

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MINORI

OPERE DI SOSTEGNO

Opere provvisoriale - Relazione di calcolo

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano n.A20155

RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	001
111465	0000	PD	A 2	OP	NMC 0 0 0	0 0 0 0 0	R	APE	0 4 8 6	- 2	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
	-		-				1	SETTEMBRE 2019
						2	SETTEMBRE 2020	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---	--

Sommario

1	PREMESSA	3
1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
1.1.1	<i>Paratie di micropali</i>	3
1.1.2	<i>Opere di sostegno in blocchi modulari in cls</i>	6
1.1.3	<i>Paratia di pali secanti per realizzazione vasca di laminazione pk 12+600 (OI012)</i>	6
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI VERIFICA	7
1.3	CODICI DI CALCOLO	7
2	MATERIALI	8
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
3.1	CARTTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
3.2	PARATIE DI MICROPALI E MURI IN BLOCCHI MODULARI - STRATIGRAFIA	11
3.3	PARATIA DI PALI SECANTI (OI012) - STRATIGRAFIA	11
4	PARATIE DI MICROPALI – METODO DI CALCOLO	12
4.1	CODICE DI CALCOLO	12
4.2	LEGAME COSTITUTIVO	12
4.3	ANALISI DELLA STRUTTURA	12
4.4	SPINTA DELLA TERRA	13
5	PARATIE DI MICROPALI - CRITERI DI VERIFICA	14
5.1	VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI IMMORSAMENTO DEI PALI	14
5.2	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	14
5.2.1	<i>Generalità</i>	14
5.2.2	<i>Azione stabilizzante dei micropali</i>	14
5.2.3	<i>Verifica di stabilità</i>	15
5.3	VERIFICA DELL'ARMATURA DEI MICROPALI	15
5.4	VERIFICA DEI TIRANTI E DEI MICROPALI INCLINATI	17
5.4.1	<i>Verifica di resistenza a sfilamento</i>	17
5.4.2	<i>Verifica di resistenza della barra di ancoraggio</i>	18
6	PARATIE DI MICROPALI - RISULTATI DELL'ANALISI	19
6.1	SEZIONE TIPO 1	19
6.1.1	<i>Caratteristiche geometriche</i>	19
6.1.2	<i>Fasi di calcolo</i>	19
6.1.3	<i>Risultati</i>	21
6.2	SEZIONE TIPO 2	24
6.2.1	<i>Caratteristiche geometriche</i>	24
6.2.2	<i>Fasi di calcolo</i>	24
6.2.3	<i>Risultati</i>	27
6.3	SEZIONE TIPO 3	30
6.3.1	<i>Caratteristiche geometriche</i>	30
6.3.2	<i>Fasi di calcolo</i>	30
6.3.3	<i>Risultati</i>	34
7	PARATIE DI MICROPALI - VERIFICHE	37
7.1	VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI IMMORSAMENTO DEI MICROPALI	37
7.2	VERIFICA DELL'ARMATURA DEI MICROPALI	37
7.2.1	<i>Sezione TIPO 1</i>	37
7.2.2	<i>Sezione TIPO 2</i>	37

7.2.3	Sezione TIPO 3.....	38
7.3	VERIFICA ALLO SFILAMENTO DEI MICROPALI INCLINATI.....	39
7.3.1	Sezione tipo 1.....	39
7.3.2	Sezione tipo 2.....	39
7.4	VERIFICA DEI TIRANTI SEZIONE TIPO 2.....	40
7.4.1	Verifica a sfilamento.....	40
7.4.2	Verifica a rottura della barra.....	40
7.5	VERIFICA DEI TIRANTI SEZIONE TIPO 3.....	40
7.5.1	Verifica a sfilamento.....	40
7.5.2	Verifica a rottura della barra.....	40
7.6	VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONE DEI TIRANTI SEZIONE TIPO 2.....	40
7.7	VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONE DEI TIRANTI SEZIONE TIPO 3.....	41
7.8	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	42
8	MURO IN BLOCCHI MODULARI DI CLS – METODI DI CALCOLO.....	44
8.1	CODICE DI CALCOLO.....	44
8.2	VERIFICHE.....	44
8.2.1	Verifica di ribaltamento.....	44
8.2.2	Verifica di scorrimento sul piano di posa.....	45
8.2.3	Verifica di capacità portante.....	45
8.2.4	Verifica di stabilità globale.....	46
8.3	ANALISI DEI CARICHI.....	47
8.3.1	Pesi propri.....	47
8.3.2	Spinta della terra.....	47
8.3.3	Sovraccarichi.....	47
8.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	47
9	MURO IN BLOCCHI MODULARI DI CLS – ANALISI E RISULTATI.....	49
10	PARATIA DI PALI SECANTI OPERA OI012 – IPOTESI DI CALCOLO.....	52
10.1	CODICE DI CALCOLO.....	52
10.1.1	Legame costitutivo.....	52
10.2	ANALISI DELLA STRUTTURA.....	52
10.2.1	Spinta della terra.....	53
10.3	CRITERI DI VERIFICA.....	53
10.3.1	Verifiche strutturali.....	53
10.3.2	Verifica della lunghezza di immersione dei pali.....	53
10.3.3	Verifica di stabilità globale.....	54
10.4	CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI VERIFICA.....	55
10.5	FASI ESECUTIVE.....	55
11	PARATIA DI PALI SECANTI OPERA OI012 – RISULTATI E VERIFICHE.....	58
11.1	RISULTATI DELL'ANALISI.....	58
11.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	60
11.2.1	Verifica dell'immorsamento.....	60
11.2.2	Verifica di stabilità globale.....	60
11.3	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	61
12	ALLEGATO 1 – ANALISI DI STABILITÀ SEZIONE TIPO 1.....	64
13	ALLEGATO 2 – ANALISI DI STABILITÀ SEZIONE TIPO 2.....	67
14	ALLEGATO 3 – ANALISI DI STABILITÀ SEZIONE TIPO 3.....	70
15	ALLEGATO 4 – TABULATO VERIFICA GEOBLOCCHI.....	73

1 PREMESSA

La presente relazione documenta le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno provvisionali utilizzate per la realizzazione dei muri nell'ambito dei lavori di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale del nodo di Bologna.

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

1.1.1 Paratie di micropali

Il progetto prevede la realizzazione di paratie di micropali a carattere provvisionale a presidio della sede stradale durante gli scavi per la realizzazione dei muri di sostegno. La paratie sono costituite da micropali $D=240\text{mm}$ armati con profili tubolari $168.3/12.5\text{mm}$ e con contrasto alle spinte orizzontali fornito da micropali "a cavalletto" e/o tiranti a barra.

Nello specifico, in funzione dell'altezza di scavo e dell'altezza del rilevato a tergo, sono state individuate 3 sezioni "tipologiche" di seguito descritte (con "H" si intende l'altezza di scavo da imposta cordolo di testa; con "h" si intende l'altezza del rilevato a tergo dello scavo):

SEZIONE TIPOLOGICA 1 ($H \leq 4\text{m}$; $h \leq 3\text{m}$)

Si tratta di una paratia di micropali $D=240\text{mm}$ armati con profilo tubolare $168.3/12.5\text{mm}$ disposti ad interasse pari a 0.33m e aventi lunghezza pari a 12.00m .

Il contrasto alle spinte orizzontali è realizzato mediante micropali inclinati $D=240\text{mm}$ e lunghezza pari a 12.00m iniettati a bassa pressione (iniezione semplice tipo IGU), armati con profili tubolari $168.3/12.5\text{mm}$, disposti ad interasse pari a 1.65m ed inclinazione pari a 20° sulla verticale.

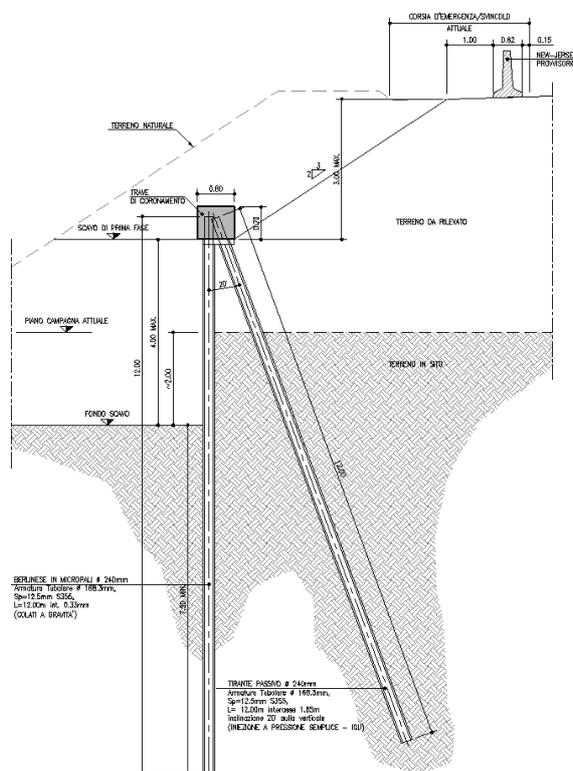


Figura 1-1. Paratie provvisorie di micropali - Sezione tipo 1

SEZIONE TIPOLOGICA 3 (H ≤ 8.00m; h = 0.00m)

Si tratta di una paratia di micropali D=240mm armati con profilo tubolare 168.3/12.5mm disposti ad interasse pari a 0.40m e aventi lunghezza pari a 15.00m.

Il contrasto alle spinte orizzontali è realizzato mediante 2 ordini di tiranti passivi a barra tipo Dywidag 32mm (acciaio 950/1050WR) iniettati a bassa pressione (iniezione semplice tipo IGU) con lunghezza pari a 20.00m (lunghezza bulbo pari a 15.00m) disposti ad interasse orizzontale di 2.00m ed inclinazione pari a 20° sull'orizzontale.

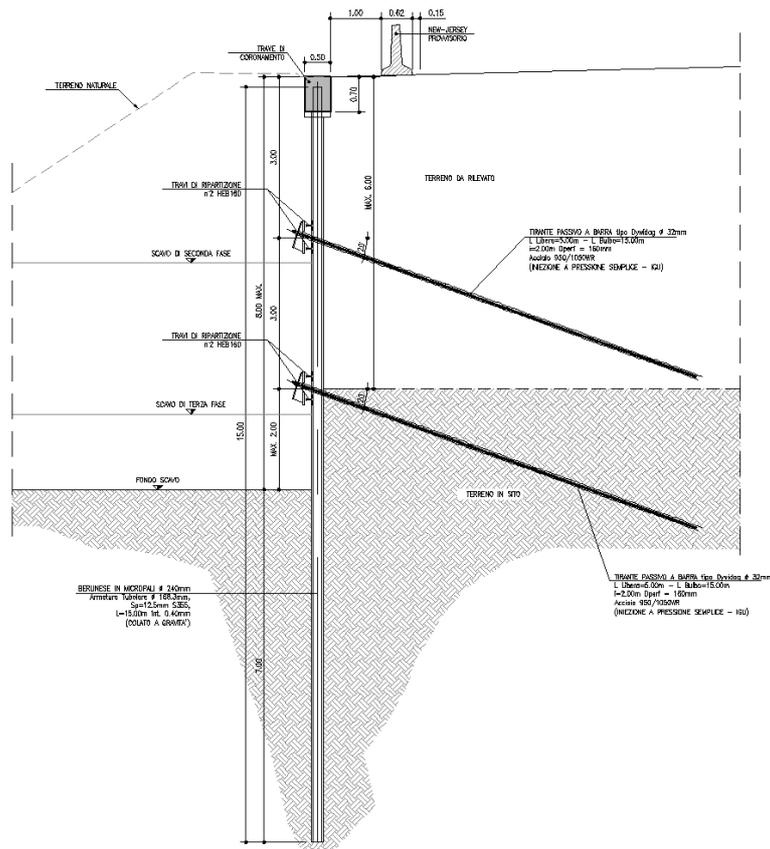


Figura 1-3. Paratie provvisorie di micropali - Sezione tipo 3

1.1.2 Opere di sostegno in blocchi modulari in cls

Il progetto prevede la realizzazione di opere di sostegno provvisorio dei rilevati delle piste di cantiere da realizzarsi mediante blocchi (1x1x1m) in calcestruzzo opportunamente disposti su più livelli (massimo 3) in funzione delle necessità.

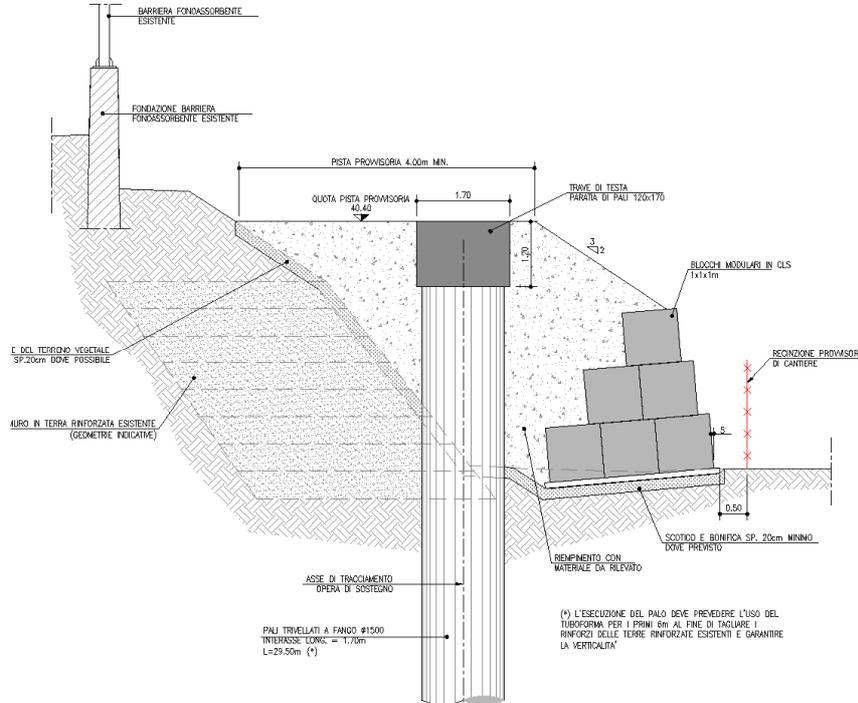


Figura 1-3. Opera di sostegno con blocchi modulari in cls – Sezione tipo a 3 livelli

1.1.3 Paratia di pali secanti per realizzazione vasca di laminazione pk 12+600 (O1012)

Per la realizzazione della vasca di laminazione alla pk.12+600 circa è prevista una paratia di pali secanti (tipo Auger) con funzione di sostegno del fronte di scavo e di barriera idraulica.

In figura n.1.4 è illustrata una sezione dell'opera in oggetto; per maggiori dettagli sulle geometrie della paratia si rimanda alle specifiche tavole di progetto.

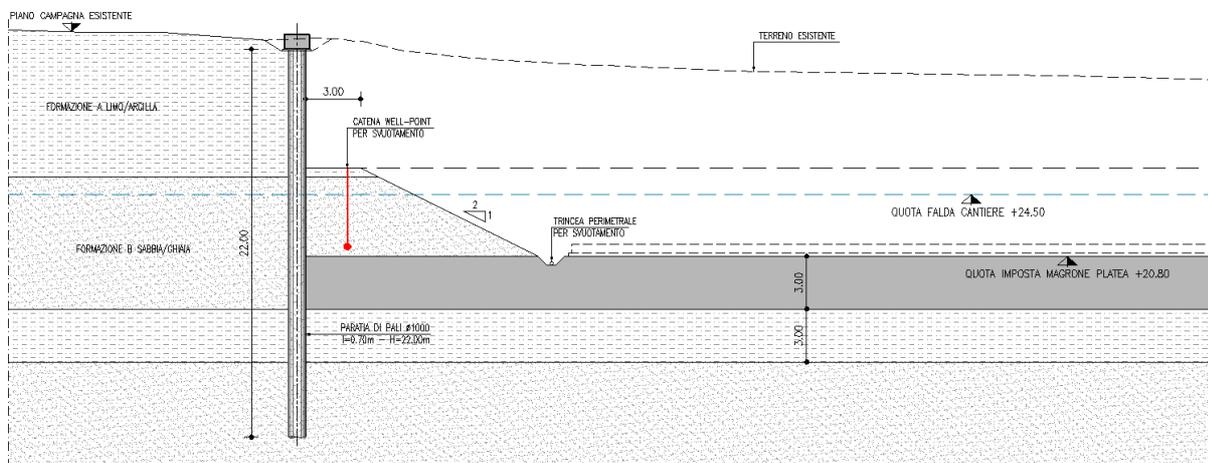


Figura 1-4. Paratia di micropali secanti – Vasca di laminazione O1012

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI VERIFICA

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- **Circolare 21 gennaio 2019**, n.7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 5, supplemento ordinario n.35.
- **D.M. 17/01/2018** “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” - GU n°8 del 17/2/2018

In accordo a quanto previsto dalle NTC le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte con riferimento alla teoria degli Stati Limite.

Trattandosi di opere con carattere provvisoriale si omettono le verifiche sismiche.

1.3 CODICI DI CALCOLO

Per le verifiche geotecniche e strutturali si è fatto ricorso ai seguenti codici di calcolo commerciali:

RC-SEC_2019.11.0 – <i>Geostru</i>	(verifiche sezioni in c.a.)
PRATIE-PLUS 20.0.5 - <i>Ceas</i>	(analisi muro su pali)
MAX 15 - <i>Geostru</i>	(analisi strutturale e geotecnica del tratto C)
SLIDE rel. 5.0 - <i>Rocscience Inc.</i>	(analisi di stabilità globale paratie di micropali)

2 MATERIALI

MAGRONE DI SOTTOFONDO

- Classe di resistenza minima: C12/15
- Classe di esposizione: XC0

ACCIAIO MICROPALI

- Profilo tubolare senza saldatura: S355J2
- Giunzioni: a manicotto filettato

MALTE PER MICROPALI

- Classe di resistenza minima: C25/30
- Classe di esposizione: XC
- Eventuali additivi: secondo NTA

ACCIAIO PER ANCORAGGI IN BARRA TIPO DYWIDAG

- Tensione di snervamento f_{pyk} : 950MPa
- Tensione di rottura f_{ptk} : 1'050MPa

MALTE PER TIRANTI DI ANCORAGGIO

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

INIEZIONE BULBO TIRANTI DI ANCORAGGIO TIRANTI E MICROPALI INCLINATI

- Tipo iniezioni: semplice in pressione (tipo IGU)
- Tipo valvole di iniezione: a "manchettes"

BLOCCHI MODULARI IN CLS

- Classe di resistenza minima: $R_{ck} \geq 30\text{MPa}$
- Peso singolo blocco 1x1x1m: $\geq 18\text{kN}$

CALCESTRUZZO PER TRAVE TESTA PALI OPERA OI012

- Classe di resistenza minima: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro "nominale" ⁽¹⁾: 40mm

CALCESTRUZZO PER PALI SECANTI OPERA OI012

- Classe di resistenza minima: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro "*nominale*" ⁽¹⁾: 60mm

ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

- Acciaio in barre: B450C
- Reti: B450A
- Sovrapposizione: 60 diametri

⁽¹⁾ – Copriferro *nominale di calcolo* secondo EN1992-1-1 comprensivo di $\Delta c_{dev} = 5\text{mm}$

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

3.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I terreni di fondazione sono costituiti da due formazioni. Nello specifico la formazione **A** è costituita prevalentemente da argille e limi debolmente sabbiosi a consistenza da soffice a media mentre la formazione **B** è costituita da materiale granulare (ghiaie e ghiaietto in matrice sabbiosa/limosa) molto addensato con frequenti condizioni di "rifiuto" delle prove SPT.

Per tali formazioni si considerano i parametri geotecnici caratteristici di cui al seguito:

Formazione A (fino a 3m dal p.c locale)

γ = peso di volume = 19kN/mc

c' = coesione efficace = 5kPa

ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico = 28°

E' = modulo elastico operativo in carico vergine = 5÷10MPa

E'_{ur} = modulo elastico operativo in scarico-ricarico = 10÷20MPa

c_u = coesione non drenata \geq 50kPa

Formazione A (oltre 3m dal p.c locale)

γ = peso di volume = 19kN/mc

c' = coesione efficace = 0kPa

ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico = 28°

E' = modulo elastico operativo in carico vergine = 5÷10MPa

E'_{ur} = modulo elastico operativo in scarico-ricarico = 10÷20MPa

c_u = coesione non drenata \geq 60kPa

Formazione B

γ = peso di volume = 20kN/mc

c' = coesione efficace = 0kPa

ϕ'_k = angolo di attrito caratteristico = 38°

E' = modulo elastico operativo = 50MPa

E'_{ur} = modulo elastico operativo in scarico-ricarico = 75MPa

Per quanto concerne i parametri geotecnici del **rilevato stradale esistente e/o di nuova realizzazione** si considera, cautelativamente, quanto segue:

γ = peso di volume = 20kN/mc

c' = coesione efficace = 0kPa

ϕ' = angolo di attrito \geq 35°

E' = modulo elastico operativo = 60MPa

E'_{ur} = modulo elastico operativo in scarico-ricarico = 90MPa

3.2 PARATIE DI MICROPALI E MURI IN BLOCCHI MODULARI - STRATIGRAFIA

Si considera, cautelativamente, una stratigrafia di riferimento interamente costituita da materiali della formazione **A** (prevalentemente limi e argille). Il livello piezometrico è assunto pari a 2m dal p.c. locale.

3.3 PARATIA DI PALI SECANTI (OI012) - STRATIGRAFIA

Rimandando per i dettagli agli specifici documenti progettuali si considera la seguente stratigrafia riferita al piano campagna da cui è stato eseguito il sondaggio **SI4** ubicato a quota +33.50m slm.

Da p.c. locale a 8m:	Formazione A
Da 8m a 16m:	Formazione B
Da 16m a 19m:	Formazione A
Oltre 19m:	Formazione B

Per la verifica della paratia di pali secanti da realizzare in corrispondenza della vasca di laminazione alla pk.12+600 si considera un **livello piezometrico di cantiere** a quota +24.50m slm.

4 PARATIE DI MICROPALI – METODO DI CALCOLO

4.1 CODICE DI CALCOLO

L'analisi di interazione terreno-struttura è svolta con l'ausilio del codice di calcolo "PARATIE-PLUS 20" commercializzato da Harpaceas.

L'opera di sostegno viene modellata come opera "opera flessibile" in condizioni di simmetria piana nelle deformazioni (2D) considerando le seguenti ipotesi di tipo "generale".

- Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita).
- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici.
- Solutore agli elementi finiti (FEM).
- Eventuali contrasti modellati per mezzo di molle di opportuna rigidità.
- Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica.
- Mobilitazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta "a riposo" (k_0). I valori massimi e minimi della spinta vengono definiti in funzione dei coefficienti di spinta "passiva" (K_p) e "attiva" (K_a) rispettivamente.

4.2 LEGAME COSTITUTIVO

Per i dettagli si rimanda al manuale di teoria del codice di calcolo *PARATIE-PLUS*. Da un punto di vista generale la legge costitutiva del terreno viene definita da due sottoclassi di parametri: parametri di spinta (K_0 , K_a e K_p) e parametri di deformabilità.

Per quanto concerne i **parametri di spinta**, si rimanda al capitolo successivo. I **parametri di deformabilità** del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle equivalenti. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse, k , è data da

$$k = E / L$$

ove E è un modulo di rigidità del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Il parametro E può essere definito in funzione dello stato tensionale o assunto costante e tiene conto degli effetti dello scarico/ricarico mediante opportuni coefficienti moltiplicativi (da 3 a 10 nel caso delle argille e da 1.5 a 3.0 nel caso delle sabbie/ghiaie).

4.3 ANALISI DELLA STRUTTURA

In accordo al §6.2.4.1.3 (NTC) l'analisi di interazione terreno-struttura viene svolta con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

In accordo a §6.5.3.1.2 le verifiche vengono svolte considerando l'Approccio 1 che prevede le combinazioni STR e GEO e impone (vedere §2.6.1) che "[...] in tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti [...]".

Nello specifico il calcolo viene svolto in 4 differenti combinazioni:

- Nominale (tutti coefficienti parziali unitari)
- SLE-Rara
- SLU - A1-M1-R1 (R3 per i tiranti)
- SLU - A2-M2-R1

4.4 SPINTA DELLA TERRA

il coefficiente di spinta a riposo (K_o) fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace quella verticale efficace e dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_o = K_o^{NC} (OCR)^m$$

dove:

$$K_o^{NC} = 1 - \sin(\phi')$$

OCR = grado di sovraconsolidazione

m = parametro empirico compreso tra 0.4 e 0.7; Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979)

Il coefficiente di spinta attiva (K_a) e di spinta passiva (K_p) vengono valutati ricorrendo alla correlazione di Caquot & Kerisel (1948) valida per superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica) ed in grado di tenere conto dell'attrito tra paratia e terreno (δ). Quest'ultimo parametro viene in genere assunto pari a:

$$\delta/\phi = 0.67$$

5 PARATIE DI MICROPALI - CRITERI DI VERIFICA

5.1 VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI IMMORSAMENTO DEI PALI

La lunghezza di immersione dei pali di fondazione viene definita sulla base del più restrittivo dei seguenti criteri:

- A. Garanzia nei riguardi della stabilità globale dell'opera.
- B. Immorsamento minimo al di sotto della quota di fondo scavo 3.0m
- C. Mobilitazione della spinta passiva non superiore all'90% della spinta potenzialmente mobilitabile in condizioni più gravose.

5.2 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

5.2.1 Generalità

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

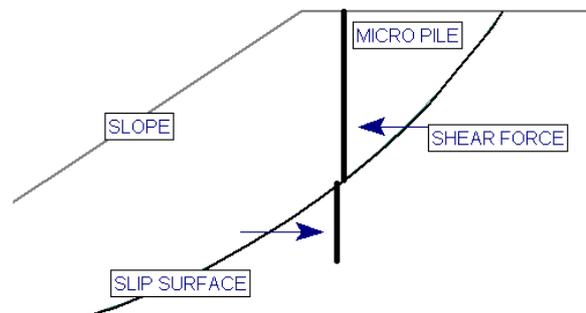
Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le complesse problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

La letteratura tecnica documenta numerosi metodi per il calcolo del fattore di sicurezza; tra di essi si è optato per quello proposto da Bishop (1955) "semplificato" per superfici di rottura di forma generica.

Nel caso specifico in studio le analisi sono state svolte con l'ausilio del codice di calcolo **SLIDE-5.0** (*Rocscience*).

5.2.2 Azione stabilizzante dei micropali

Per tenere conto del contributo di resistenza offerto dai micropali si considera lo schema di cui al seguito.



In tal caso la reazione (F) trasmessa alla superficie di rottura risulta pari a:

$$F = P / S$$

Dove:

P = resistenza al taglio del palo

S = interasse dei pali

5.2.3 Verifica di stabilità

Si fa riferimento al paragrafo n.6.8.2 e 7.11.4 delle NTC. La verifica di stabilità viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

Approccio di calcolo: 1 – Combinazione 2

Stato limite (SLU): GEO

Coefficienti parziali: A_2, M_2, R_2 (vedere tabella n.5.1)

Si verifica che valga:

$$\tau_m \leq \tau_s / \gamma_R$$

Dove:

τ_m = sforzo di taglio mobilitato (da calcolare con fattori di cui a tabella n.5.1)

τ_s = sforzo di taglio disponibile (da calcolare con fattori di cui a tabella n.5.1)

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

VERIFICA	γ_F			γ_M				γ_R
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	tan(ϕ')	c'	c _u	q _u	
	Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	Permanenti non definiti						
STATICA	1.0	1.3	1.3	1.25	1.25	1.40		1.1
SISMA_SLV	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		1.2

Tabella n.5.1 – Analisi di stabilità globale - Coefficienti parziali

5.3 VERIFICA DELL'ARMATURA DEI MICROPALI

Si premette che per tutti i tubi commerciali comunemente impiegati per l'armatura dei micropali si può assumere che la sezione sia di classe 1 ovvero che valga:

$$D/t \leq 50 \times \epsilon^2$$

Dove:

$$\varepsilon = \sqrt{(235\text{MPa}/f_{yk})}$$

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento

D = diametro del tubo

t = spessore del tubo

Ciò premesso si definiscono le seguenti quantità:

$$M_{pl,Rd} = \text{momento plastico per sola flessione} = W_{pl} \cdot (f_{yk} / \gamma_M)$$

$$V_{pl,Rd} = \text{taglio plastico} = A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3}) \cdot (1/\gamma_M)$$

dove:

$$W_{pl} = \text{modulo di resistenza plastico} = 4/3 (R^3 - r^3)$$

R = raggio esterno del tubo

r = raggio interno del tubo = D/2-t

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento

$$\gamma_M = 1.05 \text{ (NTC - tabella 4.2.V)}$$

$$A_v = 2 \cdot A_{\text{tubo}} / \pi$$

A_{tubo} = sezione del tubo

In condizioni di sforzo combinato (taglio + flessione) l'espressione del momento plastico viene modificata come di seguito indicato.

Pura flessione

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot (f_{yk} / \gamma_M)$$

Flessione + taglio

$$\text{Per } V_{sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot (f_{yk} / \gamma_M)$$

$$\text{Per } V_{sd} > 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad \rightarrow \quad M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot [(1-\rho)f_{yk} / \gamma_M]$$

dove:

V_{sd} = Taglio di progetto

$$\rho = [2 \cdot (V_{sd} / V_{pl,Rd}) - 1]^2$$

La verifica viene svolta mettendo in conto la sola armatura metallica; si verifica che valga:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} \quad (\text{flessione pura})$$

$$M_{sd} \leq M_{v,Rd} \quad (\text{flessione + taglio})$$

5.4 VERIFICA DEI TIRANTI E DEI MICROPALI INCLINATI

I tiranti previsti in progetto sono del tipo a “barra” con bulbo di ancoraggio realizzato mediante **iniezioni in pressione dal fondo (IGU)**. Il medesimo tipo di iniezione si considera anche per i micropali inclinati

5.4.1 Verifica di resistenza a sfilamento

Si ricorre a quanto indicato da *Bustamante e Doix* (1985) sulla base di una serie di prove sperimentali. In questo caso la resistenza ultima misurata ($R_{a,c}$) può essere definita sulla base dei grafici forniti dagli autori in relazione alle caratteristiche geotecniche dei materiali interessati e al tipo di iniezione (semplice o multipla):

$$R_{a,c} = \pi \cdot D_b \cdot L_B \cdot \tau$$

dove:

D_b = diametro medio del bulbo: $D_b = \alpha \cdot D_p$

D_p = diametro di perforazione

L_B = lunghezza del bulbo

$\alpha = D_b/D_p$

τ = aderenza limite bulbo–terreno

Per quanto concerne i valori dei parametri q_a e α nel caso particolare in esame si assume (iniezione tipo IGU):

$$\alpha \cdot \tau \geq 80\text{kPa}$$

Nota la resistenza misurata, la resistenza “caratteristica” è data dalla relazione:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

	N° VERTICALI 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

Tabella n.5.2 – Fattori di correlazione per approccio analitico

Nel caso specifico in studio si considera quanto segue:

$$\xi = \xi_{a3} = 1.80$$

La verifica di sfilamento viene svolta (NTC – paragrafo 6.6.2) con riferimento alle seguenti ipotesi:

Approccio di calcolo: 2
Stato limite (SLU): GEO
Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si verifica che valga:

$$T_d \leq R_d = R_{ak} / \gamma_R$$

dove:

T_d = azione di calcolo

R_d = resistenza di design

R_{ak} = resistenza caratteristica

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo = 1.1 (tirante provvisorio)

Si omette il calcolo della resistenza a sfilamento dell'armatura metallica rispetto al bulbo in quanto non dimensionante ai fini progettuali.

5.4.2 Verifica di resistenza della barra di ancoraggio

Si fa riferimento a quanto previsto nelle NTC (paragrafo 4.1.8.1, 4.1.2.1 e 11.3.3.2) per strutture a barra. La resistenza di calcolo delle barre (f_{pyd}) viene definita rispetto al valore caratteristico (f_{pyk}) come segue:

$$f_{pyd} = f_{pyk} / 1.15$$

Nel caso particolare in oggetto (barre tipo *Dywidag* $\phi 32$ mm – acciaio 950/1050) si ottiene:

$$T_k = (\pi\phi^2/4)f_{pyk}/1.15 = 804 \times 950 / 1.15 = 664'359 \text{ N/mm}^2 \cong 660 \text{ kN}$$

6 PARATIE DI MICROPALI - RISULTATI DELL'ANALISI

6.1 SEZIONE TIPO 1

6.1.1 Caratteristiche geometriche

H = altezza di scavo:	4.00m (da intradosso cordolo)
h = altezza rilevato a tergo:	3.00m (da intradosso cordolo)
β = pendenza rilevato a tergo:	3:2 (orizz:vert)
Paratia:	pali D=240mm, 168.3/12.5mm, L=12.00m, i = 0.33m
Mircopali inclinati (iniezione IGU):	pali D=240mm, 168.3/12.5mm, L=12.00m, i = 1.65m
Tiranti a barra:	--

6.1.2 Fasi di calcolo

1. Stato di fatto
2. Realizzazione paratia, micropali inclinati e trave di testa
3. Scavo fino a quota di progetto

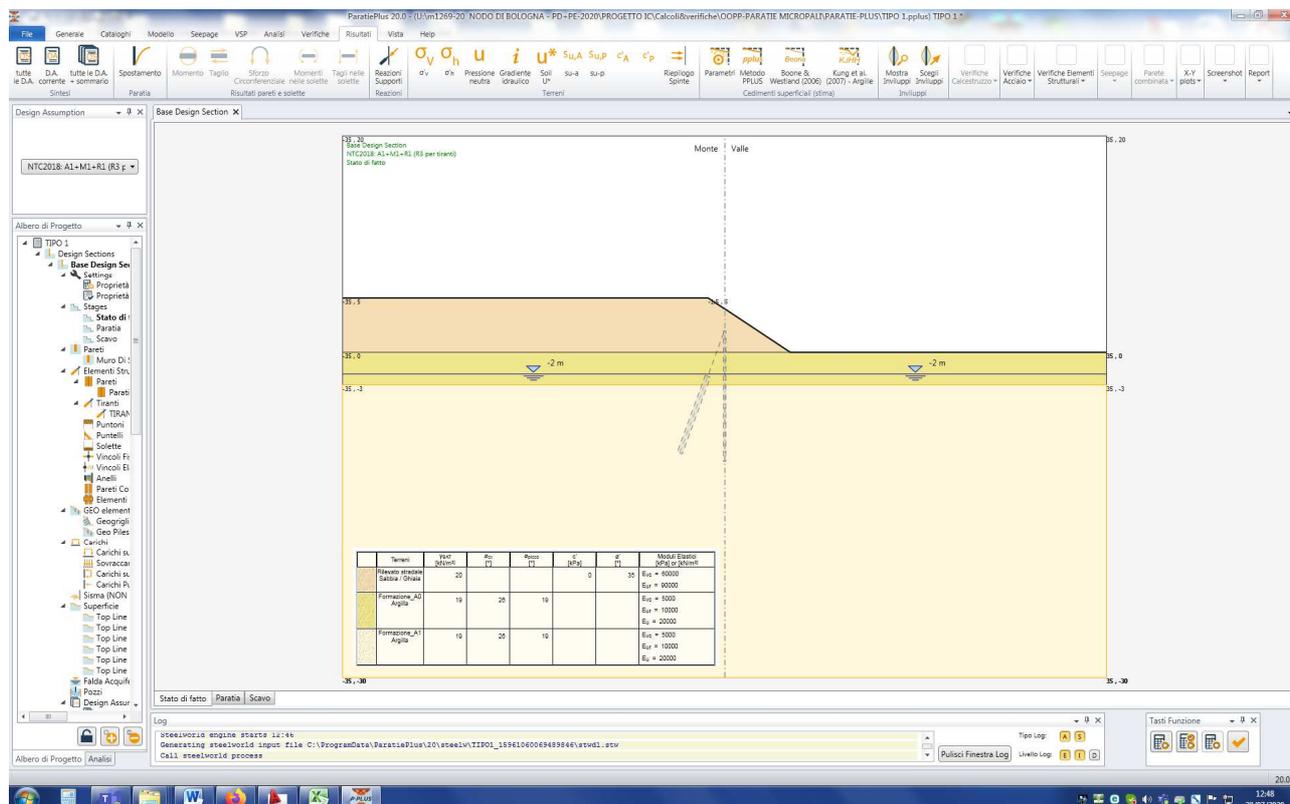


Figura n.6.1 – Stato di fatto

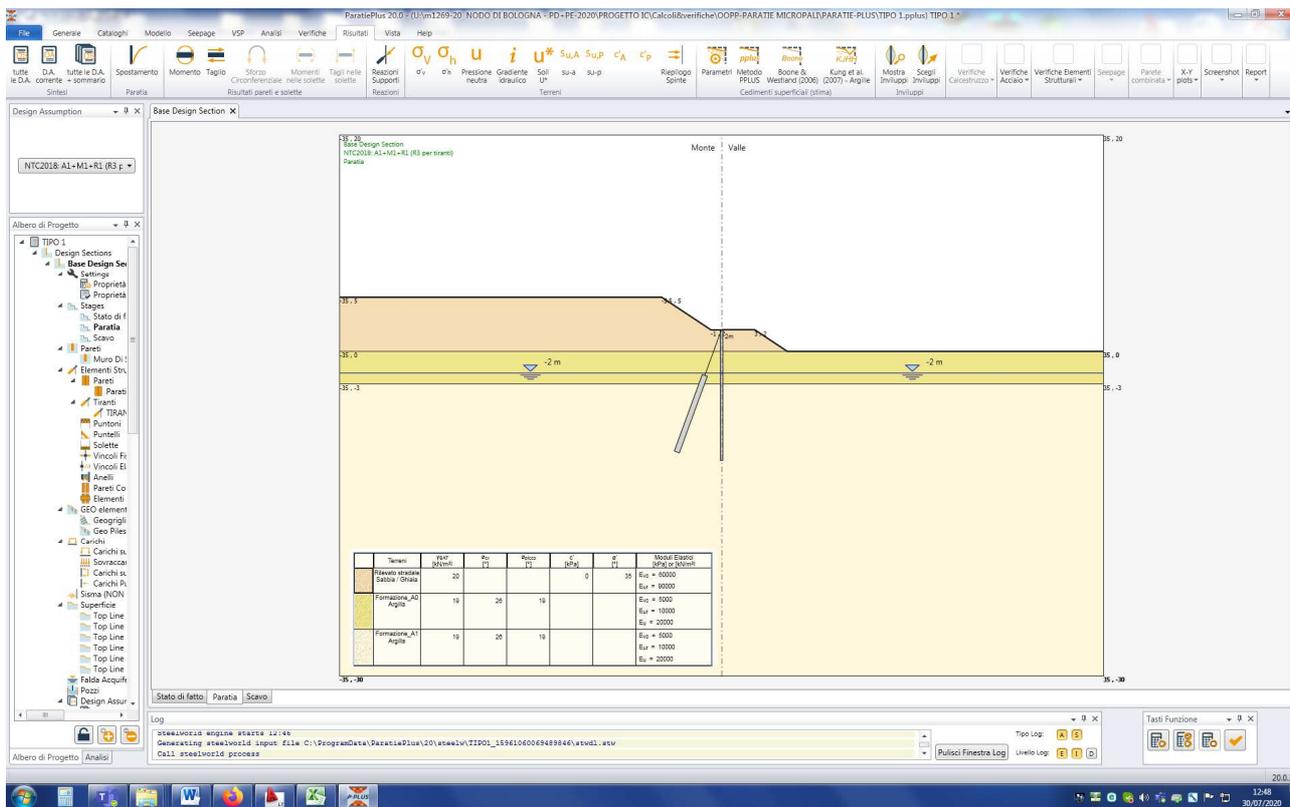


Figura n.6.2 – Realizzazione paratia, micropali inclinati e trave di testa

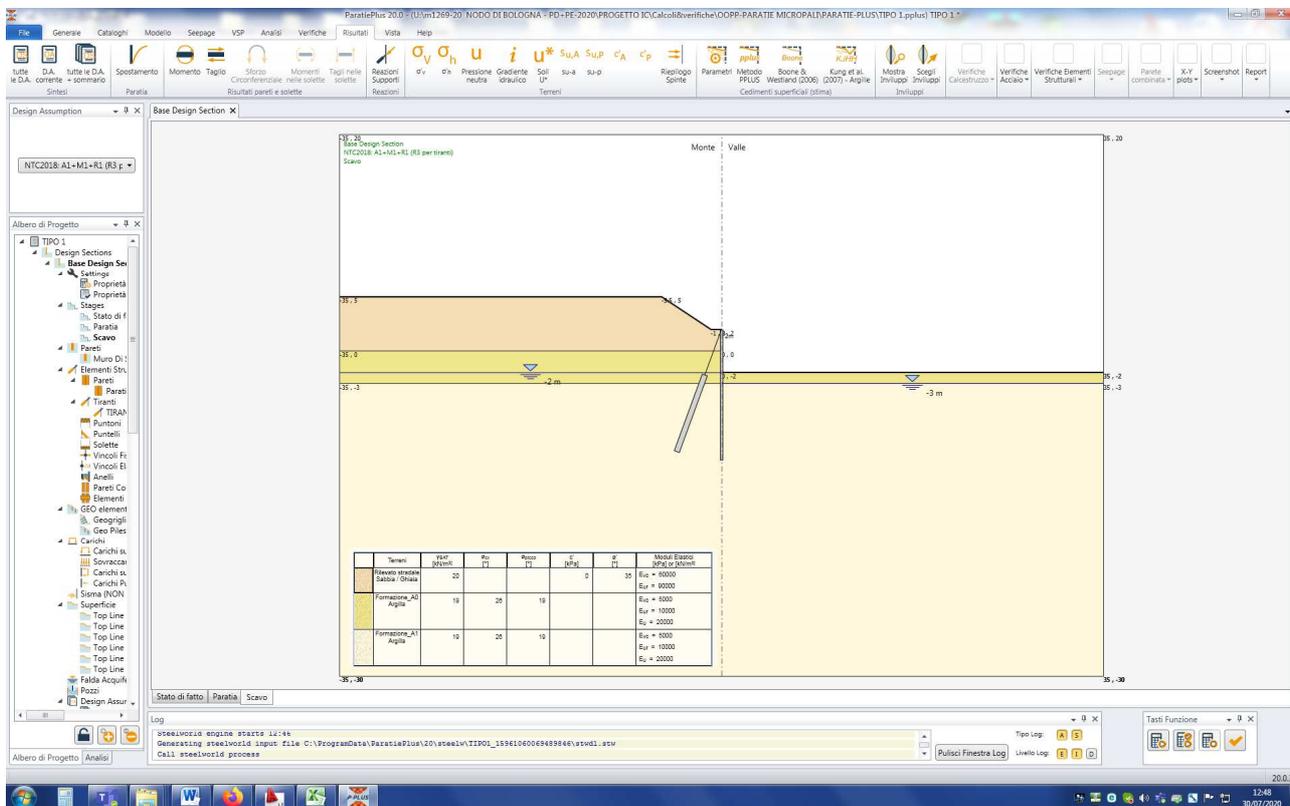


Figura n.6.3 – scavo

6.1.3 Risultati

In tabella n.6.1 sono riassunti i principali risultati del calcolo. *I valori indicati sono da intendersi come "di design" e sono già rapportati all'interasse dei pali.*

s_{max} (mm)	38 (3.40m)
M_{max} (kNm)	93 (3.80m)
V_{max} (kN)	33 (0.00m)
T_{max} (kN)	227
ΔK_p (%)	87

Legenda tabella n.6.1

s_{max} = spostamento laterale massimo

M_{max} = momento flettente massimo di "design"

V_{max} = azione di taglio massima di "design"

T_{max} = azione assiale massima di "design" nel palo inclinato

ΔK_p = percentuale di spinta passiva mobilitata rispetto alla spinta passiva mobilitabile

Nelle figure n.6.1-6.4 sono illustrati rispettivamente l'andamento degli spostamenti orizzontali, il diagramma del momento flettente, del taglio e dell'azione assiale nei tiranti. *I valori indicati sono da intendersi come "caratteristiche" per metro lineare di paratia.*

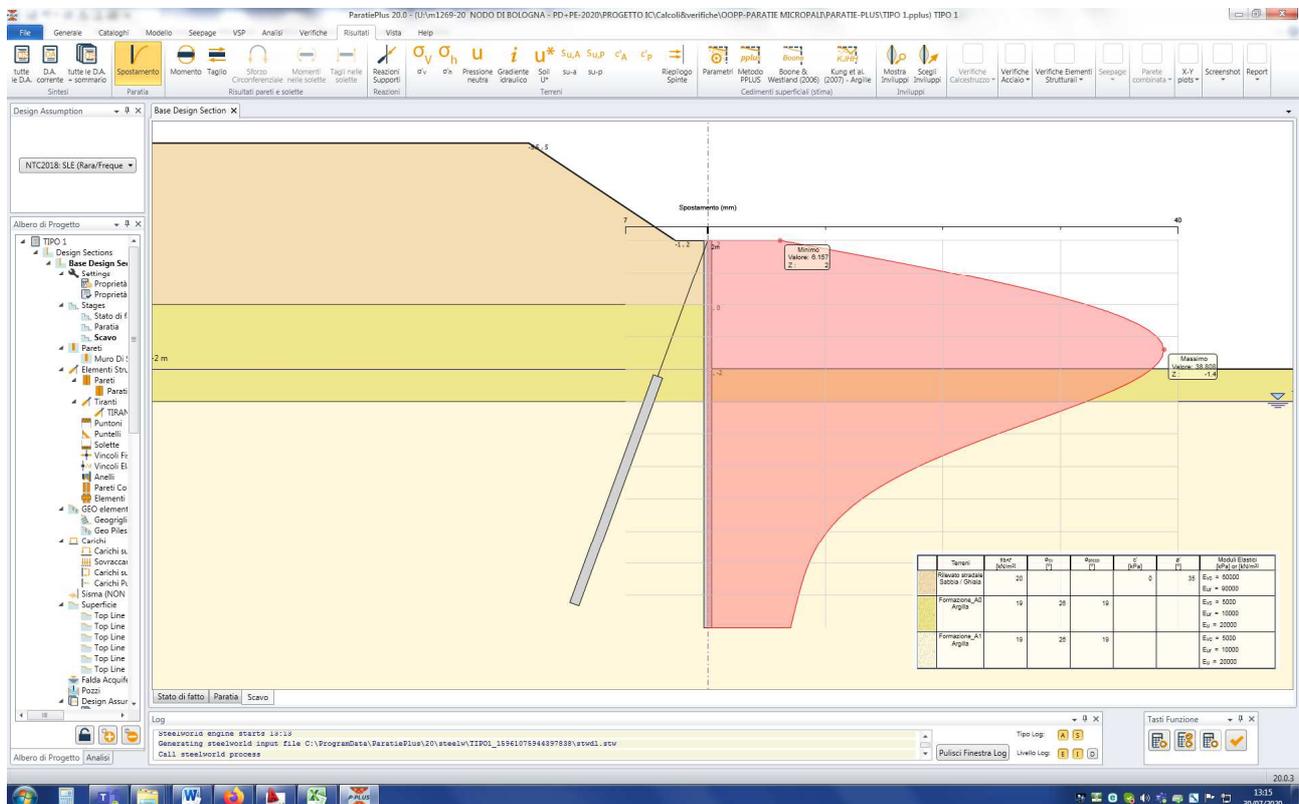


Figura n.6.1 – Spostamento orizzontale

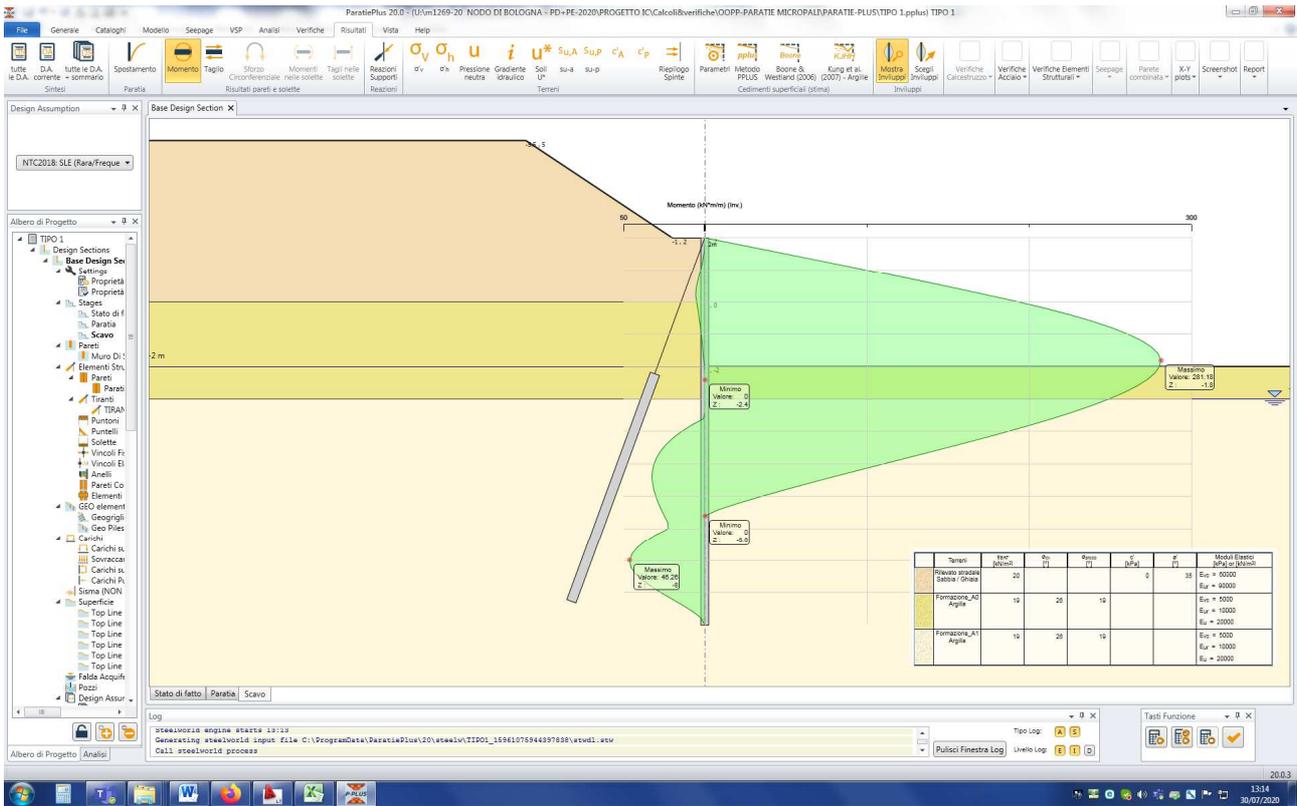


Figura n.6.2 – Momento flettente

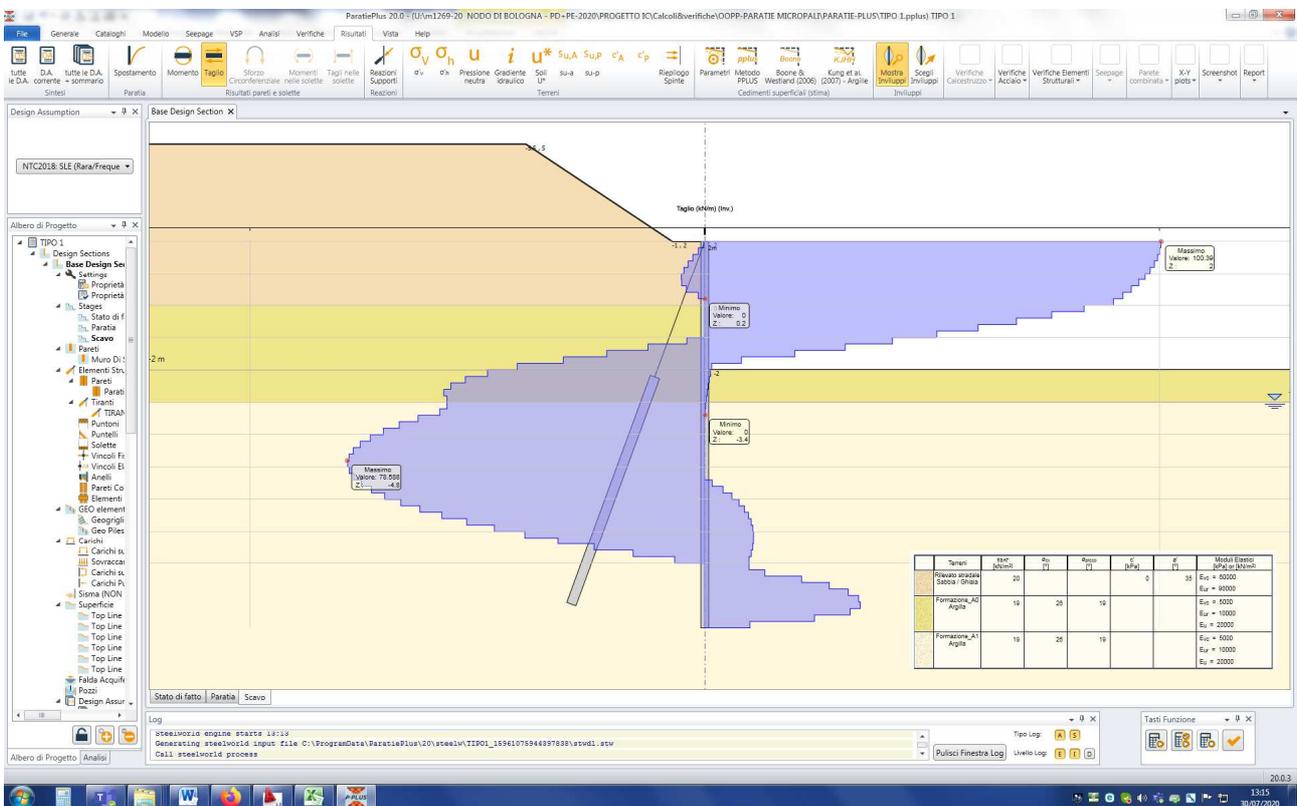


Figura n.6.3 – Taglio

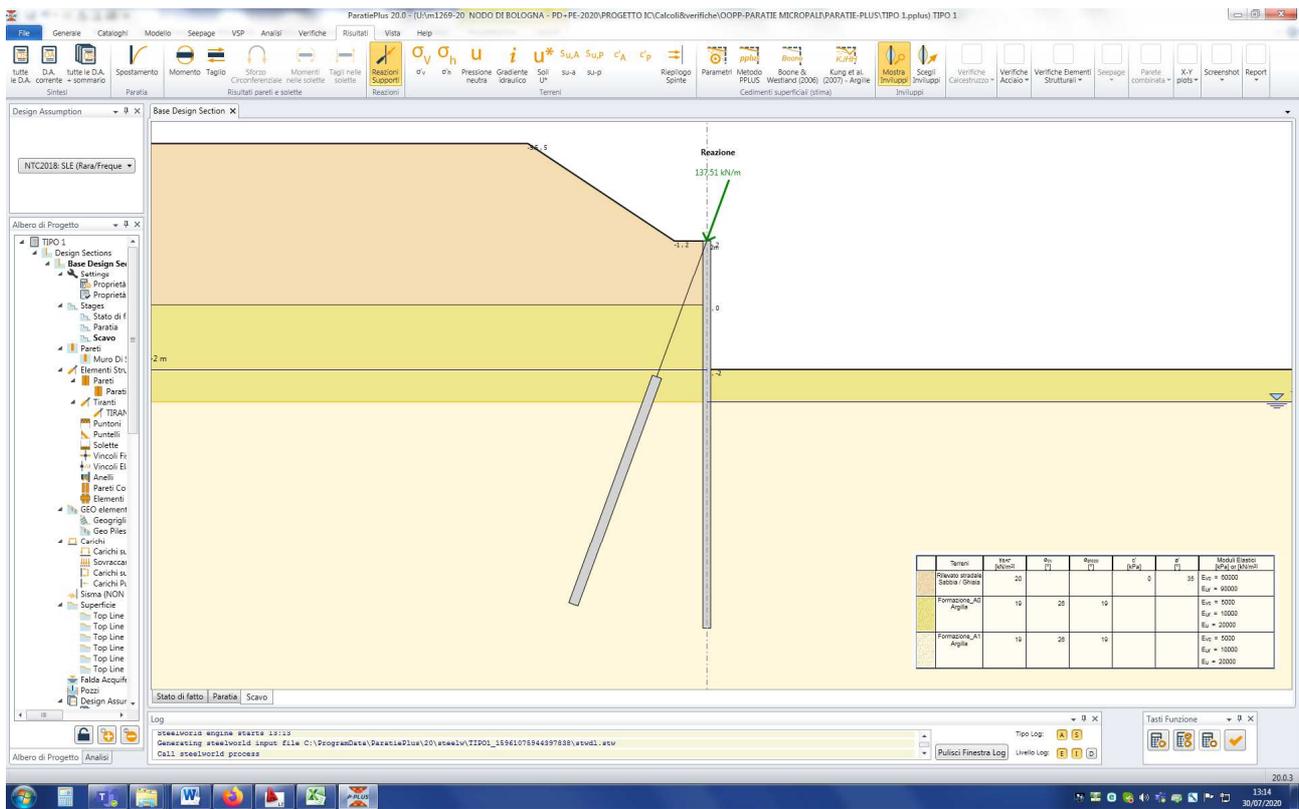


Figura n.6.4 – Azione assiale nel palo inclinato

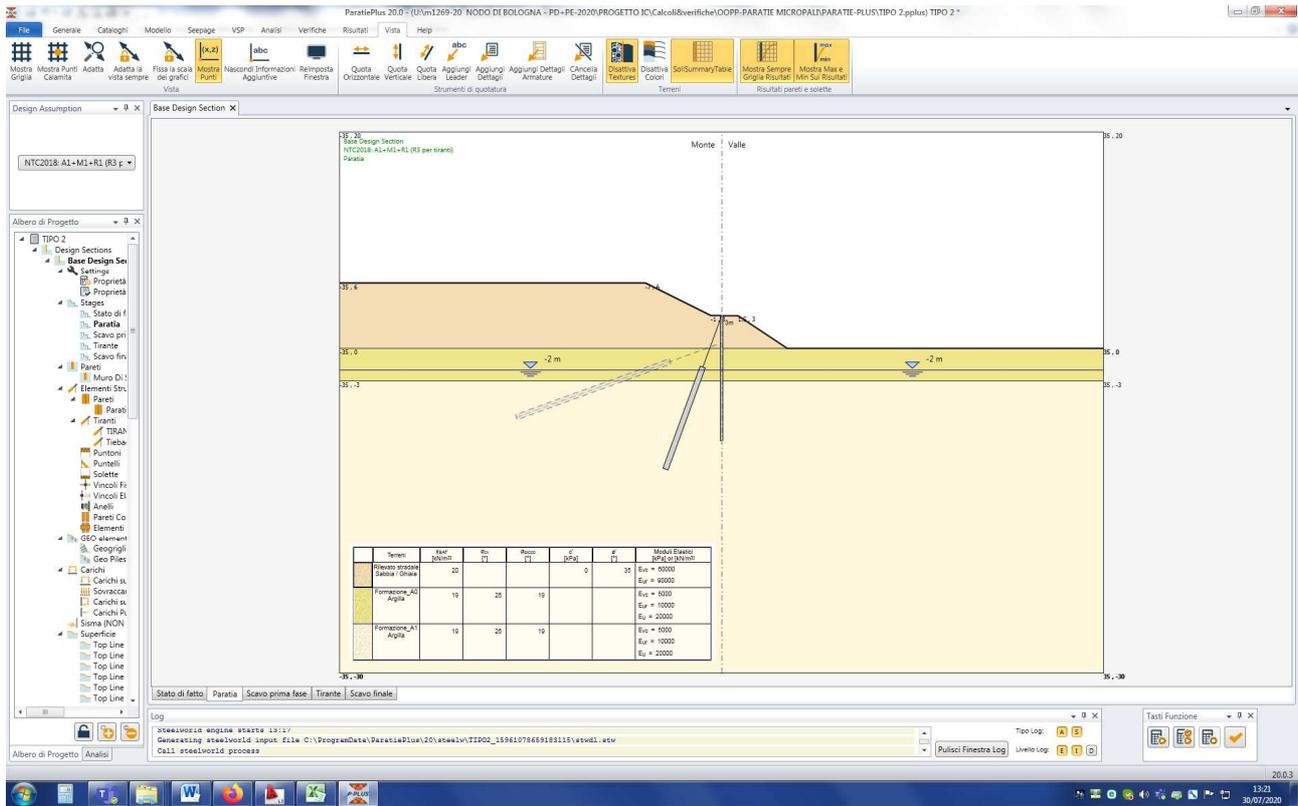


Figura n.6.6 - Realizzazione paratia, micropali inclinati e trave di testa

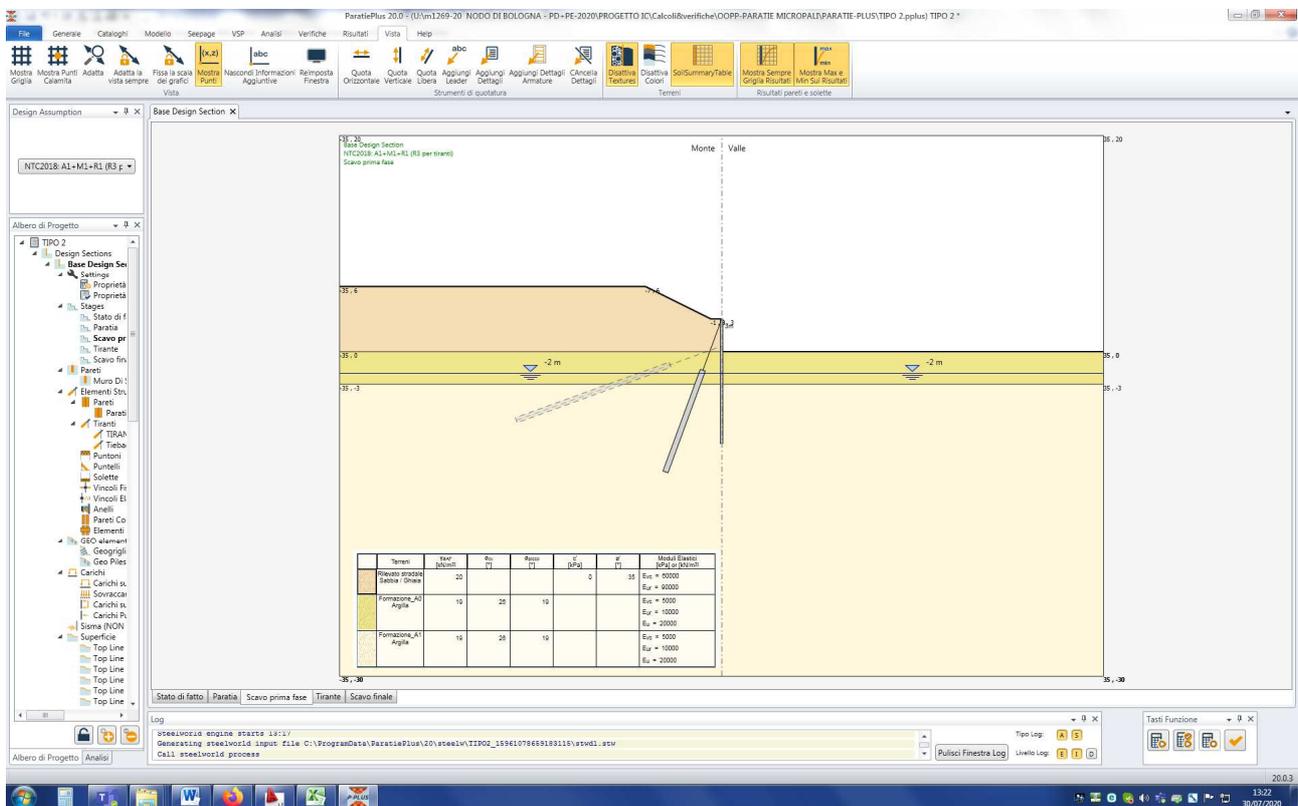


Figura n.6.7 - Scavo 50cm oltre quota tirante

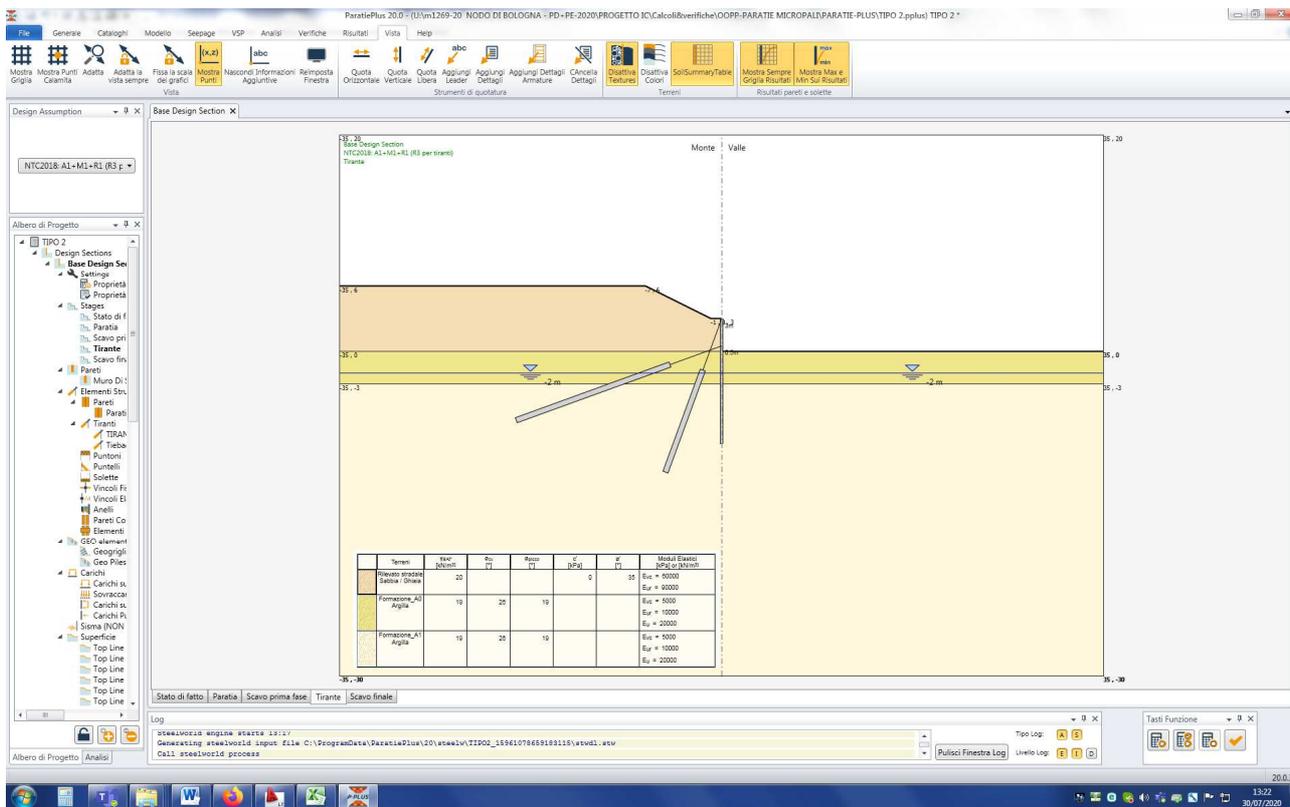


Figura n.6.8 - Realizzazione tiranti a barra (IGU)

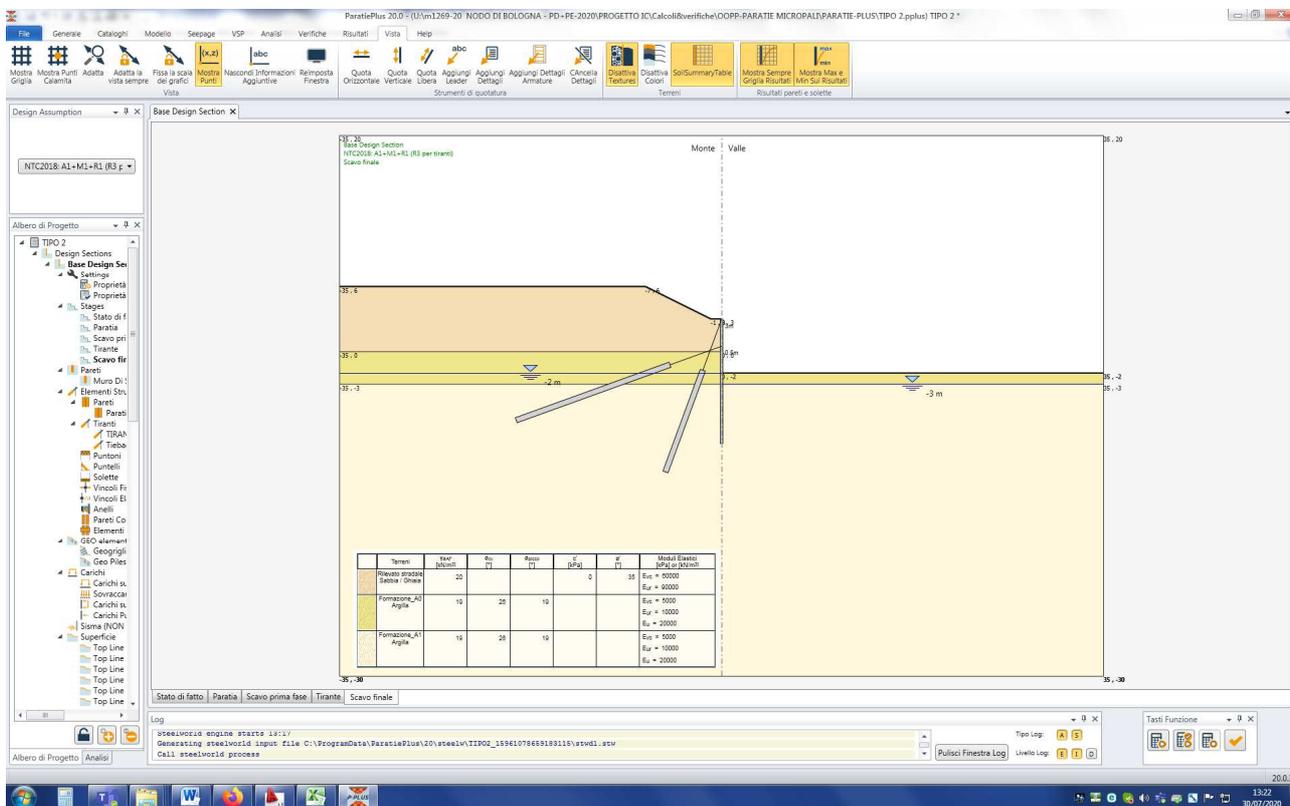


Figura n.6.9 - Scavo fino a quota di progetto

6.2.3 Risultati

In tabella n.6.2 sono riassunti i principali risultati del calcolo. I valori indicati sono da intendersi come "di design" e sono già rapportati all'interasse dei pali/tiranti.

s_{max} (mm)	46 (4.5m)
M_{max} (kNm)	62 (5.3m)
V_{max} (kN)	56 (2.5m)
T_{max-1} (kN)	69
T_{max-2} (kN)	252
ΔK_p (%)	88

Legenda tabella n.6.2

s_{max} = spostamento laterale massimo

M_{max} = momento flettente massimo

V_{max} = azione di taglio massima

T_{max-1} = azione assiale massima nel palo inclinato

T_{max-2} = azione assiale massima nel tirante

ΔK_p = percentuale di spinta passiva mobilitata rispetto alla spinta passiva mobilitabile

Nelle figure n.6.10÷6.14 sono illustrati rispettivamente l'andamento degli spostamenti orizzontali, il diagramma del momento flettente, del taglio e dell'azione assiale nei tiranti. I valori indicati sono da intendersi come "caratteristici" per metro lineare di paratia.

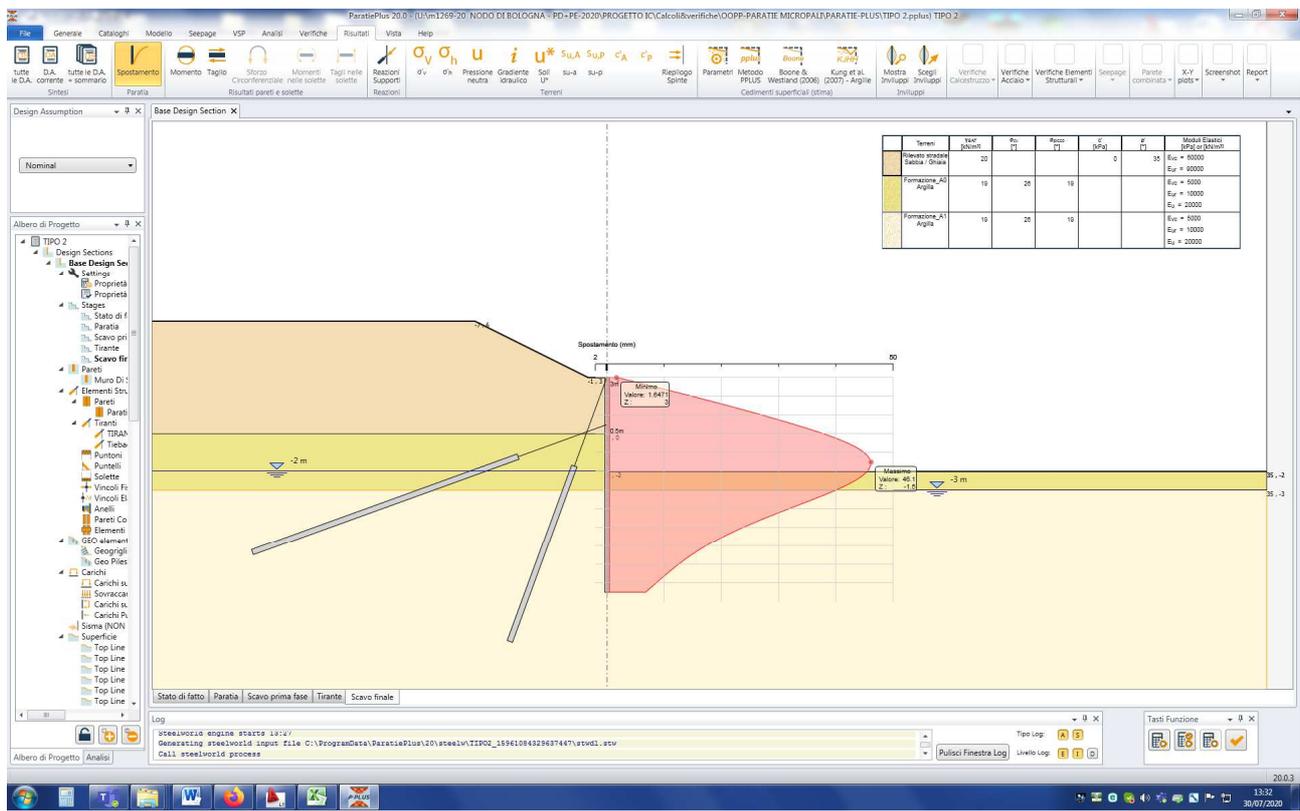


Figura n.6.10 – Spostamento orizzontale

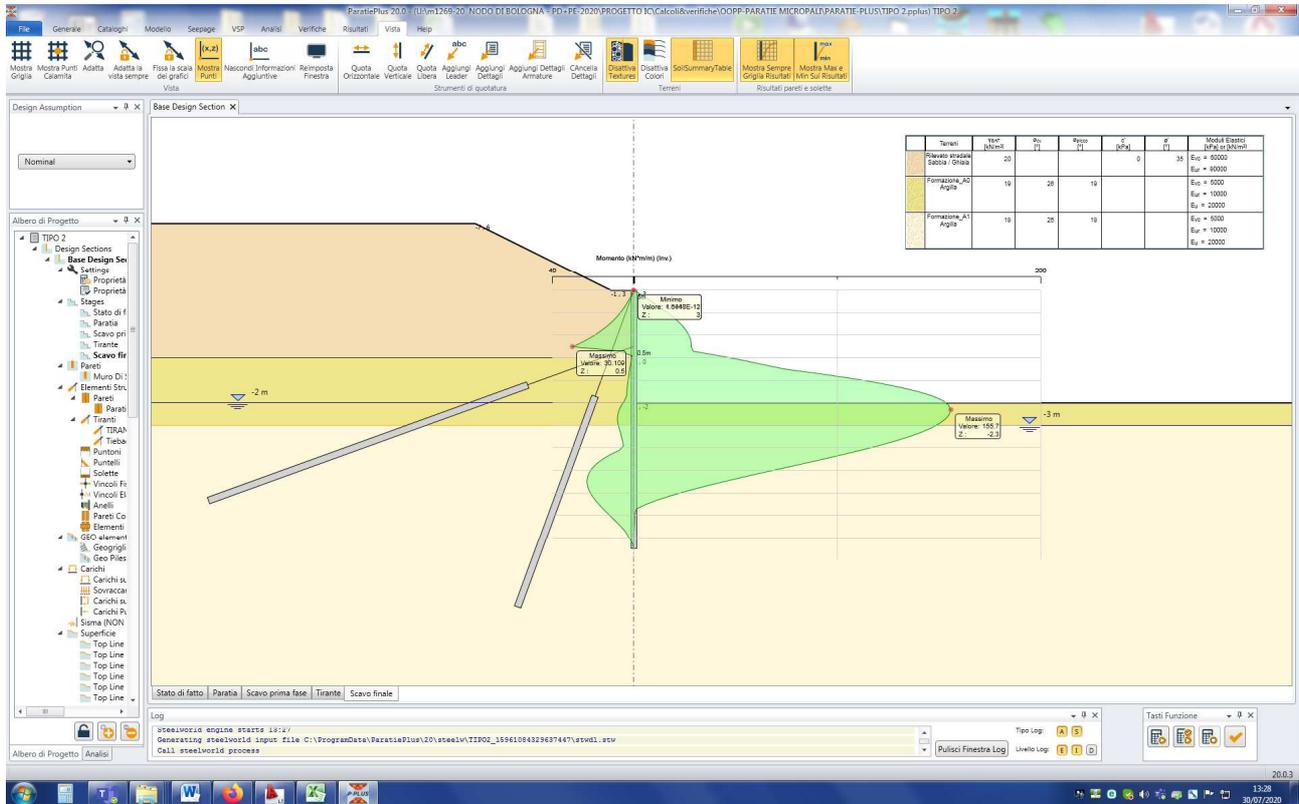


Figura n.6.11 – Momento flettente

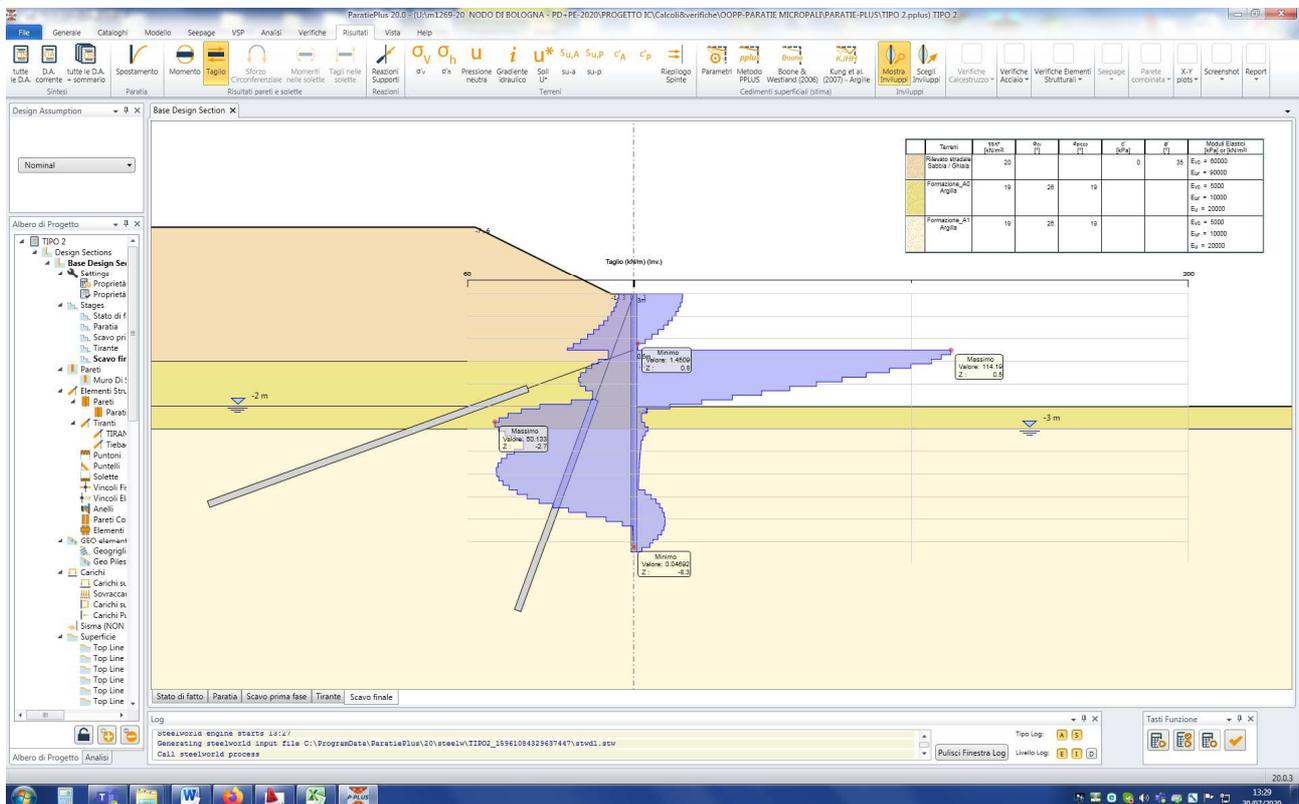


Figura n.6.12 – Taglio

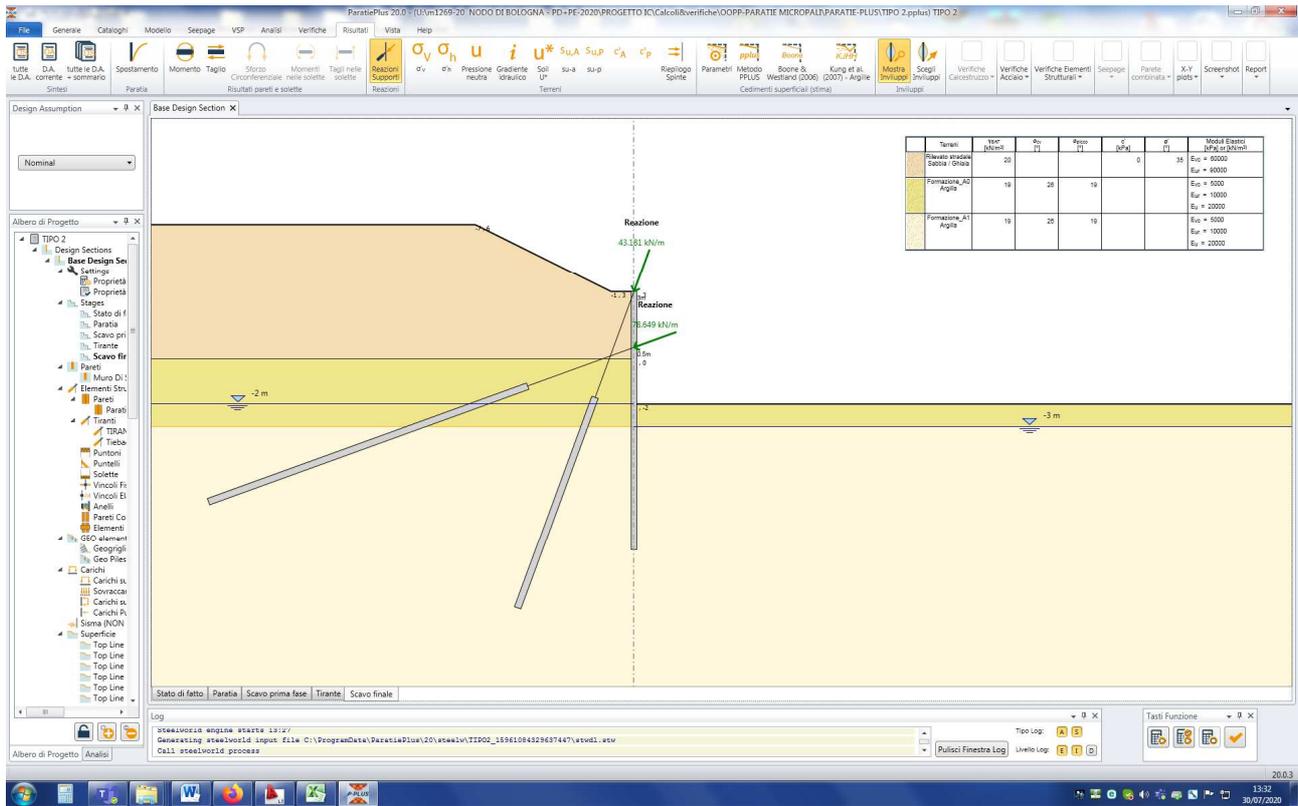


Figura n.6.13 – Azione assiale nel palo inclinato e nel tirante

6.3 SEZIONE TIPO 3

6.3.1 Caratteristiche geometriche

- H = altezza di scavo: 8.00m (da testa trave)
- h = altezza rilevato a tergo: 0.00m
- Sovraccarichi accidentali: Traffico (40kPa)
- Paratia: pali D=240mm, 168.3/12.5mm, L=15.00m, i = 0.40m
- Tiranti a barra 1° ordine (iniezione IGU): D=160mm, ϕ 32mm L=5+15m, i = 2.00m, $\alpha = 20^\circ$
- Tiranti a barra 2° ordine (iniezione IGU): D=160mm, ϕ 32mm L=5+15m, i = 2.00m, $\alpha = 20^\circ$
- Travi di ripartizione: 2xHEB160

6.3.2 Fasi di calcolo

1. Stato di fatto
2. Realizzazione paratia e trave di testa
3. Scavo 50cm oltre quota primo tirante
4. Realizzazione tiranti a barra 1° ordine
5. Scavo 50cm oltre quota secondo tirante
6. Realizzazione tiranti a barra 2° ordine
7. Scavo fino a quota di progetto

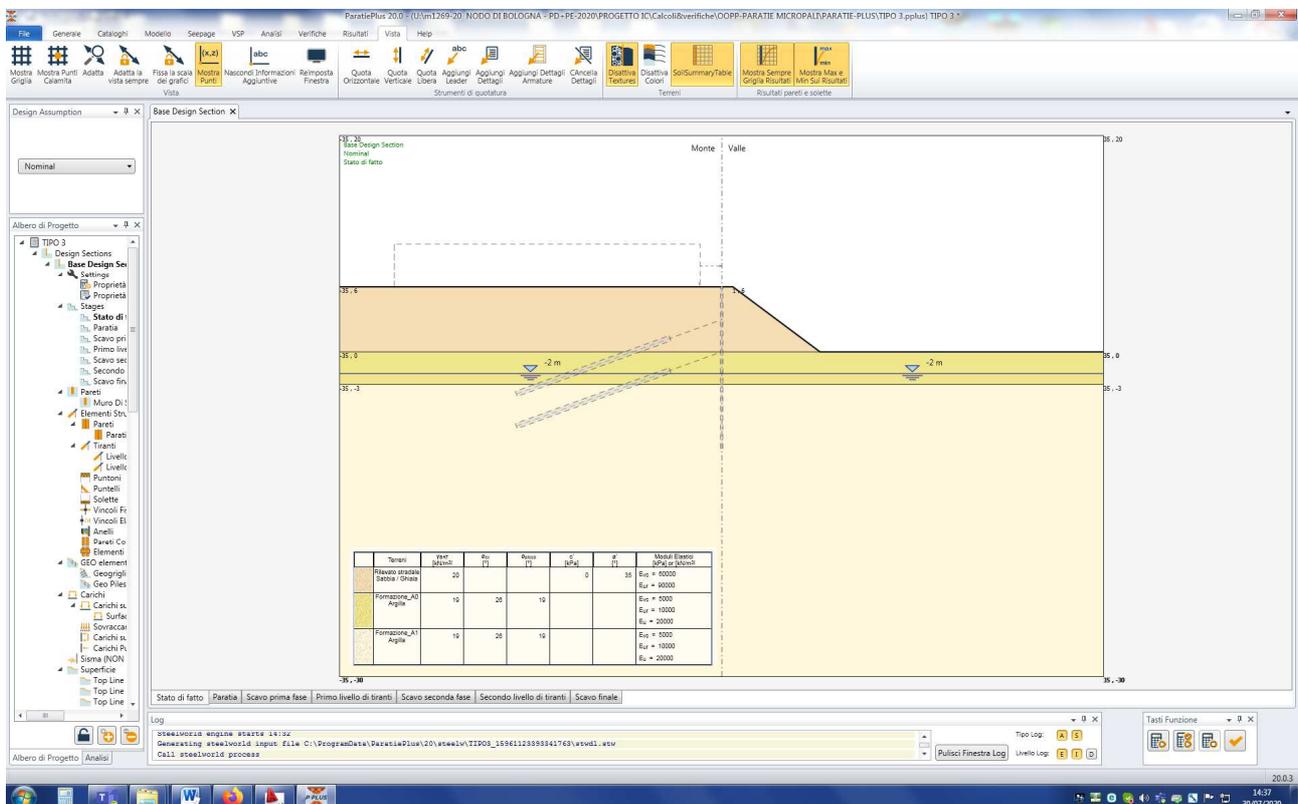


Figura n.6.14 - Stato di fatto

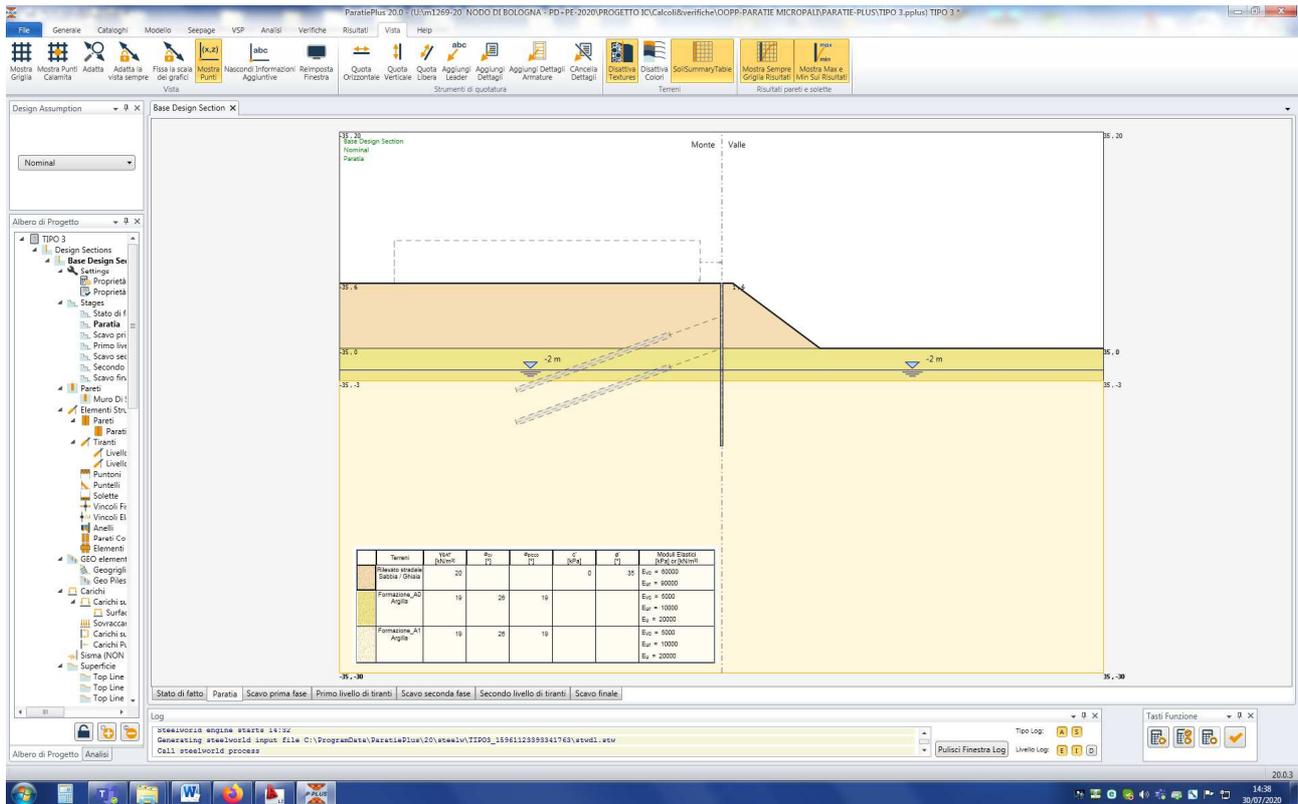


Figura n.6.15 - Realizzazione paratia e trave di testa

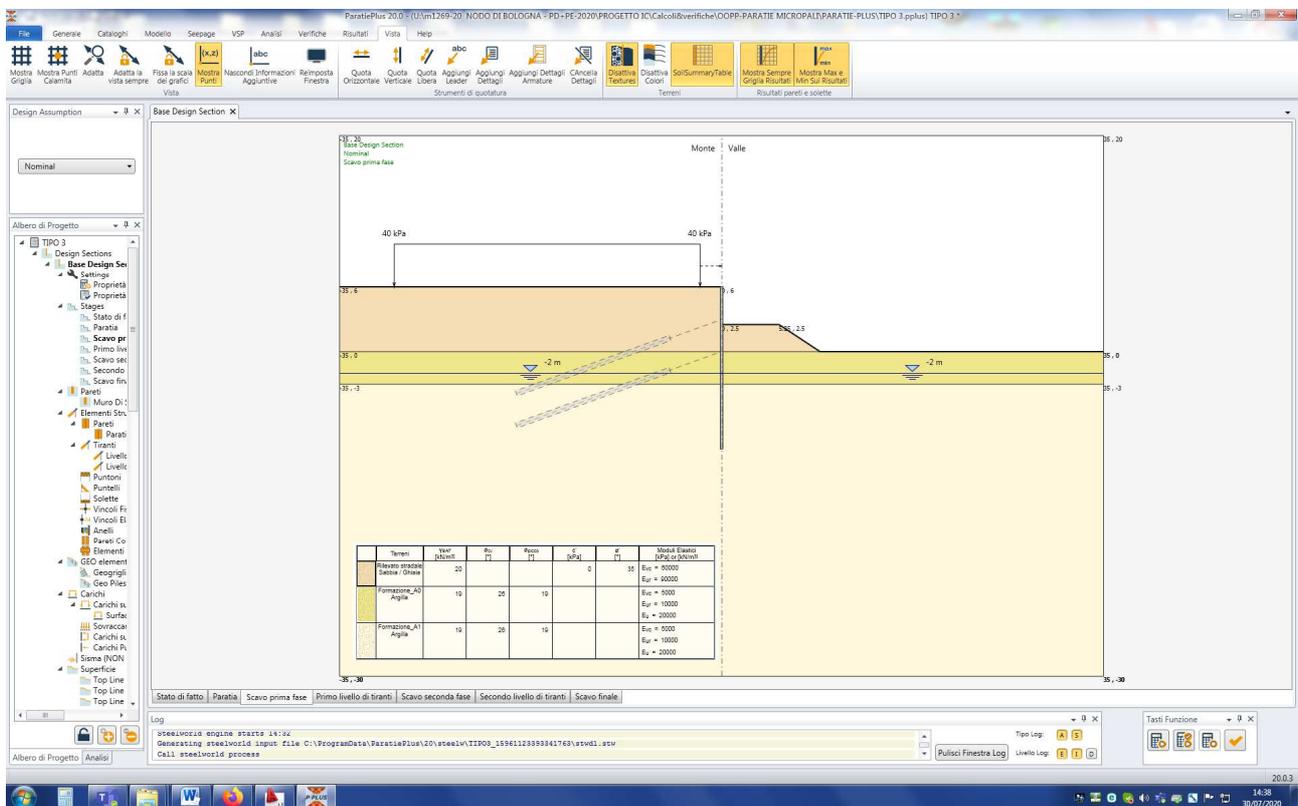


Figura n.6.16 - Scavo 50cm oltre quota primo tirante

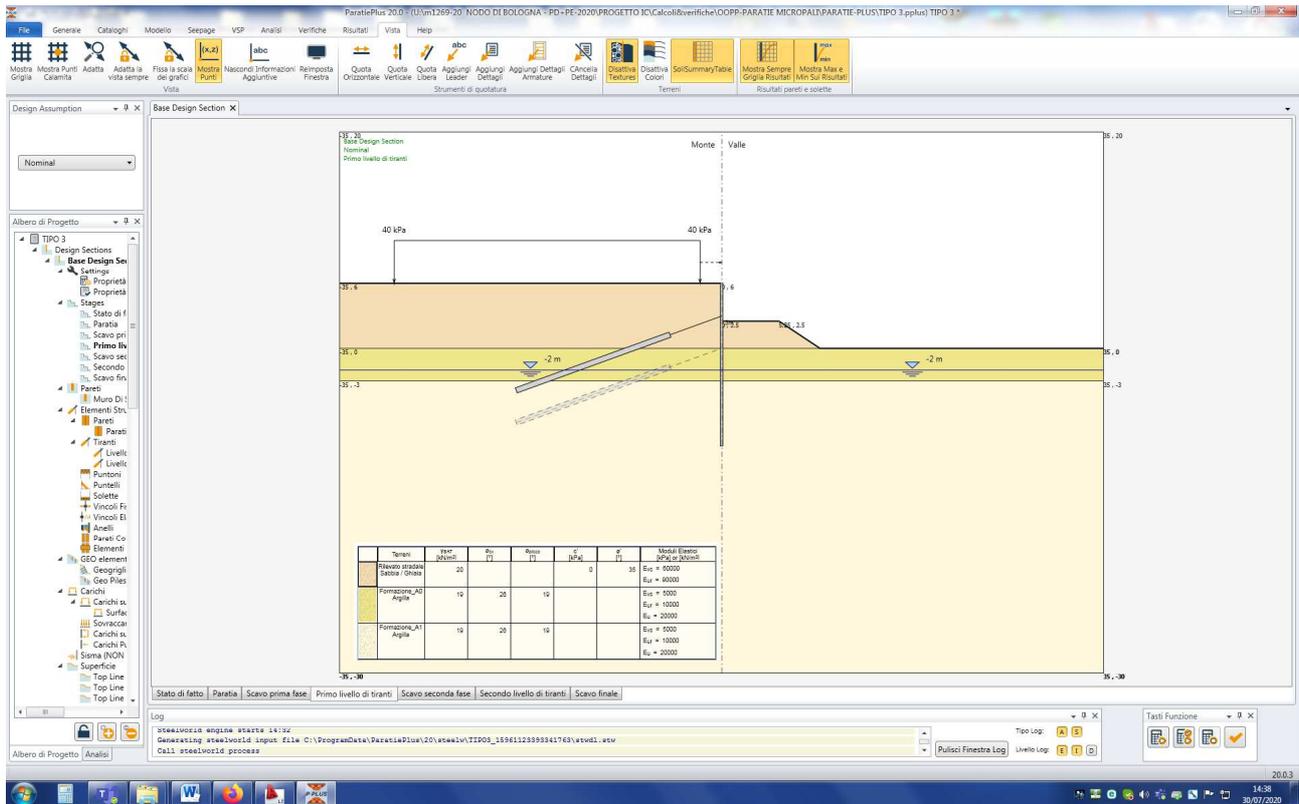


Figura n.6.17 - Realizzazione tiranti a barra 1° ordine

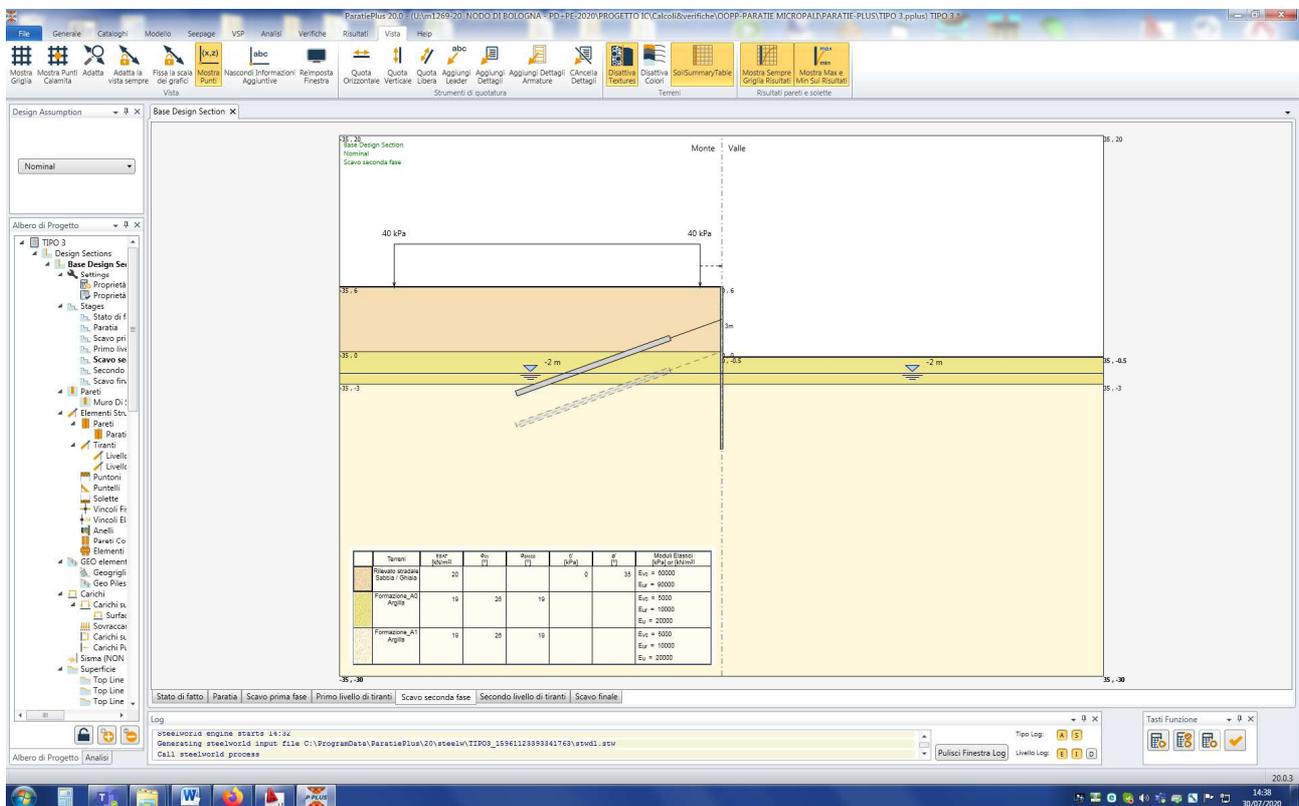


Figura n.6.18 - Scavo 50cm oltre quota secondo tirante

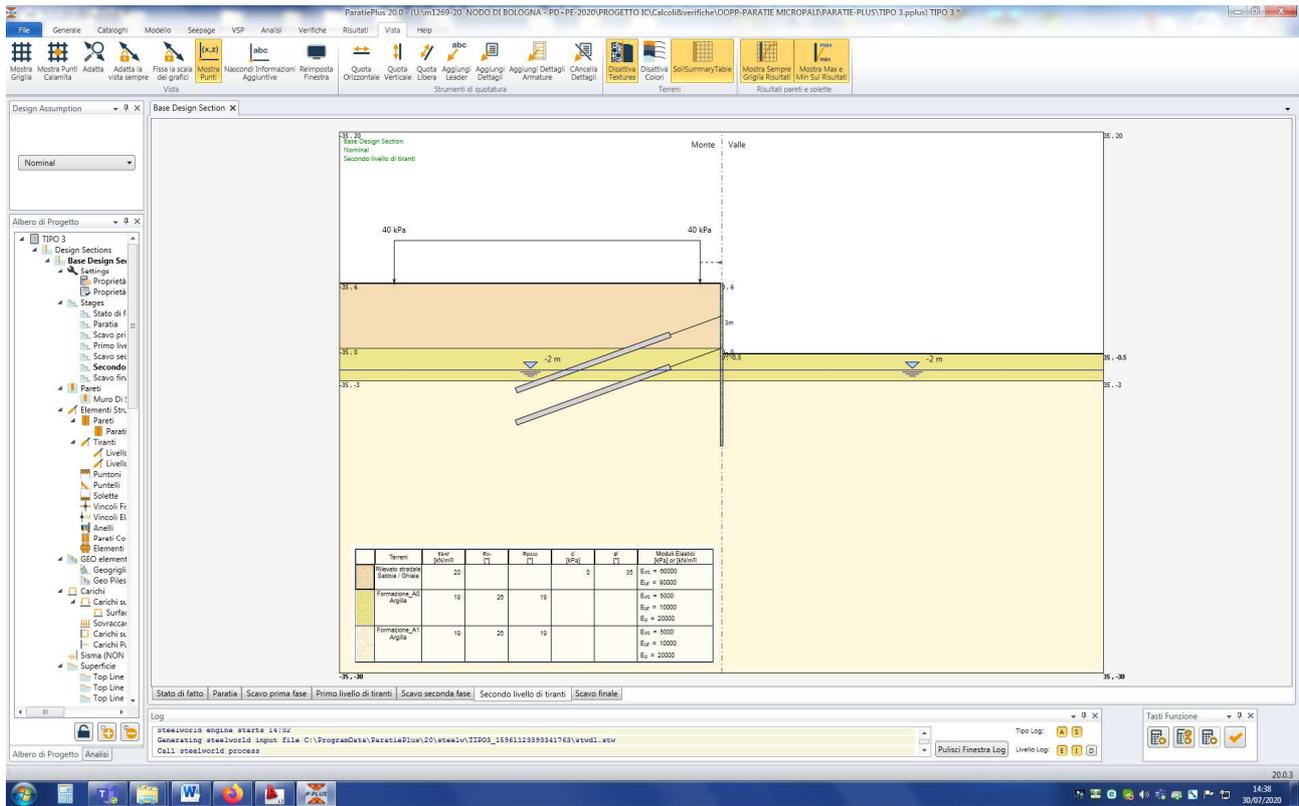


Figura n.6.19 - Realizzazione tiranti a barra 2° ordine

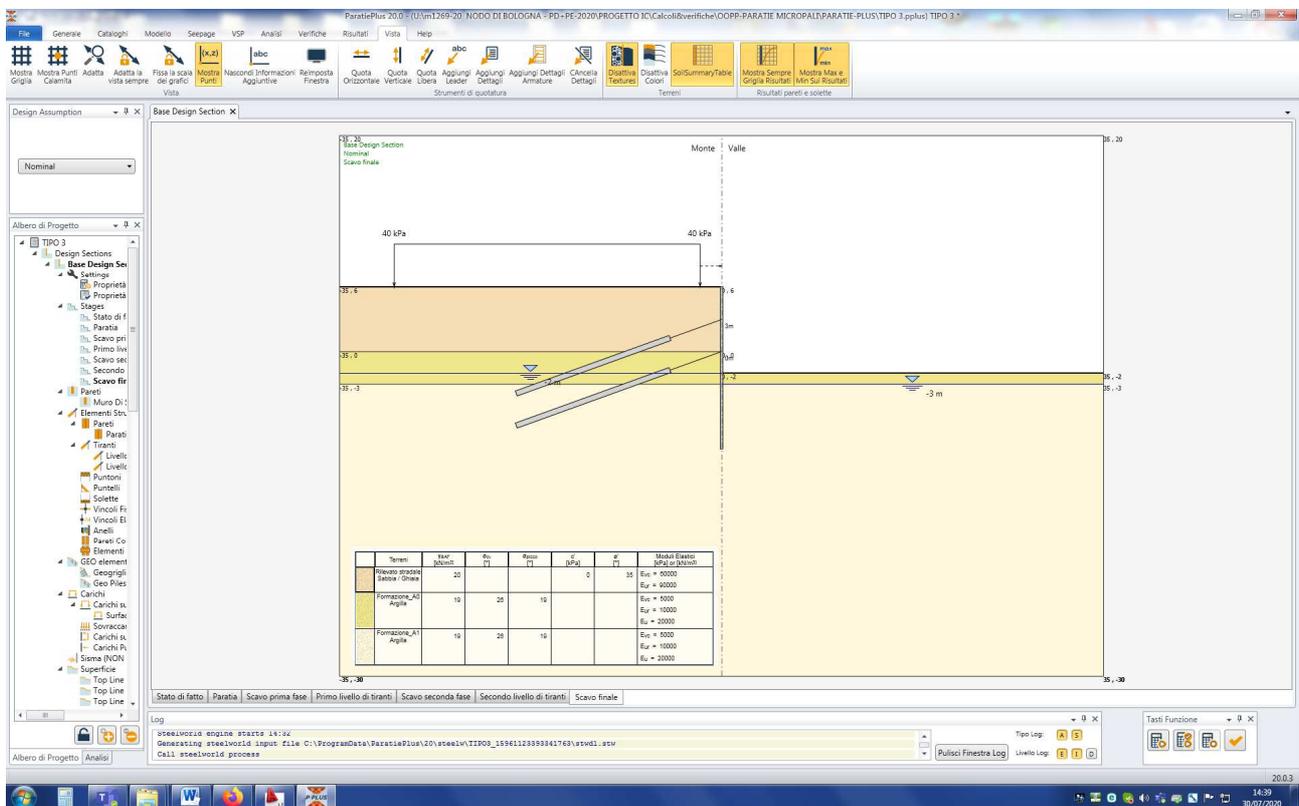


Figura n.6.20 - Scavo fino a quota di progetto

6.3.3 Risultati

In tabella n.6.3 sono riassunti i principali risultati del calcolo. *I valori indicati sono da intendersi come "di design" e sono già rapportati all'interasse dei pali/tiranti.*

S_{max} (mm)	75 (7.2m)
M_{max} (kNm)	64 (8.4m)
V_{max} (kN)	57 (6.0m)
T_{max-1} (kN)	296
T_{max-2} (kN)	244
ΔK_p (%)	49

Legenda tabella n.6.3

S_{max} = spostamento laterale massimo

M_{max} = momento flettente massimo

V_{max} = azione di taglio massima

T_{max-1} = azione assiale massima nel tirante livello superiore (interasse 3.20m)

T_{max-2} = azione assiale massima nel tirante livello inferiore (interasse 2.80m)

ΔK_p = percentuale di spinta passiva mobilitata rispetto alla spinta passiva mobilitabile

Nelle figure n.6.21÷6.24 sono illustrati rispettivamente l'andamento degli spostamenti orizzontali, il diagramma del momento flettente, del taglio e dell'azione assiale nei tiranti. *I valori indicati sono da intendersi come "caratteristici" per metro lineare di paratia.*

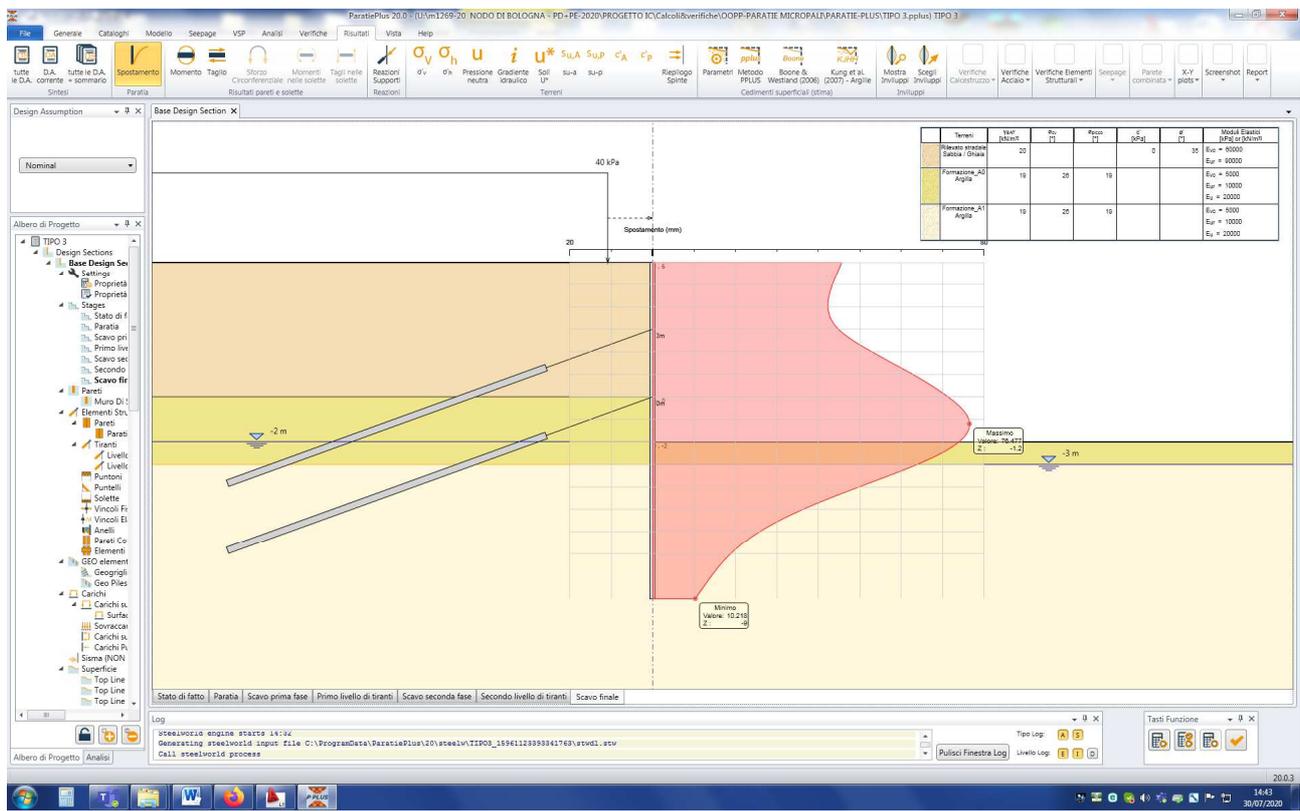


Figura n.6.21 – Spostamento orizzontale

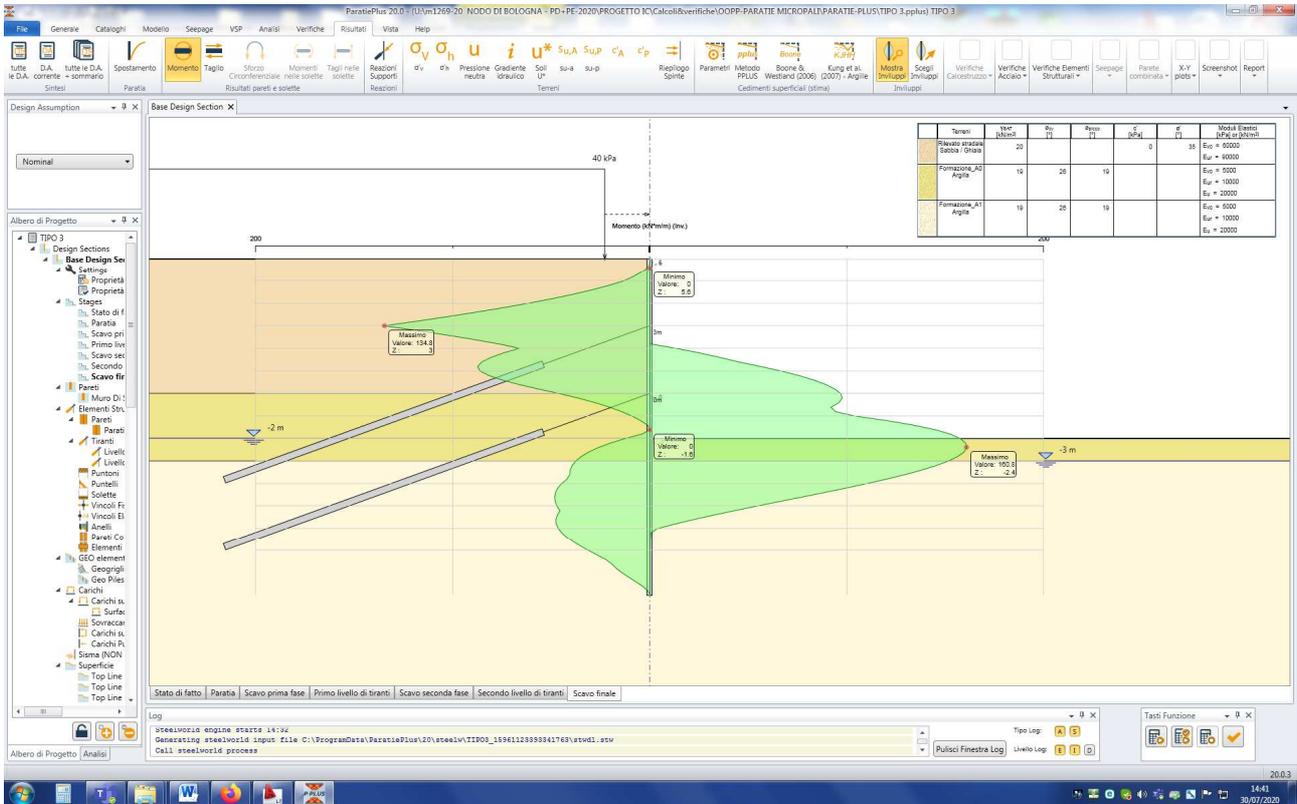


Figura n.6.22 – Momento flettente

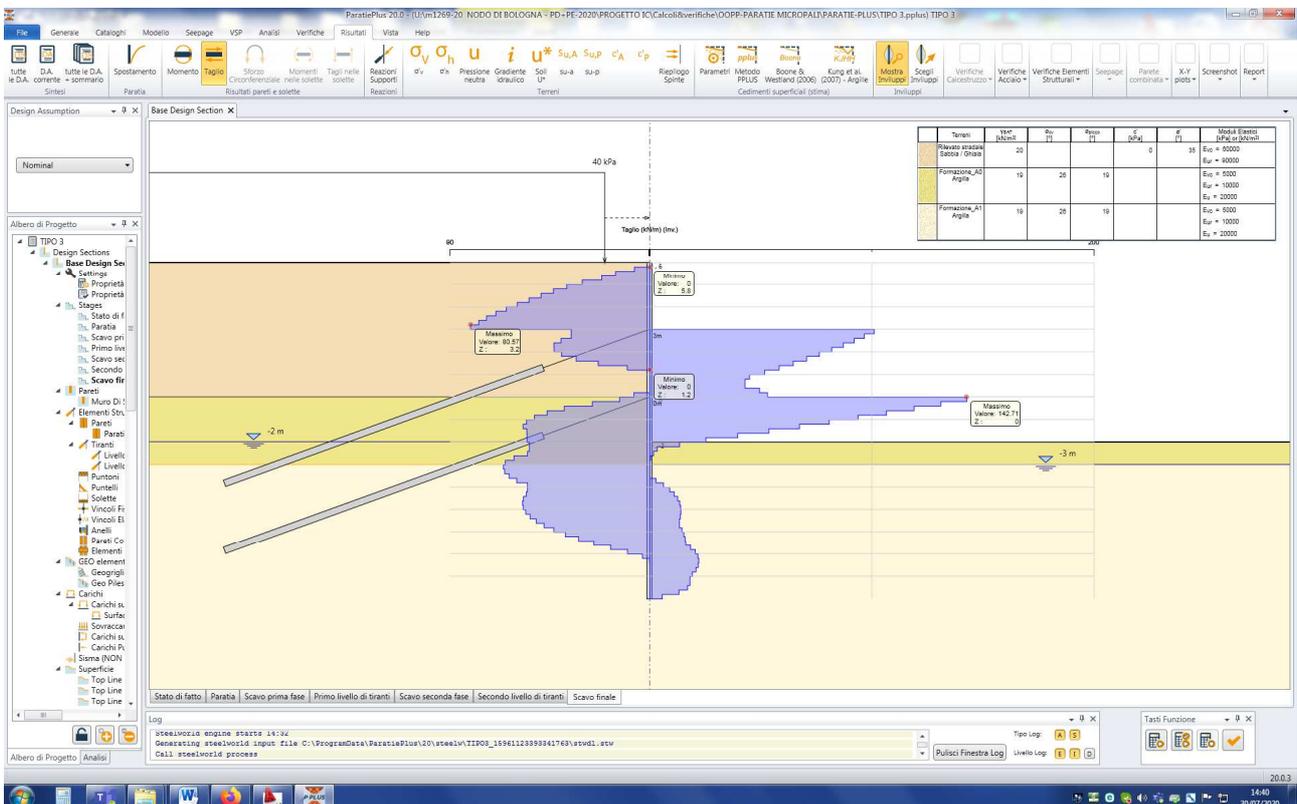


Figura n.6.23 – Taglio

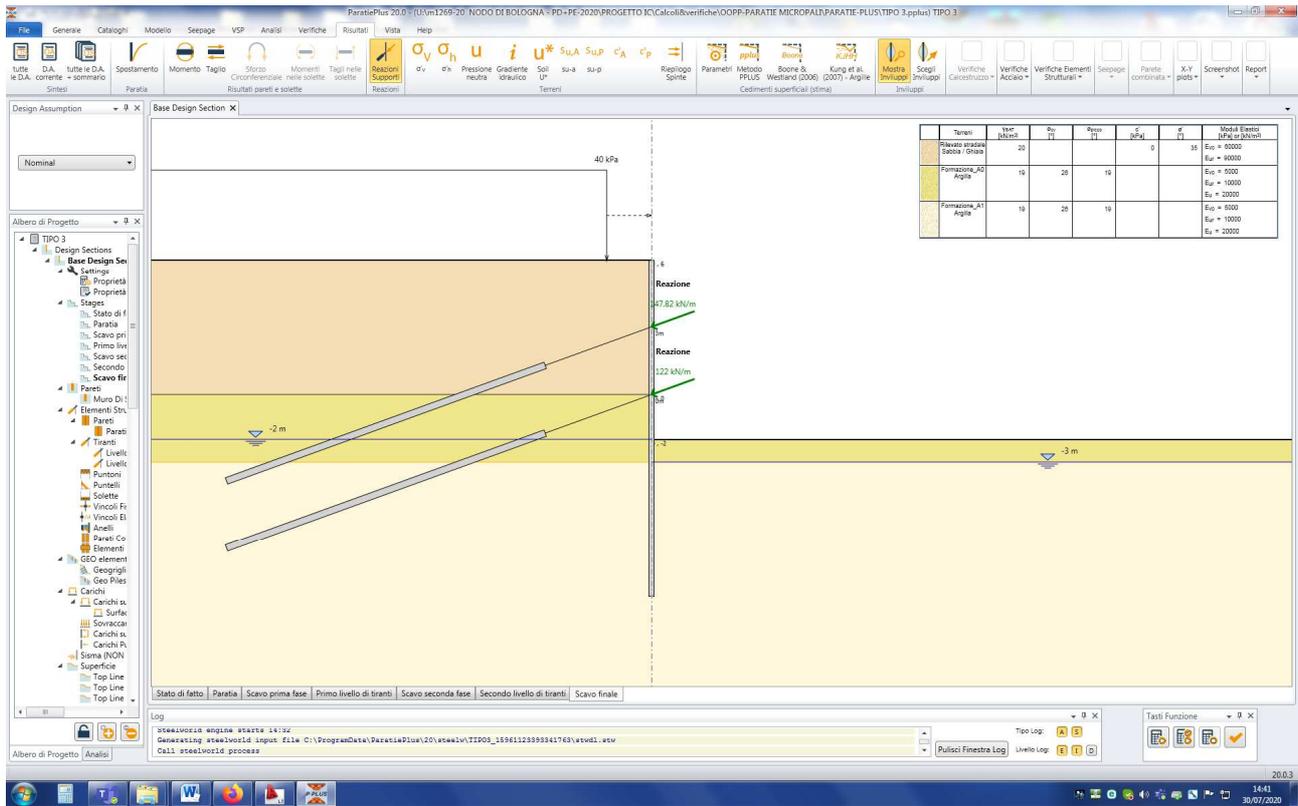


Figura n.6.24 – Azione assiale nei tiranti

7 PARATIE DI MICROPALI - VERIFICHE

7.1 VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI IMMORSAMENTO DEI MICROPALI

Con riferimento alle azioni di design di cui alla tabella n.6.1÷6.3 si verifica che la percentuale di mobilitazione della spinta passiva (ΔK_p) risulta inferiore ai limiti ammissibili ($\Delta K_p < 90\%$).

7.2 VERIFICA DELL'ARMATURA DEI MICROPALI

Si verifica la sezione nominale dei profilati (si trascurano gli effetti della corrosione in quanto si tratta di opere provvisionali).

7.2.1 Sezione TIPO 1

Si verifica che vale (flessione e taglio):

$$M_{V,Rd} = 103\text{kNm} > 93\text{kNm} = M_d$$

TIPO ACCIAIO (Fe):	510 MPa
COEFFICIENTE PARZIALE SU ACCIAIO (γ_{mo}):	1.05
MODULO ELASTICO (E):	2.1E+8 kPa
SNERVAMENTO (f_y):	355 MPa
AMMISSIBILE (σ_{amm}):	240 MPa

DIAMETRO ESTERNO (D_o):	168.30 mm
SPESSORE (s):	12.5 mm
COEFFICIENTE ϵ :	0.81 CLASSE 1
PESO (q):	48.0 kg/m
RAGGIO D'INERZIA (i):	5.53 cm
AREA (A):	61.18 cm ²
MOMENTO D'INERZIA (J):	1868.35 cm ⁴
MODULO RESISTENTE (W):	222.03 cm ³
MODULO PLASTICO (Wpl):	304.07 cm ³

AZIONE ASSIALE DI CALCOLO (N_{Ed}) =	0 kN
AZIONE DI TAGLIO DI CALCOLO (V_{Ed}) =	33 kN
MOMENTO DI CALCOLO (M_{Ed}) =	93 kNm

$N_{pl,Rd}$ [kN] =	2069
$V_{pl,Rd}$ [kN] =	760
A_v [m ²] =	0.0038950
τ_p [-] =	0.1661
η [-] =	0.9991

$M_{pl,Rd}$ [kNm] =	103	FLESSIONE PURA	A
$M_{V,Rd}$ [kNm] =	103	FLESSIONE + TAGLIO	B
$N_{V,Rd}$ [kN] =	2069	AZIONE ASSIALE + TAGLIO	C
$M_{N,Rd}$ [kNm] =	103	PRESSOFLESSIONE	D
$M_{V,N,Rd}$ [kNm] =	103	PRESSOFLESSIONE + TAGLIO	E

7.2.2 Sezione TIPO 2

Si verifica che vale (flessione e taglio):

$$M_{V,Rd} = 103\text{kNm} > 62\text{kNm} = M_d$$

TIPO ACCIAIO (Fe):	510 MPa
COEFFICIENTE PARZIALE SU ACCIAIO (γ_{m0}):	1.05 -
MODULO ELASTICO (E):	2.1E+8 kPa
SNERVAMENTO (f_y):	355 MPa
AMMISSIBILE (σ_{amm}):	240 MPa

DIAMETRO ESTERNO (D_e):	168.30 mm
SPESSORE (s):	12.5 mm
COEFFICIENTE ϵ :	0.81 CLASSE 1
PESO (q):	48.0 kg/m
RAGGIO D'INERZIA (i):	5.53 cm
AREA (A) :	61.18 cm ²
MOMENTO D'INERZIA (J):	1868.35 cm ⁴
MODULO RESISTENTE (W):	222.03 cm ³
MODULO PLASTICO (Wpl):	304.07 cm ³

AZIONE ASSIALE DI CALCOLO (N_{Ed}) =	0 kN
AZIONE DI TAGLIO DI CALCOLO (V_{Ed}) =	56 kN
MOMENTO DI CALCOLO (M_{Ed}) =	62 kNm

$N_{pl,Rd}$ [kN] =	2069
$V_{pl,Rd}$ [kN] =	760
A_v [m ²] =	0.0038950
τ_{pD} [-] =	0.2729
η [-] =	0.9973

$M_{pl,Rd}$ [kNm] =	103	FLESSIONE PURA	A
$M_{V,Rd}$ [kNm] =	103	FLESSIONE + TAGLIO	B
$N_{V,Rd}$ [kN] =	2069	AZIONE ASSIALE + TAGLIO	C
$M_{N,Rd}$ [kNm] =	103	PRESSOFLESSIONE	D
$M_{V,N,Rd}$ [kNm] =	103	PRESSOFLESSIONE + TAGLIO	E

7.2.3 Sezione TIPO 3

Si verifica che vale (flessione e taglio):

$$M_{V,Rd} = 103 \text{ kNm} > 64 \text{ kNm} = M_d$$

TIPO ACCIAIO (Fe):	510 MPa
COEFFICIENTE PARZIALE SU ACCIAIO (γ_{m0}):	1.05 --
MODULO ELASTICO (E):	2.1E+8 kPa
SNERVAMENTO (f_y):	355 MPa
AMMISSIBILE (σ_{amm}):	240 MPa

DIAMETRO ESTERNO (D_e):	168.30 mm
SPESSORE (s):	12.5 mm
COEFFICIENTE ϵ :	0.81 CLASSE 1
PESO (q):	48.0 kg/m
RAGGIO D'INERZIA (i):	5.53 cm
AREA (A) :	61.18 cm ²
MOMENTO D'INERZIA (J):	1868.35 cm ⁴
MODULO RESISTENTE (W):	222.03 cm ³
MODULO PLASTICO (Wpl):	304.07 cm ³

AZIONE ASSIALE DI CALCOLO (N_{Ed}) =	0 kN
AZIONE DI TAGLIO DI CALCOLO (V_{Ed}) =	57 kN
MOMENTO DI CALCOLO (M_{Ed}) =	64 kNm

$N_{pl,Rd}$ [kN] =	2069
$V_{pl,Rd}$ [kN] =	760
A_v [m ²] =	0.0038950
τ_{pD} [-] =	0.2774
η [-] =	0.9972

$M_{pl,Rd}$ [kNm] =	103	FLESSIONE PURA	A
$M_{V,Rd}$ [kNm] =	103	FLESSIONE + TAGLIO	B
$N_{V,Rd}$ [kN] =	2069	AZIONE ASSIALE + TAGLIO	C
$M_{N,Rd}$ [kNm] =	103	PRESSOFLESSIONE	D
$M_{V,N,Rd}$ [kNm] =	103	PRESSOFLESSIONE + TAGLIO	E

7.3 VERIFICA ALLO SFILAMENTO DEI MICROPALI INCLINATI

7.3.1 Sezione tipo 1

Si ha:

T_{max} = azione assiale massima nei micropali inclinati = 227kN

R_d^* = resistenza a sfilamento a ml = $\pi \cdot D_b \cdot \tau / (\xi_{a3} \cdot \gamma_R) = 3.14 \times 0.24 \times 80 / 1.80 / 1.10 \cong 30.5 \text{ kN/m}$

Considerando come lunghezza "utile" ai fini della resistenza a sfilamento il solo tratto di micropalo esterno al cuneo di rottura (piano inclinato di $45^\circ - \phi/2$ sulla verticale a partire da 1m da fondo scavo) si ottiene:

$$L_b = \text{lunghezza tratto di micropalo esterna a cuneo di rottura} \cong 7.5 \text{ m}$$

Da cui:

R_d = resistenza a sfilamento = $R_d^* \cdot L_b \cong 229 \text{ kN}$

Si verifica pertanto che vale quanto segue:

$$T_{max} = 227 \text{ kN} < 229 \text{ kN} = R_d$$

7.3.2 Sezione tipo 2

Si ha:

T_{max} = azione assiale massima nei micropali inclinati = 69kN

R_d^* = resistenza a sfilamento a ml = $\pi \cdot D_b \cdot \tau / (\xi_{a3} \cdot \gamma_R) = 3.14 \times 0.24 \times 80 / 1.80 / 1.10 \cong 30.5 \text{ kN/m}$

Considerando come lunghezza "utile" ai fini della resistenza a sfilamento il solo tratto di micropalo esterno al cuneo di rottura (piano inclinato di $45^\circ - \phi/2$ sulla verticale a partire da 1m da fondo scavo) si ottiene:

$$L_b = \text{lunghezza tratto di micropalo esterna a cuneo di rottura} \cong 10 \text{ m}$$

Da cui:

R_d = resistenza a sfilamento = $R_d^* \cdot L_b \cong 305 \text{ kN}$

Si verifica pertanto che vale quanto segue:

$$T_{max} = 69 \text{ kN} < 305 \text{ kN} = R_d$$

7.4 VERIFICA DEI TIRANTI SEZIONE TIPO 2

7.4.1 Verifica a sfilamento

Con riferimento a quanto indicato nel §5.4.2 si calcola ($L_b = 15\text{m}$):

$$R_d = [\pi \cdot D_b \cdot \tau / (\xi_{a3} \cdot \gamma_R)] \cdot L_b = 3.14 \cdot 0.16\text{m} \cdot 80\text{kPa} / (1.80 \cdot 1.10)] \cdot 15\text{m} \approx 304\text{kN}$$

Si verifica pertanto:

$$R_d = 304\text{kN} \geq 252\text{kN} = T_{\max}$$

7.4.2 Verifica a rottura della barra

Con riferimento a quanto indicato nel §5.4.3 si verifica (barre Dywidag $\Phi 32$):

$$T_k = 664\text{kN} \geq 252\text{kN} = T_{\max}$$

7.5 VERIFICA DEI TIRANTI SEZIONE TIPO 3

7.5.1 Verifica a sfilamento

Con riferimento a quanto indicato nel §5.4.2 si calcola ($L_b = 15\text{m}$):

$$R_d = [\pi \cdot D_b \cdot \tau / (\xi_{a3} \cdot \gamma_R)] \cdot L_b = 3.14 \cdot 0.16\text{m} \cdot 80\text{kPa} / (1.80 \cdot 1.10)] \cdot 15\text{m} \approx 304\text{kN}$$

Si verifica pertanto:

$$\text{Primo livello: } R_d = 304\text{kN} \geq 296\text{kN} = T_{\max-1}$$

$$\text{Secondo livello: } R_d = 304\text{kN} \geq 244\text{kN} = T_{\max-2}$$

7.5.2 Verifica a rottura della barra

Con riferimento a quanto indicato nel §5.4.3 si verifica (barre Dywidag $\Phi 32$):

$$T_k = 664\text{kN} \geq 296\text{kN} = T_{\max}$$

7.6 VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONE DEI TIRANTI SEZIONE TIPO 2

Si verificano le travi di ripartizione dei tiranti (2xHEB160 – acciaio S355) facendo riferimento allo schema statico di una trave continua a 3 campate in semplice appoggio. Si può scrivere:

$$T_{\max} = \text{azione assiale massima nei tiranti} = 252\text{kN}$$

$$i = \text{interasse tiranti} = 3.2\text{m}$$

da cui:

$$M_{\max} = \text{momento flettente massimo} = T_{\max} \cdot i / 10 = 81\text{kNm}$$

$$V_{\max} = \text{azione di taglio massima} = 0.6 \cdot T_{\max} = 151\text{kN}$$

Essendo:

$$W_{\text{pl},y} = \text{momento plastico} = 2 \times 354 = 708\text{cm}^3$$

$$A_{vz} = \text{area resistente a taglio} = 2 \times 17.59 = 35.18\text{cm}^2$$

$$M_{\text{Rd}} = \text{momento resistente della sezione} = W_{\text{pl},y} \cdot f_y / \gamma_{\text{M0}} \cong 239\text{kNm}$$

$$V_{\text{Rd}} = \text{Taglio resistente della sezione} = (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{vz} / \gamma_{\text{M0}} \cong 687\text{kN}$$

Si verifica che vale quanto segue:

$$M_{\max} = 81\text{kNm} < M_{\text{Rd}} = 239\text{kNm}$$

$$V_{\max} = 151\text{kN} < V_{\text{Rd}} = 687\text{kN}$$

7.7 VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONE DEI TIRANTI SEZIONE TIPO 3

Si verificano le travi di ripartizione dei tiranti (2xHEB160 – acciaio S355) facendo riferimento allo schema statico di una trave continua a 3 campate in semplice appoggio.

Nel caso peggiore del tirante superiore si ottiene:

$$T_{\max} = \text{azione assiale massima nei tiranti} = 296\text{kN}$$

$$i = \text{interasse tiranti} = 2.0\text{m}$$

da cui:

$$M_{\max} = \text{momento flettente massimo} = T_{\max} \cdot i / 10 = 60\text{kNm}$$

$$V_{\max} = \text{azione di taglio massima} = 0.6 \cdot T_{\max} = 178\text{kN}$$

Essendo:

$$W_{\text{pl},y} = \text{momento plastico} = 2 \times 354 = 708\text{cm}^3$$

$$A_{vz} = \text{area resistente a taglio} = 2 \times 17.59 = 35.18\text{cm}^2$$

$$M_{\text{Rd}} = \text{momento resistente della sezione} = W_{\text{pl},y} \cdot f_y / \gamma_{\text{M0}} \cong 239\text{kNm}$$

$$V_{\text{Rd}} = \text{Taglio resistente della sezione} = (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{vz} / \gamma_{\text{M0}} \cong 687\text{kN}$$

Si verifica che vale quanto segue:

$$M_{\max} = 60\text{kNm} < M_{\text{Rd}} = 239\text{kNm}$$

$$V_{\max} = 178\text{kN} < V_{\text{Rd}} = 687\text{kN}$$

7.8 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state svolte per le due sezioni tipo considerando le seguenti ipotesi di calcolo:

- Il contributo stabilizzante dei micropali è stato tenuto in conto considerando un'aliquota del taglio resistente della sola armatura pari al 50% ($V_{p, Rd} = 760 \text{ kN} \times 0.5 = 380 \text{ kN}$) mentre il contributo stabilizzante dei tiranti è dato dalla resistenza a sfilamento del bulbo di fondazione.
- Il carico da traffico agente sulla sede stradale in fase di scavo è stato tenuto in conto mediante una pressione uniforme di entità pari a 20kPa (valore "caratteristico").

I risultati ottenuti sono riassunti nelle seguenti figure n.7.1÷7.3. Si osserva che in tutti i casi il coefficiente di sicurezza (FS) risulta superiore al limite di Normativa ($\gamma_R = 1.10$). Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo di cui all'allegato 1, 2 e 3.

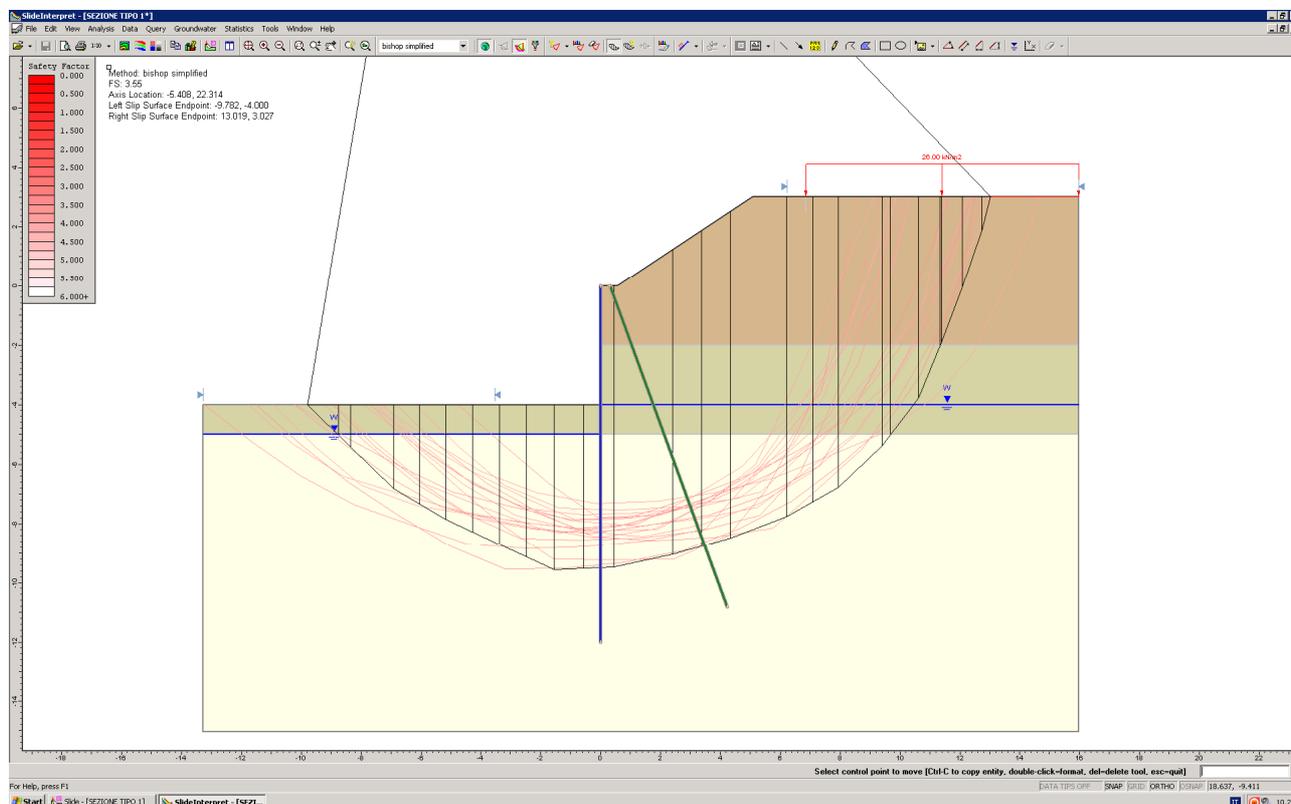


Figura n.7.1 – Verifiche di stabilità globale – Sezione tipo 1

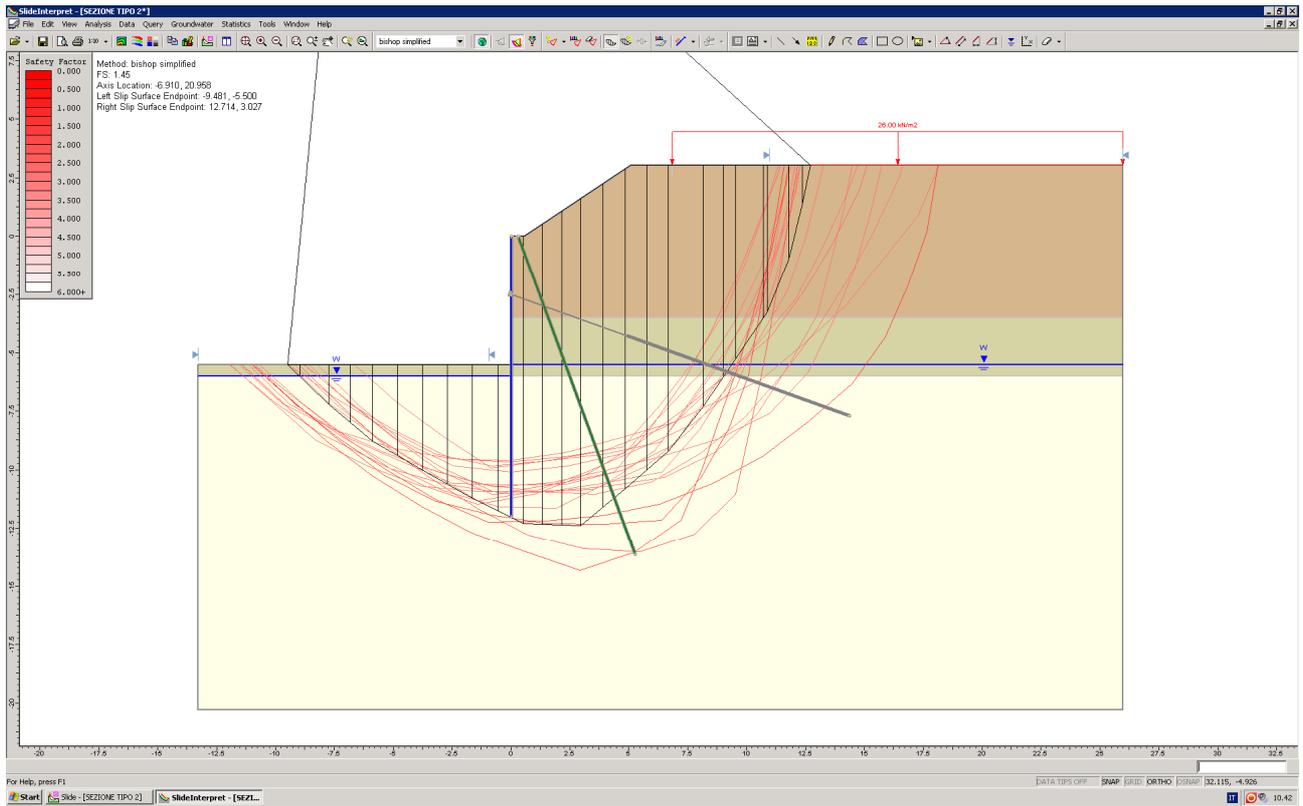


Figura n.7.2 – Verifiche di stabilità globale – Sezione tipo 2

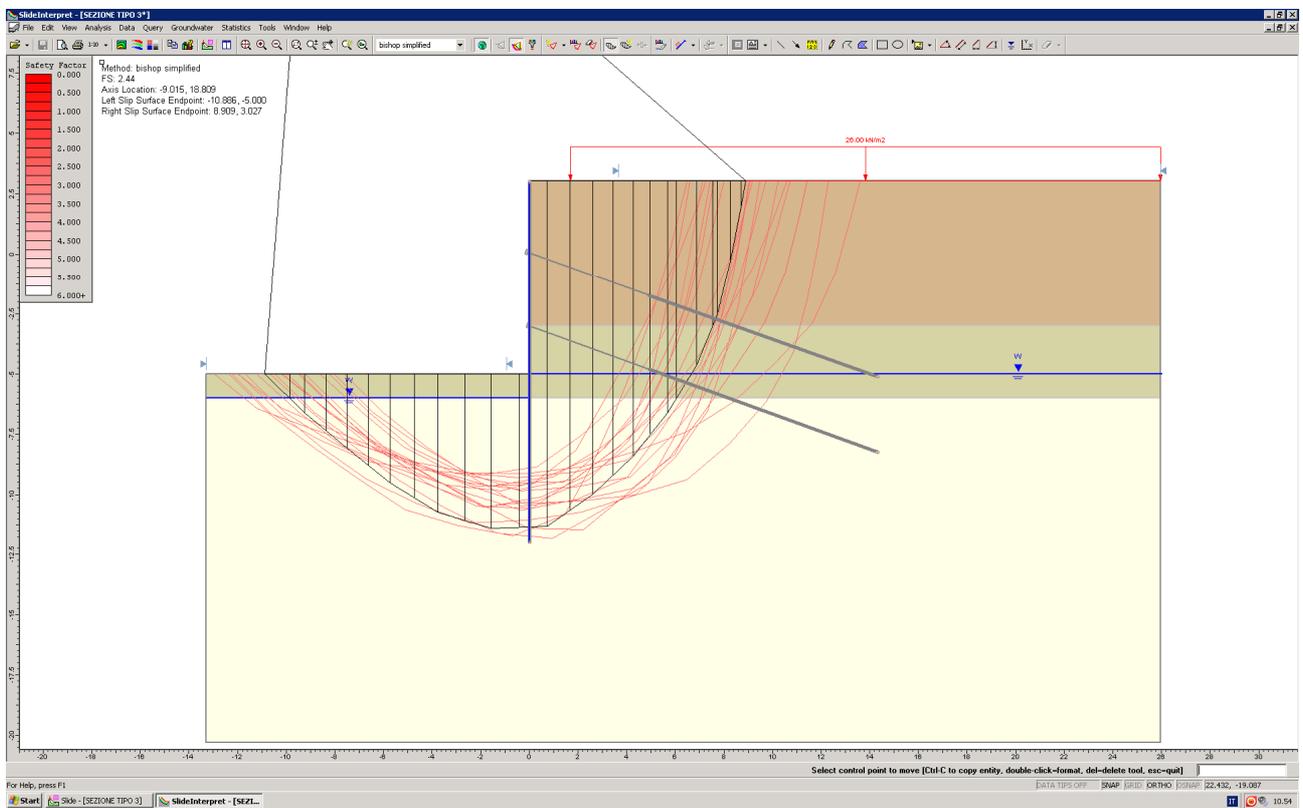


Figura n.8.3 – Verifiche di stabilità globale – Sezione tipo 3

8 MURO IN BLOCCHI MODULARI DI CLS – METODI DI CALCOLO

Il muro in blocchi modulari di cls viene modellato come opera a gravità con peso specifico pari a 25kN/m³. Si analizza la sezione di sottoscarpa con 3 livelli di blocchi e rilevato a tergo di 1m di altezza (con scarpata 3:2).

8.1 CODICE DI CALCOLO

L'analisi dell'opera viene svolta con l'ausilio del codice di calcolo **MAX15** (Geostru) che consente di definire i valori di spinta dovuti alla terra ed alle azioni esterne mediante più generale (*Culmann*) basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite.

Tale metodo, che adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb, consente di analizzare situazioni con profilo del terreno a tergo del muro di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti.

I passi del procedimento risolutivo implementati sono i seguenti:

1. si ipotizza una superficie di rottura piana (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
2. si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
3. dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.
4. I passi da 1 a 3 vengono iterati fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima

8.2 VERIFICHE

8.2.1 Verifica di ribaltamento

Si fa riferimento al paragrafo n.6.5.3.1.1 e 7.11.6.2.2 delle NTC-2018. La verifica a ribaltamento viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 2
- Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si verifica che valga:

$$M_{d-r} \leq (M_{d-s} / \gamma_R)$$

dove:

M_{d-r} = momento di calcolo ribaltante da calcolo muro

M_{d-s} = momento di calcolo stabilizzante da calcolo muro

γ_{R-s} = coefficiente globale sulla resistenza in **cond. statiche** = 1.15 (tab 6.5.I)

γ_{R-e} = coefficiente globale sulla resistenza in **cond. sismiche** = 1.0 (tab 7.11.III)

8.2.2 Verifica di scorrimento sul piano di posa

Si fa riferimento al paragrafo n.6.4.2.1 e 7.11.5.3.1 delle NTC-2018. La verifica di scorrimento sul piano di posa viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 2
- Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si verifica che valga:

$$H_d \leq (R_d / \gamma_R)$$

Dove:

H_d = azione orizzontale di calcolo all'imposta della fondazione da calcolo del muro

R_d = resistenza di calcolo allo scorrimento

γ_{R_s} = coefficiente globale sulla resistenza in **cond. statiche** = 1.1 (tab 6.5.I)

γ_{R_e} = coefficiente globale sulla resistenza in **cond. sismiche** = 1.0 (tab 7.11.III)

La resistenza di calcolo allo scorrimento viene definita sulla base della seguente espressione:

$$R_d = N_d \tan(\delta_d)$$

dove:

N_d = azione assiale da calcolo del muro

Nel caso di fondazione con dente, viene messa in conto la resistenza passiva che si sviluppa lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ϱ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo volto a determinare il coefficiente di sicurezza a scorrimento minimo. In funzione della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale.

8.2.3 Verifica di capacità portante

Si fa riferimento al paragrafo n. 6.5.3.1.1 e 7.11.6.2.2 delle NTC-2018. La verifica di capacità portante del terreno viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 2
- Coefficienti parziali: A_1, M_1, R_3

Si verifica che valga:

$$q_d \leq (q_{lim} / \gamma_R)$$

Dove:

q_d = pressione media (Meyerhof) all'imposta

q_{lim} = resistenza limite del terreno

γ_{R_s} = coefficiente globale sulla resistenza in **cond. statiche** = 1.4 (tab 6.5.I)

γ_{R_e} = coefficiente globale sulla resistenza in **cond. sismiche** = 1.2 (tab 7.11.III)

8.2.4 Verifica di stabilità globale

Si fa riferimento al paragrafo n.6.8.2 e 7.11.4 delle NTC-2018. La verifica di stabilità viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 1
- Combinazione: 2
- Coefficienti parziali: A_2, M_2, R_2 (vedere tabella n.5.1)

Si verifica che valga:

$$\tau_m \leq (\tau_s / \gamma_R)$$

Dove:

τ_m = sforzo di taglio mobilitato

τ_s = sforzo di taglio disponibile

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo (NTC - §6.8.2 e 7.11.4)

I valori delle forze mobilitanti e resistenti sono definiti in rapporto ai coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.8.I e 7.11.4 delle NTC) di cui alla tabella n.8.1:

VERIFICA	γ_F			γ_M			γ_R
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	tan(ϕ')	c'	C _u	
	Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	Permanenti non definiti					
STATICA	1.0	1.3	1.3	1.25	1.25	1.40	1.1
SISMA_SLV	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾	1.2

⁽¹⁾ §7.11.4 NTC

Tabella n.8.1- Coefficienti parziali

Per il calcolo della superficie di rottura si ricorre al metodo dell'equilibri limite proposto da **Bishop** (1965). La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Detta superficie viene definita su una maglia di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il solido in potenziale movimento è suddiviso in 25 elementi.

Le equazioni di equilibrio applicate al generico elemento sono di seguito riassunte:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Con:

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

Dove:

n = numero di elementi (25)

b_i = lunghezza base dell'elemento i-esimo

α_i = inclinazione della base dell'elemento i-esimo

W_i = peso dell'elemento i-esimo

8.3 ANALISI DEI CARICHI

8.3.1 Pesì propri

Per gli elementi prefabbricati si considera un peso proprio pari a 25kN/m³

8.3.2 Spinta della terra

Come anticipato per il calcolo della spinta della terra si fa riferimento al metodo di *Culmann* (o metodo del cuneo di tentativo) implementato automaticamente nel codice di calcolo **MAX-15**. Vista la tipologia delle opere si fa riferimento ad un regime di **spinta "attiva"**

8.3.3 Sovraccarichi

Si tiene conto del carico dovuto ai mezzi di cantiere che operano a tergo muro mediante una pressione omogenea pari a 20kPa (valore "caratteristico").

8.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Con riferimento all'approccio progettuale scelto per l'analisi dell'opera (Approccio 2 – A1+M1+R3), sulla base delle condizioni di carico definite nei paragrafi precedenti il codice di calcolo genera automaticamente 6 combinazioni di carico come di seguito indicato (per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo di cui all'allegato 4).

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2)

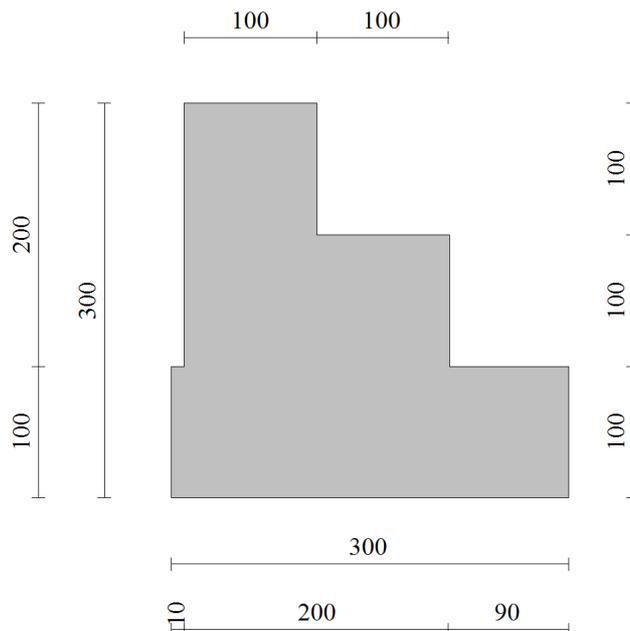
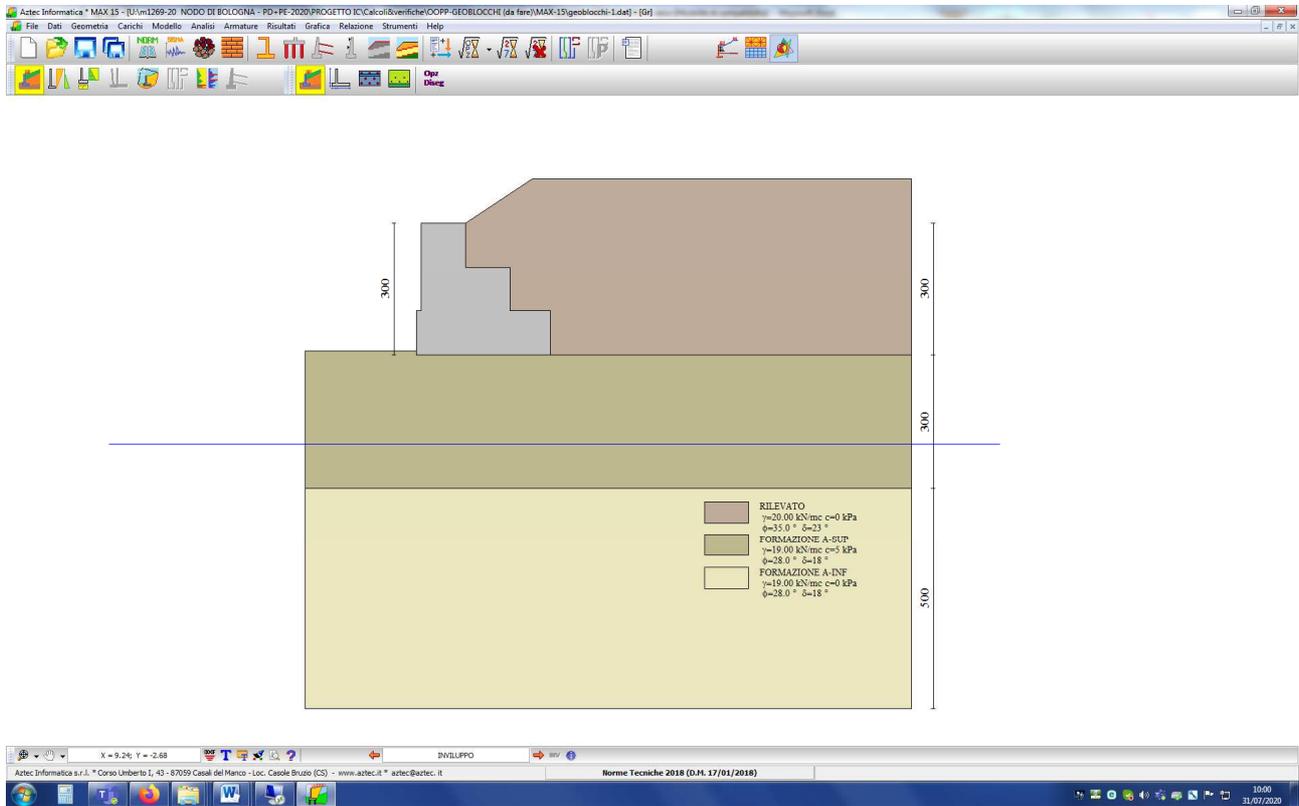
Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - EQU (A1-M1-R3)

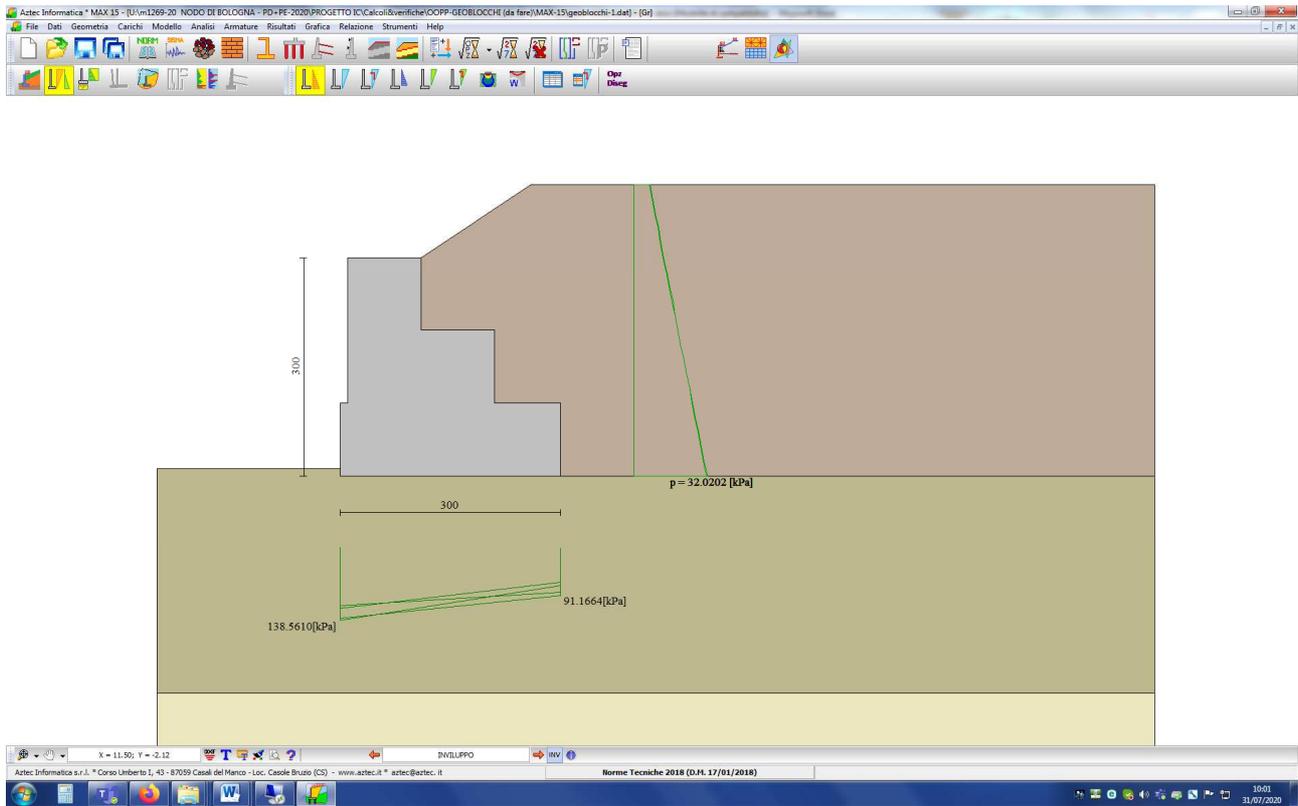
Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

9 MURO IN BLOCCHI MODULARI DI CLS – ANALISI E RISULTATI

Nella seguente figura è illustrato il modello di calcolo.



Nel seguito è illustrato il dettaglio delle azioni nelle varie combinazioni di carico.



Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti in termini di coefficienti di sicurezza. Per maggiori dettagli si rimanda al tabulato di calcolo raccolto in allegato 4. Si osserva che tutte le verifiche sono soddisfatte.

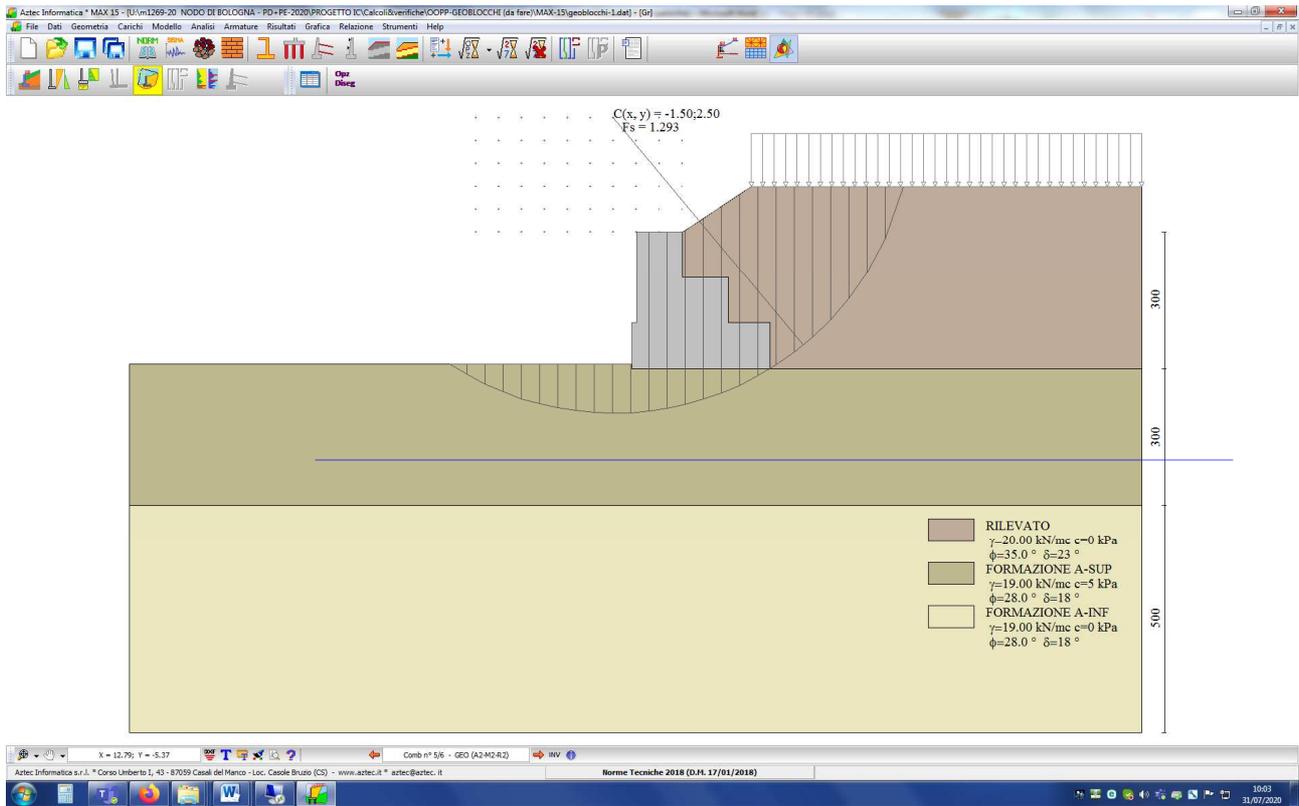
Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.234		1.484	
2 - STR (A1-M1-R3)		1.548		1.513	
3 - STR (A1-M1-R3)		1.342		1.603	
4 - STR (A1-M1-R3)		1.439		1.438	
5 - GEO (A2-M2-R2)					1.293
6 - EQU (A1-M1-R3)			4.309		

Di seguito dettaglio analisi di stabilità globale (combo 5).



10 PARATIA DI PALI SECANTI OPERA OI012 – IPOTESI DI CALCOLO

10.1 CODICE DI CALCOLO

L'analisi di interazione terreno-struttura è svolta con l'ausilio del codice di calcolo "PARATIE-PLUS 20" commercializzato da Harpaeas.

L'opera di sostegno viene modellata come opera "opera flessibile" in condizioni di simmetria piana nelle deformazioni (2D) considerando le seguenti ipotesi di tipo "generale".

- Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita).
- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici.
- Solutore agli elementi finiti (FEM).
- Eventuali contrasti modellati per mezzo di molle di opportuna rigidezza.
- Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica.
- Mobilitazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta "a riposo" (k_0). I valori massimi e minimi della spinta vengono definiti in funzione dei coefficienti di spinta "passiva" (K_p) e "attiva" (K_a) rispettivamente.

10.1.1 Legame costitutivo

Per i dettagli si rimanda al manuale di teoria del codice di calcolo *PARATIE-PLUS*. Da un punto di vista generale la legge costitutiva del terreno viene definita da due sottoclassi di parametri: parametri di spinta (K_0 , K_a e K_p) e parametri di deformabilità.

Per quanto concerne i **parametri di spinta**, si rimanda al capitolo successivo. I **parametri di deformabilità** del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle equivalenti. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse, k , è data da

$$k = E / L$$

ove E è un modulo di rigidezza del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Il parametro E può essere definito in funzione dello stato tensionale o assunto costante e tiene conto degli effetti dello scarico/ricarico mediante opportuni coefficienti moltiplicativi (da 3 a 10 nel caso delle argille e da 1.5 a 3.0 nel caso delle sabbie/ghiaie).

10.2 ANALISI DELLA STRUTTURA

In accordo al §6.2.4.1.3 (NTC) l'analisi di interazione terreno-struttura viene svolta con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

In accordo a §6.5.3.1.2 le verifiche vengono svolte considerando l'Approccio 1 che prevede le combinazioni STR e GEO e impone (vedere §2.6.1) che "[...] in tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti [...]".

Per quanto attiene la verifica strutturale si impone che non si possano formare cerniere plastiche (comportamento non dissipativo) ricorrendo ad un legame costitutivo del calcestruzzo di tipo elastico ("prima plasticizzazione").

Nello specifico il calcolo viene svolto in 4 differenti combinazioni:

- Nominale (tutti coefficienti parziali unitari)
- SLE-Rara
- SLU - A1-M1-R1 (R3 per i tiranti)
- SLU - A2-M2-R1

10.2.1 Spinta della terra

il coefficiente di spinta a riposo (K_o) fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace quella verticale efficace e dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_o = K_o^{NC} (OCR)^m$$

dove:

$$K_o^{NC} = 1 - \sin(\phi')$$

OCR = grado di sovraconsolidazione

m = parametro empirico compreso tra 0.4 e 0.7; Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979)

Il coefficiente di spinta attiva (K_a) e di spinta passiva (K_p) vengono valutati ricorrendo alla correlazione di Caquot & Kerisel (1948) valida per superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica) ed in grado di tenere conto dell'attrito tra paratia e terreno (δ). Quest'ultimo parametro viene in genere assunto pari a:

$$\delta/\phi = 0.67$$

10.3 CRITERI DI VERIFICA

10.3.1 Verifiche strutturali

La verifica strutturale dei pali viene svolta con riferimento alla teoria dello stato limite considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali di Norma secondo le classi definite negli elaborati grafici di progetto. Per quanto attiene la verifica delle sezioni in c.a. si impone che non si possano formare cerniere plastiche (**comportamento non dissipativo**) ricorrendo ad un legame costitutivo del calcestruzzo di tipo elastico ("prima plasticizzazione").

10.3.2 Verifica della lunghezza di immersione dei pali

La lunghezza di immersione dei pali di fondazione viene definita sulla base del più restrittivo dei seguenti criteri:

- D. Garanzia nei riguardi della stabilità globale dell'opera.
- E. Immorsamento minimo al di sotto della quota di fondo scavo 5.0m
- F. Mobilitazione della spinta passiva non superiore all'90% della spinta potenzialmente mobilitabile in condizioni più gravose.

10.3.3 Verifica di stabilità globale

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le complesse problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.). La letteratura tecnica documenta numerosi metodi per il calcolo del fattore di sicurezza; tra di essi si è optato per quello proposto da **Morghestern & Price per superfici di rottura di forma cilindrica**.

Ai fini della stabilità globale i pali vengono considerati come elementi strutturali atti ad imporre che le potenziali superfici di rottura debbano passare al di sotto della base degli stessi.

La verifica di stabilità viene svolta sotto le seguenti ipotesi (si fa riferimento al paragrafo n.6.8.2 e 7.11.4 delle NTC):

Approccio di calcolo: 1 – C2
Stato limite (SLU): GEO
Coefficienti parziali: A_2, M_2, R_2 (vedere tabella n.5.1)

Si verifica che valga:

$$\tau_m \leq \tau_s / \gamma_R$$

Dove:

τ_m = sforzo di taglio mobilitato (da calcolare con fattori di cui a tabella n.10.1)

τ_s = sforzo di taglio disponibile (da calcolare con fattori di cui a tabella n.10.1)

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

VERIFICA	γ_F			γ_M				γ_R
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	$\tan(\phi')$	c'	c_u	q_u	
	Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	Permanenti non definiti						
STATICA	1.0	1.3	1.3	1.25	1.25	1.40		1.1
SISMA_SLV	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		1.2

Tabella n. 10.1 – Analisi di stabilità globale - Coefficienti parziali

10.4 CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE DI VERIFICA

La verifica viene svolta in corrispondenza della sezione con massima altezza di scavo considerando (vedere figura n.10.4):

H = altezza di scavo: 6.75m + 0.80m di cordolo

Paratia: pali secanto DN1000 interasse 700mm – L=22m + cordolo

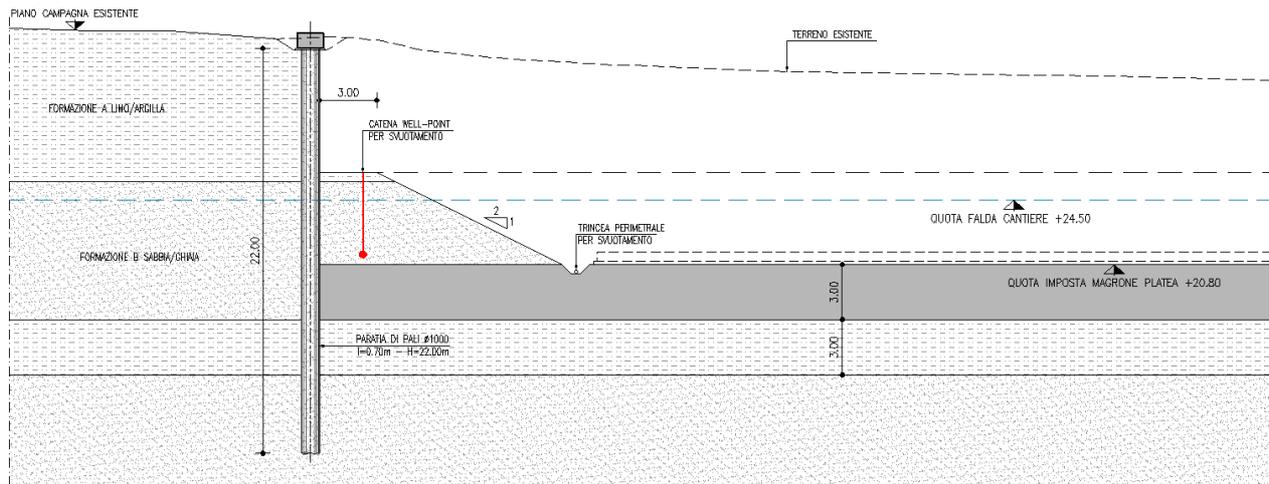


Figura 10.1 - Paratia di micropali secanti – Vasca di laminazione OI012

10.5 FASI ESECUTIVE

Si considerano le seguenti fasi esecutive di calcolo:

1. Inizializzazione sforzi
2. Realizzazione paratia e della trave di testa
3. Scavo a +26.00m con ulteriore ribasso con fronte inclinato 20° e falda ribassata a +20.80

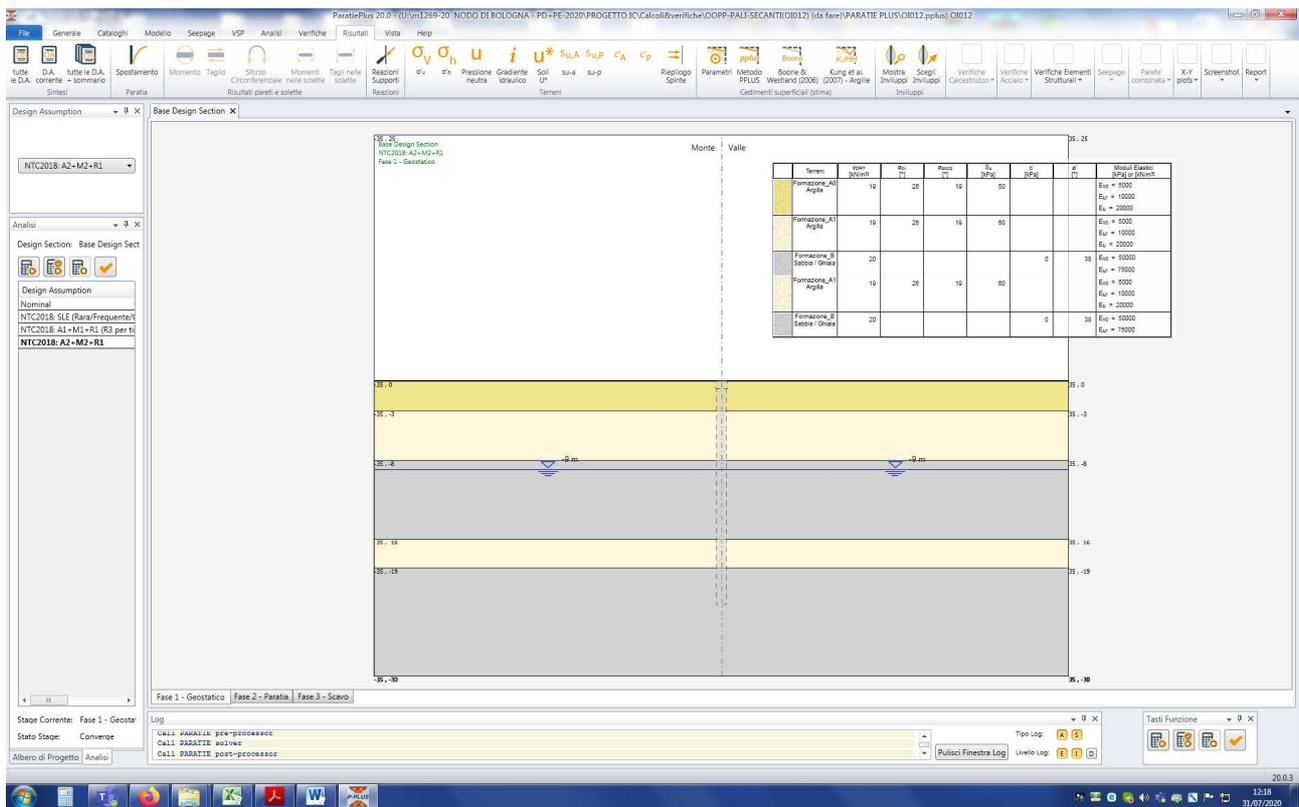


Figura n.10.2 - Inizializzazione sforzi

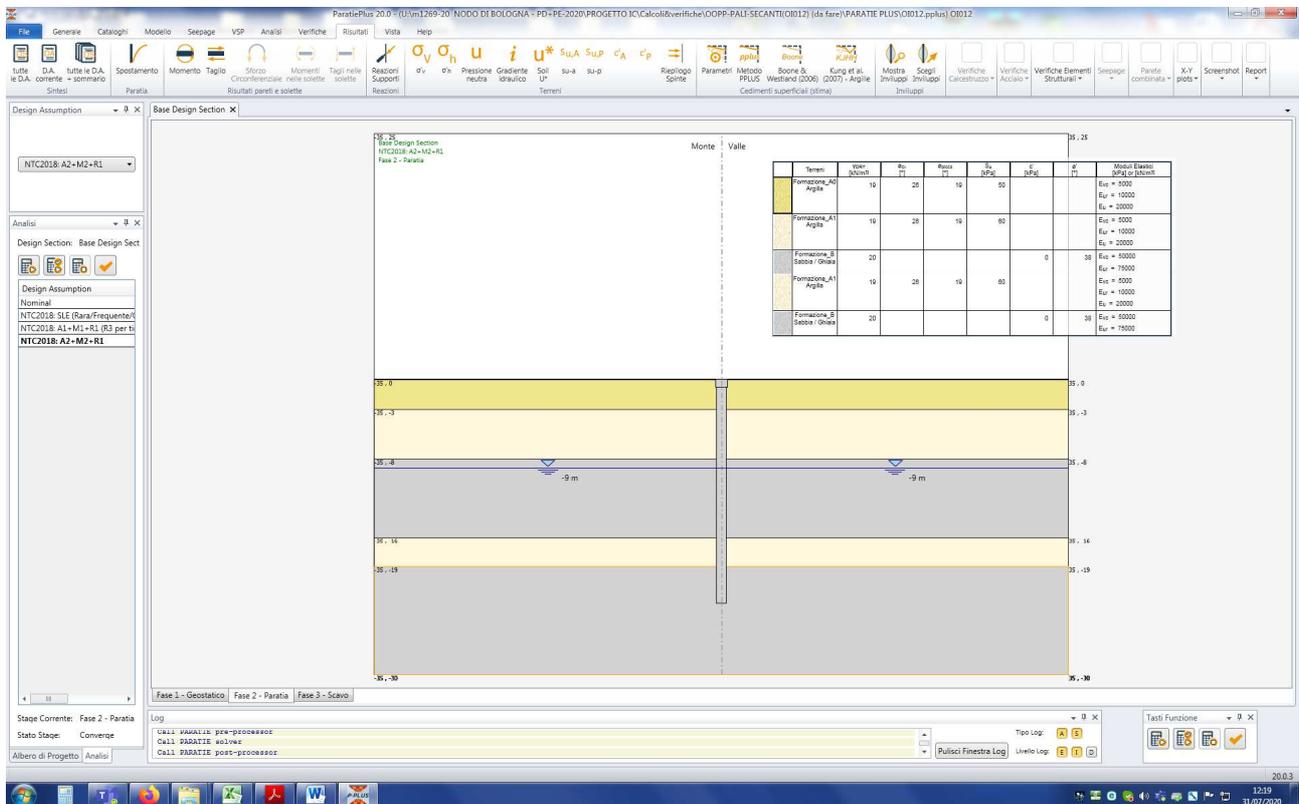


Figura n.10.3 - Realizzazione paratia e della trave di testa

11 PARATIA DI PALI SECANTI OPERA OI012 – RISULTATI E VERIFICHE

11.1 RISULTATI DELL'ANALISI

In tabella n.11.1 sono riassunti i principali risultati del calcolo. I valori indicati sono da intendersi come "di design" e sono già rapportati all'interasse dei pali (si considerano i soli secondari con interasse 0.70m).

S_{max}	45mm
M_{max}	1'120kNm \times 0.7m = 784kNm (a 11.4m da testa cordolo)
V_{max}	241kN \times 0.7m = 169kN (a 8m da testa cordolo)
K_p	32%

Legenda tabella n.11.1

S_{max} = spostamento laterale massimo

M_{max} = momento flettente massimo di "design"

V_{max} = azione di taglio massima di "design"

ΔK_p = percentuale di spinta passiva mobilata rispetto alla spinta passiva mobilabile

Nelle figure n.11.1÷11.3 sono illustrati rispettivamente l'andamento degli spostamenti orizzontali, il diagramma del momento flettente e dell'azione di taglio. I valori indicati sono da intendersi come involuppi "di design" per metro lineare di paratia.

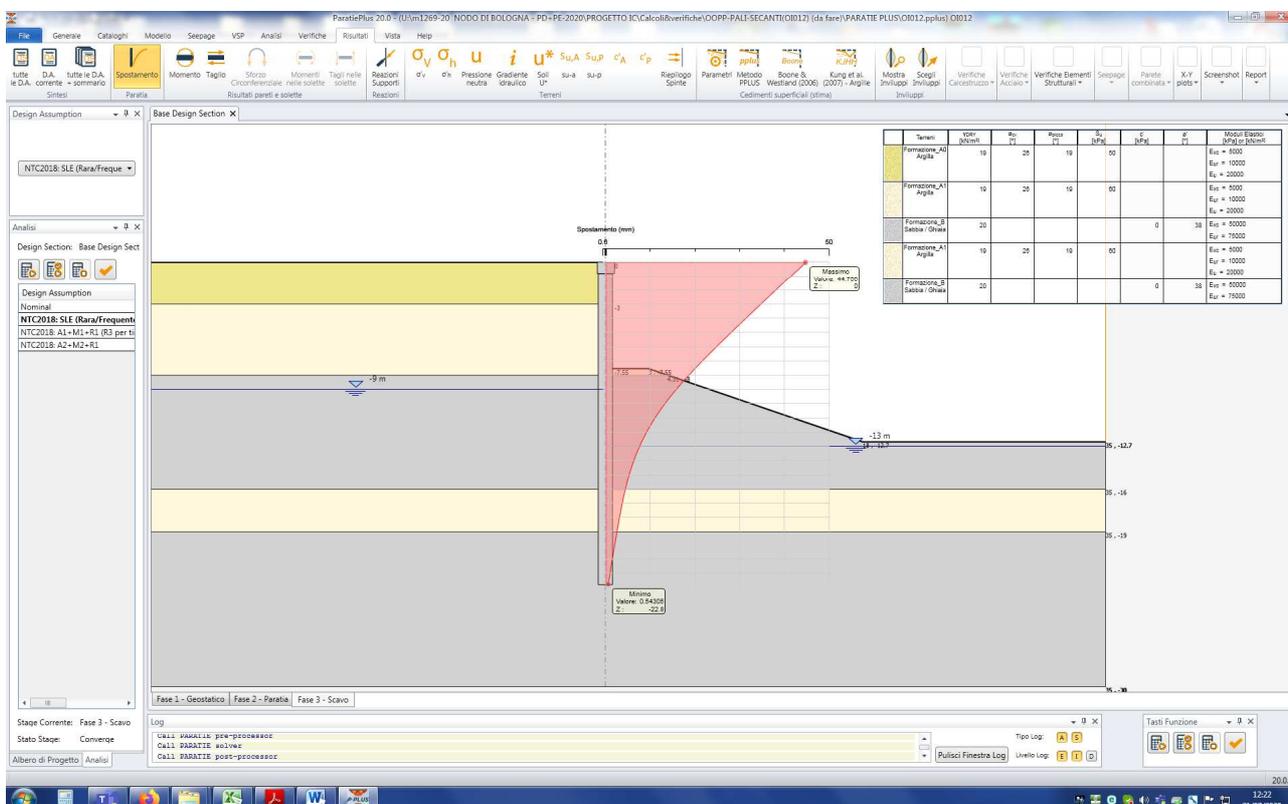


Figura n. 11.1 – Spostamento orizzontale

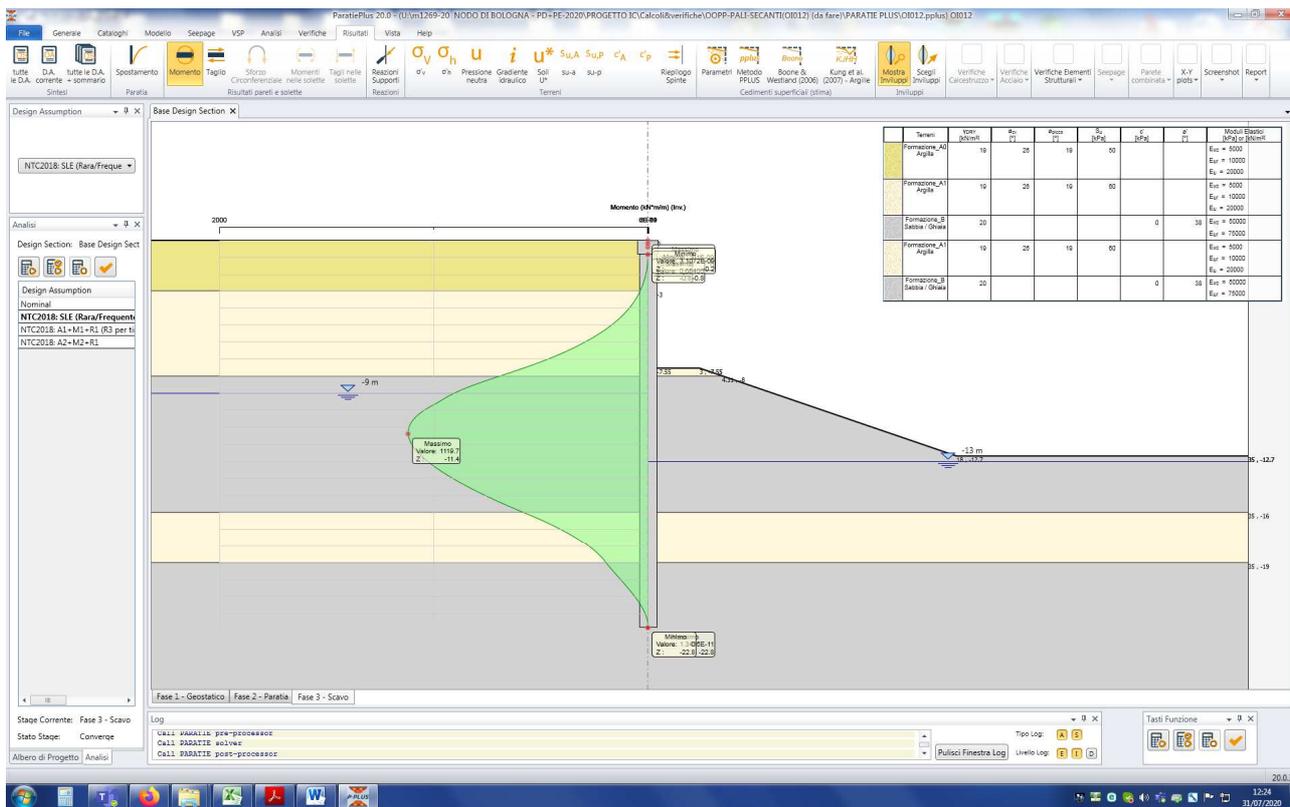


Figura n. 11.2 – Momento flettente

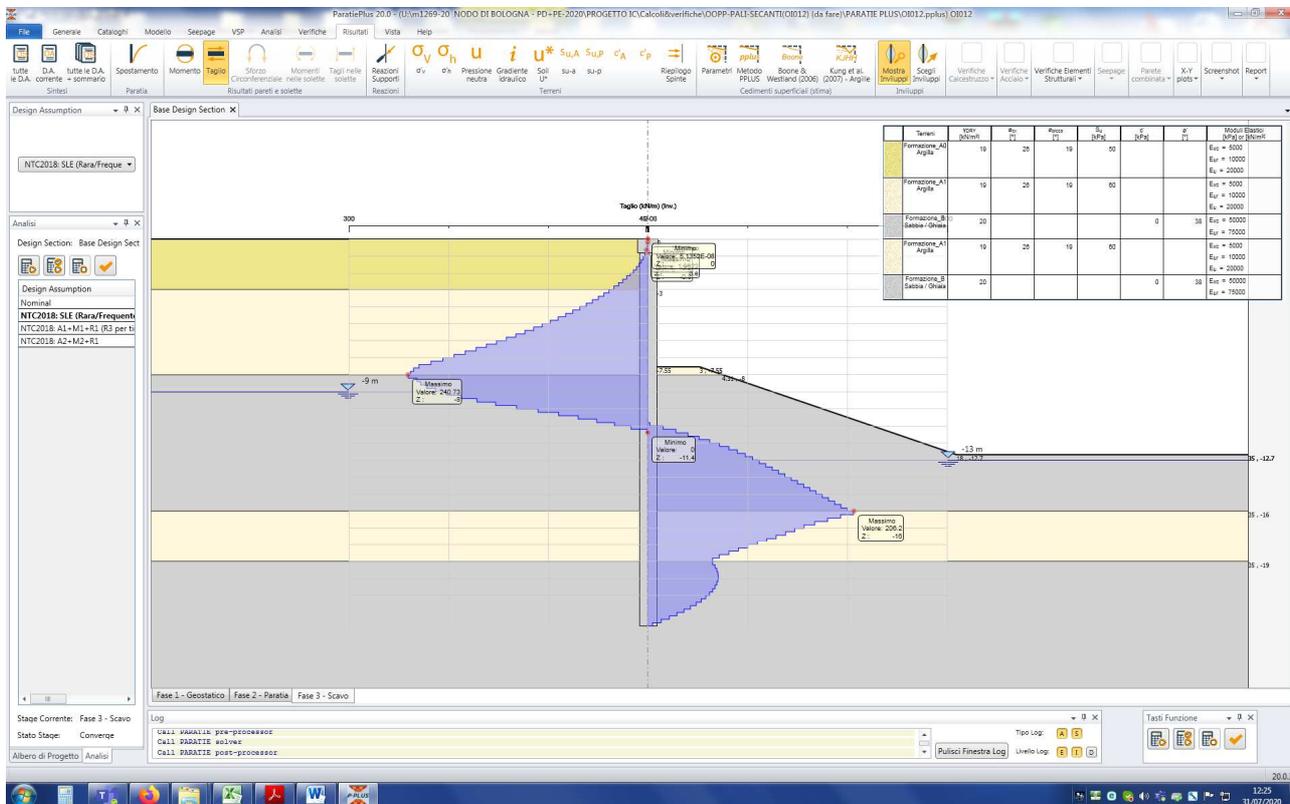


Figura n. 11.3 – Taglio

11.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.2.1 Verifica dell'imporsamento

Si riporta di seguito l'andamento della spinta passiva mobilitata nelle fasi di calcolo per la combinazione A2-M2. Si osserva che la massima percentuale di spinta mobilitata risulta pari al 32% ciò che risulta largamente ammissibile in accordo ai criteri di cui al §10.3.2.

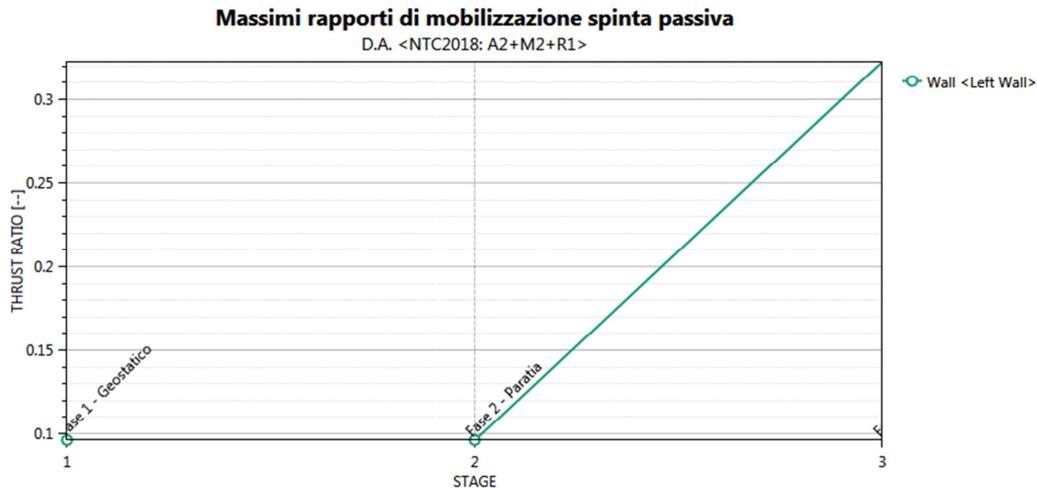


Figura n.11.4 – Taglio

11.2.2 Verifica di stabilità globale

In tabella n.11.2 sono riassunti i risultati delle analisi di stabilità in condizioni statiche per la configurazione di progetto. Nella successiva figure n.11.5 sono illustrati i risultati ottenuti.

ANALISI		METODO	FIGURA	FS _{min}	VERIFICA
CONFIGURAZIONE FINALE	STATICA	Morghestern con superficie circolare	11.5	2.61	FS _{min} = 2.61 ≥ 1.1 = γ _R

Tabella n.11.2 – Analisi di stabilità – coefficienti di sicurezza

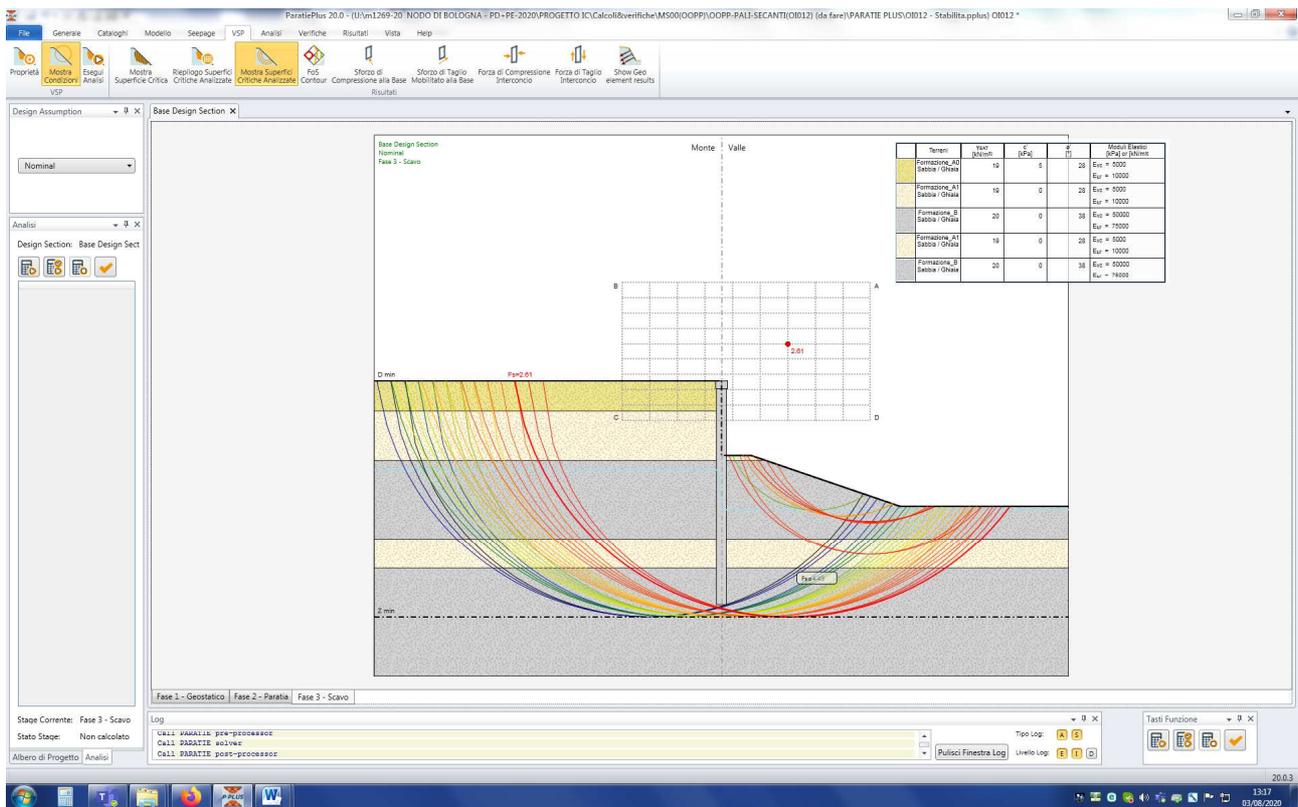


Figura n.11.5 – Analisi di stabilità – Configurazione finale – Verifica statica

11.3 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Si considera il solo palo secondario (DN1000 e interasse 70cm) trascurando l'armatura e la resistenza del primario. Si dispongono **30Φ20** longitudinali con **spirale Φ10/15cm**.

Segue tabulato di verifica.

DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: Pali

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	100.0	cm
Barre circonferenza:	30Ø20	(94.2 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	10.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	784.00	22.00	0.00
2	0.00	169.00	374.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.4	cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.0	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.
1	S	0.00	784.00			1.177	18.1	0.35	0.88
2	S	0.00	169.00			5.458	18.1	0.35	0.88

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00108	50.0	0.00074	40.0	-0.00196	-40.0
2	0.00108	50.0	0.00074	40.0	-0.00196	-40.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	10	mm	
Passo staffe:	15.0	cm	[Passo massimo di normativa = 16.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	10.5	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 3.5 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	22.00	0.00	1443.67	677.27	89.4 76.1	2.500	1.000	0.3
2	S	374.00	0.00	1443.67	677.27	89.4 76.1	2.500	1.000	5.8

12 ALLEGATO 1 – ANALISI DI STABILITÀ SEZIONE TIPO 1

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: SEZIONE TIPO 1

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Non-Circular Path Search
Number of Surfaces: 2000
Pseudo-Random Surfaces: Enabled
Convex Surfaces Only: Disabled
Segment Length: Auto Defined
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined
Upper Angle: Auto Defined
Lower Angle: Auto Defined

Loading

1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 26 kN/m²

Material Properties

Material: RILEVATO
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 29 degrees
Water Surface: Water Table
Hu value: automatically calculated

Material: FORMAZIONE A0
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: FORMAZIONE A1
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Support Properties

Support: PARATIA

PARATIA
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.33 m
Pile Shear Strength: 760 kN

Support: MICROPALO INC

MICROPALO INC
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 1.6 m
Pile Shear Strength: 760 kN

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 3.546020
Axis Location: -5.408, 22.314
Left Slip Surface Endpoint: -9.782, -4.000
Right Slip Surface Endpoint: 13.019, 3.027
Resisting Moment=124696 kN-m
Driving Moment=35165 kN-m

List of All Coordinates

Water Table

-13.288 -5.000
0.000 -5.000
0.000 -4.000
15.975 -3.997

Material Boundary

0.000 -2.000
1.028 -2.000
15.975 -2.000

Material Boundary

0.000 -8.500
0.000 -5.000
0.000 -4.000

Material Boundary

0.300 0.000
1.028 -2.000
2.120 -5.000
4.233 -10.806

Material Boundary

6.853 2.510
6.853 3.027

Material Boundary

-13.288 -5.000
0.000 -5.000
2.120 -5.000
15.975 -5.000

Distributed Load

15.975 3.027
6.853 3.027

External Boundary

15.975 3.027
6.853 3.027
5.084 3.027
0.550 0.004
0.000 0.000
0.000 -2.000
0.000 -4.000
-13.288 -4.000
-13.288 -5.000
-13.288 -15.029
15.975 -15.029
15.975 -5.000
15.975 -2.000

Support

0.300 0.000
4.233 -10.806

Support

0.000	0.000
0.000	-12.000

13 ALLEGATO 2 – ANALISI DI STABILITÀ SEZIONE TIPO 2

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: SEZIONE TIPO 2

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Non-Circular Path Search
Number of Surfaces: 2000
Pseudo-Random Surfaces: Enabled
Convex Surfaces Only: Disabled
Segment Length: Auto Defined
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined
Upper Angle: Auto Defined
Lower Angle: Auto Defined

Loading

1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 26 kN/m²

Material Properties

Material: RILEVATO
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 29 degrees
Water Surface: Water Table
Hu value: automatically calculated

Material: FORMAZIONE A0
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: FORMAZIONE A1
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Support Properties

Support: PARATIA

PARATIA
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.4 m
Pile Shear Strength: 760 kN

Support: MICROPALO INC

MICROPALO INC
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 1.6 m
Pile Shear Strength: 760 kN

Support: TIRANTE

TIRANTE
Support Type: Grouted Tieback
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 3.2 m
Tensile Capacity: 1000 kN
Plate Capacity: 1000 kN
Bond length: 10.000 m
Bond Strength: 20 kN/m

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 1.451330
Axis Location: -6.910, 20.958
Left Slip Surface Endpoint: -9.481, -5.500
Right Slip Surface Endpoint: 12.714, 3.027
Resisting Moment=54260.2 kN-m
Driving Moment=37386.6 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

0.000 -3.500
1.574 -3.500
2.747 -3.500
25.975 -3.500

Material Boundary

0.000 -10.500
0.000 -6.000
0.000 -5.500

Material Boundary

0.300 0.000
1.395 -3.008
1.574 -3.500
2.484 -6.000
5.259 -13.626

Material Boundary

6.853 2.510
6.853 3.027

Material Boundary

-13.288 -6.000
0.000 -6.000
2.484 -6.000
9.616 -6.000
25.975 -6.000

External Boundary

25.975 3.027
6.853 3.027
5.084 3.027
0.550 0.004
0.000 0.000
0.000 -2.500
0.000 -3.500
0.000 -5.500
-13.288 -5.500
-13.288 -6.000
-13.288 -20.299
25.975 -20.299
25.975 -6.000
25.975 -3.500

Water Table

-13.288 -6.000
0.000 -6.000
0.000 -5.500
25.975 -5.500

Distributed Load

25.975 3.027
6.853 3.027

Support

0.000 0.000
0.000 -12.000

Support

0.000 -2.500
14.375 -7.692

Support

0.300 0.000
5.259 -13.626

14 ALLEGATO 3 – ANALISI DI STABILITÀ SEZIONE TIPO 3

Slide Analysis Information

Document Name

File Name: SEZIONE TIPO 3

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Non-Circular Path Search
Number of Surfaces: 2000
Pseudo-Random Surfaces: Enabled
Convex Surfaces Only: Disabled
Segment Length: Auto Defined
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined
Upper Angle: Auto Defined
Lower Angle: Auto Defined

Loading

1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 26 kN/m²

Material Properties

Material: RILEVATO
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 29 degrees
Water Surface: Water Table
Hu value: automatically calculated

Material: FORMAZIONE A0
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 4 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Material: FORMAZIONE A1
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 23 degrees
Water Surface: Water Table
Custom Hu value: 1

Support Properties

Support: PARATIA

PARATIA
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 0.4 m
Pile Shear Strength: 760 kN

Support: TIRANTE

TIRANTE
Support Type: Grouted Tieback
Force Application: Active
Out-of-Plane Spacing: 2 m
Tensile Capacity: 1000 kN
Plate Capacity: 1000 kN
Bond length: 10.000 m
Bond Strength: 20 kN/m

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS: 2.444060
Axis Location: -9.015, 18.809
Left Slip Surface Endpoint: -10.886, -5.000
Right Slip Surface Endpoint: 8.909, 3.027
Resisting Moment=92308.8 kN-m
Driving Moment=37768.7 kN-m

List of All Coordinates

Material Boundary

0.000 -3.000
25.975 -3.000

Material Boundary

0.000 -10.500
0.000 -6.000
0.000 -5.000

Material Boundary

6.853 2.510
6.853 3.027

Material Boundary

-13.288 -6.000
0.000 -6.000
2.484 -6.000
9.616 -6.000
25.975 -6.000

External Boundary

25.975 3.027
6.853 3.027
5.084 3.027
0.526 3.027
0.000 3.027
0.000 -2.500
0.000 -3.000
0.000 -5.000
-13.288 -5.000
-13.288 -6.000
-13.288 -20.299
25.975 -20.299
25.975 -6.000
25.975 -3.000

Water Table

-13.288 -6.000
0.000 -6.000
0.000 -5.000
26.018 -5.000

Distributed Load

1.710 3.027
5.084 3.027
6.853 3.027
25.975 3.027

Support

-0.050 0.072
14.325 -5.120

Support

0.000 -3.000
14.322 -8.239

Support

0.000 3.000
0.000 -12.000

15 ALLEGATO 4 – TABULATO VERIFICA GEOBLOCCHI

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
<u>Calcestruzzo non armato</u>	
C	Classe di resistenza
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

Calcestruzzo non armato

n°	Descr	C	γ [kN/mc]	R _{ck} [kPa]	E [kPa]	ntc
3	Calcestruzzo non armato	Rck 250	25.0000	25000	30200389	0.50

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0.00	0.00	0.000
2	1.50	1.00	33.690
3	10.00	1.00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-8.00	-5.00	0.000
2	12.00	-5.00	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 1.00 [m]

Paramento

Materiale Calcestruzzo non armato
Altezza paramento 2.00 [m]
Altezza paramento libero 2.90 [m]

Geometria gradoni

Simbologia adottata

n° indice gradone (a partire dall'alto)
Bs, Bi Base superiore ed inferiore del gradone, espressa in [m]
H altezza del gradone, espressa in [m]
Ae, Ai inclinazione esterna ed interna del gradone espressa in [°]

n°	X [m]	Bs [m]	Bi [m]	H [m]	Ae [°]	Ai [°]
1	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
2	1.00	2.00	2.00	1.00	0.00	0.00

Fondazione

Materiale Calcestruzzo non armato
Lunghezza mensola di valle 0.10 [m]
Lunghezza mensola di monte 0.90 [m]
Lunghezza totale 3.00 [m]
Inclinazione piano di posa 0.00 [°]
Spessore 1.00 [m]
Spessore magrone 0.00 [m]

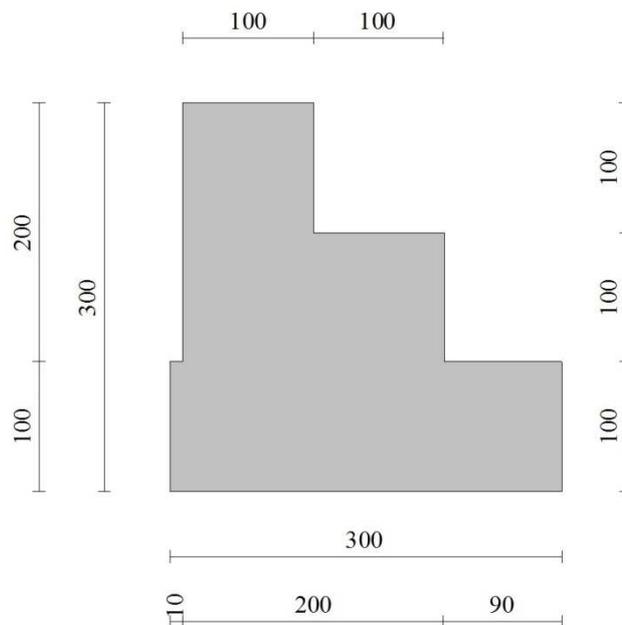


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kPa]
Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
tl	Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c_a [kPa]	Cesp	tl [kPa]
1	RILEVATO	20.0000	20.0000	35.000	23.000	0	0	---	---
2	FORMAZIONE B	20.0000	20.0000	38.000	25.000	0	0	---	---
3	FORMAZIONE A-SUP	19.0000	19.0000	28.000	18.000	5	0	---	---
4	FORMAZIONE A-INF	19.0000	19.0000	28.000	18.000	0	0	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
Per calcolo pali (solo se presenti)	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kst_{sta} Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	3.00	0.000	RILEVATO	---	---	---	---	---
2	3.00	0.000	FORMAZIONE A-SUP	---	---	---	---	---
3	5.00	0.000	FORMAZIONE A-INF	---	---	---	---	---

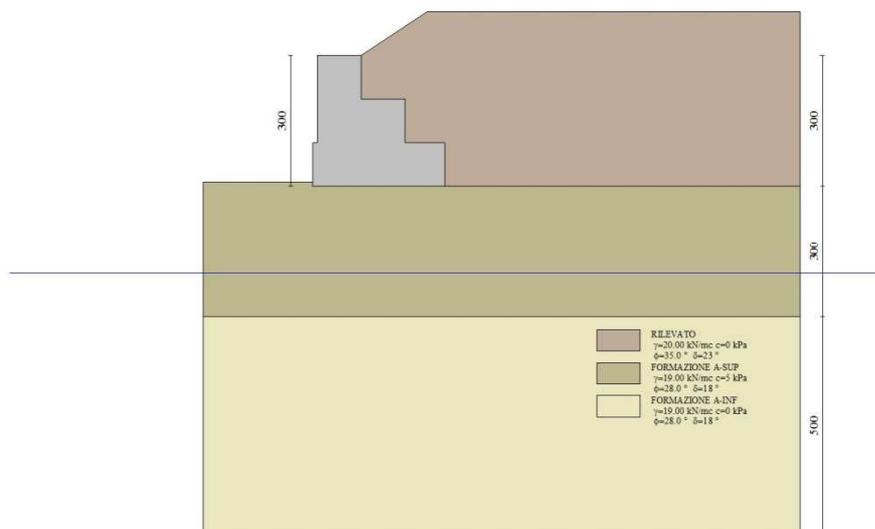


Fig. 2 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X _i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X _f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q _i	Intensità del carico per x=X _i espressa in [kN]
Q _f	Intensità del carico per x=X _f espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Mezzi di cantiere) - VARIABILE TF

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.75 - \Psi_1=0.75 - \Psi_2=0.25$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Distribuito					1.50	10.00	20.0000	20.0000

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche			
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2	
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{O, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{O, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{OT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{OT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_s	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_{fs} per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:
- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili, per i valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Mezzi di cantiere	1.35	1.00	Sfavorevole

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Hansen
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico	limite ($0.5B\gamma N_c$) Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Fattori di inclinazione e fattori di forma

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Sezioni verifica muri a gravità	Tutte
Richiesto controllo eccentricità verifiche muro a gravità in cls	

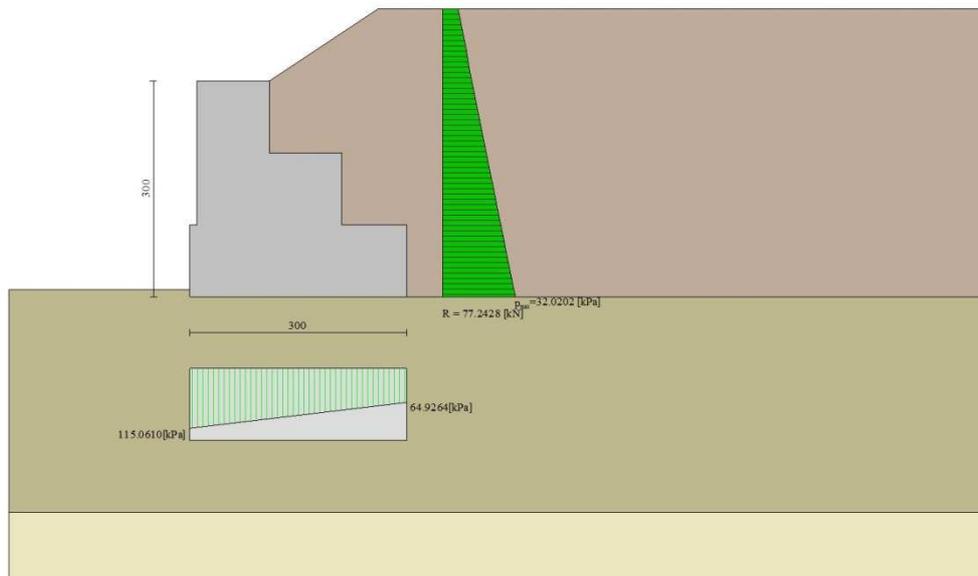


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
M_r	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
M_s	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	M_r [kNm]	M_s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	269.98	71.10	111.01	478.38	0.139
2 - STR (A1-M1-R3)	338.68	71.10	111.01	586.44	0.096
3 - STR (A1-M1-R3)	293.68	71.10	111.01	531.69	0.068
4 - STR (A1-M1-R3)	314.98	71.10	111.01	533.13	0.160
5 - GEO (A2-M2-R2)	263.04	73.15	115.34	458.26	0.196
6 - EQU (A1-M1-R3)	269.98	71.10	111.01	478.38	0.139

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Cmb	Sismica	FS_{SCO}	FS_{RIB}	FS_{QLIM}	FS_{STAB}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.234		1.484	
2 - STR (A1-M1-R3)		1.548		1.513	
3 - STR (A1-M1-R3)		1.342		1.603	
4 - STR (A1-M1-R3)		1.439		1.438	
5 - GEO (A2-M2-R2)					1.293
6 - EQU (A1-M1-R3)			4.309		

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	87.72	0.00	0.00	--	--	87.72	71.10	1.234

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
4 - STR (A1-M1-R3)	314.98	452.94	323.53	1.438

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_y N_y$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cono di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Hansen).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
4	25.803 14.720 10.942	0.517 0.549 0.423	1.013 1.010 1.000	1.000 1.000 1.000	1.000 1.000 1.000	1.006 1.005 0.996	-- -- --	--	--	0.769	0.956

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
4	0.10	3.00	2.50	17.05	28.00	5

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
6 - EQU (A1-M1-R3)	478.38	111.01	4.309

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
5 - GEO (A2-M2-R2)	-1.50; 2.50	6.48	1.293

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	4.51	9.11	0.00	4.81 - 0.40	70.819	29.256	0	0.0	
2	11.99	9.11	0.00	0.40	62.198	29.256	0	0.0	
3	17.24	9.11	0.00	0.40	55.355	29.256	0	0.0	
4	21.35	9.11	0.00	0.40	49.569	29.256	0	0.0	
5	24.73	9.11	0.00	0.40	44.413	29.256	0	0.0	
6	27.57	9.11	0.00	0.40	39.683	29.256	0	0.0	
7	29.98	9.11	0.00	0.40	35.260	29.256	0	0.0	
8	31.98	9.11	0.00	0.40	31.068	23.043	4	0.0	
9	35.22	3.26	0.00	0.40	27.054	23.043	4	0.0	
10	35.41	0.00	0.00	0.40	23.180	23.043	4	0.0	
11	35.71	0.00	0.00	0.40	19.416	23.043	4	0.0	
12	34.57	0.00	0.00	0.40	15.738	23.043	4	0.0	
13	35.67	0.00	0.00	0.40	12.125	23.043	4	0.0	
14	36.48	0.00	0.00	0.40	8.561	23.043	4	0.0	
15	29.61	0.00	0.00	0.40	5.029	23.043	4	0.0	
16	8.10	0.00	0.00	0.40	1.518	23.043	4	0.0	
17	8.08	0.00	0.00	0.40	-1.989	23.043	4	0.0	
18	7.89	0.00	0.00	0.40	-5.502	23.043	4	0.0	
19	7.51	0.00	0.00	0.40	-9.037	23.043	4	0.0	
20	6.94	0.00	0.00	0.40	-12.607	23.043	4	0.0	
21	6.17	0.00	0.00	0.40	-16.228	23.043	4	0.0	
22	5.20	0.00	0.00	0.40	-19.916	23.043	4	0.0	
23	4.00	0.00	0.00	0.40	-23.694	23.043	4	0.0	
24	2.57	0.00	0.00	0.40	-27.584	23.043	4	0.0	
25	0.87	0.00	0.00	-5.09 - 0.40	-30.475	23.043	4	0.0	

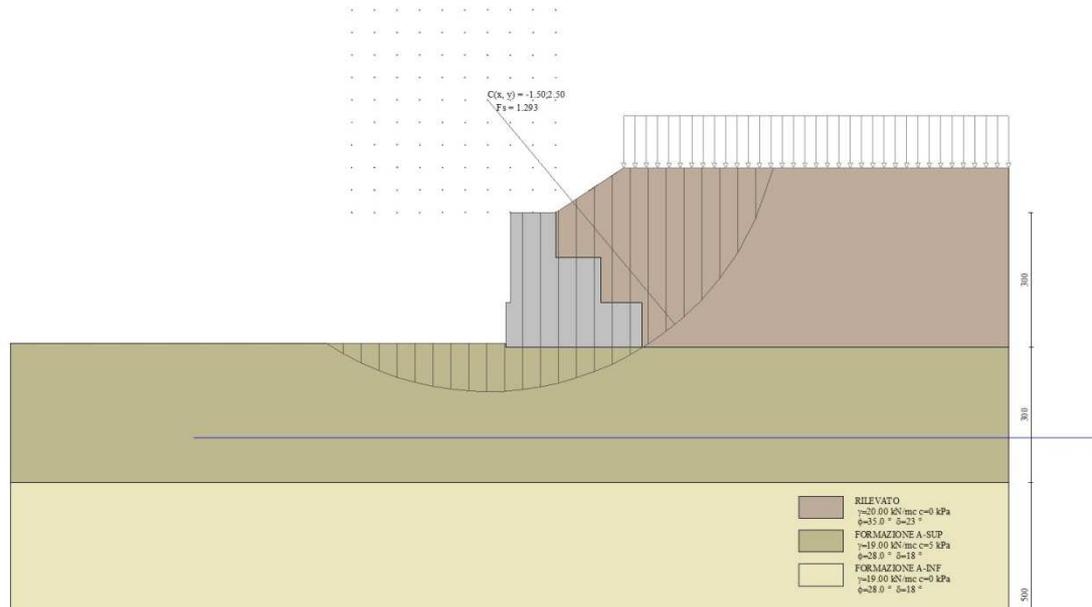


Fig. 5 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 5)