
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	V_s	kN/m	107.70				
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	M_s	kNm/m	111.80				
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico				A1-M1-R1			
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ	-	1.3				
Diametro esterno	D	139.7 mm	Interasse	i	m	0.4				
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto				A1-M1-R1			
Diametro interno	d	114.7 mm	Azione assiale	N_{sd}	kN	0.00				
Momento d'inerzia	I	1.02E-05 m ⁴	Taglio	V_{sd}	kN	56				
Area sezione trasversale	A	5.00E-03 m ²	Momento	M_{sd}	kNm	58				
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	2.03E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)				A1-M1-R1			
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.18E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$				ρ	-	0.000	
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	5.00E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$				n	-	0.000	
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$	kN·m	69				
Azioni resistenti elementari			Verifiche				A1-M1-R1			
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	1689 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$		O.K.				
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	621 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$		O.K.				
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	69 kN·m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$		O.K.				

Tabella 19: Verifica dell'armatura del micropalo - condizioni statiche

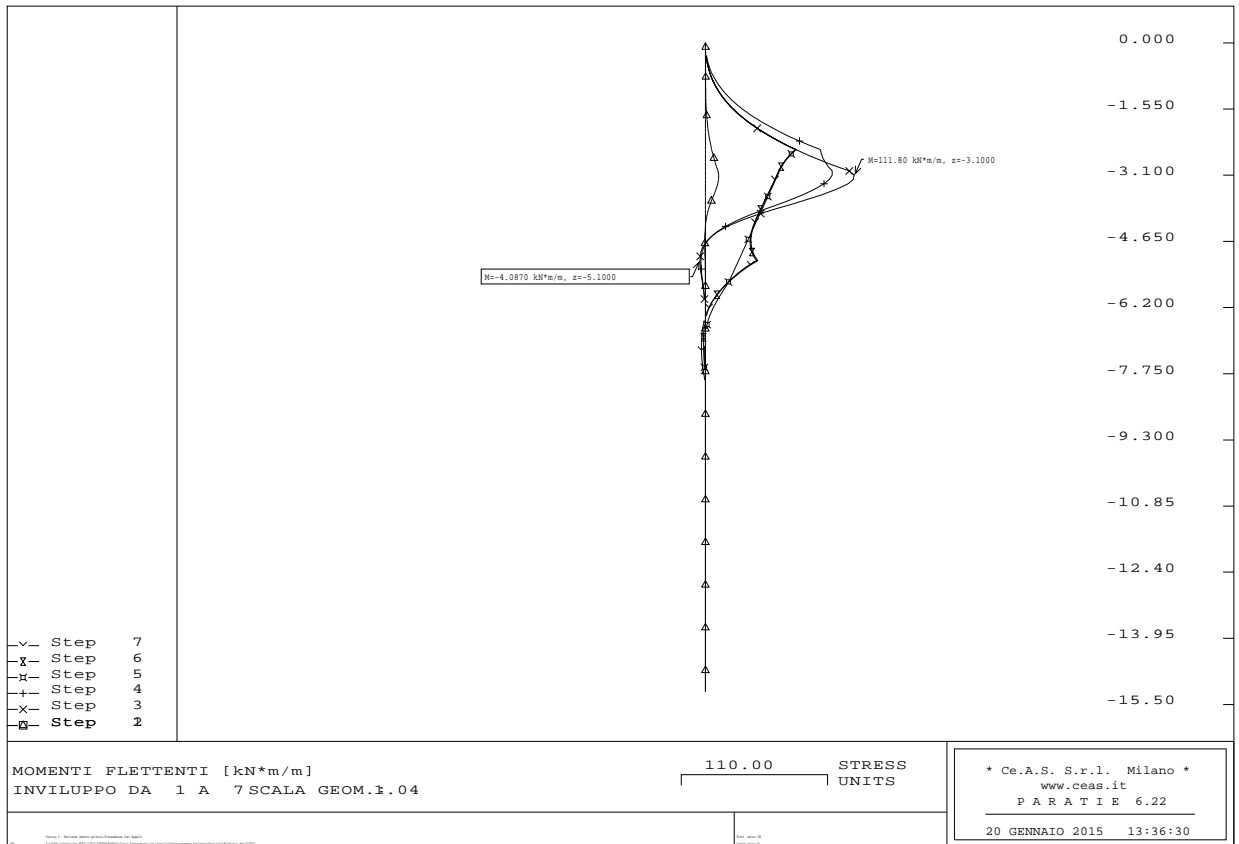


Figura 8: Programma Paratie - Condizioni statiche - Inviluppo del momento flettente

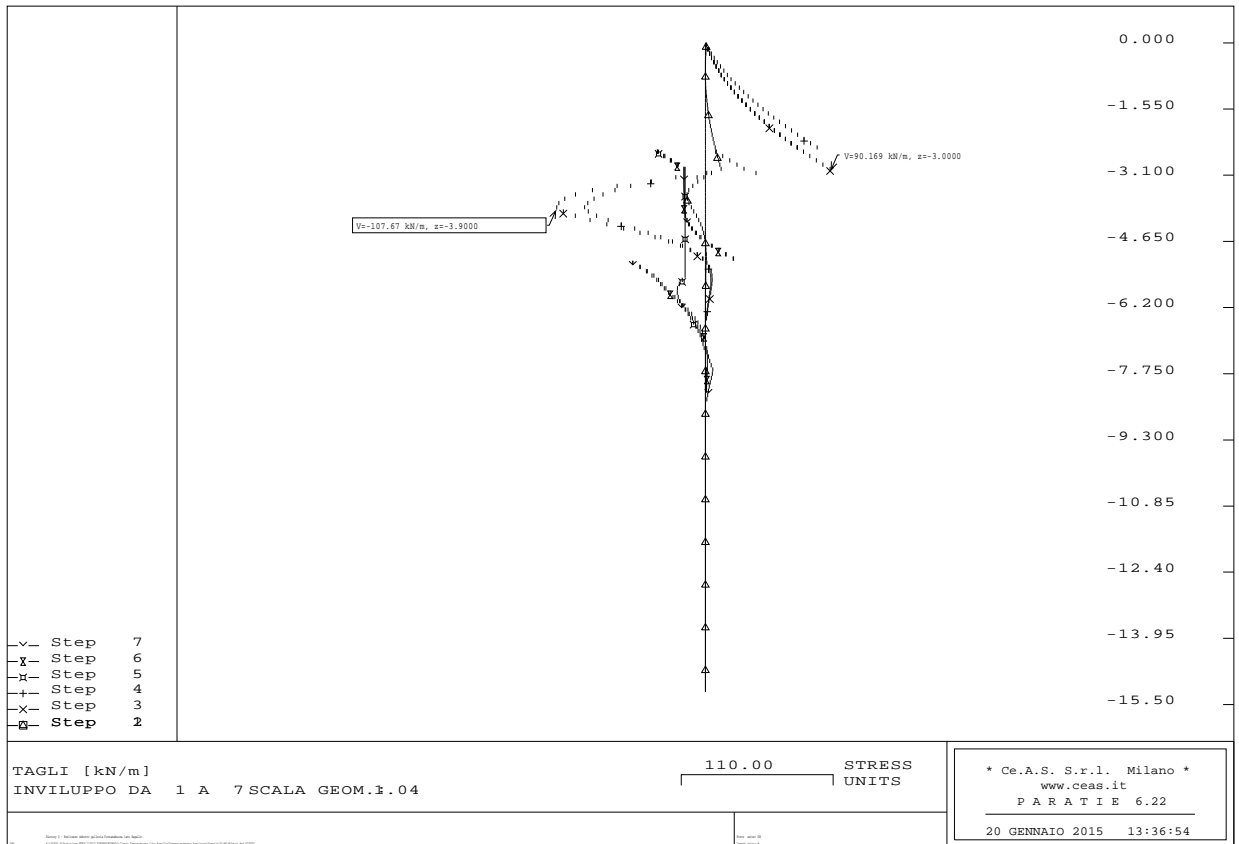


Figura 9: Programma Paratie - Condizioni statiche - Inviluppo del taglio

Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

Per quanto riguarda i tiranti a trefoli, con riferimento al criterio della gerarchia delle resistenze, la Normativa NTC 2008 impone la verifica della seguente condizione:

$$R_{p(1)k} > R_{ac}$$

ovvero che la resistenza a snervamento caratteristica $R_{p(1)k}$ sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio R_{ac} .

Per trefoli in acciaio armonico la resistenza caratteristica al limite di snervamento coincide con la tensione caratteristica all'1% di deformazione totale (si veda la Tabella 11.3.VII del Doc. Rif. [1]), ovvero:

$$f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza a snervamento caratteristica $R_{p(1)k}$ si ottiene mediante la seguente formula, in funzione del numero "n" dei trefoli:

$$R_{p(1)k} = n \cdot A_{\text{tirante}} \cdot f_{p(1)k}$$

Tali valori andranno confrontati coi valori della resistenza a sfilamento R_{ac} calcolati al Par. 0.

In questo caso, si vedano le Tabelle seguenti, la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 20: Tiranti a trefoli - Verifica della gerarchia delle resistenze

	Numero di trefoli (n)	$R_{p(1)k}$ [kN]	R_{ac} [kN]
1° ORDINE	4	928.5	884.7
2° ORDINE	4	928.5	884.7

11 PARATIA - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN PRESENZA DI SISMA

Il presente capitolo riporta i risultati delle verifiche sviluppate agli Stati Limite ultimi in presenza di evento sismico, avendo assunto le accelerazioni equivalenti di progetto determinate nel Cap.9.7.

In Tabella 21 si riportano i valori della spinta sismica applicata al modello di Paratie, calcolati in base a quanto riportato nel cap. 9 considerando gli angoli di resistenza al taglio fattorizzati secondo quanto riportato nella Tabella 4, in funzione della condizione esaminata (M1 oppure M2).

Tabella 21: Valori di spinta sismica applicata al modello di Paratie (condizioni M1 ed M2)

STRATO	$q_{,testa} = 1.6 \cdot Q/L_{paratia}$	$q_{,base} = 0.4 \cdot Q/L_{paratia}$
M1	10.0 kPa	2.5 kPa
M2	63.1 kPa	15.8 kPa

Tali spinte tengono conto della presenza del sovraccarico permanente presente a monte della paratia, dovuto alla differenza di inclinazione del pendio tra quella reale e quella considerata in sede di valutazione dei coefficienti di spinta attiva.

La spinta passiva in condizioni sismiche è stata calcolata in accordo al metodo proposto da Mononobe e Okabe.

11.1 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

Le verifiche di sicurezza di tipo geotecnico considerate pertinenti per il caso in esame sono:

- Stabilità globale dell'insieme terreno-opera (Par.11.2);

- Sfilamento di uno o più ancoraggi (Par.11.3);
- Stabilità dell'opera (Par.11.4).

11.2 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA

La stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2:

- A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati dalla Tabella 3 alla Tabella 5, e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni pari ad 1.

La spinta pseudo statica equivalente, come definita al Cap.9.7, è calcolata a partire dai seguenti valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale:

- $k_H = 0.0363 g$
- $k_V = \pm 0.0181 g$

La verifica è stata svolta per mezzo del software Slope/W ver. 2007 considerando il metodo di Bishop; i risultati sono riportati nelle Figure seguenti:

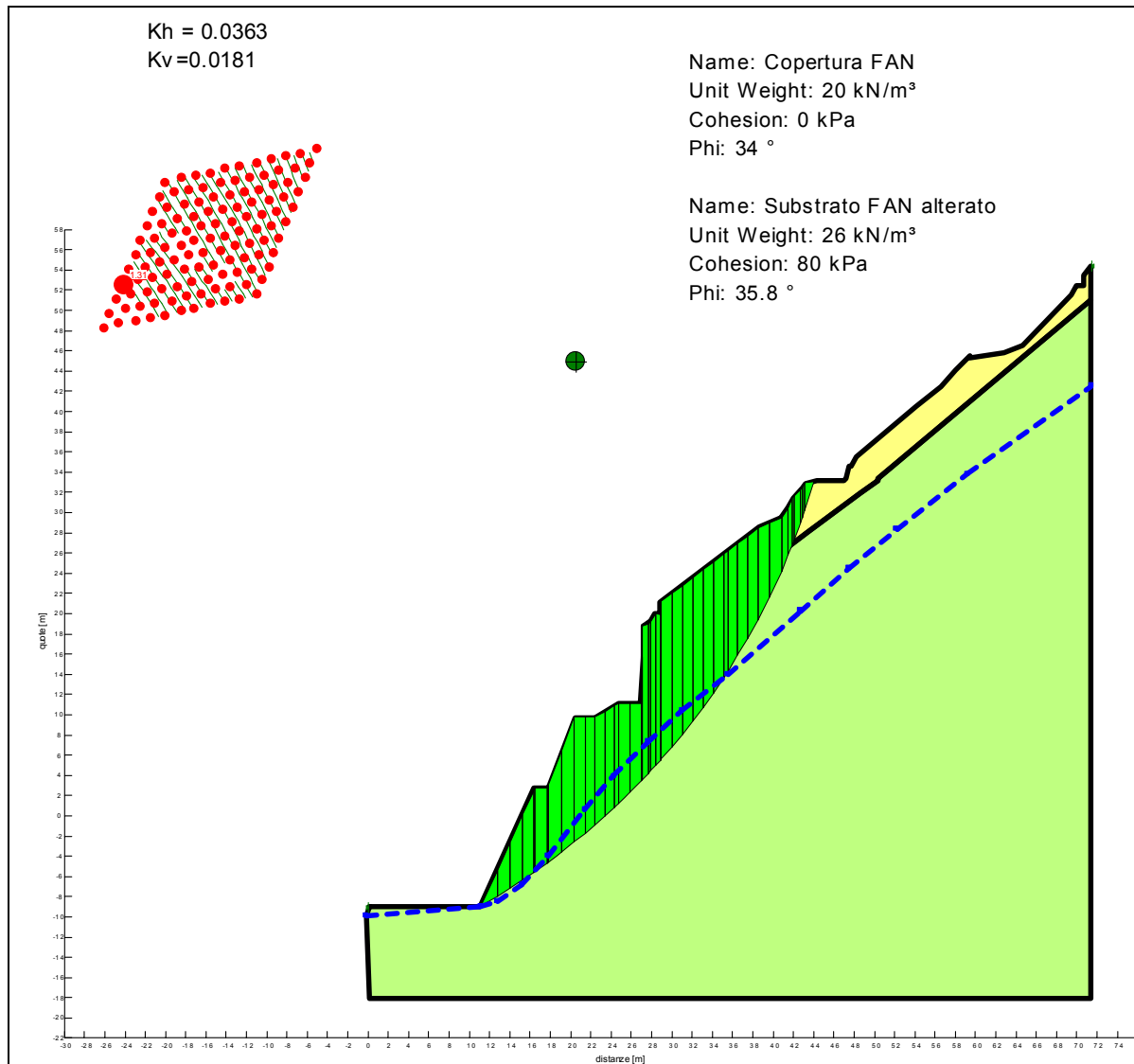


Figura 10: Verifica di stabilità globale in campo sismico

Come definito nel Cap. 6.3, la verifica di stabilità globale si considera soddisfatta in quanto la superficie di scorrimento più critica fra quelle possibili corrisponde ad un fattore di sicurezza almeno pari ad 1.1.

11.3 VERIFICA A SFILAMENTO DEGLI ANCORAGGI

Come nel caso statico, la verifica a sfilamento del tirante viene svolta in accordo a quanto riportato nel Paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 (Doc. Rif.[2]).

Le resistenze di progetto R_{ad} sono quelle calcolate al Par.0.

In condizioni sismiche, la verifica a sfilamento, prevede la verifica della condizione A1-M1, nella quale tuttavia i coefficienti amplificativi delle azioni (o delle sollecitazioni) devono essere posti pari ad 1 (Par. C7.11.6.3 del Doc. Rif.[2]).

L'azione di sfilamento sul tirante in condizioni sismiche $P_{d, sis}$ è determinata sempre per mezzo del programma Paratie; a differenza di quanto svolto per il caso statico, i suddetti valori non devono essere amplificati per i coefficienti A1, ma vanno direttamente confrontati con le resistenze di progetto R_{ad} definite nel 0.

Alla luce dei valori calcolati e riportati nelle Tabelle seguenti, si considera soddisfatta la verifica.

Tabella 22: Verifica allo sfilamento dei tiranti a trefoli in condizioni sismiche

	$P_{d, sis}$ da Paratie [kN/m]	interasse [m]	$P_{d, sis}$ [kN]	R_{ad} [kN]
1° ORDINE	146.5	2.4	351.6	409.6
2° ORDINE	84.0	2.4	201.6	409.6

11.4 STABILITÀ DELL'OPERA (RESISTENZA DEL TERRENO A VALLE)

Tale verifica è stata analizzata, in accordo alla normativa, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2, ovvero:

- **A2+M2+R1**

i cui rispettivi coefficienti sono riportati nella Tabella 3, Tabella 4 e Tabella 6.

I parametri geotecnici di progetto sono quelli già riportati in Tabella 8; le spinte sismiche applicate sono quelle della Tabella 21: Valori di spinta sismica applicata al modello di Paratie (condizioni M1 ed M2).

E' necessario verificare che, anche in presenza di sisma e con i parametri fattorizzati, la spinta passiva mobilitata a valle conservi dei margini di sicurezza rispetto al valore ultimo fattorizzato. A tale fine, il programma PARATIE fornisce come dato di output tale valore.

Nel caso in esame, in campo sismico, la percentuale di spinta passiva di progetto mobilitata a valle risulta inferiore al 20% della spinta possibile, vista la presenza del substrato sub-affiorante. Tale valore viene considerato ampiamente adeguato.

11.5 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Le verifiche di tipo STR possono essere svolte considerando la combinazione A1+M1+R1, pertanto adottando fattori unitari per i materiali e per le resistenze. In condizioni sismiche anche le azioni sono assunte applicando fattori unitari.

Verifica della resistenza strutturale della paratia

Gli andamenti delle sollecitazioni di momento flettente e taglio lungo la paratia sono riportati nelle Figure riportate al termine del paragrafo. Con riferimento a tali Figure, si ottengono i seguenti valori massimi caratteristici, definiti a metro lineare di paratia:

- $M_{Ek} = 67.9$ kNm/ml;
- $V_{Ek} = 66.5$ kN/ml;

da cui, considerando:

- l'interasse fra i pali $i = 0.4$ m;
- il coefficiente di amplificazione unitario;

si trovano i valori di progetto che andranno poi confrontati con le resistenze di progetto del tubolare del micropalo; la verifica è riportata nella seguente Tabella.

Tabella 23: Verifica strutturale dell'armatura dei micropali (condizioni sismiche)

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO										
Materiale			Azioni di calcolo				A1-M1-R1	Sisma		
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s	kN/m		0.00			
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s	kN/m		66.50			
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s	kNm/m		67.90			
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico				Sisma			
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ	-		1			
Diametro esterno	D	139.7 mm	Interasse	i	m		0.4			
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto				Sisma			
Diametro interno	d	114.7 mm	Azione assiale	N_{sd}	kN		0.00			
Momento d'inerzia	I	1.02E-05 m ⁴	Taglio	V_{sd}	kN		27			
Area sezione trasversale	A	5.00E-03 m ²	Momento	M_{sd}	kNm		27			
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	2.03E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)				Sisma			
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.18E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ	-		0.000			
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	5.00E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n	-		0.000			
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$	kN-m		69			
Azioni resistenti elementari			Verifiche				Sisma			
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	1689 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$			O.K.			
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	621 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$			O.K.			
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	69 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$			O.K.			

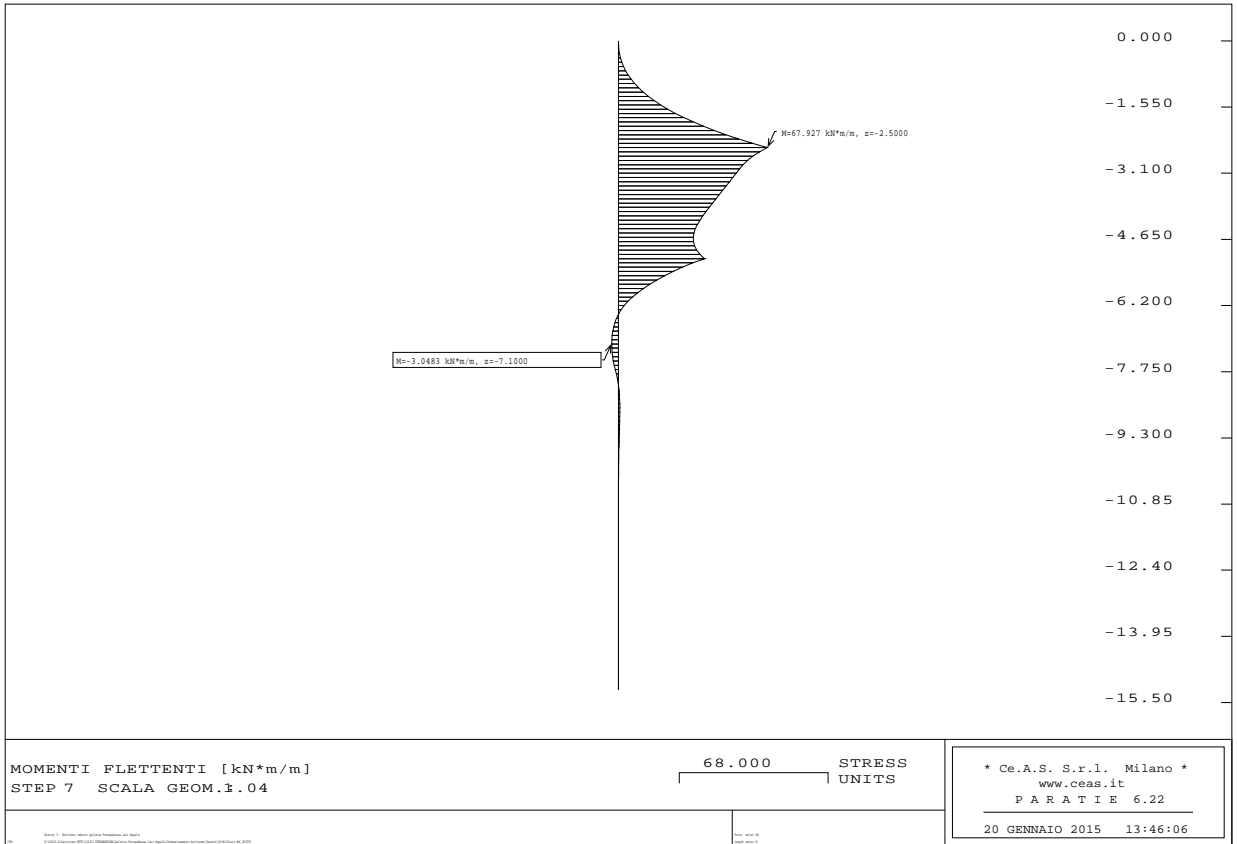


Figura 11: Programma Paratie - Diagramma del momento flettente - condizioni sismiche

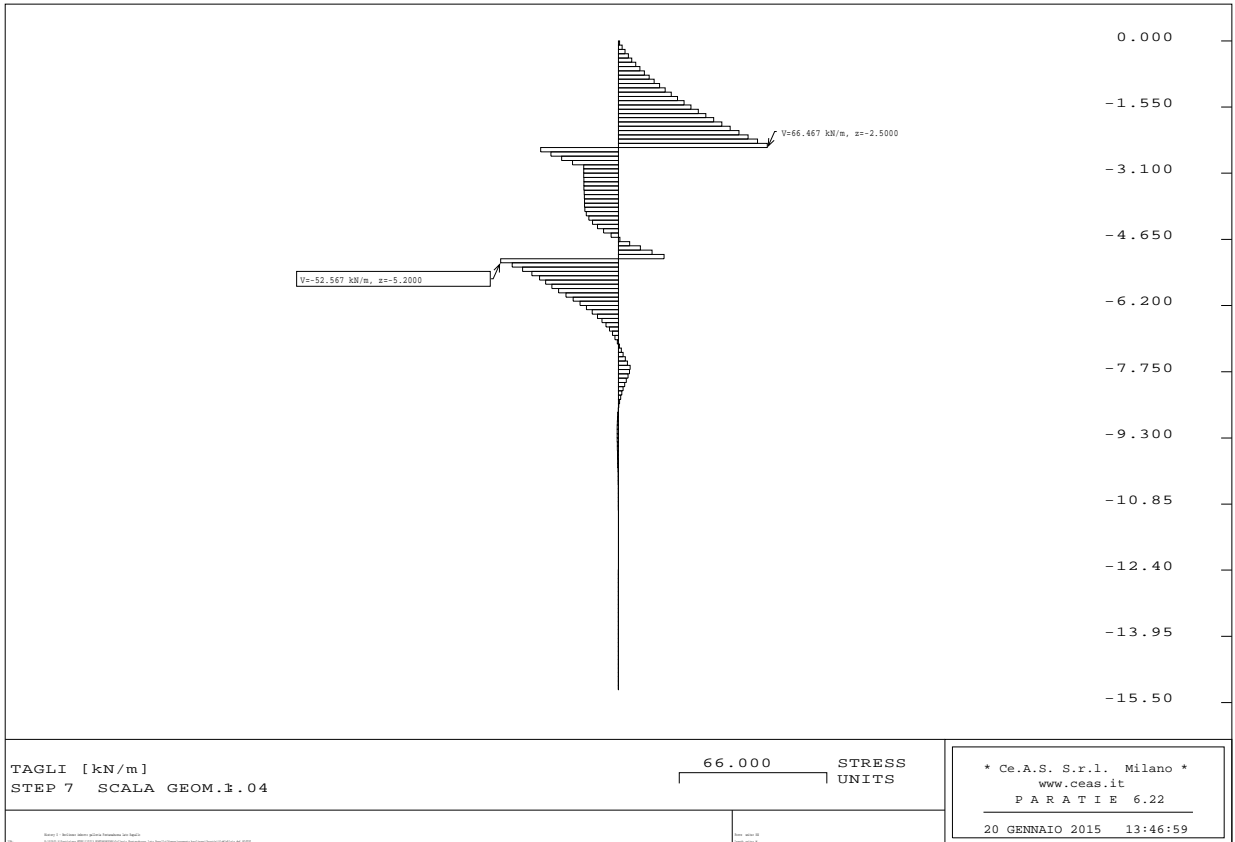


Figura 12: Programma Paratie - Diagramma del taglio - condizioni sismiche

Verifica della resistenza strutturale degli ancoraggi

E' valida anche in questo caso la verifica della gerarchia delle resistenze, già eseguita in campo statico.

12 PARATIA - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) IN CAMPO STATICO

Al fine di valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante, è stata condotta l'analisi secondo gli Stati Limite d'Esercizio, in cui sono stati posti pari all'unità tutti i coefficienti parziali di cui sopra. L'analisi pertanto è stata eseguita adottando per le strutture e per i terreni i parametri caratteristici.

Nella Figura seguente, si riporta l'inviluppo dei profili di spostamento lungo il micropalo per tutte le fasi di scavo.

Da tale Figura si evince che gli spostamenti massimi attesi sono inferiori a 5.0 cm. Tale valore si ritiene compatibile con la funzionalità dell'opera.

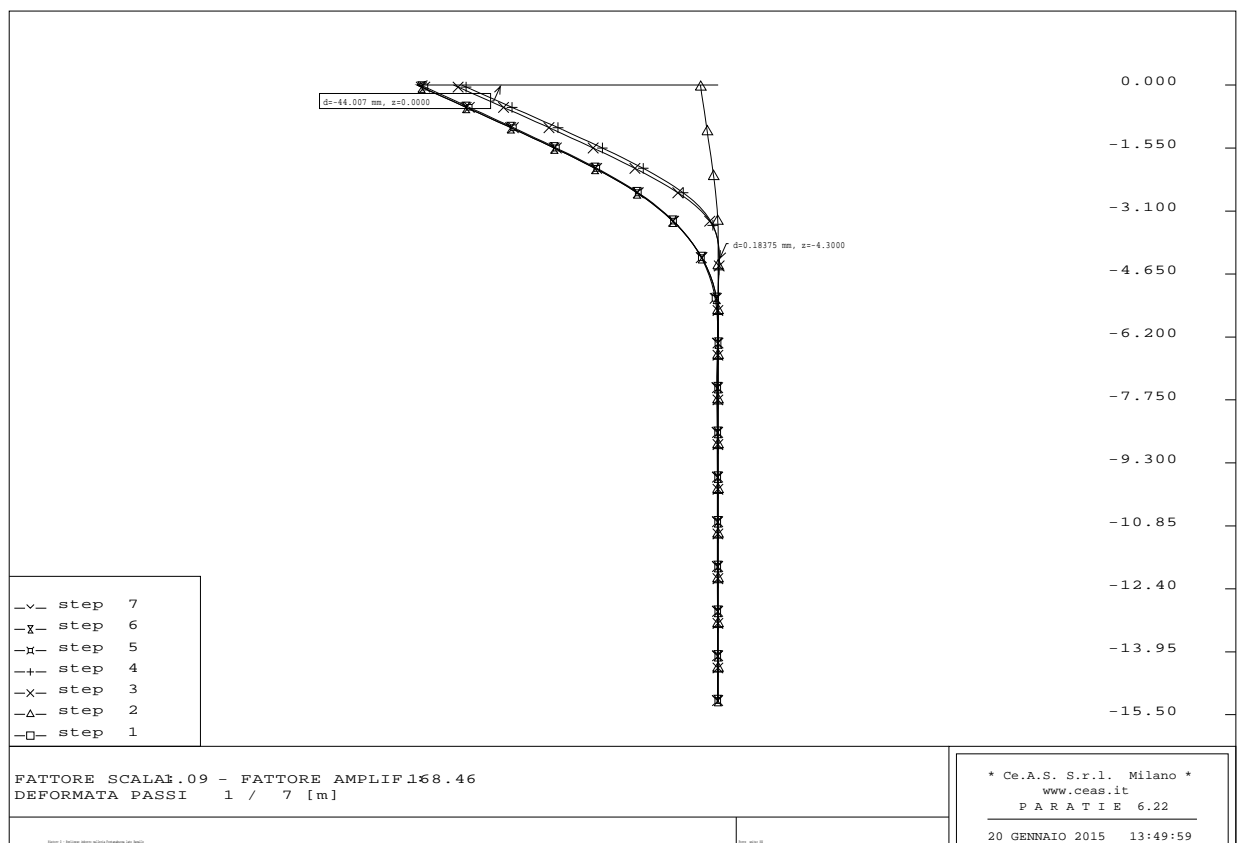


Figura 13: Inviluppo degli spostamenti lungo la paratia (SLE)

13 SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI STATICHE

Le verifiche sono condotte utilizzando il programma Slope/W. Infatti nelle verifiche di stabilità globale, il programma Slope/W consente di introdurre le azioni stabilizzanti esercitate dagli ancoraggi. Le azioni degli ancoraggi passivi sono considerate come reazioni mobilitate dagli spostamenti del blocco instabile del terreno; esse pertanto entrano nel calcolo come resistenze di progetto.

Come valori di resistenza dei rinforzi da prendere in conto nelle analisi di stabilità si adotta il valore più piccolo tra la resistenza a rottura e quello di sfilamento; questa operazione è eseguita in maniera automatica dal software SLOPE/W ed è ripetuta per ciascuno dei rinforzi presenti, in relazione all'andamento della superficie di scorrimento analizzata. Questo modo di operare, accoppiato all'impiego di valori di progetto delle resistenze dei rinforzi, presenta il vantaggio di non rendere più necessarie le verifiche locali dei rinforzi nei confronti della rottura e dello sfilamento.

Nei paragrafi seguenti si riportano le determinazioni delle resistenze a sfilamento e strutturali delle due tipologie di barre presenti (in acciaio e in VTR) ed i risultati delle analisi di stabilità eseguite.

13.1 CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA DI PROGETTO A SFILAMENTO

La resistenza di calcolo a sfilamento R_{ac} di ogni ordine di ancoraggi è stata determinata in accordo con quanto proposto da Bustamante e Doix (Doc.Rif. [7]), avendo assunto:

$\alpha = 1.0 \cdot D = 0.10 \text{ m}$ – diametro nominale di perforazione

$q_s = 150 \text{ kPa}$ – resistenza laterale unitaria ancoraggio-terreno

La resistenza di calcolo R_{ac} , valutata a metro lineare di ancoraggio [14], risulta:

$$\bullet R_{ac} = \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot q_s = \pi \cdot (1 \cdot 0.10) \cdot 150 = 47.1 \text{ kN/m}$$

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ak} = R_{ac} / \xi_3 = 47.1 / 1.80 = 26.2 \text{ kN/m}$$

avendo considerato rappresentativo un unico profilo d'indagine ($\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$).

La resistenza di progetto a sfilamento R_{ad} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p} = 26.2 / 1.2 = 21.8 \text{ kN/m (ipotesi di ancoraggi permanenti)}$$

Tenendo conto dell'interasse fuori piano dei tiranti risulta: $\bullet R_{ad}/ml = 21.8 / 2.0 = 10.9 \text{ kN/m/ml}$.

13.2 CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE

La resistenza di progetto a trazione $R_{t,Rd}$ della sezione della barra risulta pari a:

$$R_{t,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 402 / 1.05 = 382.9 \text{ kN}$$

essendo: A = area netta della sezione della barra

f_{yk} = tensione a snervamento dell'acciaio

γ_{M0} = fattore parziale sulla resistenza dell'acciaio (=1.05)

13.3 CHIODI IN VTR - RESISTENZA DI PROGETTO A SFILAMENTO

La resistenza di calcolo a sfilamento R_{ac} di ogni ordine di ancoraggi è stata determinata in accordo con quanto proposto da Bustamante e Doix (Doc.Rif. [7]), avendo assunto:

$$\alpha = 1.0 \cdot D = 0.13 \text{ m} - \text{diametro nominale di perforazione}$$

$$q_s = 150 \text{ kPa} - \text{resistenza laterale unitaria ancoraggio-terreno}$$

La resistenza di calcolo R_{ac} , valutata a metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ac} = \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot q_s = \pi \cdot (1 \cdot 0.13 \cdot 150) = 61.3 \text{ kN/m}$$

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ak} = R_{ac} / \xi_{a3} = 61.3 / 1.80 = 34.0 \text{ kN/m}$$

avendo considerato rappresentativo un unico profilo d'indagine ($\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$).

La resistenza di progetto a sfilamento R_{ad} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p} = 34.0 / 1.2 = 28.4 \text{ kN/m (per ancoraggi permanenti)}$$

Tenendo conto dell'interasse fuori piano dei tiranti risulta:

$$\bullet R_{ad}/ml = 28.4 / 1.5 = 18.9 \text{ kN/m/ml.}$$

13.4 CHIODI IN VTR - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE

La resistenza di progetto a trazione $R_{t,Rd}$ della sezione della bara risulta pari a:

$$R_{t,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 0.001962 \times 420000 / 1.05 = 785 \text{ kN}$$

essendo: A = area netta della sezione della barra di diametro 50 mm = 0.001962 m²

f_{yk} = resistenza a trazione = 420 MPa

γ_{M0} = fattore parziale sulla resistenza dell'acciaio (=1.05)

13.5 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN ACCIAIO

Nella Figura seguente sono riportati i risultati delle analisi di stabilità dei cinatismi possibili, eseguite in condizioni statiche per pareti di scavo con barre in acciaio. Il fattore di sicurezza minimo risulta pari a 1.27, superiore al minimo richiesto (1.10). La verifica è pertanto soddisfatta.

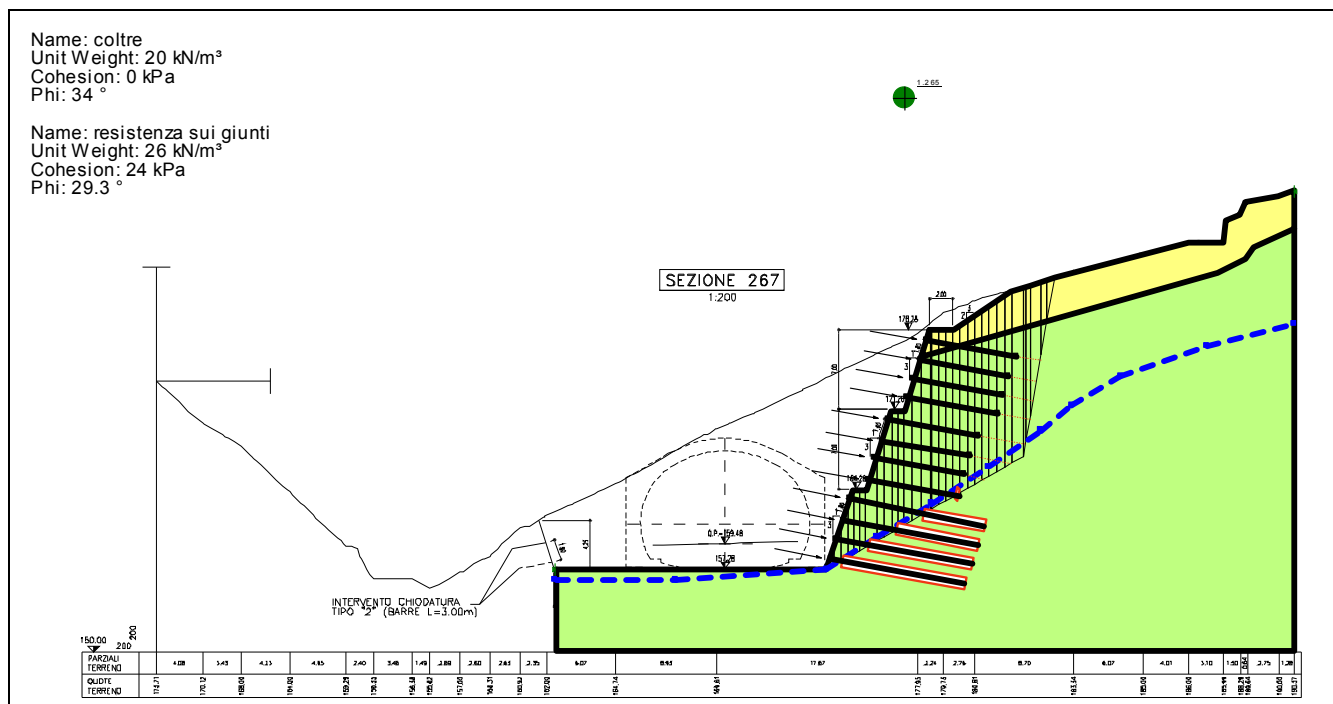


Figura 14: Risultati analisi di stabilità scavi con barre in acciaio - Condizioni statiche

14 SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI SISMICHE

Le analisi in condizioni sismiche vengono eseguite seguendo gli stessi criteri già esplicitati per il caso statico, tenendo conto dei seguenti coefficienti sismici:

- $k_h = 0.0363$
- $k_v = \pm 0.0181$

I risultati ottenuti sono riportati nei paragrafi seguenti.

14.1 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN ACCIAIO

Nella Figura seguente sono riportati i risultati delle analisi di stabilità dei cinematismi possibili, eseguite in condizioni sismiche per pareti di scavo con barre in acciaio.

Il fattore di sicurezza minimo risulta pari a 1.19, superiore al minimo richiesto (1.10). La verifica è pertanto soddisfatta.

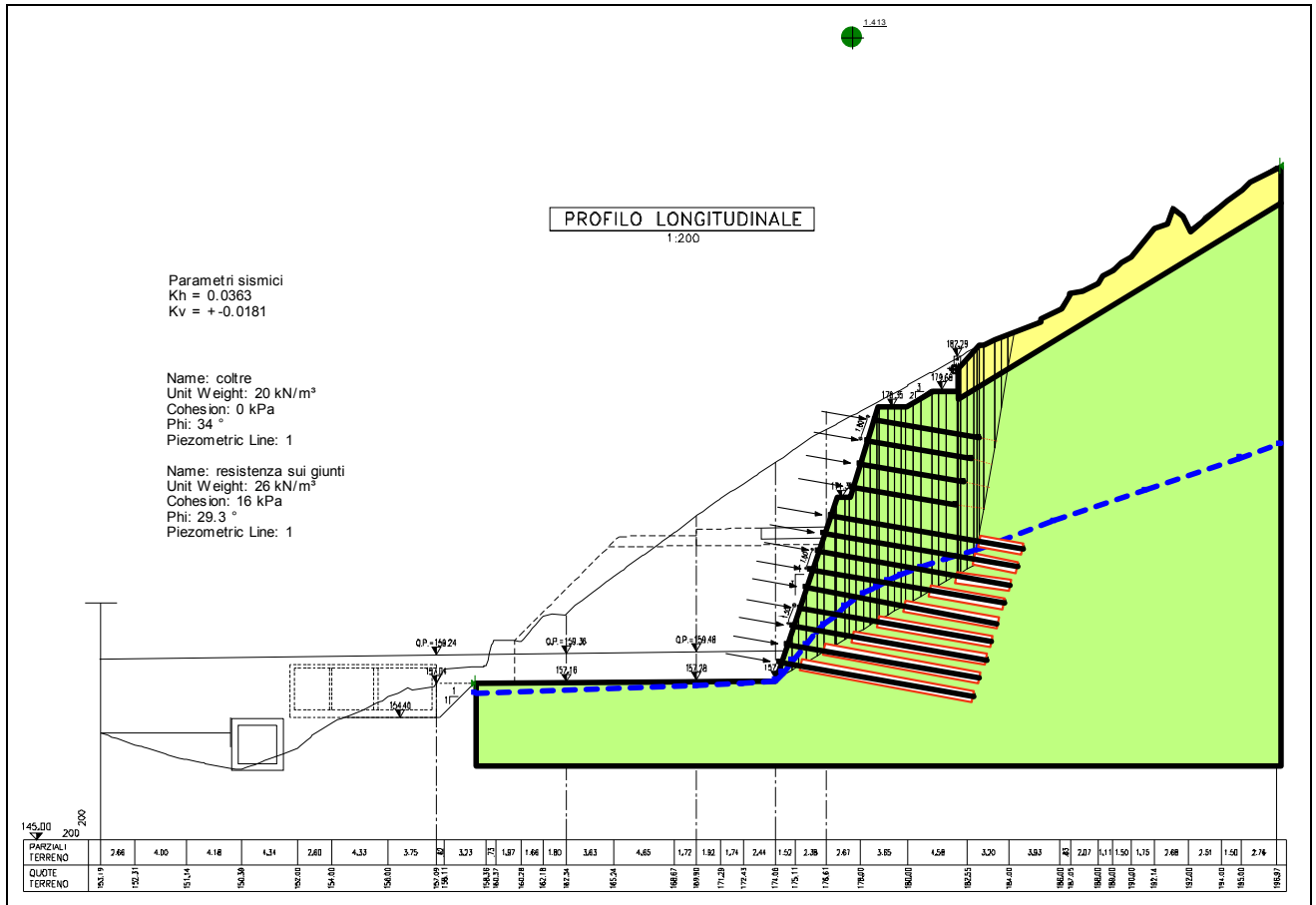


Figura 17: Risultati analisi di stabilità scavi con barre in VTR - Condizioni sismiche

15 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI

15.1 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

La normativa prevede che *“nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale”*.

Ovviamente l'esecuzione di estese ed approfondite indagini non può non tener conto dei vincoli posti al progettista in merito all'accessibilità dei luoghi, tempistiche relative ai permessi di accesso e i vincoli temporali relativi all'ultimazione del Progetto.

Nel caso specifico si ritiene sussistano le condizioni per l'applicabilità del metodo sia riguardo alla complessità delle situazioni geotecniche, all'importanza e impegno delle opere ed in relazione alle ragioni di incertezza connesse alla ricostruzione dei modelli stratigrafico-geotecnici di riferimento, inclusa la definizione del regime delle acque sotterranee.

Il Metodo Osservazionale, in particolare nel progetto della presente opera, può essere applicato ad una serie di temi, quali ad esempio:

- **Tiranti di ancoraggio**

Definizione della quota di immersione dei tiranti e definizione delle resistenze laterali unitarie limite, che risultano essere funzione delle caratteristiche stratigrafico-geotecniche del sito, delle attrezzature e delle modalità operative dell'impresa.

- **Sistemi di drenaggio**

Da definire alla luce di evidenze puntuali sulle condizioni delle falde, in un ambiente complesso dal punto di vista geotecnico, geomeccanico ed idrogeologico.

- **Scavi degli imbocchi: definizione corretta degli assetti stratigrafici e delle condizioni idrauliche.**

La geometria delle opere di imbocco e gli elementi strutturali saranno definiti sulla base delle condizioni effettivamente riscontrate all'atto dell'apertura degli scavi, in particolare la reale topografia dell'area, i risultati delle indagini geotecniche integrative e i risultati del monitoraggio, come contemplato dal metodo osservazionale.

Nello spirito del metodo osservazionale, la previsione progettuale delle azioni da intraprendere nel caso in cui i limiti di accettabilità vengano superati e le soluzioni alternative si dimostrino inadeguate, consente di mantenere il senso del governo del progetto. Naturalmente non potrà contenere la soluzione della criticità incontrata, stante che diversamente sarebbe già stata risolta nella progettazione esecutiva, ma dovrà formalizzare la gestione di quell'area di incertezza che effettivamente può essere risolta solo in fase esecutiva, giustificando la legittimità del progetto e la sua correttezza, pur in presenza delle necessarie modificazioni e varianti.

A tal fine nel progetto esecutivo, come in parte già attuato in questa fase progettuale, si seguirà il seguente procedimento:

1. Si procederà al meglio dello stato dell'arte per quanto riguarda indagini e progettazione. Per quanto riguarda questa fase progettuale, le indagini sono state le "migliori" possibili con riferimento all'accessibilità dei luoghi, le tempistiche relative ai permessi di accesso e le esigenze temporali di consegna del Progetto.
2. Si stabiliranno i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno, in termini di valori assoluti, e/o di range e/o di tendenze.
3. Si verificherà che le soluzioni prescelte sono accettabili in rapporto a tali limiti.
4. Si definiranno le indagini integrative, in sito e/o di laboratorio, o altre prove sui materiali o elementi di rinforzo, da eseguirsi al momento dell'esecuzione dei lavori, una volta resa disponibile l'accessibilità delle aree. I programmi d'indagine/prove

potranno essere integrati/variati sulla base dei dati mano a mano acquisiti nel corso dei lavori.

5. Si progetterà un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo.
6. Si predisporranno strumenti/metodi/modelli di analisi sufficientemente "speditivi" per consentire l'analisi tempestiva dei dati di monitoraggio.
7. Nei documenti di progetto esecutivo, si prevedranno le procedure e/o linee guida per definire le azioni da intraprendere nel caso i limiti di accettabilità vengano superati, compresa la possibilità di variare tali limiti e/o le stesse grandezze di riferimento, nonché tipologia e quantità degli interventi e ogni altra azione ritenuta necessaria dal progettista.

16 PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO

Per l'opera in esame è stato previsto un piano di monitoraggio geotecnico; predisposto al fine di acquisire in corso d'opera il maggior numero possibile di informazioni significative, di verificare l'idoneità degli interventi e delle modalità esecutive previste in progetto e di controllare che i valori di spostamento delle strutture siano compatibili con la funzionalità statica delle opere e congruenti con quelli stimati in progetto.

A tal fine, il piano include strumenti atti a monitorare, durante le diverse fasi esecutive, lo stato tenso-deformativo delle opere e le deformazioni indotte nelle aree adiacenti. L'acquisizione di questi dati permetterà di individuare durante le fasi realizzative eventuali situazioni di rischio potenziale e di agire per tempo con opportuni eventuali interventi correttivi.

Per tutte le informazioni di dettaglio riguardanti le caratteristiche degli strumenti e le finalità specifiche degli stessi si fa rimando alla Relazione di Monitoraggio allegata al presente Progetto (Doc. Ref.[30]).

Nella Tabella seguente è riportato un elenco degli strumenti previsti, unitamente alla tipologia ed all'ubicazione previste:

	Strumento	Quantità	Lunghezza	Tipo	Modalità perforazione	Ubicazione
Monitoraggio Galleria Fontanabuona Imbocco Rapallo	inclinometro	2	35		carotaggio	su n° 2 sezioni strumentate a monte del fronte di attacco - posizionate ai due lati della galleria
	piezometro	2	30	n° 2 celle Casagrande per ogni piezometro	a distruzione	
	assestometro multibase	2	35	n° 7 basi		
	cella di carico su tirante	4		portata < 1000 kN		N° 2 celle sui tiranti di ognuna delle 2 sezioni strumentate
	pilastrini con mira ottica	6				distribuiti sul pendio a monte del fronte di attacco
	mini-prismi	4				sulla berlinese di micropali
	mini-prismi	20				variamente disposti sulle testate dei chiodi delle pareti chiodate

Tabella 24: Monitoraggio - Strumentazione prevista

17 PRESCRIZIONI ESECUTIVE

Si riportano nel presente paragrafo alcune prescrizioni che dovranno essere tenute in considerazione durante l'esecuzione delle opere di imbocco in oggetto.

1. tutti i bulbi dei tiranti sono da realizzare con la tecnologia delle iniezioni multiple in pressione (IRS secondo la denominazione del Doc. Rif [31]);
2. le quote espresse nel presente documento sono di progetto e, in sede di esecuzione dei lavori, dovranno essere verificate in contraddittorio con la D.L.;
3. in considerazione delle problematiche connesse con gli aspetti tecnologici ed esecutivi dei tiranti e della natura dei terreni di interesse, si raccomanda l'esecuzione di ancoraggi di prova per la conferma delle ipotesi progettuali e la definizione delle esatte lunghezze di ancoraggio;
4. gli scavi di ribasso sono subordinati alla quota di progetto prevista per l'esecuzione della tirantatura; i successivi ribassi dovranno essere eseguiti solo previo termine di tutte le operazioni di esecuzione dei tiranti previsti (perforazione, posa in opera, iniezione e tesatura). Potranno prevedersi scavi di sbancamento solo ad una distanza dall'asse paratia superiore a 5 volte l'altezza massima di scavo secondo lo schema indicato nella Figura seguente:

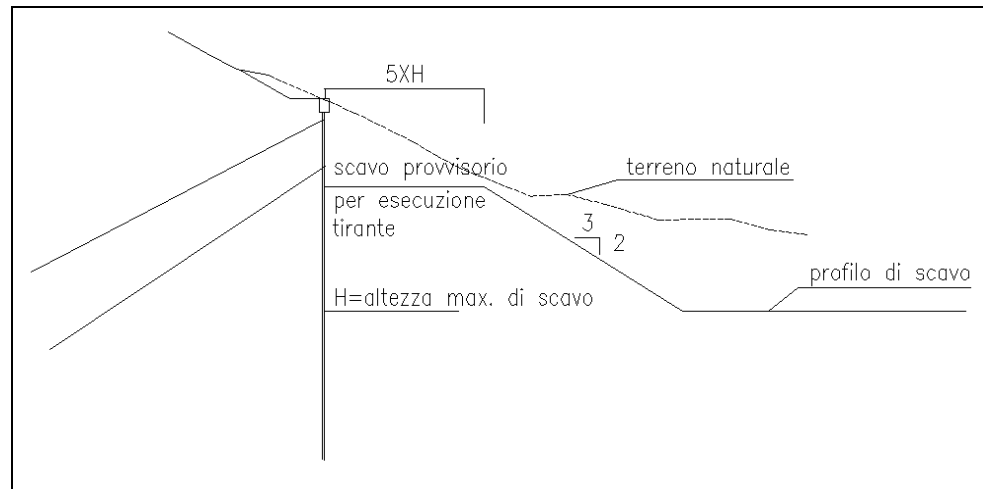


Figura 18 – Schema per sbancamento

5. **NOTA PROTEZIONE CON CLS PROIETTATO:** terminata la procedura di tiro-collaudo di tiranti e/o barre, occorre applicare alla parete della paratia uno spessore di 25 cm di cls proiettato, armato con doppia rete metallica elettrosaldata (\varnothing 8 mm maglia 15x15 cm), rigorosamente prima di procedere con gli ulteriori ribassi. Il cls proiettato andrà applicato comunque, anche in assenza di tiranti e/o barre, al massimo ogni 3 m di profondità di scavo.