



**CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA**  
**DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'**

Servizio Programmazione e Coordinamento Viabilità  
Ufficio Lavori Pubblici

**C.C. 31/17-PG**

**SP 226 della Vallescrivia**

Lavori di ripristino della carreggiata e consolidamento del corpo stradale a seguito del cedimento delle opere di sostegno di valle dovuto al dissesto di versante al km 10+700 circa in Comune di Montoggio

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

REDATTO DA: Ing. Fabrizio Mansueto	PROGETTISTI: Ing. Fabrizio Mansueto	ALLEGATO <b>4</b>	
		TAVOLA N°	
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE (in caso di professionista esterno)	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Francesca Villa	SCALA	
		DATA	
CONTROLLATO	DATA	AGGIORNATO	DATA
APPROVATO	DATA	AGGIORNATO	DATA

# FABRIZIO MANSUETO

---

Ingegneria Strutturale - Ingegneria Geotecnica - Ingegneria Ambientale - Sicurezza

Committente:

**Città Metropolitana di Genova**  
**Direzione Territorio e Mobilità**  
**Servizio Progettazione e Coordinamento Viabilità**  
**Ufficio Lavori Pubblici**  
**Largo F. Cattanei 3**  
**Genova**

Intervento:

**PROGETTO ESECUTIVO RELATIVO AGLI INTERVENTI  
DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA DEL VERSANTE  
E DEL PROGETTO DEFINITIVO DELLA PORZIONE DI  
INTERVENTI DI COMPETENZA DELLA CITTÀ  
METROPOLITANA DI GENOVA SULLA S.P. N. 226  
DELLA VALLE SCRIVIA AL KM 10+700 IN COMUNE DI  
MONTOGGIO**

Ubicazione:

**COMUNE DI MONTOGGIO (GE)**

Oggetto della Relazione:

**Relazione di Calcolo**



Genova, 30 settembre 2021

Prot.: 20359-R03/FM

# Indice

1.	Premessa	4
2.	Scopo del lavoro	4
3.	Descrizione delle opere a progetto	5
3.1.	Stato attuale	5
3.2.	Stato di progetto	8
4.	Riferimenti normativi	9
5.	Inquadramento geotecnico	10
5.1.	Stratigrafia di progetto	10
5.1.1.	Strato 1: Materiale di riempimento stradale (R)	10
5.1.1.1.	Superficiale (R1)	10
5.1.1.2.	Profondo (R2)	11
5.1.2.	Strato 2: Coltre detritico-colluviale (CDc)	11
5.1.3.	Strato 3: Cappellaccio di alterazione del substrato roccioso (C)	11
5.1.4.	Strato 4: Substrato roccioso di base (AM)	11
5.2.	Livello di falda	11
5.3.	Caratterizzazione geotecnica di progetto	12
5.3.1.	Principali correlazioni	12
5.3.1.1.	Stato di addensamento	12
5.3.1.2.	Angolo di taglio	13
5.3.2.	Caratterizzazione geotecnica di progetto.	14
5.3.2.1.	Materiale di riempimento stradale superficiale (R1)	14
5.3.2.2.	Materiale di riempimento stradale profondo (R2)	14
5.3.2.3.	Coltre detritico-colluviale (CD)	14
5.3.2.4.	Cappellaccio di alterazione del substrato roccioso (C)	14
5.3.2.5.	Substrato roccioso di base (AM)	14
6.	Risoluzione delle problematiche geotecniche	15
6.1.	Aspetti generali	15
6.2.	Spostamenti orizzontali dell'opera	16
6.2.1.	Aspetti generali	16
6.2.2.	Fronte ad altezza massima	16
6.2.2.1.	Deformazioni	17
6.2.2.2.	Spostamenti orizzontali attesi per il muro di sostegno	18
6.3.	Sollecitazioni sui pali	19
7.	Verifica della soluzione adottata	22
7.1.	Il codice di calcolo PLAXIS	22
7.1.1.	Breve descrizione del programma	22
7.1.2.	Input della geometria	22
7.1.3.	Generazione della mesh	23
7.1.4.	Elementi terreno	23
7.1.5.	Elemento beam	23
7.1.6.	Elemento interfaccia	23
7.1.7.	Elemento tirante (node-to-node anchors)	24
7.1.8.	Elemento geotessile	24
7.1.9.	Elementi tunnel	24
7.1.10.	Modello costitutivo alla "Mohr-Coulomb"	24
7.1.11.	Modelli costitutivi avanzati	24
7.1.12.	Pressione idraulica in regime stazionario	24

7.1.13.	Sovrapressioni idrauliche _____	25
7.1.14.	Costruzione a step _____	25
7.1.15.	Calcolo del Fattore di Sicurezza _____	25
7.1.16.	Risultati _____	25
7.2.	Verifica del progetto _____	26
7.3.	Grado di sicurezza _____	26
8.	Piano di monitoraggio _____	29
9.	Conclusioni _____	30

## 1. Premessa

La presente relazione descrive il calcolo dell'opera di sostegno prevista nell'ambito del progetto esecutivo ed a valle della caratterizzazione dei terreni costituenti il Volume Significativo dell'Intervento relativo agli interventi confortativi necessari per la stabilizzazione della porzione di S.P. 226 a partire dalla progressiva km 10+700 e per uno sviluppo di circa 120 m.

Tale porzione di strada risulta attualmente interessata ad un cinematismo rototraslazionale del muro di sottoscarpa attualmente in via di peggioramento.

## 2. Scopo del lavoro

Lo scopo del presente lavoro consiste in:

- a. analizzare la deformabilità dei fronti di scavo;
- b. valutare le ripercussioni dello scavo nei confronti del circostante;
- c. valutare il Grado di Sicurezza delle opere di sostegno;
- d. predisporre il piano di monitoraggio in corso d'opera;
- e. predisporre il programma di manutenzione delle opere speciali definitive.

Le problematiche progettuali che emergono dall'elenco di cui sopra sono legate a molteplici aspetti:

1. stratigrafia di progetto/verifica;
2. altezza dei fronti di scavo;
3. spostamenti orizzontali;
4. cedimenti del piano di campagna;
5. sollecitazioni sull'opera di sostegno

### 3. Descrizione delle opere a progetto

#### 3.1. Stato attuale

La porzione di S.P. 226 interessata dal cinematismo, ed oggetto degli interventi descritti, è ubicata al km 10+700 poco prima dell'abitato di Montoggio (GE).

La strada, nel punto di interesse, scorre in piano realizzando un percorso curva-rettilineo-curva procedendo in direzione Montoggio ed è sostenuta da un muro in calcestruzzo armato coadiuvato da un ordine di tiranti attivi a trefoli realizzato circa 15-20 anni fa.

Lo stato deformativo riscontrato consiste in una rototraslazione dell'opera di sostegno molto probabilmente connessa al detensionamento di molti tiranti attivi riscontrato dalla perdita di efficacia del sistema boccola-morsetti.

Le seguenti figure mostrano l'ubicazione planimetrica della porzione in oggetto, il quadro fessurativo riscontrato sulla via immediatamente a tergo del muro di sottoscarpa e lo stato rappresentativo delle testate di ancoraggio dei tiranti dal quale si riesce a capire la perdita di efficacia delle boccole.



**Figura 1: Ubicazione satellitare dell'area in oggetto.**



**Figura 2: Tratto di SP interessato (a), particolare del ciglio di trazione (b).**



**Figura 3: Esempio di tirante detensionato.**

Procedendo verso valle, in direzione dell'alveo del torrente, si è riscontrato un livello di ammaloramento molto elevato anche con riferimento alle opere spondali, anch'essi coadiuvati da tiranti attivi, che sfocia in una vistosa rotazione dell'opera.



**Figura 4: Stato deformativo riscontrato sull'opera spondale.**

### 3.2. Stato di progetto

Il progetto di stabilizzazione della S.P. 226, nel tratto di 100 m dal km 10+700, prevede il ricorso ad un'opera confortativa costituita da una cortina di 174 micropali verticali di lunghezza pari a 20 m, coadiuvati da 40 tiranti passivi tipo Dywidag, di lunghezza pari a 15 m, tesati ad una forza di 600 kN e con la testa protetta da appositi cappucci di protezione.

I tiranti agiranno su una controparete in calcestruzzo armato opportunamente spinottata al muro di sottoscarpa tramite inghisaggi di barre da calcestruzzo armato.

Al piede del muro di sottoscarpa trova alloggiamento una berlinese di micropali verticali vincolati ad uno zatterone adeguatamente spinottato al muro esistente, tramite inghisaggi di barre da calcestruzzo armato.

Scopo dei micropali e dei tiranti è quello di conferire adeguata rigidità a taglio al terreno, nella porzione di ghiaie, adeguata resistenza alla traslazione orizzontale dell'opera (che si è riconosciuto come meccanismo principale del cinematismo occorso) e ripristinare i Gradi di Sicurezza dell'opera di sostegno.

La scelta di intervenire al piede dell'opera è dettata dalla necessità di cercare di mantenere il più possibile equilibrate le condizioni di stabilità del muro di sottoscarpa (che attualmente è metastabile) evitando, nel contempo, ogni interazione negativa con i tiranti a trefoli che sono installati su di esso.

Infatti, operando dall'alto, e quindi sulla strada, si creerebbero potenziali situazioni di interferenza tra la perforazione dei micropali e l'asse dei tiranti esistenti legate soprattutto alle tolleranze di verticalità della perforazione dei micropali ed alle tolleranze di linearità sull'esecuzione dei tiranti (che non sono note).

Operando al piede, invece, si evitano tutte le interferenze precedentemente evidenziate perché i micropali saranno realizzati al piede dell'opera esistente ed i nuovi tiranti – non più a trefolo ma passivi – saranno tracciati sulla mezzera dei tiranti a trefolo proprio per annullare ogni possibile interferenza.

Inoltre, l'esecuzione dei micropali prevede la realizzazione di un rilevato di lavoro che ha non solo valenza nel transitorio (in quanto stabilizza il piede del movimento) ma da una valenza anche in via definitiva perché la riprofilatura di versante concorre al grado di sicurezza.

Quest'opera potrà essere realizzata in due fasi distinte: una, il rilevato, a breve termine, per consentire la realizzazione dei micropali mentre la gabbionata ed il sistema di drenaggio, a medio termine, per la sistemazione del versante.

Completano l'opera una serie di interventi di ingegneria naturalistica individuati in palizzate lungo il pendio e gabbionate per le sistemazioni di sponda.

## 4. Riferimenti normativi

Nella presente relazione si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 ed in particolare ai suoi capitoli 6 e 7.

- D.M. 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le costruzioni" con la relativa circolare applicativa del 11 febbraio 2019 n. 617 - "Istruzione per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni".

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee e al sistema degli eurocodici, in particolare:

- UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0 - "Criteri generali di progettazione strutturale" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1 - "Progettazione geotecnica - Regole generali" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici" con il relativo NAD del 25.02.2011.

## 5. Inquadramento geotecnico

Nei paragrafi seguenti è riportata la sintesi della caratterizzazione geotecnica di dettaglio, eseguita con riferimento alle indagini geologiche.

Sono state individuate le unità stratigrafiche principali, che mostrano una sequenza di 2 strati superficiali, del cappellaccio di alterazione del substrato roccioso e del substrato roccioso vero e proprio.

La differenziazione dei due strati superficiali riguarda essenzialmente il materiale posto a tergo dell'attuale muro di sottoscarpa, che costituisce il riempimento stradale, e la coltre naturale (superficiale o profonda) che caratterizza il versante nel suo complesso.

### 5.1. Stratigrafia di progetto

Le indagini eseguite hanno permesso la ricostruzione di dettaglio dell'assetto stratigrafico; in particolare le prove geofisiche eseguite in prossimità dei sondaggi geotecnici hanno permesso una taratura precisa dei dati geofisici ed incrementare la risoluzione dei dati ottenuti.

In questa maniera è stato possibile ottenere una mappa precisa della posizione dell'estradosso del substrato roccioso che, in asse alla porzione di SP226 interessata si attesta da circa 25 m a circa 34 m al di sotto del piano viario.

La quota più elevata è stata reperita in corrispondenza del sondaggio S2 mentre la quota più profonda in corrispondenza del sondaggio S3.

Appare quindi un assetto dell'estradosso del substrato roccioso congruente con il contesto topografico rilevato, ossia caratterizzato da due componenti di pendenza la cui direzione combinata è N-S, verso il Torrente..

A livello locale è quindi stata riscontrata la seguente successione stratigrafica, partendo dall'alto verso il basso.

#### 5.1.1. Strato 1: Materiale di riempimento stradale (R)

Esso è stato reperito solo nei sondaggi eseguiti sulla piattaforma stradale (S1 ed S2), ed è caratterizzato da una ghiaia eterometrica moderatamente addensata suddivisibile, per granulometria, in due sottogruppi:

##### 5.1.1.1. Superficiale (R1)

Di potenza compresa tra 1.85 m e 2.15 m, individuante il sottofondo stradale vero e proprio, costituito da ghiaia eterometrica moderatamente addensata.

#### 5.1.1.2. Profondo (R2)

Di potenza compresa tra 2.20 m e 6.60 m, individuante il riempimento del muro di sottoscarpa, costituito da ghiaia eterometrica moderatamente addensata, ciottolosa e debolmente limosa.

#### 5.1.2. Strato 2: Coltre detritico-colluviale (CDc)

Esso è costituito da ghiaia eterometrica sabbioso limosa localmente ciottolosa, addensata, di colore marrone-beige.

La potenza dello strato varia tra 14 m (S3) e 23 m (S1).

#### 5.1.3. Strato 3: Cappellaccio di alterazione del substrato roccioso (C)

Rappresenta la parte destrutturata del substrato roccioso argillitico di base.

La potenza media dello strato varia da 4.5 m (S3) e 5.5 m (S1) mentre non è stato chiaramente reperito nel sondaggio S2.

#### 5.1.4. Strato 4: Substrato roccioso di base (AM)

Costituito dalla Formazione delle Argilliti di Montoggio è risultato fratturato, con discontinuità ravvicinate e superfici di discontinuità lisce aventi inclinazioni comprese tra 20° e 40°.

Le percentuali di recupero hanno mostrato una variabilità di RQD compresa tra 20% e 80%.

Il valore della resistenza a compressione monoassiale UCS risulta compreso tra 1 MPa e 85 MPa con media attestata intorno ai 20 MPa.

## 5.2. *Livello di falda*

La falda è stata riscontrata a circa 20 m dal piano viario, all'interno della coltre, circa 2-4 m al di sopra del cappellaccio di alterazione.

Solamente il sondaggio S2 ha mostrato il reperimento della falda a quote inferiori, circa 29 m.

### 5.3. Caratterizzazione geotecnica di progetto

#### 5.3.1. Principali correlazioni

##### 5.3.1.1. Stato di addensamento

Per un materiale incoerente la densità relativa è definita come:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}}$$

dove:

- $e_0$  = l'indice dei vuoti del materiale allo stato naturale;
- $e_{\max}$  = l'indice dei vuoti massimo del materiale (sciolto);
- $e_{\min}$  = l'indice dei vuoti minimo del materiale (addensato).

La valutazione della densità relativa è stata fatta secondo le correlazioni da letteratura tecnica a partire dal valore di  $N_{spt}$  misurato in foro di sondaggio.

Di seguito si presentano le correlazioni utilizzate ed il relativo ambito di validità.

Autore	Correlazione
Gibbs e Holtz (1957)	$D_R = 1.5 \cdot \left( \frac{N_{spt}}{F} \right)^{0.222} - 0.6$ $F = 0.65 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^2 + 16.8 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) + 14$
Meyerhof (1957)	$D_R = 0.21 \cdot \frac{\sqrt{N_{spt}}}{\sqrt{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7}}$
Bazaara (1967)	$D_R = \sqrt{\frac{N_{spt}}{20 \cdot \left( a + b \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)}}$ $\text{con} \begin{cases} a = 1; b = 4.1 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0.732 \\ a = 3.24; b = 1.024 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0.732 \end{cases}$
Skempton (1986)	$D_R = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{spt}}{60}}$ $\text{con} \begin{cases} a = 1; b = 4.1 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0.732 \\ a = 3.24; b = 1.024 & \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0.732 \end{cases}$
Yoshida & Kokusho (1988)	$D_R = 0.22 \cdot N_{spt}^{0.57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \quad \text{per sabbia fine}$ $D_R = 0.18 \cdot N_{spt}^{0.57} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.14} \quad \text{per sabbia 75\%, ghiaia 25\%}$ $D_R = 0.25 \cdot N_{spt}^{0.44} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.13} \quad \text{per sabbia 50\%, ghiaia 50\%}$ $D_R = 0.25 \cdot N_{spt}^{0.46} \cdot \left( 100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0.11} \quad \text{per tutti i terreni granulari}$

### 5.3.1.2. Angolo di taglio

Per la determinazione del valore dell'angolo d'attrito efficace nei terreni granulari si è proceduto come di seguito:

- Metodologia diretta basata sul valore di  $N_{SPT}$  misurata nel foro di sondaggio, secondo le seguenti formulazioni:

- Peck, Hanson & Thornburn (1974) approssimata con l'equazione di Wolff (1989):

$$\varphi [^\circ] = 27.1 + 0.3 \cdot C_N \cdot N_{SPT} - 0.00054 \cdot (C_N \cdot N_{SPT})^2$$

$$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} & \text{per sabbie fini} \\ \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} & \text{per sabbie grosse} \end{cases}$$

- De Mello (1971):

$$\varphi' = 19 - 0.38 \cdot \sigma'_{v0} + 8.73 \cdot \log(N_{SPT})$$

- Metodologia diretta a partire dalle risultanze della prova pressiometrica.
- Metodologia indiretta a partire dal valore di densità relativa, secondo le seguenti formulazioni:
  - Schmertmann (1977)
    - $\varphi' [^\circ] = 28 + 0.14 \cdot D_R$  per Sabbia fine uniforme
    - $\varphi' [^\circ] = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$  per Sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata
    - $\varphi' [^\circ] = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$  per Sabbia grossa uniforme e sabbia ben gradata
    - $\varphi' [^\circ] = 38 + 0.08 \cdot D_R$  per Ghiaia media e fine e sabbia e ghiaia poco limosa
  - Correlazione da Eurocodice 7 per sabbie silicee

$D_R$ [%]	Grana Fine Ben gradata	Grana Media Ben Gradata
40	36	38
60	38	41
80	41	43
100	43	44

### 5.3.2. Caratterizzazione geotecnica di progetto.

Dal punto di vista geotecnico è stato possibile attribuire ai terreni caratterizzanti il Volume Significativo i seguenti parametri, arrivando a definire il Modello Geotecnico del Sottosuolo di riferimento per il lavoro.

#### 5.3.2.1. Materiale di riempimento stradale superficiale (R1)

- Peso di volume: 19.50 kN/m<sup>3</sup>
- Angolo di taglio: 30°
- Coesione drenata: 0
- Modulo di Young: 30 MPa

#### 5.3.2.2. Materiale di riempimento stradale profondo (R2)

- Peso di volume: 20.00 kN/m<sup>3</sup>
- Angolo di taglio: 28°
- Coesione drenata: 0
- Modulo di Young: 40 MPa

#### 5.3.2.3. Coltre detritico-colluviale (CD)

- Peso di volume: 20.00 kN/m<sup>3</sup>
- Angolo di taglio: 28°
- Coesione drenata: 0
- Modulo di Young: 45 MPa

#### 5.3.2.4. Cappellaccio di alterazione del substrato roccioso (C)

- Peso di volume: 24.00 kN/m<sup>3</sup>
- Angolo di taglio: 25°
- Coesione drenata: 10 kPa
- Modulo di Young: 56 MPa

#### 5.3.2.5. Substrato roccioso di base (AM)

- Peso di volume: 26.00 kN/m<sup>3</sup>
- Classe geomeccanica (Bieniawsky): III

- Angolo di taglio: 25°
- Coesione: 200 kPa
- Modulo di Young: 5.6 GPa

## 6. Risoluzione delle problematiche geotecniche

### 6.1. Aspetti generali

Il cinematisimo occorso ha conferito al materiale a tergo (terreno o roccia) una variazione di stato tensionale (rispetto alla sua condizione di riposo) che sfocia nella nascita di deformazioni (spostamenti orizzontali e cedimenti).

Nel caso in esame il cinematisimo interessa un'importante viabilità al contorno, e presenta il problema, non banale, di garantire un idoneo comportamento dello stesso nei confronti dell'infrastruttura.

La problematica principale riguarda il Grado di Sicurezza che è dato dalla sommatoria di due fattori:

1. Grado di Sicurezza intrinseco dell'opera;
2. Grado di Sicurezza intrinseco del pendio, ad interventi complessivi realizzati.

Gli aspetti maggiormente significativi riguardano quindi l'idoneità dell'opera allo scopo, sia in termini di Stato Limite Ultimo sia in termini di Stato Limite di Esercizio, garantendo il Grado di Sicurezza (SLU) richiesto dalle vigenti normative senza conferire perdita di funzionalità alle esistenti infrastrutture al contorno (SLE), nel rispetto del quadro esigenziale definito dalla P.A.

Con riferimento agli steps di lavoro previsti, si sono determinate le seguenti fasi operative:

<b>Fase</b>	<b>Descrizione</b>
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Realizzazione dei piani di lavor;</li> <li>○ Esecuzione dei micropali perimetrali;</li> <li>○ Realizzazione dei cordoli testapalo della paratia.</li> </ul>
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Posa in opera e messa in coazione della fila di tiranti in barre.</li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Realizzazione della controparete previa raschiatura ed inghisaggio</li> </ul>

## 6.2. *Spostamenti orizzontali dell'opera*

### 6.2.1. Aspetti generali

L'analisi degli spostamenti orizzontali dell'opera di sostegno e del comportamento dei fronti di scavo significativi è stata eseguita studiando nel dettaglio tutte le fasi di lavoro.

Dalla tabella 3 si osserva che le fasi più critiche, ai fini della mobilitazione di spostamenti orizzontali, risultano quelle connesse alla posa delle barre.

La riduzione della componente orizzontale del campo di spostamento sul lato S.P. è ottenuta anche mediante il ricorso ai chiodi debitamente distanziati tra loro.

L'impiego dei chiodi costituisce un vincolo rigido alla traslazione orizzontale della paratia sotto l'azione dei carichi d'esercizio e consente un irrigidimento necessario per evitare la mobilitazione di deformazioni non ammissibili e di conseguenze cedimenti non accettabili

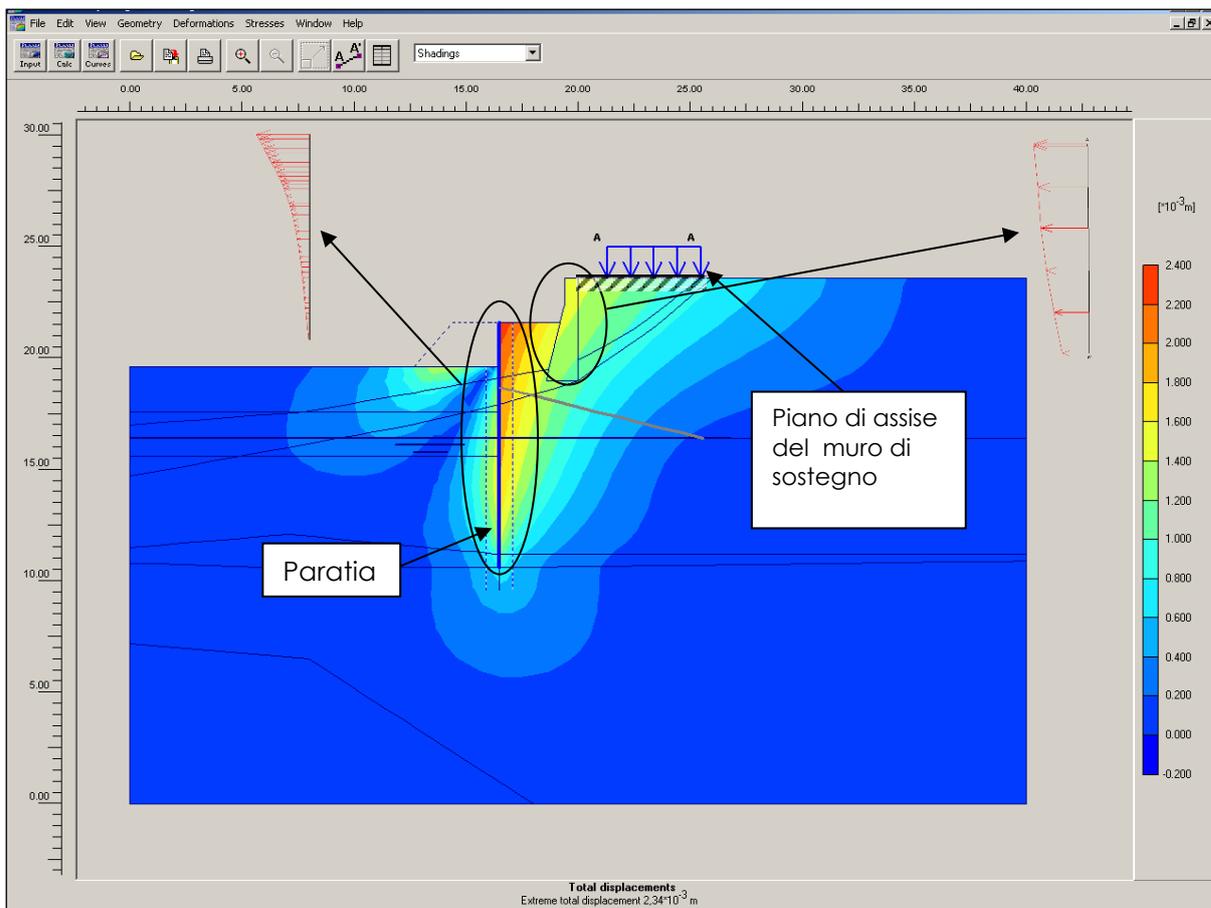
Inoltre l'utilizzo dei chiodi assicura il raggiungimento del Grado di Sicurezza richiesto dalle norme, nel rispetto del quadro esigenziale.

### 6.2.2. Fronte ad altezza massima

Il primo cordolo testapali è posto in corrispondenza del piano di campagna attuale.

La ricerca della quota dei vari step di scavo è stata fatta con riferimento alla deformazione orizzontale della paratia che, essendo posta a valle di un muro di sostegno, deve essere ridotta ai minimi termini.

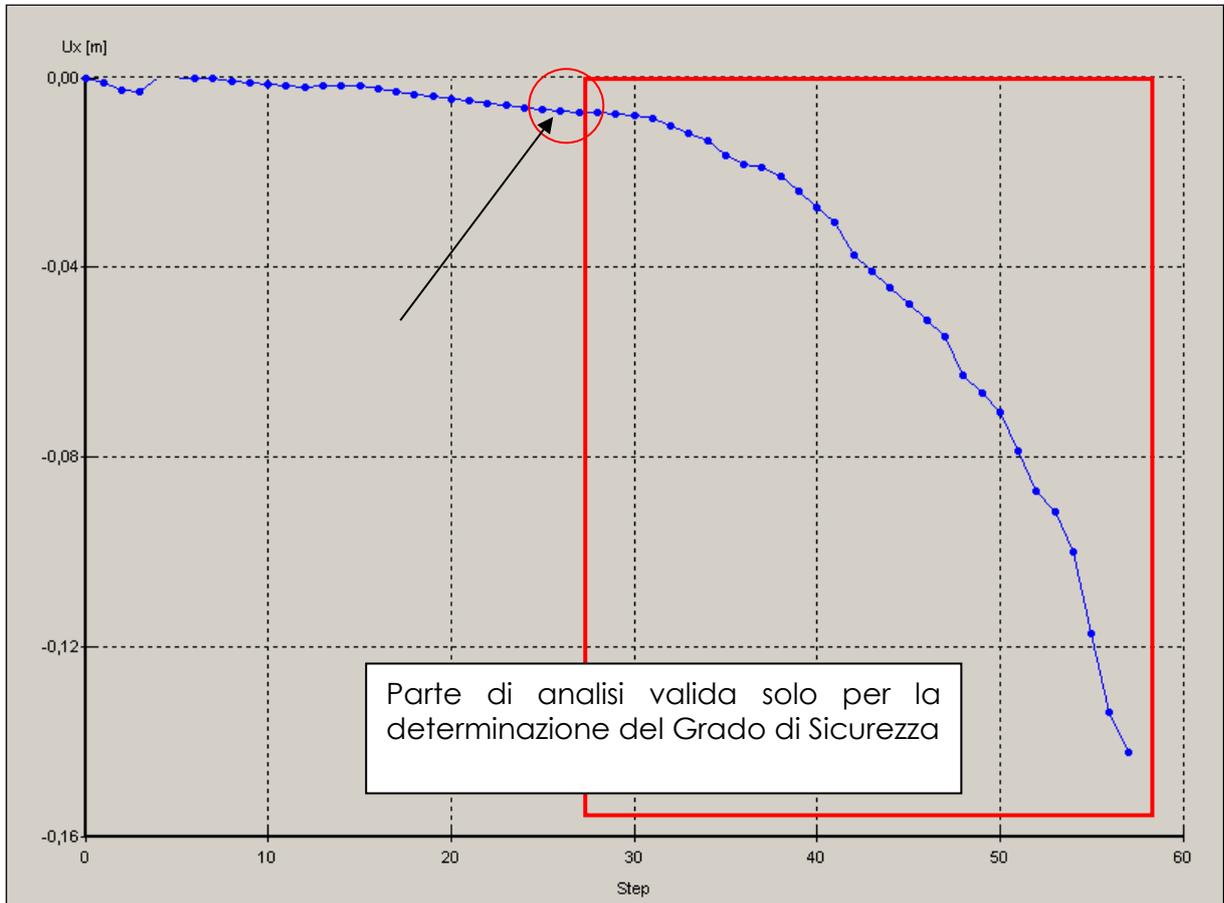
### 6.2.2.1. Deformazioni



La massima deformazione attesa in testa è pari a circa 2.34 mm.

### 6.2.2.2. Spostamenti orizzontali attesi per il muro di sostegno

La figura seguente mostra l'andamento degli spostamenti orizzontali del punto di controllo A precedentemente identificato.

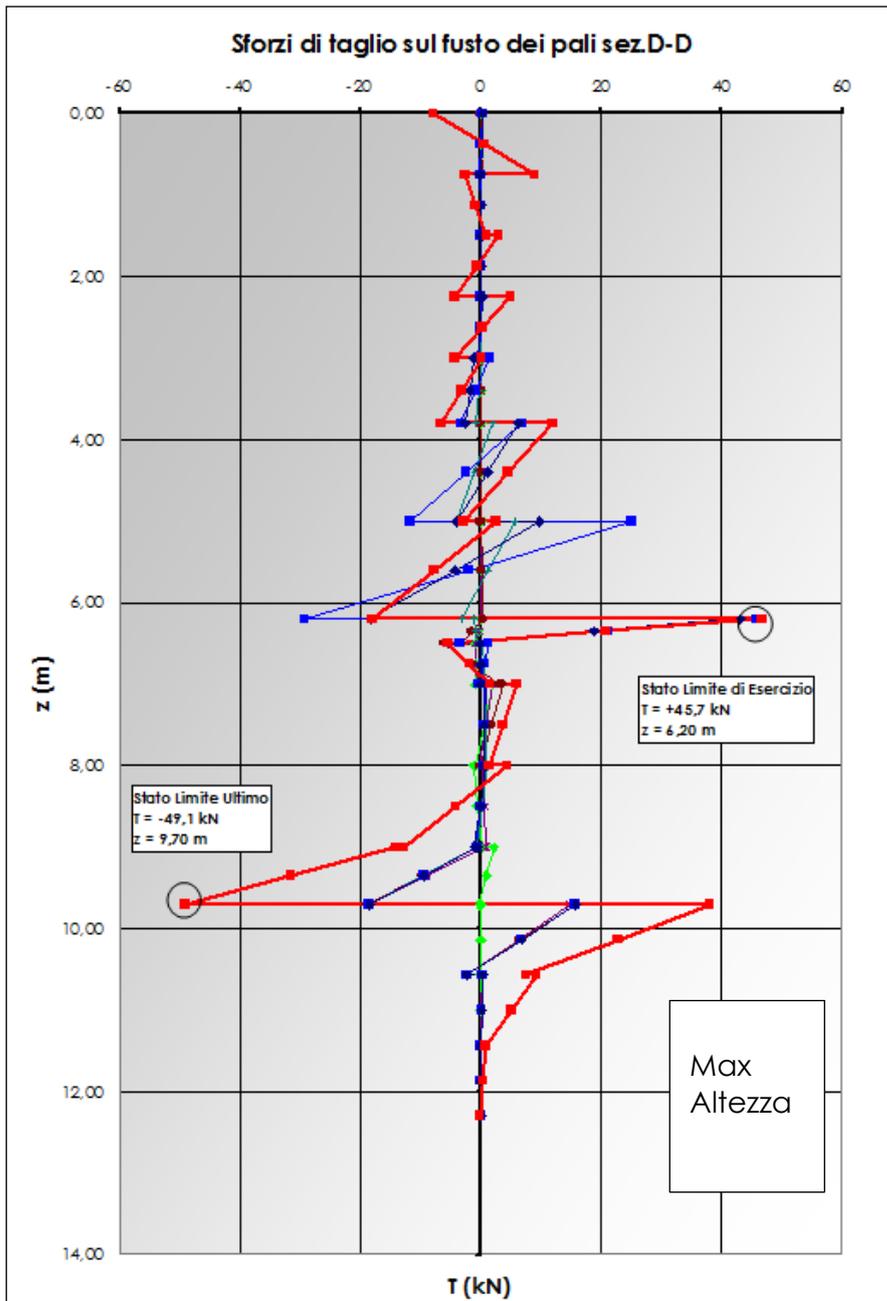


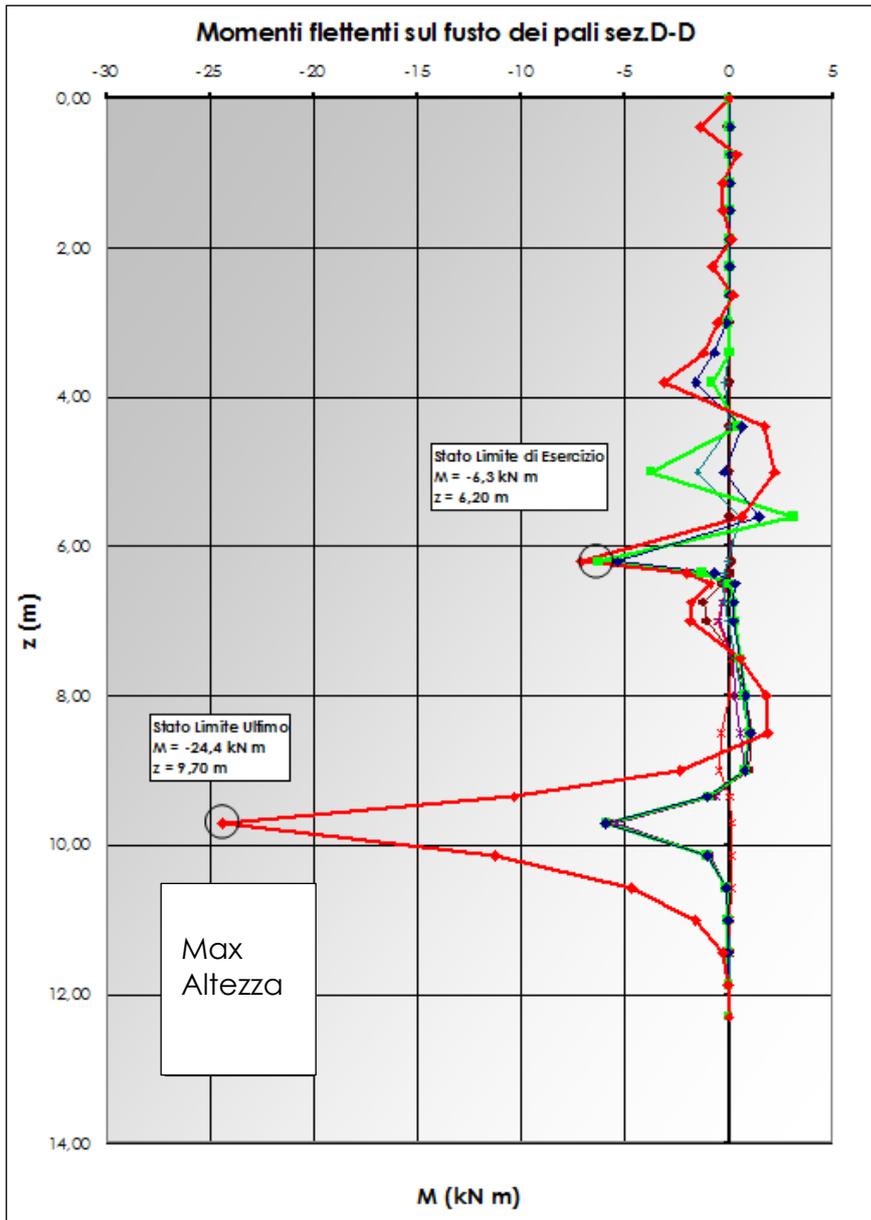
Le analisi mostrano come tutti i valori degli spostamenti orizzontali in esercizio siano contenuti entro i 14 millimetri ampiamente compatibile con la funzionalità del muro in oggetto.

### 6.3. Sollecitazioni sui pali

Sono di seguito riportate le caratteristiche di sollecitazione (sforzo di taglio e momento flettente) che insorgono sulla palificata analizzata.

Le figure sottostanti mostrano il valore delle caratteristiche di sollecitazione che i micropali sono chiamati a sopportare durante tutte le fasi di lavoro.





Le massime sollecitazioni agenti sul singolo micropalo, il cui interasse è pari a 0.75 m, valgono:

Sollecitazione	Stato Limite di Esercizio	Stato Limite Ultimo
M [kN·m]	9.5	36.6
T [kN]	68.6	73.7

È quindi nei confronti di tale stato di sollecitazione che saranno verificati tutti i micropali di sostegno dei fronti di scavo.

L'armatura disposta è costituita da un tubolare in acciaio S355 (FeB510) aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

- diametro esterno: 139.7 mm;
- spessore: 10 mm;
- area: 40.75 cm<sup>2</sup>;
- modulo di resistenza: 123.4 cm<sup>3</sup>;
- Resistenza di progetto in SLE: 240 MPa;
- Resistenza di progetto in SLU: 355 MPa.

La massima tensione normale agente sull'acciaio è calcolata, senza contare il benefico effetto della malta gettata internamente al palo, tramite la seguente relazione:

$$\sigma = M/W < f_{r,d}$$

La massima tensione tangenziale media è calcolata tramite la seguente relazione:

$$\tau_{media} = T/A$$

La tensione ideale è calcolata secondo il criterio di Von Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} < f_{r,d}$$

Tensione	SLE	Verifica	SLU	Verifica
$\sigma$ [MPa]	94.71	Sì	352.84	Sì
$\tau$ [MPa]	17.11		16.51	
$\sigma_{id}$ [MPa]	99.23	Sì	353.99	Sì

## 7. Verifica della soluzione adottata

In questo capitolo sono illustrate le verifiche geotecniche della soluzione proposta per la preparazione dell'area in esame.

Tutte le verifiche sono state condotte secondo l'ottica degli Stati Limite, Ultimi e di Deformabilità, e hanno visto la messa a punto di modelli agli elementi finiti specificatamente calibrati per lo scopo.

### 7.1. Il codice di calcolo PLAXIS

Le verifiche di stabilità e di deformabilità dei fronti di scavo, in tutte le fasi (dall'installazione delle opere di presidio all'esercizio), sono eseguite mediante l'utilizzo del codice di calcolo agli Elementi Finiti PLAXIS B.V. versione 7.2.

#### 7.1.1. Breve descrizione del programma

Il programma consente di sviluppare tutta la sezione significativa, compresi sia il P.C. di monte che di valle, impostando la stratigrafia, la morfologia del P.C., la presenza di opere antropiche quali, ad es. fabbricati, fondazioni etc., l'eventuale falda idrica ed altro ancora.

Plaxis è un programma agli elementi finiti specificatamente compilato per le analisi di deformazione e di stabilità, necessarie nei progetti d'ingegneria geotecnica.

Un corretto progetto geotecnico richiede l'utilizzo di modelli costitutivi avanzati per una corretta simulazione del comportamento non lineare o dipendente dal tempo, che rappresenta una caratteristica peculiare del comportamento del terreno anche a bassi livelli tensionali.

È inoltre fondamentale tenere in debita considerazione anche il comportamento chiaramente multifase del terreno.

Tutto ciò, congiuntamente alla geometria del problema di volta in volta analizzato, consente una piena modellazione dell'interazione terreno-struttura e la risoluzione di numerosi aspetti geotecnici, anche complessi, d'importanza fondamentale nel campo dell'ingegneria geotecnica.

#### 7.1.2. Input della geometria

La geometria del modello, sia essa il piano di campagna, gli strati del terreno, la superficie piezometrica, le fasi di costruzione o di scavo, etc., sono inserite mediante un cad interno allo scopo di ottenere un modello geometrico il più fedele possibile alla realtà fisica studiata.

Una volta terminata l'immissione della geometria, il programma permette di definire in maniera interamente automatica e controllata la mesh di calcolo.

### 7.1.3. Generazione della mesh

La generazione della mesh avviene in maniera automatica; la geometria della mesh è di tipo triangolare, non strutturata, con varie possibilità di aumentarne il grado di finezza (aumentando, quindi, la precisione ma anche i tempi di calcolo).

Il generatore di mesh utilizzato è un'evoluzione della procedura Triangolare sviluppata da Sepra<sup>a</sup>.

### 7.1.4. Elementi terreno

Gli elementi individuati all'interno della geometria della mesh possono essere distinti in due classi: normali o avanzati.

Questi ultimi sono specificatamente progettati per la ricerca di una più fine distribuzione delle tensioni, all'interno del terreno, nonché per una più precisa analisi di previsione dei carichi di collasso (in alcuni specifici problemi).

In ausilio all'elemento triangolare standard a 6 nodi, con precisione quadratica, è quindi affiancato l'elemento triangolare avanzato a 15 nodi con precisione cubica, particolarmente indicato per i problemi assialsimmetrici.

### 7.1.5. Elemento beam

Allo scopo di simulare le strutture di sostegno del terreno, gli archi delle gallerie ed altre categorie di strutture soggette a flessione, è stato sviluppato l'elemento "beam" definito dalle seguenti caratteristiche:

- rigidità flessionale;
- rigidità assiale;
- momento plastico.

Questi elementi sono spesso accoppiati all'elemento "interfaccia" per una miglior simulazione dell'interazione struttura-terreno.

### 7.1.6. Elemento interfaccia

Questo elemento permette di simulare il contatto fra struttura e terreno (fondazioni, pali, paratie, tiranti, etc.) oppure per simulare le discontinuità presenti all'interno di un ammasso roccioso.

Possono essere definite le stesse caratteristiche di resistenza del terreno, oppure, in alternativa, è possibile definirne di specifiche.

---

<sup>a</sup> Ingenieusbureau Sepra, Park Nabij 3, 2267 AX Leidschendam (NL)

#### 7.1.7. Elemento tirante (node-to-node anchors)

Questo elemento è identificato da una molla elastoplastica a due nodi il cui comportamento è definito mediante:

- o una rigidezza normale;
- o una forza (se l'elemento è pretensionato).

Come si nota questo elemento consente di simulare, indifferentemente, tiranti attivi o passivi.

#### 7.1.8. Elemento geotessile

Come dice il nome questo elemento è specificatamente progettato per la simulazione del comportamento di tutta quella famiglia di elementi che interagiscono direttamente con il terreno, aumentandone le sue caratteristiche di resistenza; nella simulazione dei tiranti, definiti al paragrafo precedente, esso è utilizzato per la simulazione del tratto di fondazione del tirante stesso.

#### 7.1.9. Elementi tunnel

Nel progetto delle sezioni dei tunnel Plaxis permette di creare geometrie circolari o di forma diversa, tramite un'opzione specificatamente implementata; una volta definita la geometria essa sarà identificata da un elemento beam di analoga forma.

#### 7.1.10. Modello costitutivo alla "Mohr-Coulomb"

Questo modello costitutivo del terreno è robusto e semplice ed è quello più comunemente utilizzato nelle applicazioni pratiche.

Questo modello permette di cogliere anche alcuni, ma non tutti, degli aspetti del comportamento non lineare del terreno e può essere efficacemente utilizzato nell'analisi preliminare a collasso utilizzando l'approccio "phi-c reduction" per il calcolo del fattore di sicurezza.

#### 7.1.11. Modelli costitutivi avanzati

All'interno di Plaxis sono implementati altri modelli costitutivi del terreno, di concezione più avanzata rispetto al precedente.

Sono disponibili, infatti, il modello "Cam-Clay" per il calcolo dei cedimenti dei terreni normal consolidati, il modello con creep, il modello "Hardening Soil" per terreni dove è prevedibile un aumento di rigidezza ed altri ancora.

#### 7.1.12. Pressione idraulica in regime stazionario

La generazione della pressione idraulica nel terreno, in regime stazionario (ad esempio la condizione Ko), può essere eseguita mediante due approcci diversi:

1. mediante un'analisi di flusso in condizioni bidimensionali;

2. direttamente dall'immissione della superficie piezometrica, nei casi più semplici.

#### 7.1.13. Sovrapressioni idrauliche

Distinguendo le condizioni drenate dalle condizioni non drenate, le sovrappressioni idrauliche (excess pore pressure) sono computate quando il terreno, in condizioni non drenate, è soggetto ai carichi di progetto.

#### 7.1.14. Costruzione a step

Con Plaxis è possibile, in fase di calcolo, simulare tutte le fasi di costruzione della struttura in progetto, attivando l'opzione "Staged Construction"; in questa maniera, disattivando ed attivando volta per volta elementi di terreno o di strutture in esso definite, è possibile cogliere anche le fasi di lavoro per ottenere l'opera finita.

#### 7.1.15. Calcolo del Fattore di Sicurezza

Il calcolo del fattore di sicurezza del progetto è un elemento d'importanza fondamentale; il fattore di sicurezza è definito come il rapporto fra il carico di collasso ed il carico di lavoro (nel caso delle fondazioni) oppure come il rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e le tensioni tangenziali mobilitate.

Il calcolo del fattore di sicurezza è eseguito in automatico, mediante la definizione di uno step addizionale, diminuendo iterativamente il valore dell'angolo di taglio e della coesione, fino ad arrivare alla prima configurazione di collasso ("phi-c reduction").

In estrema sintesi, la ricerca del Grado di Sicurezza dell'opera nel suo complesso è condotta mediante una procedura iterativa, denominata c-phi reduction, la quale riduce passo passo i valori delle resistenze del terreno (coesione ed angolo di taglio) arrestandosi nell'istante di nascita di una situazione di collasso (o per raggiungimento del criterio di rottura negli elementi terreno o per raggiungimento delle condizioni di rottura in qualche elemento strutturale – pali, tiranti etc. –).

Ovviamente il punto di partenza dell'analisi iterativa coincide con l'ultima fase studiata (e quindi il raggiungimento del fondo di scavo).

#### 7.1.16. Risultati

Plaxis permette di presentare i risultati dell'analisi in varie forme:

1. mediante rappresentazioni delle tensioni nel modello;
2. mediante rappresentazioni delle deformazioni del modello;
3. mediante tabulati;
4. mediante percorsi tensionali.

## 7.2. Verifica del progetto

La verifica della soluzione proposta è sistematicamente affrontata durante tutte le fasi di lavoro elencate in tabella 3.

Ovviamente, al fine di determinare con la massima precisione lo stato tensionale attuale, sono state modellate anche le fasi "storiche" precedenti l'esecuzione dei lavori.

## 7.3. Grado di sicurezza

La ricerca del Grado di Sicurezza dell'opera è fatta con riferimento al raggiungimento del fondo scavo, essendo tale fase la più critica dell'intero processo realizzativo dell'opera (alte azioni sollecitanti a parità di azioni resistenti).

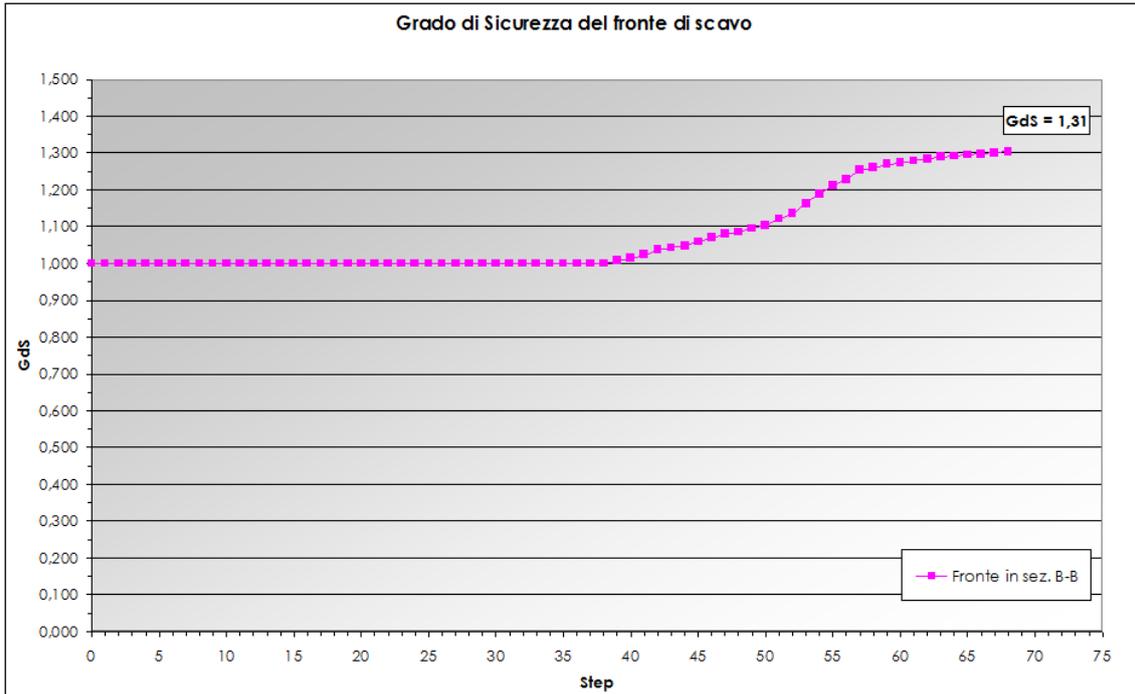
Il criterio di valutazione del Grado di Sicurezza utilizzato, trae le mosse da un'analisi agli elementi finiti condotta tramite il codice di calcolo PLAXIS ver. 7.2 descritto più dettagliatamente nel paragrafo 9.1.16.

In estrema sintesi, la ricerca del Grado di Sicurezza dell'opera nel suo complesso è condotta mediante una procedura iterativa, denominata c-phi reduction, la quale riduce passo passo i valori delle resistenze del terreno (coesione ed angolo di taglio) arrestandosi nell'istante di nascita di una situazione di collasso (o per raggiungimento del criterio di rottura negli elementi terreno o per raggiungimento delle condizioni di rottura in qualche elemento strutturale – pali, tiranti etc. –).

Il Grado di Sicurezza è definito formalmente dalla seguente espressione:

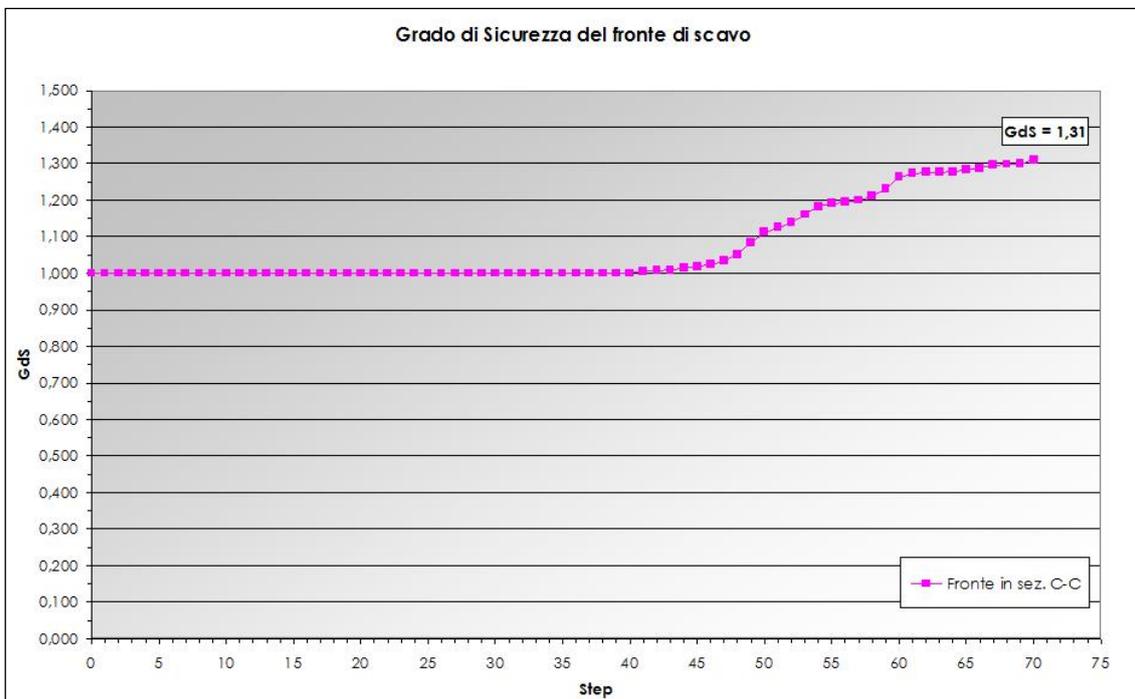
$$GS = \frac{\tau_{iniziale}}{\tau_{collasso}}$$

ossia dal rapporto fra la resistenza del terreno dell'analisi e la massima tensione tangenziale mobilitata momento del collasso.



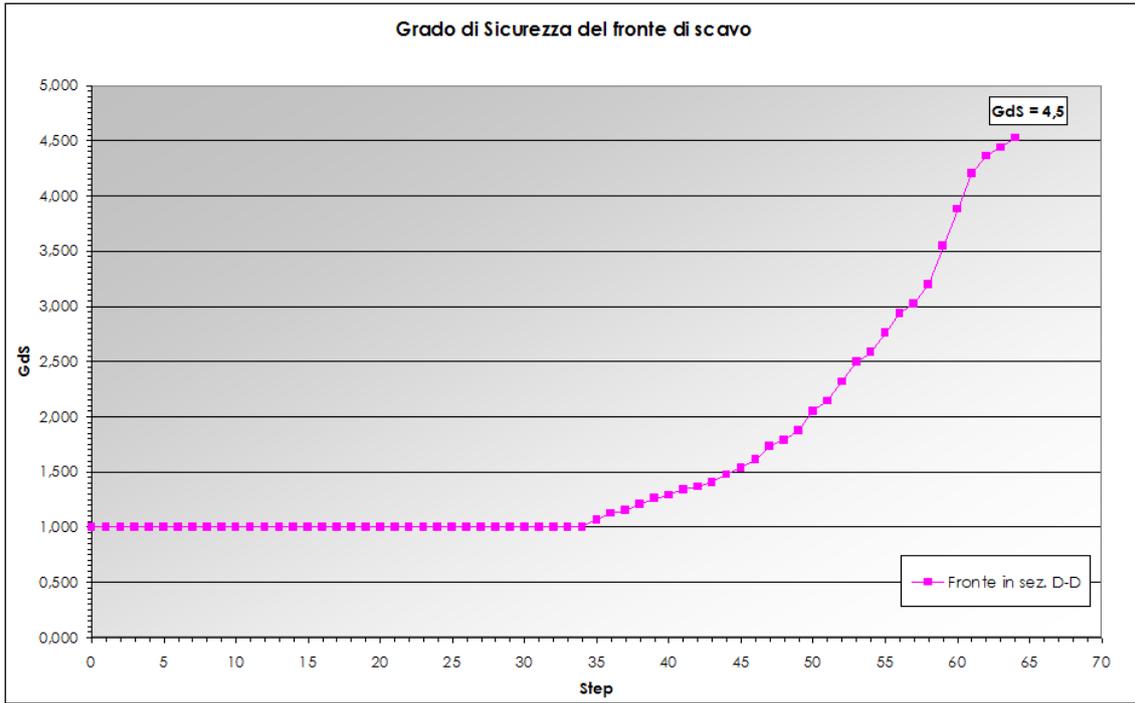
**Figura 94: Grado di sicurezza del fronte di scavo sez. B-B.**

Il valore ottenuto è superiore ai minimi di norma, con relativo soddisfacimento delle verifiche di stabilità globale ( $GdS \geq 1.3$ ).



**Figura 95: Grado di sicurezza del fronte di scavo sez. C-C.**

Il valore ottenuto è superiore ai minimi di norma, con relativo soddisfacimento delle verifiche di stabilità globale ( $GdS \geq 1.3$ ).



## 8. Piano di monitoraggio

Trattandosi di un'opera interagente un contorno antropicamente modificato e dotato di manufatti sensibili al possibile campo di spostamento indotto, occorre predisporre un piano di monitoraggio tale da consentire il controllo continuo dei parametri chiave del comportamento delle strutture con essa interagenti.

In particolare, dovendo porre estrema cautela alla mobilitazione di distorsioni alle strutture esistenti, indotte dagli spostamenti orizzontali della paratia posta a sostegno del fronte di scavo, il principale parametro da controllare sarà proprio la deformazione delle opere di sostegno ed il campo di cedimento degli edifici presenti al contorno.

Poiché cedimenti e deformazioni orizzontali delle opere di sostegno sono fra loro interconnessi è possibile prevedere una catena cinematica di controllo di tali parametri; in particolare dovranno essere attuate le seguenti procedure:

1. Installazione sette stazioni clinometriche sul cordolo testa pali.

I cicli di lettura saranno automatizzati e presentati su una piattaforma web-gis georeferenziata ad accesso protetto.

Le letture si baseranno su cicli di lettura distribuiti ogni 15 minuti nell'arco della giornata, e sulle 24 ore, in modo tale da avere un quadro continuo del comportamento deformativo al contorno.

Il sistema messo a punto lavorerà secondo la seguente strategia operativa:

1. acquisizione dei dati;
2. rilancio, via gsm, al server centrale;
3. elaborazione dati ed aggiornamento dello storico.

In ogni momento sarà possibile conoscere i risultati della campagna di monitoraggio entrando in una pagina web dedicata, nella quale è presente la planimetria della preparazione dell'area e l'ubicazione dei clinometri e del termometro (georeferenziata rispetto al disegno).

Selezionando il clinometro desiderato si accederà allo storico aggiornato al momento dell'ultima lettura.

Di seguito è mostrata un esempio dell'interfaccia web appena illustrata, con evidenziata la posizione dei sensori e del termometro precedentemente descritti, applicata con successo dagli scriventi in un cantiere attualmente in corso di esecuzione.

## **9. Conclusioni**

Il lavoro ha riguardato la caratterizzazione meccanica e di stato dei terreni e delle rocce che costituiscono il Volume Significativo dell'intervento di realizzazione delle opere confortative necessarie per la stabilizzazione della porzione di S.P. 226, a partire dalla progressiva km 10+700.

Sono stati analizzati tutti i dati provenienti dalla campagna d'indagine geotecnica, messa a punto specificatamente per l'intervento, ottenendo i valori di progetto delle caratteristiche cercate.

Sono state verificate le principali opere previste, valutandone il Grado di Sicurezza in accordo con il quadro esigenziale richiesto.