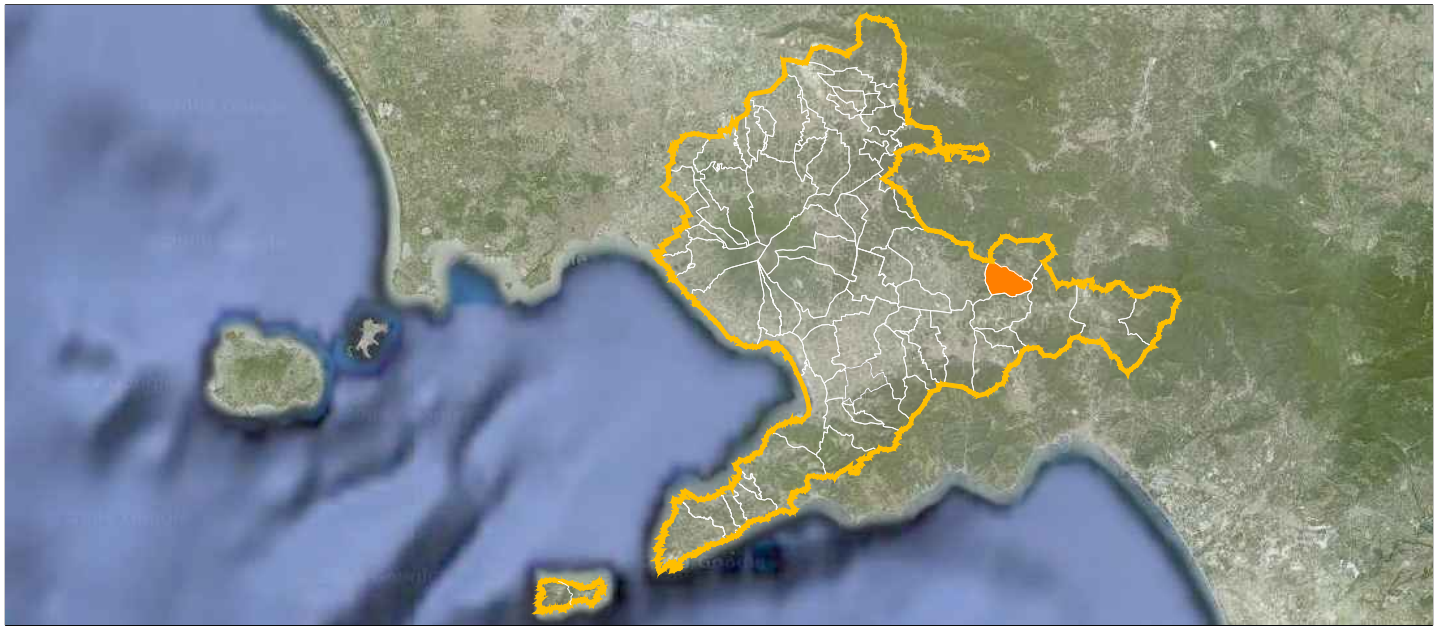
Ambito Distrettuale Sarnese Vesuviano
Legge 02/12/2015

PATTO PER LA CAMPANIA - SETTORE PRIORITARIO "AMBIENTE"
INTERVENTO STRATEGICO
"PIANO DELLA DEPURAZIONE E SERVIZIO IDRICO INTEGRATO"

Delibera Giunta Regionale della Campania n°732 del 13/12/2016



COMUNE DI SIANO
OPERE DI COMPLETAMENTO DELLA RETE FOGNARIA

UNITA' INVESTIMENTI,
INGEGNERIA E SERVIZI

INGEGNERIA
Il Responsabile
ing. Domenico Cesare

Gruppo di progettazione
ing. Giuseppina Riccio
ing. Mauro Bracale
ing. Tiziana Catalano

INT. 7266

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato: A8

Scala: /

Titolo:

Consolidamento dei terreni in deep mixing e blindaggio dello scavo

Rev	Motivo della revisione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
0	Emissione per approvazione	Febbraio 2021			
1	Verifica progetto	Maggio 2021			

Esecuzione delle Opere	Prestazioni Specialistiche	Il Progettista	Il R.U.P.
		ing. Domenico Cesare	ing. Domenico Tizzano

Il presente progetto è protetto a termini di legge.

"Consolidamento dei terreni in deep mixing e blindaggio dello scavo"

www.terreleggere.com
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - Università degli Studi di Napoli Federico II
Amministratore: ing. Raffaele Papa
☎081 7683473 3204007885 papa@terreleggere.com DICEA via Claudio 21 - 80125 Napoli
Direttore Tecnico: ing. Domenico De Santo
☎0825 459416 3287068108 desanto@terreleggere.com T.L.srl via Moccia 90 - 83100 Avellino

Sommario

1. Premessa 3
2. Normativa di riferimento 4
3. Caratterizzazione geotecnica 5
4. Intervento di consolidamento in Deep mixing nell'esecuzione di scavi 7
4.1 Descrizione dell'intervento in Deep mixing 7
4.2 Tecnica di consolidamento in Deep mixing 8
4.3 Criteri di verifica del trattamento Deep Mixing 10
4.4 Criteri di verifica del trattamento Deep Mixing 12
4.5 Parametri di progetto dei terreni trattati 12
4.5.1 Criteri di calcolo parametri geotecnici equivalenti dei terreni consolidati 14
4.6 Fasi realizzative e modello di calcolo 16
4.6.1 Sezioni di calcolo Sito 5 18
4.6.2 Sezioni di calcolo Sito 9 21
4.7 Verifiche di stabilità esterne e interne 22
4.7.1 Verifiche di stabilità esterne interne Sito 5 24
4.7.2 Verifiche di stabilità esterne interne Sito 9 29
5. Conclusioni 32

1. Premessa

Nell'ambito dei lavori di posa in opera della tubazione fognaria inerente il Progetto Esecutivo "Opere di completamento della rete fognaria nel Comune di Siano", la presente relazione riporta i risultati di una soluzione tecnica proposta per l'esecuzione dello scavo e posa della condotta per alcuni tratti (denominati tratto 5 e tratto 9), ove la profondità dello scavo stesso e la estrema vicinanza agli edifici esistenti presenti, richiedono la predisposizione di accorgimenti particolari e cautelativi. In particolare al sistema di blindaggio dello scavo (quale presidio per la posa in sicurezza della condotta), si propone il consolidamento di una fascia di terreno (con la tecnica del Deep Mixing) in corrispondenza delle due pareti dello scavo stesso, al fine di ridurre al minimo il detensionamento dei terreni e di conseguenza scongiurare l'insorgere di cedimenti alle fondazioni dei fabbricati che insistono sulle strade interessate dall'intervento di progetto, ove la distanza dallo scavo stesso risulta esigua. La soluzione proposta definisce e detta altresì le modalità di inserimento e rimozione del sistema di blindaggio per la posa della condotta, fasi successive al consolidamento su detto.

In figura 1 e in figura 2 è evidenziata l'ubicazione planimetrica degli interventi di consolidamento in progetto.

Sito 5: via Aia picchetti nn°6-7dx ÷ nn°6-7 sx----via Martiri d'Otranto picchetti nn°18-19 ÷ nn°19-20 ÷ nn°20-21 ÷ nn°21-22

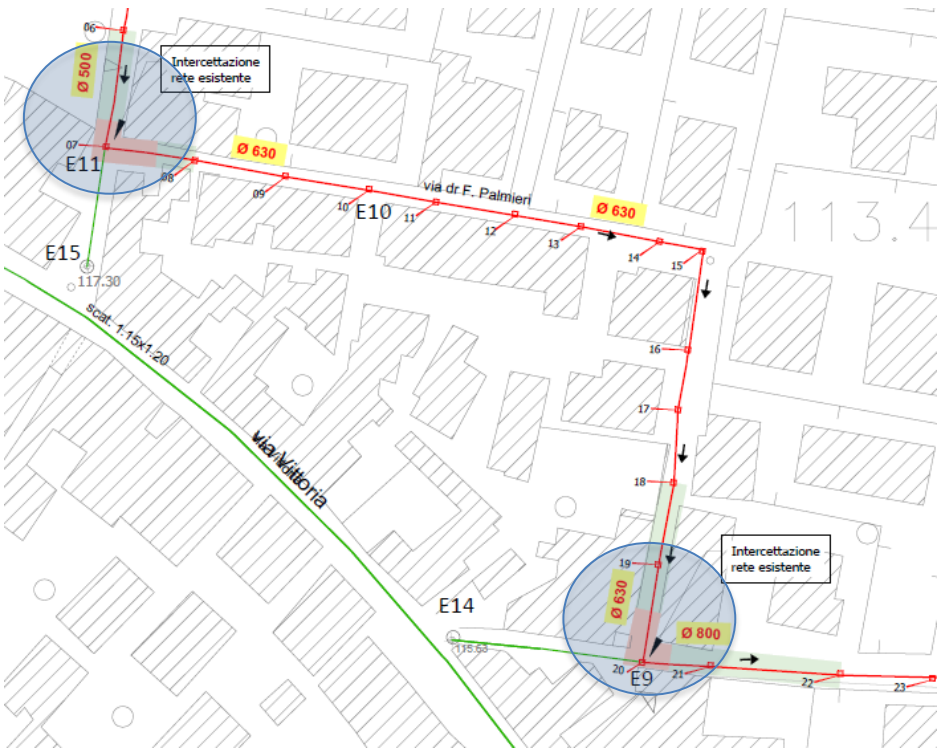


Figura 1: *Ubicazione intervento deep mixing Sito 5*

Sito 9: via Gramsci picchetti nn°12-13 + nn°13-14----Traversa Spinelli picchetti nn°16*-16a

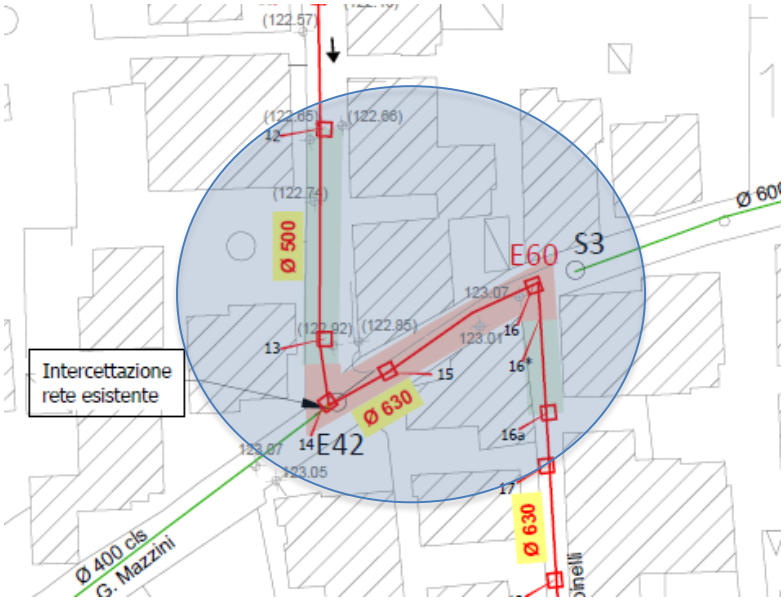


Figura 2: *Ubicazione intervento deep mixing Sito 9*

Nel presente elaborato sono state quindi eseguite delle verifiche di stabilità degli scavi, analizzando in modo dettagliato le condizioni al contorno presenti in sito, quali la presenza di edifici e di relativi piani cantinati, la configurazione geometrica dello scenario di scavo (profondità, distanza dai fabbricati e manufatti esistenti), in modo da determinare e dimensionare l'intervento di consolidamento con la tecnica Deep Mixing.

Di seguito riportati i tratti considerati e analizzati per la realizzazione dell'intervento di consolidamento Deep Mixing

Tabella 1 Tratti stradali interessanti l'intervento di consolidazione Deep Mixing

DEEP MIXING ABBINATO AL SISTEMA DI BLINDAGGIO A DOPPIA ROTAIA			
UBICAZIONE	DN COLONNE	LUNGHEZZA TRATTO DI PROGETTO (m	PICCHETTI
VIA GRAMSCI	400	30,1	12-13
VIA GRAMSCI	400	3,59	13-14
TRAV. SPINELLI	400	13,19	16*-16a
VIA AIA	400	17,67	06-07
VIA PALMIERI	400	7,53	07-08
VIA MARTIRI D'OTRANTO	400	16,1	18-19
VIA MARTIRI D'OTRANTO	400	9,09	19-20
VIA MARTIRI D'OTRANTO	400	8,11	20-21
VIA MARTIRI D'OTRANTO	400	25,17	21-22

Sito 5: via Aia picchetti nn°6-7dx + nn°6-7 sx----via Martiri d'Otranto picchetti nn°18-19 + nn°19-20 + nn°20-21 + nn°21-22

Sito 9: via Gramsci picchetti nn°12-13 + nn°13-14----Traversa Spinelli picchetti nn°16*-16a

2. Normativa di riferimento

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

3. Caratterizzazione geotecnica

Per la caratterizzazione geo-meccanica e stratigrafica del sito si è fatto riferimento a quanto riportato nella Relazione Geologica redatta a cura del dott. Geologo Giuseppe D'Onofrio. Dai dati acquisiti dalla campagna delle indagini geologiche e dalle prove condotte è risultato il seguente modello geotecnico e stratigrafico rispettivamente per il Sito 5 e il Sito 9:

Tabella 2 Proprietà fisico-meccaniche dei terreni Sito 5

	Peso dell'unità di volume (kN/m^3)	Coesione drenata (kPa)	Angolo di attrito (°)
Depositi rimaneggiati	16	0	26
Piroclastiti con addensamento medio basso	15	0	23
Piroclastiti con addensamento medio	16	0	25,5

Tabella 3 Proprietà fisico-meccaniche dei terreni Sito 9

	Peso dell'unità di volume (kN/m^3)	Coesione drenata (kPa)	Angolo di attrito (°)
Depositi rimaneggiati	14	0	22.5
Piroclastiti con addensamento medio basso	15	0	23
Piroclastiti con addensamento medio	16	0	25,5

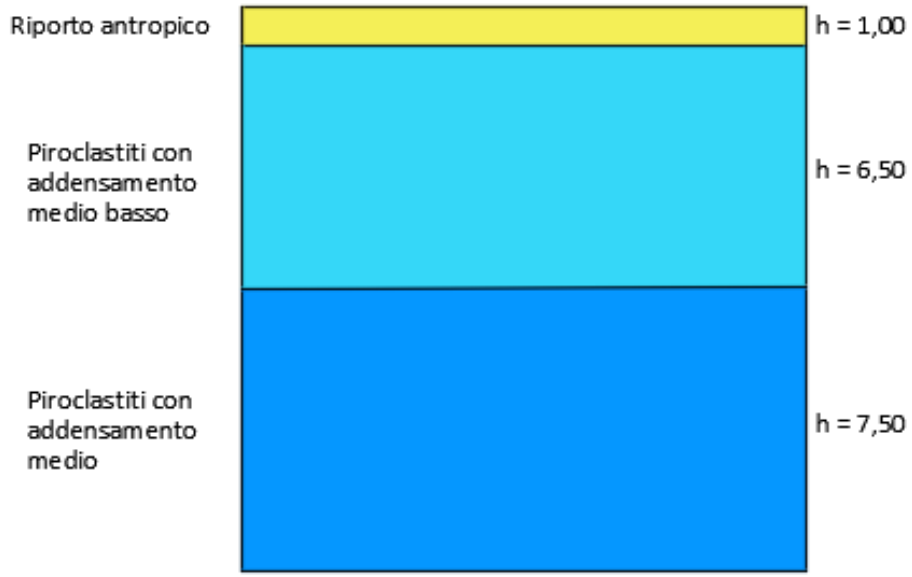


Figura 3: *Modello del sottosuolo sito 5*

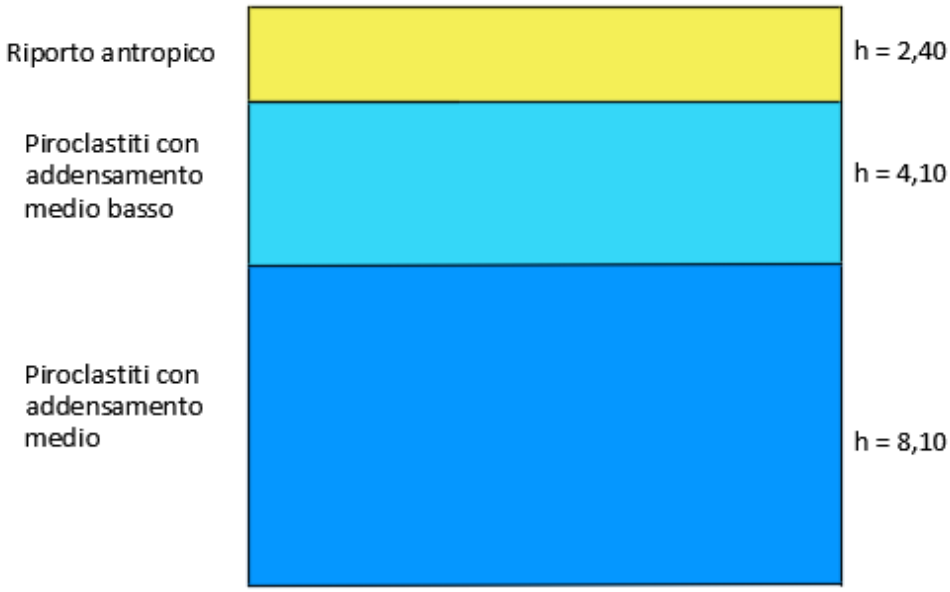


Figura 4: *Modello del sottosuolo sito 9*

4. Intervento di consolidamento in Deep mixing nell'esecuzione di scavi

4.1 Descrizione dell'intervento in Deep mixing

Come accennato precedentemente la realizzazione di alcuni tratti della rete fognaria del comune di Siano necessita dell'esecuzione di scavi per la posa in opera della condotta. La presenza di edifici multipiano e le dimensioni limitate della carreggiata stradale interessate dal tracciato della condotta, necessitano di particolare attenzione alla progettazione delle fasi di scavo. È ben noto che la principale problematica legata all'esecuzione degli scavi in trincea è la stabilità del fronte, ma lo scenario urbano interessato dal tracciato della condotta mette in risalto anche altri possibili effetti quali il detensionamento del terreno ed il conseguente insorgere di cedimenti alle fondazioni degli edifici che insistono sui terreni immediatamente a ridosso degli scavi stessi. In tale contesto viste le caratteristiche geotecniche dei terreni non coesivi presenti in sito, si è scelto di associare all'utilizzo di blindaggi già previsti per alcuni tratti, il consolidamento dei terreni a tergo dello scavo mediante la tecnica di miscelazione Deep Mixing. L'utilizzo di tale tecnica ha lo scopo di migliorare le caratteristiche meccaniche dei terreni trattati, aumentando in tal modo la risposta meccanica dei terreni nelle fasi transitorie di esecuzione dello scavo.

In particolare come evidenziato in **Figura 6**, precedentemente alle operazioni di inserimento del sistema di blindaggio propedeutico alla fase di scavo, verrà effettuato l'intervento di consolidamento dei terreni che interesserà una **fascia di 1 m** di larghezza a destra e sinistra dello scavo per una profondità pari a 6,0 m. L'intervento di consolidamento sarà di **tipo massivo** con un grado di sostituzione del 100%. Di seguito si riporta la maglia triangolare di trattamento tipo.

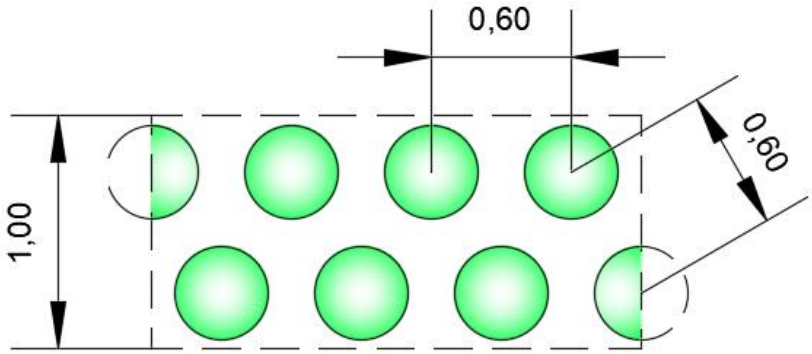


Figura 5: *Maglia esecutiva trattamento Deep Mixing*

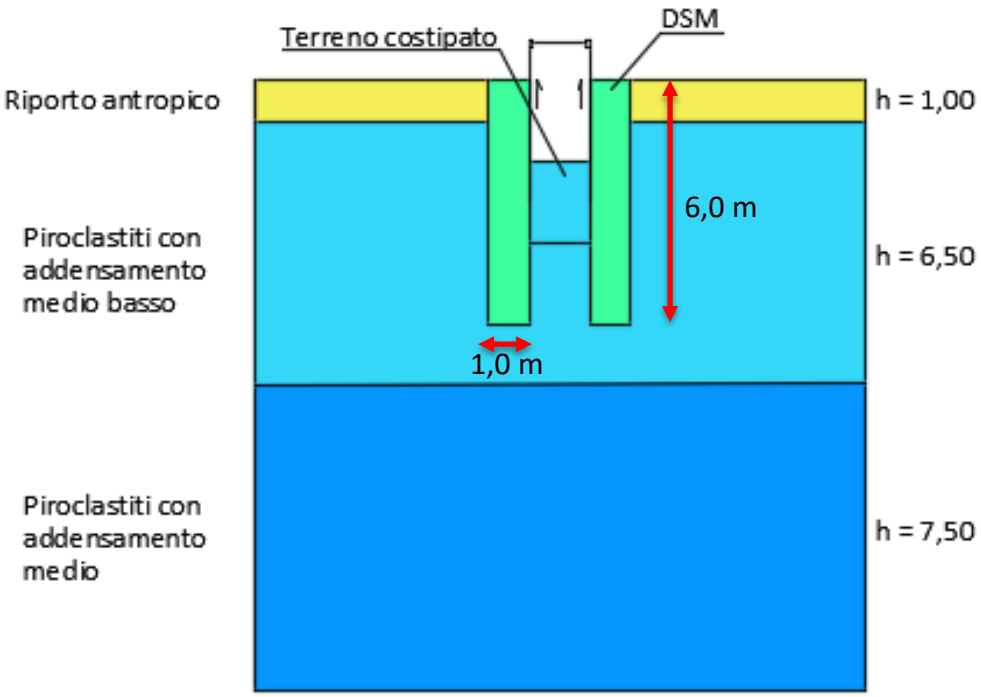


Figura 6: *Sezione tipo di intervento*

Si precisa la configurazione geometrica e le dimensioni sopra esplicitate, che caratterizzano l'intervento, sono state valutate e validate per tutte le sezioni di calcolo sotto riportate, a meno della sezione 7-8 per motivi legati alla mancanza di spazio utile per la realizzazione della tipologia tecnologica di intervento in oggetto.

4.2 Tecnica di consolidamento in Deep mixing

Operativamente la tecnica del Deep Mixing consiste nell'inserimento nel terreno di un utensile rotante su cui sono calettate delle eliche e/o pale miscelatrici, che assicurano la disgregazione del terreno ed il rimescolamento dello stesso con il legante inserito a bassa pressione mediante appositi ugelli. Si viene a formare così un elemento (colonna, setto ecc.) di materiale che presenta caratteristiche di resistenza e deformabilità migliori del terreno circostante e permeabilità più basse.

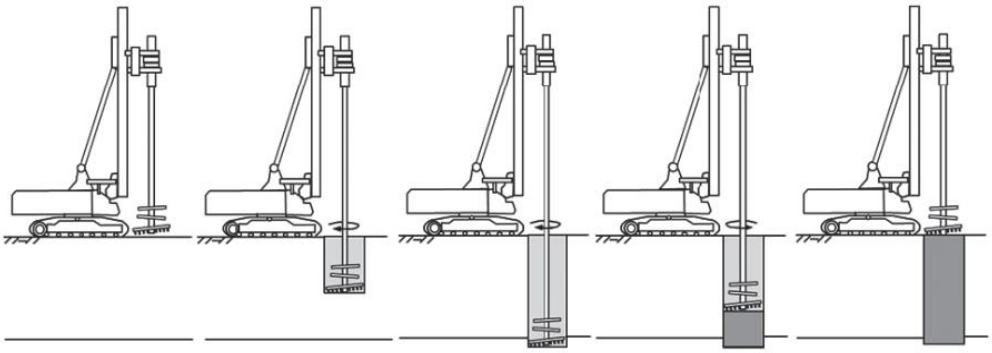




Figura 7: *Deep mixing: schema esecutivo, macchinario per esecuzione trattamenti, colonne tangenti esposte*

In tal modo è possibile realizzare elementi colonnari consistenti nel sottosuolo, che non determinano scarichi tensionali o sovrappressioni indotte al contorno, attraverso l'adozione di una miscela cementante.

Le tecniche di miscelazione meccanica in sito sono applicabili in un'ampia varietà di terreni e consentono la realizzazione di colonne di diametro costante con la profondità anche in presenza di forti eterogeneità in termini di composizione granulometrica ed addensamento.

Grazie all'impiego di speciali utensili di perforazione e miscelazione è possibile trattare terreni granulari di natura piroclastica presenti nel sito oggetto di intervento. Come dimostrano esperienze condotte in terreni di simile composizione le caratteristiche idrauliche di tali terreni favoriscono un grado di permeazione della miscela legante in fase di miscelazione, consentendo di ottenere nei terreni piroclastici un trattamento con buone proprietà meccaniche.

Caratteristica peculiare del metodo è la semplicità realizzativa, il controllo delle prestazioni ed una grande adattabilità del trattamento alle effettive condizioni di terreno che si verranno ad incontrare. La estrema semplicità dell'impianto operativo consente inoltre una massima mobilità

ed elasticità nella distribuzione del trattamento con evidenti ricadute sui costi e sui tempi di produzione.

4.3 Criteri di verifica del trattamento Deep Mixing

Stati limite ultimi. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]:

$$E_d = E\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E\left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3]:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$$

L'effetto delle azioni e la resistenza di progetto sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d. Nella formulazione della resistenza R_d, compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti (A1+M1+R1 e A2+M2+R2) ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3).

I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

Nell'ambito di ciascun approccio si calcolano in questo modo l'azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d, che sono già affette dai coefficienti di sicurezza parziali, per cui la verifica impone semplicemente che sia soddisfatta la disuguaglianza $R_d \geq E_d$. Il valore di progetto delle azioni E_d è calcolata considerando i seguenti coefficienti parziali γ_f:

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

Il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Tabella 4 *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I –NTC18)*

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali[1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γG1

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati in funzione della tipologia di opera geotecnica e della verifica di stabilità da effettuare;
b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R;
c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R.

Tabella 5 *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II –NTC18)*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

4.4 Criteri di verifica del trattamento Deep Mixing

Nel caso degli interventi di consolidamento mediante Deep mixing, ai sensi delle NTC, sono richieste le seguenti verifiche:

- Stabilità esterna (SLU-GEO) con riferimento a condizioni di equilibrio limite lungo superfici di rottura competenti al sistema colonne-terreno;
- Stabilità interna delle colonne (SLU-STR) verifica tra sollecitazioni di taglio agenti e resistenti ottenute facendo riferimento a condizioni di equilibrio limite lungo superfici di rottura competenti al sistema colonne-terreno.

4.5 Parametri di progetto dei terreni trattati

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite la resistenza a compressione di progetto delle colonne f_{cd} è ricavata dal valore di resistenza a compressione mediante la semplice formulazione:

$$f_{cd} = \frac{q_{ult,col}}{\gamma_m}$$

dove γ_m è pari a 1.4 e $q_{ult,col}$ è la resistenza opportunamente ridotta per tener conto di fenomeni di creep e condizionamenti ambientali:

$$q_{ult,col} = F_{CR} \times q_{u,col}$$

dove F_{CR} è assunto pari a 0.85.

La resistenza al taglio del terreno trattato di progetto τ_{cd} è assunta pari a 0.20 fcd, mentre quella a trazione pari a $f_{td} = 0.1\ f_{cd}$.

Nel caso di scarpate, la capacità portante $q_{u,col}$ è assunta pari alla resistenza a compressione "ammissibile" del terreno trattato f_{ca} ottenuta riducendo quella caratteristica f_{ck} mediante un coefficiente di sicurezza globale FSτ:

$$q_{u,col} = f_{ca} = \frac{f_{ck}}{FS_\tau}$$

FSτ assume valori compresi tra 1.5 e 5.0 in funzione del percorso di carico ("stress path") a cui le colonne sono sottoposte:

- FSτ = 1.5 per condizioni di carico in compressione e/o "attive" (problemi di fondazione);
- FSτ = 3.0 per condizioni di taglio puro (stabilità pendii e/o scarpate);
- FSτ = 5.0 per condizioni di scarico in estensione e/o "passive" (resistenza passiva).

Il valore di f_{ck} può essere ottenuto da una analisi statistica delle resistenze a compressione ottenute da campioni prelevati da colonne pilota o da dati di letteratura su terreni simili.

Nel caso specifico si è fatto riferimento ad esperienze condotte su casi di studio analoghi attribuendo alle piraoclastiti cementate un valore di resistenza media nell'ordine di 2,0 MPa a cui compete un valore f_{ck} pari a circa 1,2 MPa. Assumendo un valore di FSτ pari a 3,0, f_{cd} è pari a circa 0,24 Mpa per γ_m pari a 1,40, mentre la resistenza al taglio di progetto τ_{cd} = 50 kPa e quella a trazione f_{td}=25 kPa.

Tabella 6 *Parametri di progetto terreno trattato*

fcm MPa	**2.00**	Resistenza a compressione media
fck MPa	**1.20**	Resistenza a compressione caratteristica
FSτ	**3.00**	Coefficiente di sicurezza breve termine
fca MPa	**0.40**	Resistenza a compressione ammissibile
$f_{ult,col}$ MPa	**0.34**	Resistenza a compressione ammissibile
$f_{cd,SLU}$ MPA	**0.24**	Resistenza a compressione di progetto
τ_{max} kPa	**50**	Resistenza a taglio di progetto
f_{td} kPa	**25**	Resistenza a trazione di progetto

4.5.1 Criteri di calcolo parametri geotecnici equivalenti dei terreni consolidati

Nelle verifiche si può far riferimento ad una resistenza al taglio equivalente del mezzo "composito" (c'_{eq}, φ'_{eq}) espressa in funzione dell' *area di sostituzione*" "a_s" che rappresenta approssimativamente il rapporto tra l'area delle colonne e di quella del terreno complessivo da trattare. Tali parametri, da intendersi come medi per l'intero spessore di materiale consolidato, una volta stimati in funzione della resistenza intrinseca offerta dalle colonne, sono impiegati nelle usuali verifiche di stabilità di normativa.

In particolare, i parametri c'_{eq} e φ'_{eq} sono ricavati con le seguenti formulazioni:

$$c'_{eq} = a_s c'_{col} + (1 - a_s)k \times c'_{soil}$$

$$tg\varphi'_{eq} = a_s tg\varphi'_{col} + (1 - a_s)k \times tg\varphi'_{soil}$$

dove c'_{soil} e φ'_{soil} sono i valori dei parametri geotecnici dei terreni naturali in posto, c'_{col} e φ'_{col} sono i parametri di resistenza al taglio del terreno trattato espressi in termini di tensioni efficaci e *k* è il fattore di mobilitazione della resistenza del terreno pari al rapporto tra la resistenza al taglio del terreno mobilitata al raggiungimento della massima resistenza offerta dal terreno trattato:

$$k = \frac{\sigma_{s,mob}}{q_{ult,c}}$$

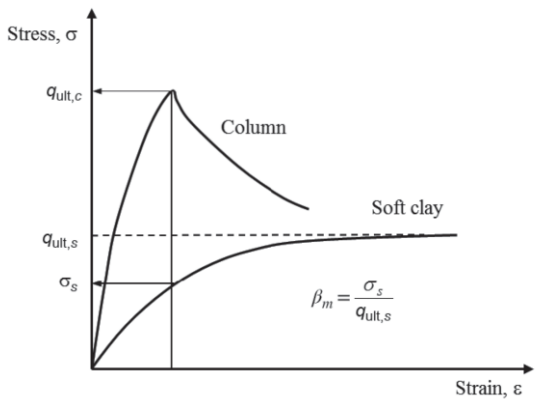


Figura 8: *Curve sforzi deformazioni terreno naturale ed elementi consolidati*

Nel caso di trattamento massivo (area di sostituzione a_s=100%) k è assunto unitario k=1.0 ed i parametri c'_{col} e φ'_{col} possono essere dedotti in funzione della capacità portante interna ultima della colonna di terreno trattato $q_{u,col}$ mediante il criterio di Mohr-Coulomb.

Sulla base di tali ipotesi, in **Tabella 7** sono riportati i parametri meccanici equivalenti dei terreni trattati con un'area di sostituzione a_s del 100%.

Tabella 7 *Parametri in tensioni efficaci terreno trattato*

	Modellazione in tensioni efficaci - Resistenza al taglio equivalente mezzo composito			
Parametri del terreno naturale e del terreno trattato	Parametri resistenza al taglio drenati terreno trattato			
	c'_{col}	28	kPa	Coesione del terreno cementato
	φ_{col}	23,5	°	Angolo resistenza al taglio interno colonna Sito 5
	φ_{col}	23	°	Angolo resistenza al taglio interno colonna Sito 5
	c'_s	0	kPa	Coesione efficace terreno da trattare
	φ_s	23.5	°	Angolo resistenza al taglio medio terreno da trattare Sito 5
	φ_s	23	°	Angolo resistenza al taglio medio terreno da trattare Sito 9
	a_s	100%	%	Area sostituzione
Parametri caratteristici equivalenti	k	1.00	-	Fattore di mobilitazione della resistenza del terreno
	$c'_{eq,k}$	28	kPa	$c'_{eq} = a_s c'_{col} + (1 - a_s) k c'_{soil}$
	$\varphi_{eq,k}$	23.5	°	Sito 5 $tg\varphi'_{eq} = a_s tg\varphi'_{col} + (1 - a_s) k tg\varphi'_{soil}$
	$\varphi_{eq,k}$	23	°	Sito 9

In base alla natura dei terreni interessanti il trattamento, per il raggiungimento delle caratteristiche meccaniche previste in progetto, si prevede l'utilizzo un cemento tipo Portland 42,5 in quantità almeno pari a 300 kg - 400 kg per metro cubo.

La miscela legante dovrà essere composta da acqua e cemento in rapporto compreso tra A/C = 0,5 - 0,7 ed eventualmente, qualora l'impresa esecutrice lo ritenga necessario, una percentuale di additivo anti-flocculante inferiore al 3%.

Si precisa che l'ottimizzazione del mix-design del trattamento deep mixing dovrà essere eseguito con l'esecuzione di un campo prova in sito da concordare con la D.L.

4.6 Fasi realizzative e modello di calcolo

Le problematiche relative agli scavi in ambiente urbano e l'utilizzo combinato della tecnica di consolidamento Deep Mixing e dei blindaggi hanno richiesto un attento studio delle fasi realizzative dell'intervento. In particolare, si focalizza l'attenzione sugli effetti di detenzionamento dei terreni a tergo dello scavo che possono indurre dei cedimenti a piano campagna con i conseguenti effetti sugli edifici adiacenti e sulla viabilità. Tali motivazioni hanno condotto a definire delle prescrizioni a cui attenersi in fase esecutiva e alle fasi di realizzazione successivamente elencate:

- Fase 1: realizzazione del trattamento in deep mixing a destra e sinistra della sezione di scavo per tutta la lunghezza del tratto interessante lo scavo;
- Fase 2: montaggio e del blindaggio;
- Fase 3: esecuzione dello scavo e contemporaneo inserimento del blindaggio fino alla quota di progetto;
- Fase 4: posa in opera della condotta;
- Fase 5: rinterro dello scavo per un'altezza pari ad un metro;
- Fase 6: rimozione del blindaggio per un'altezza di un metro;
- Fase 7: costipazione dello strato di rinterro di altezza 1,0 m;
- Fase 8: ripetizione delle Fasi 5, 6, 7 fino a completamento del rinterro e ripristino dello scavo

In riferimento alle Fase 2, si ritiene opportuno far presente che le operazioni di battuta in testa del blindaggio durante l'infissione nel terreno dello stesso, induce vibrazioni nel sottosuolo che possono ripercuotersi sugli edifici limitrofi. Per tali ragioni si raccomanda di prestare particolare attenzione nell'esecuzione delle lavorazioni appena citate.

Si precisa, che al fine di mitigare ulteriormente gli effetti indotti dallo scavo, si raccomanda di eseguire la rimozione dei blindaggi e la contemporanea fase di rinterro per una lunghezza in pianta pari al modulo dei blindaggi utilizzati e comunque non superiore a 4,5 m. La modalità prescritta consente di tenere conto della reale condizione in cui viene eseguito lo scavo e della tridimensionalità del problema trattato. Infatti, operando il tal modo, il tratto di scavo libero risente positivamente delle azioni di contrasto fornite dal blindaggio del tratto anteriore e del rinterro già ripristinato nel tratto posteriore. A supporto di quanto definito precedentemente è

stata eseguita un'analisi di stabilità tridimensionale dello scavo, con un'altezza pari a 4,0 m ed una lunghezza di scavo pari a 4,5 m, accertandosi che la verifica sia soddisfatta almeno per un coefficiente di sicurezza pari a 1,5. In tal modo è stato possibile tener conto del possibile detensionamento del terreno a tergo dello scavo e valutare l'assenza di tali effetti sugli edifici adiacenti.

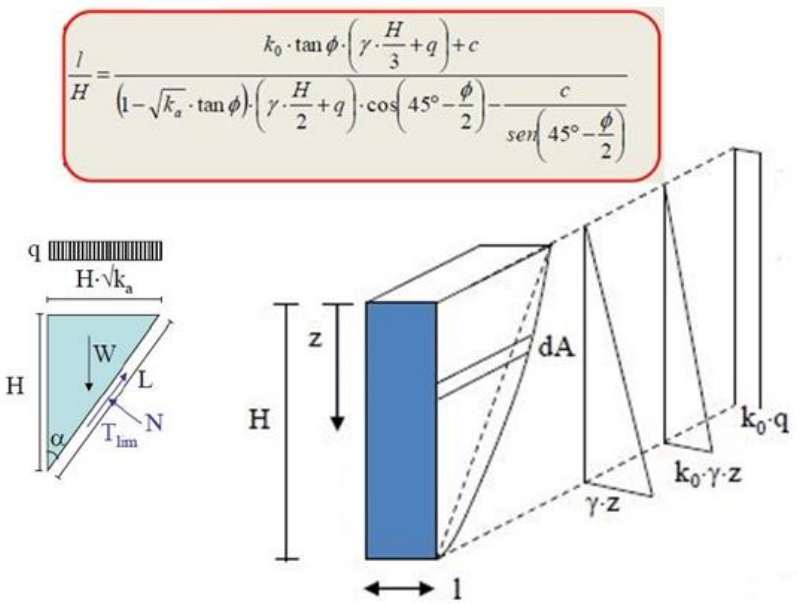


Figura 9: *Sezione 6-7 fronte destro*

Sito 5		
Analisi di stabilità in condizioni 3D		
FS =	**1,5**	
Altezza di scavo H=	4,1	m
q=	0	kN/m^2
Parametri caratteristici		
γ =	15,13	
φ_k =	23,4	°
φ_k =	0,41	rad
c'$_k$ =	9,3	kN/m^2
Parametri di progetto		
φ'_d =	0,28	rad
φ'_d =	16,09	°
c'$_d$ =	6,2	kN/m^2
K_0 =	0,72	
K_a =	0,57	
L =	4,73	m

Sito 9		
Analisi di stabilità in condizioni 3D		
FS =	**1,5**	
Altezza di scavo H=	4,0	m
q=	0	kN/m^2
Parametri caratteristici		
γ =	14,87	
φ_k =	22,8	°
φ_k =	0,40	rad
c'$_k$ =	9,3	kN/m^2
Parametri di progetto		
φ'_d =	0,27	rad
φ'_d =	15,67	°
c'$_d$ =	6,2	kN/m^2
K_0 =	0,73	
K_a =	0,57	
L =	4,88	m

Figura 10: *Analisi di Stabilità 3D*

Detto ciò, la modellazione del problema in esame è stata effettuata in relazione all'accurata definizione delle fasi realizzative dell'intervento appena illustrate, in particolare si precisa che, sebbene il terreno di rinterro sia stato costipato, si considerano unicamente le azioni che quest'ultimo esplica sul contorno dello scavo (condizioni di spinta attiva). Successivamente sono riportate le configurazioni geometriche delle sezioni analizzate con i relativi carichi agenti stimati.

4.6.1 Sezioni di calcolo Sito 5

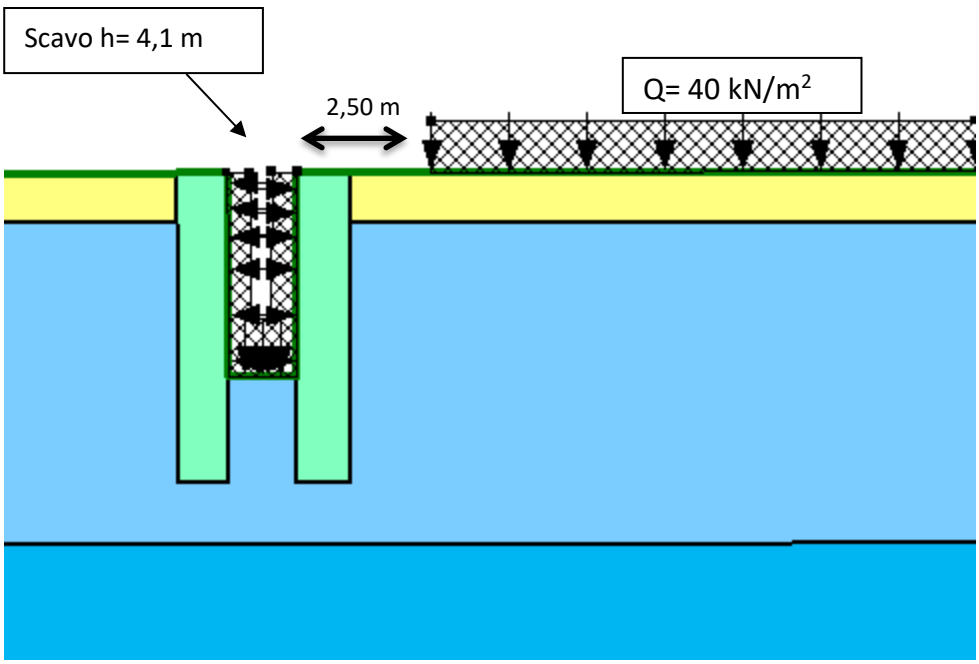


Figura 11: *Sezione 6-7 fronte destro*

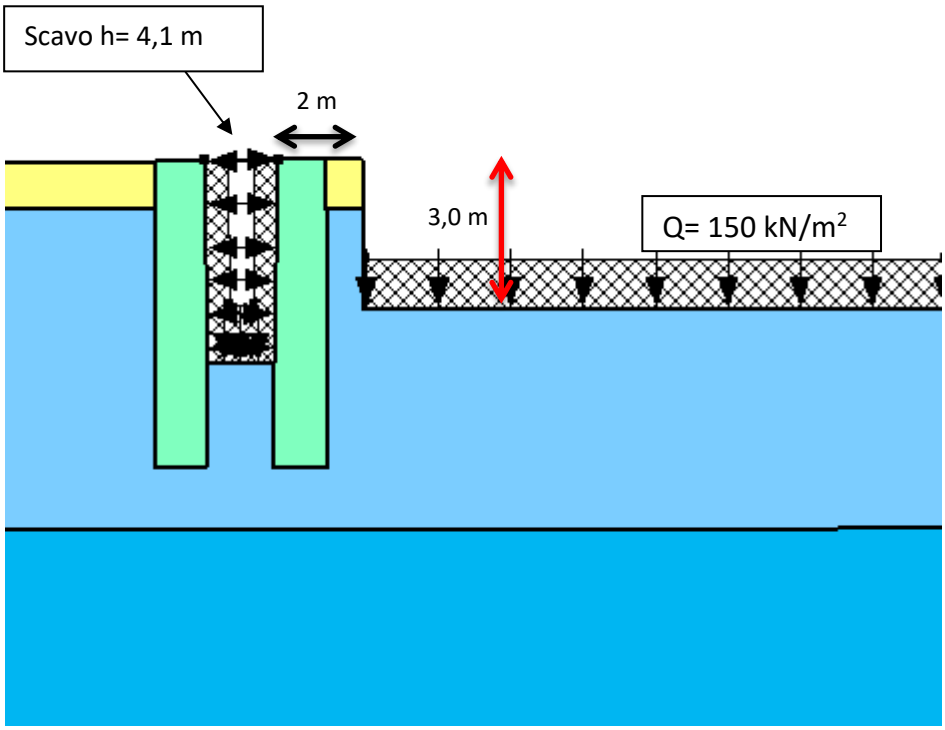


Figura 12: *Sezione 6-7 fronte sinistro*

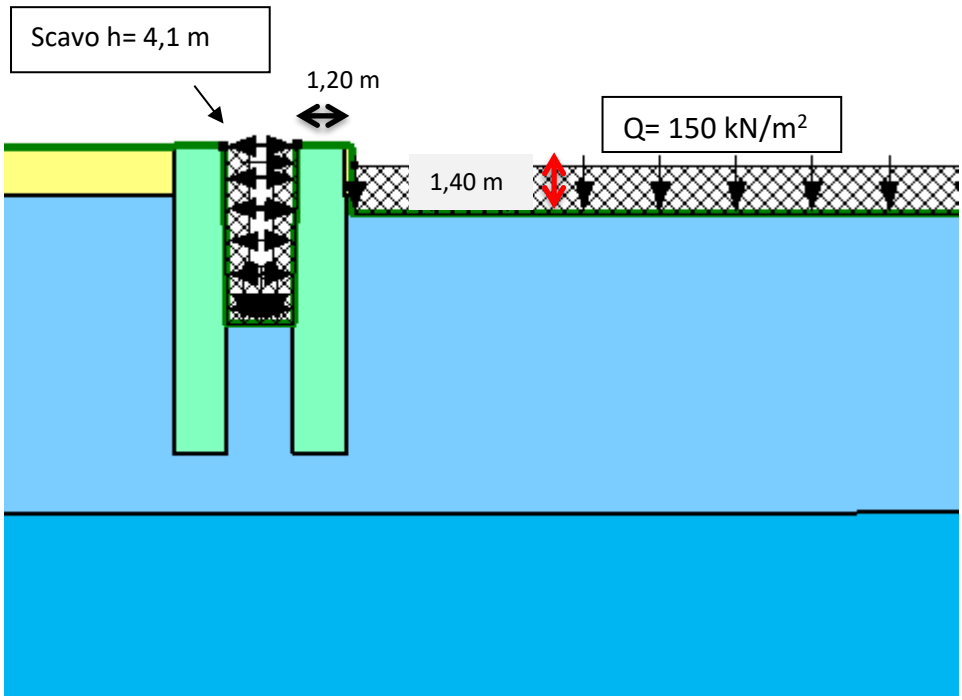


Figura 13: *Sezione 18-19*

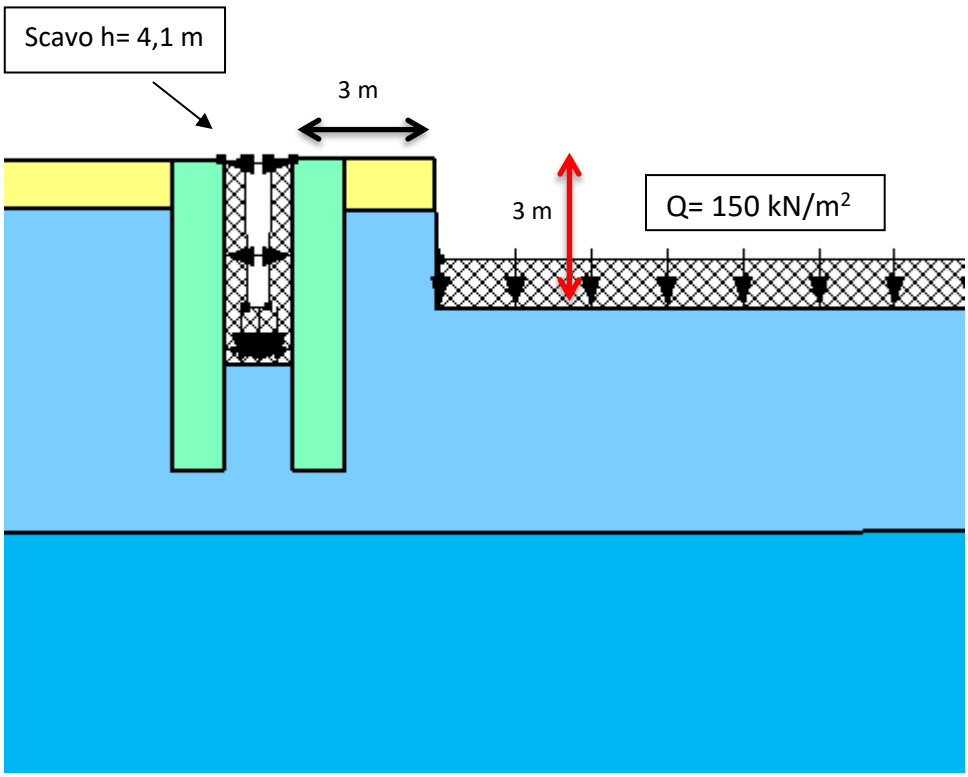


Figura 14: *Sezione 20-21-22*

Tabella 8 *Sintesi configurazione geometrica e carichi agenti delle sezioni di calcolo Sito 5*

Sezione	H scavo	Distanza edifici	Profondità piano di posa	Q Carichi agenti a tergo
n°	[m]	[m]	[m]	[kN/m²]
6-7 dx	4,10	2,50	0	40,0
6-7 sx	4,10	2,00	3,00	150,0
18-19	4,10	1,20	1,40	150,0
20-21-22	4,10	3,00	3,00	150,0

4.6.2 Sezioni di calcolo Sito 9

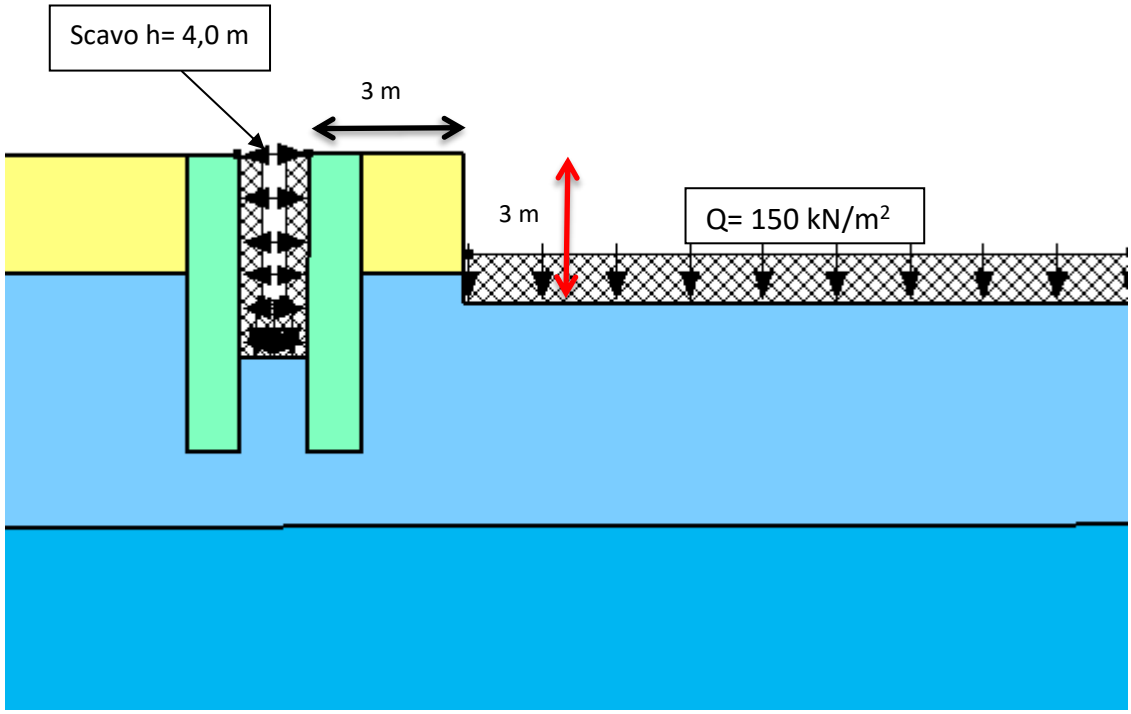


Figura 15: *Sezione 12-13*

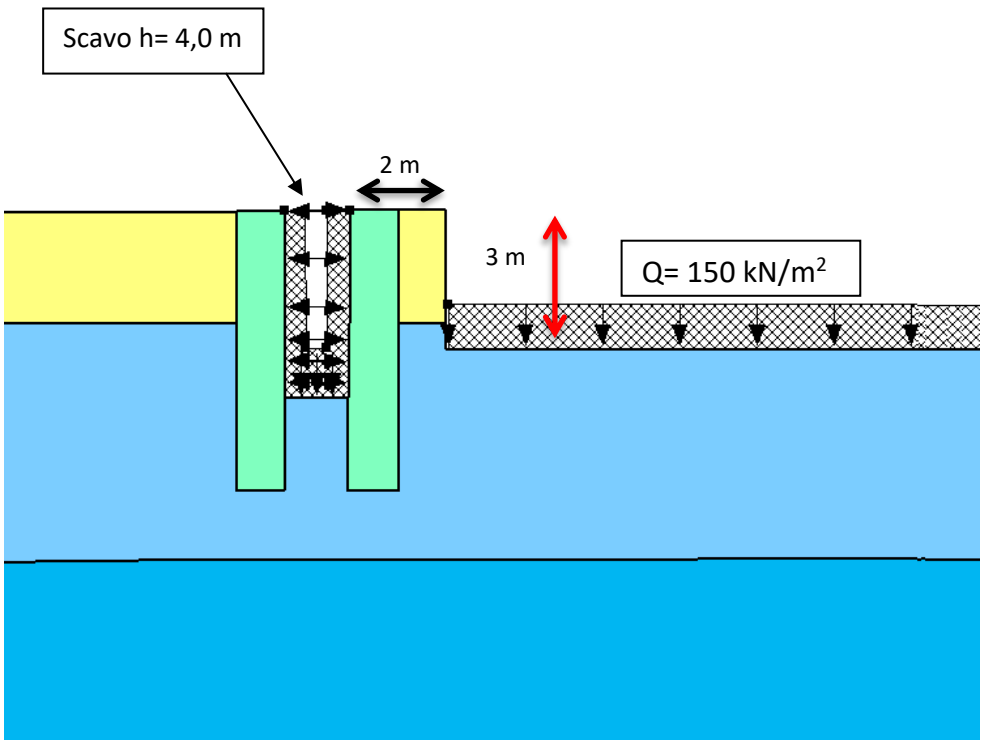


Figura 16: *Sezione 15-16*

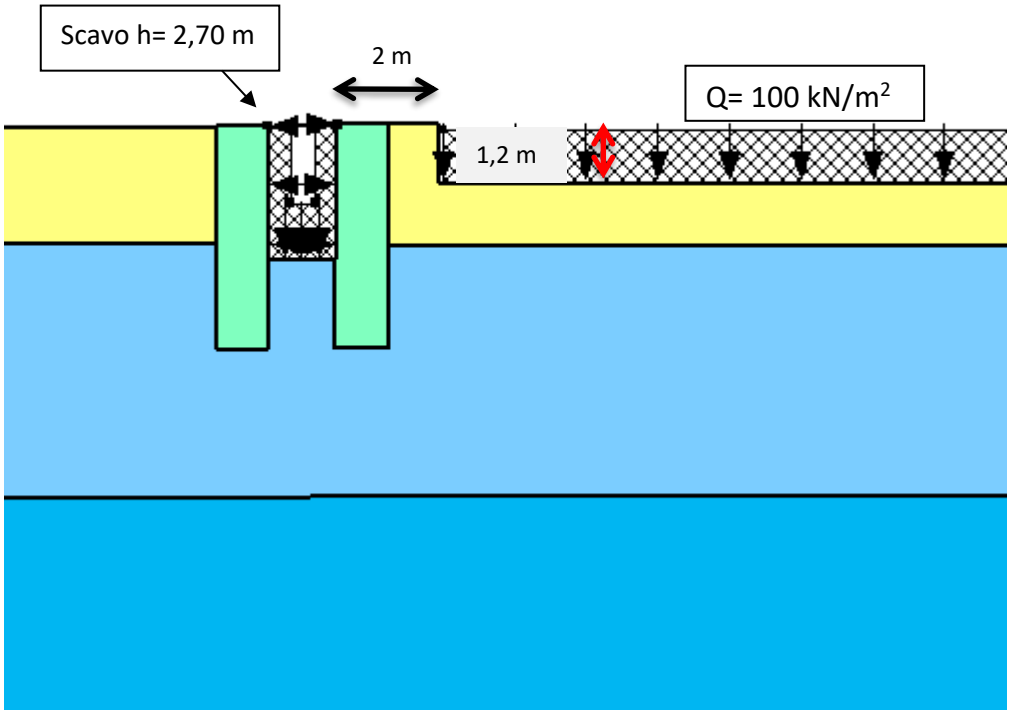


Figura 17: *Sezione 16a*

Tabella 9 *Sintesi configurazione geometrica e carichi agenti delle sezioni di calcolo Sito 9*

Sezione	H scavo	Distanza edifici	Profondità piano di posa	Q Carichi agenti
n°	[m]	[m]	[m]	[kN/m^2]
12-13	4,0	3,0	3,0	150
15-16	4,0	2,0	3,0	150
16a	2,70	2,0	1,2	150

4.7 Verifiche di stabilità esterne e interne

Le verifiche di stabilità sono state condotte con il metodo delle strisce utilizzando la formulazione **Metodo di Morgenstern e Price (1965).** Il metodo di Morgenstern e Price è un metodo completo in cui le relazioni di inter-striscia sono date da relazioni del tipo:

$$\frac{X_i}{E_i} = \lambda \cdot f(x)$$

La funzione f(x), x è l'ascissa curvilinea lungo la superficie di scorrimento, è fissata dall'operatore ed è scelta fra funzioni del tipo costante, sinusoidale, trapezia, etc.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza F_s, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU. Si ottiene la cosiddetta "**equazione delle forze**":

$$c'\cdot(\alpha/F_s)+\tan\varphi'\cdot[(dW/dx)-(dX/dx)-\tan\alpha(dE/dx)-\sec\alpha\cdot(dU/dx)]=(dE/dx)-\tan\alpha\cdot[(dX/dx)-(dW/dx)]$$

Una seconda equazione, detta "**equazione dei momenti**", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X=d(E_\gamma)/dx-\gamma\cdot dE/dx$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

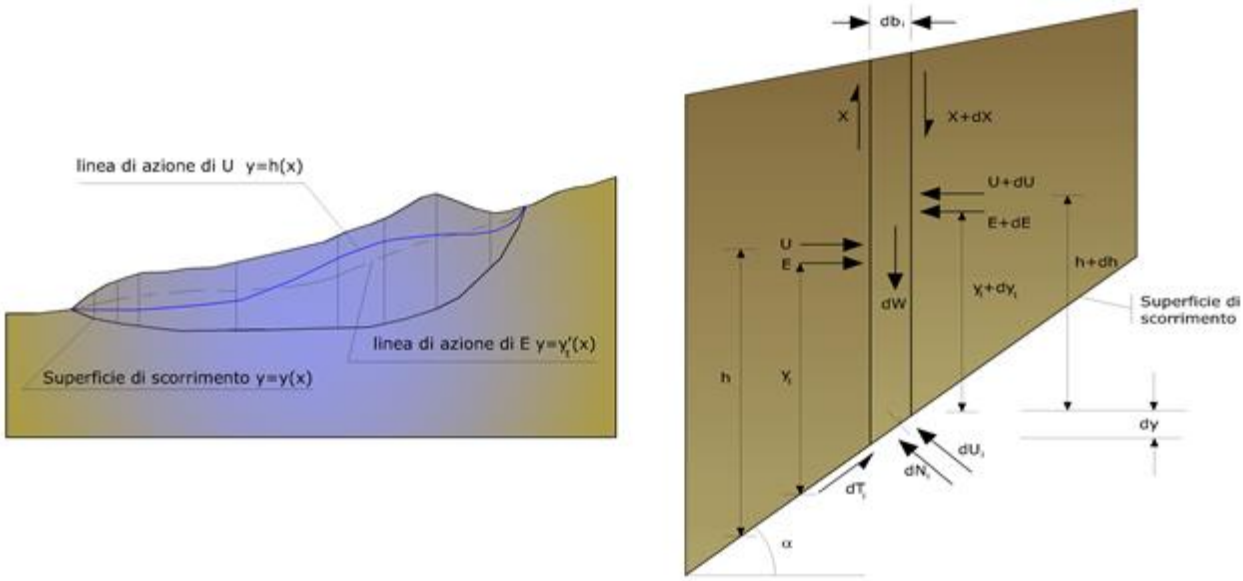


Figura 18: *Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso*

Con l'ausilio di un codice di calcolo automatico all'equilibrio limite, sono state indagate numerose condizioni limiti di equilibrio, con riferimento a diversi potenziali cinematismi di rottura.

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate ai sensi delle NTC 18 secondo la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R2), adottando un coefficiente parziale γ_R pari a 1.1.

Nelle modellazioni ai terreni naturali sono stati attribuiti i corrispondenti parametri di resistenza (vedi modello geotecnico in ***Tabella 2*** *Proprietà* fisico-meccaniche dei terreni Sito 5 **Tabella *3***), mentre per i terreni consolidati sono stati assunti parametri di resistenza equivalenti (c'_d=28 kPa e φ'_d=23°).

In quest'ultimo caso si rende necessaria anche una verifica interna a taglio del volume di terreno trattato. Lo sforzo di taglio massimo agente τ_{Ed} è risultato localmente in ogni sezione inferiore a quello resistente a cui corrisponde un valore di resistenza di progetto pari a τ_{cd}=50 kPa. Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte, i risultati sono sintetizzati in **Tabella *10*** e **Tabella *11***.

4.7.1 Verifiche di stabilità esterne interne Sito 5

Nelle figure seguenti, per ciascuna delle sezioni di riferimento assunte, sono riportati i coefficienti di sicurezza Fs delle verifiche di stabilità esterna a cui seguono le verifiche di stabilità interne del terreno trattato mediante Deep Mixing.

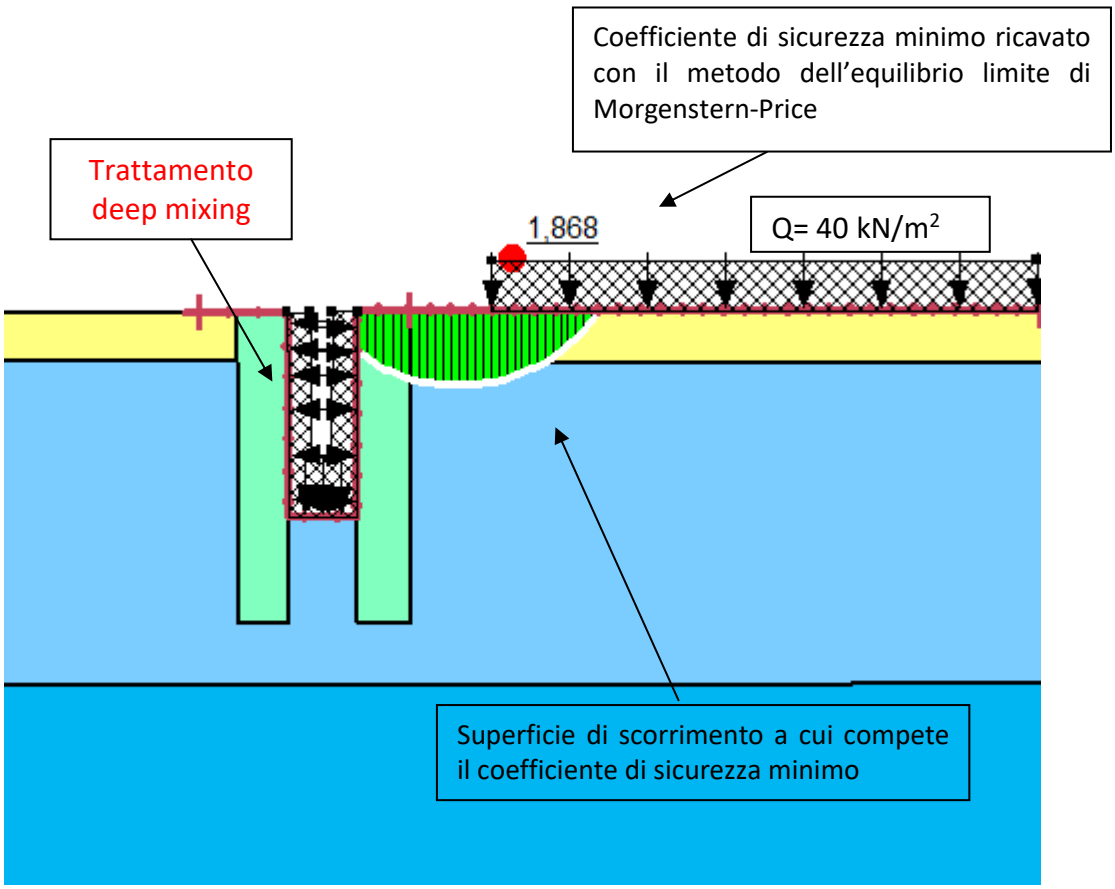


Figura 19: *Verifica di stabilità Sez 6-7 fronte destro*

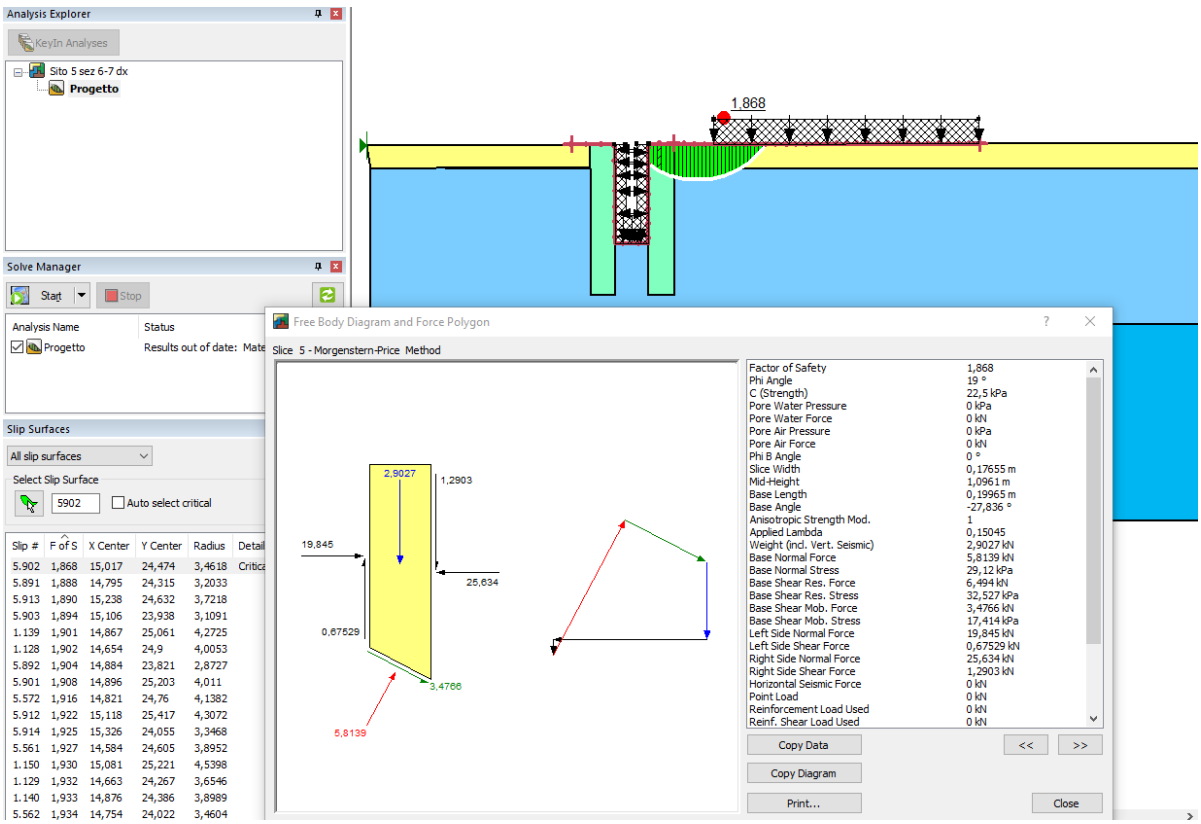


Figura 20: *Verifica di stabilità interna Sez 6-7 fronte destro*

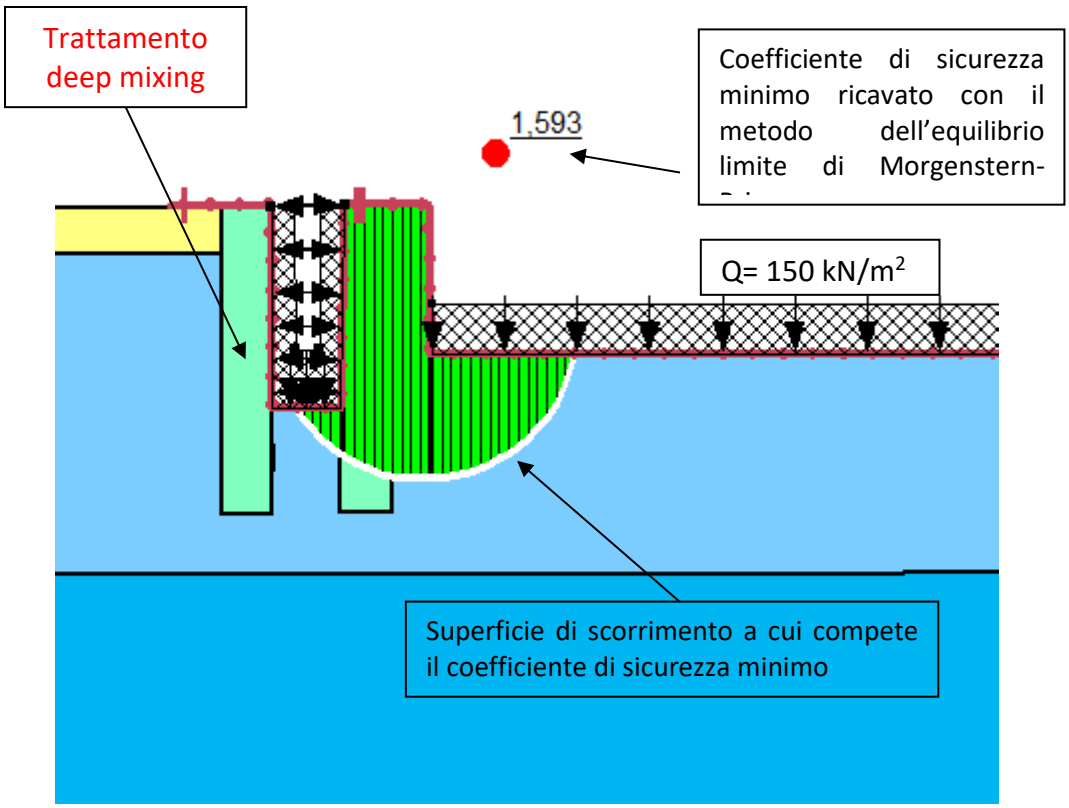


Figura 21: *Verifica di stabilità Sez 6-7 fronte sinistro*

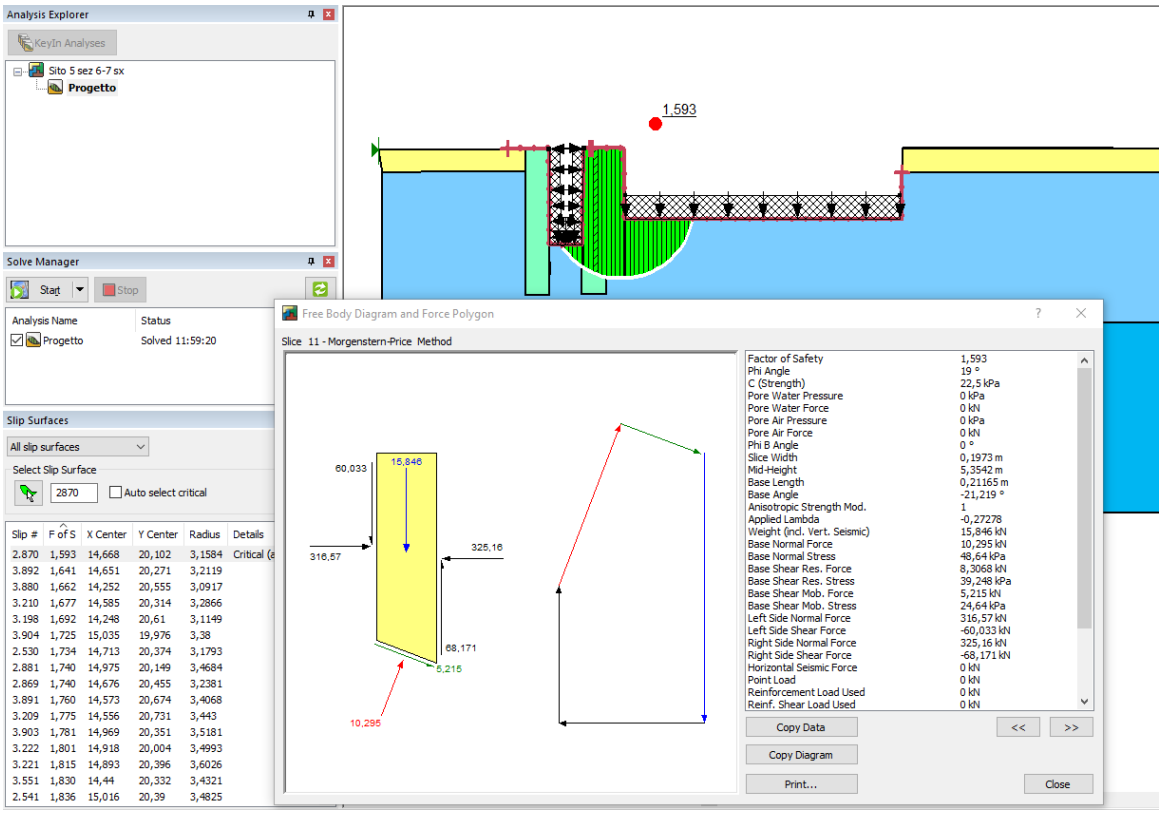


Figura 22: *Verifica di stabilità interna Sez 6-7 fronte sinistro*

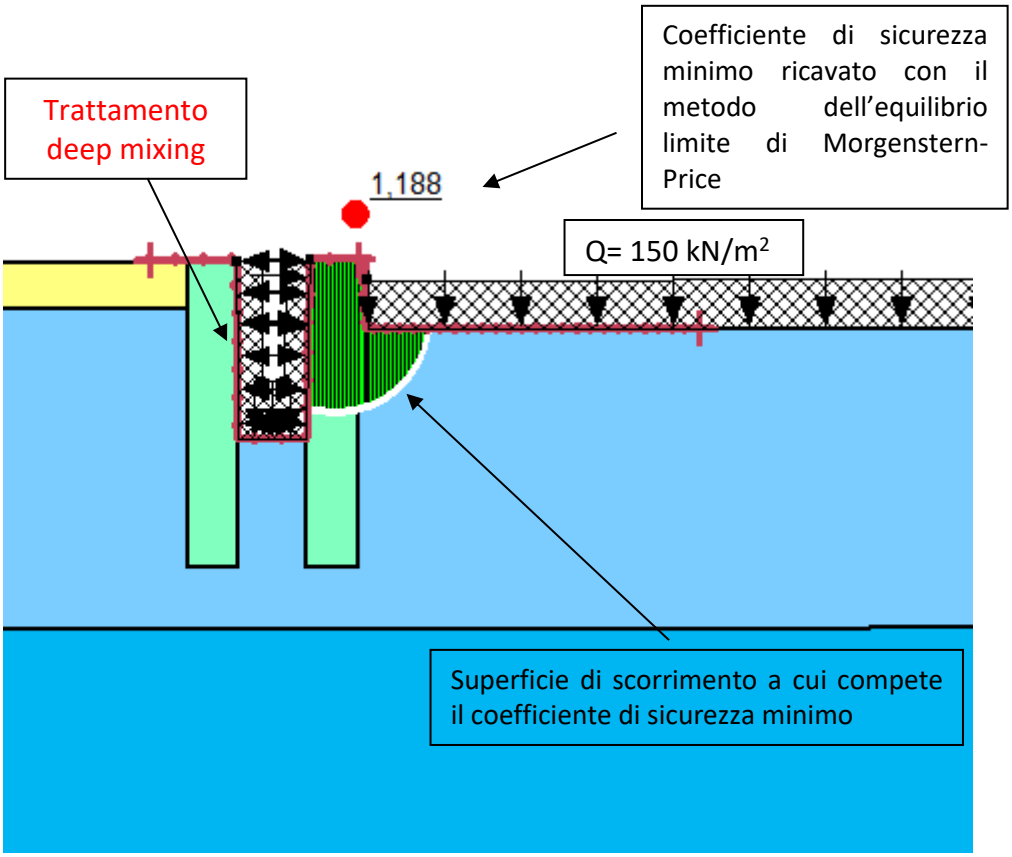


Figura 23: *Verifica di stabilità Sez 18-19*

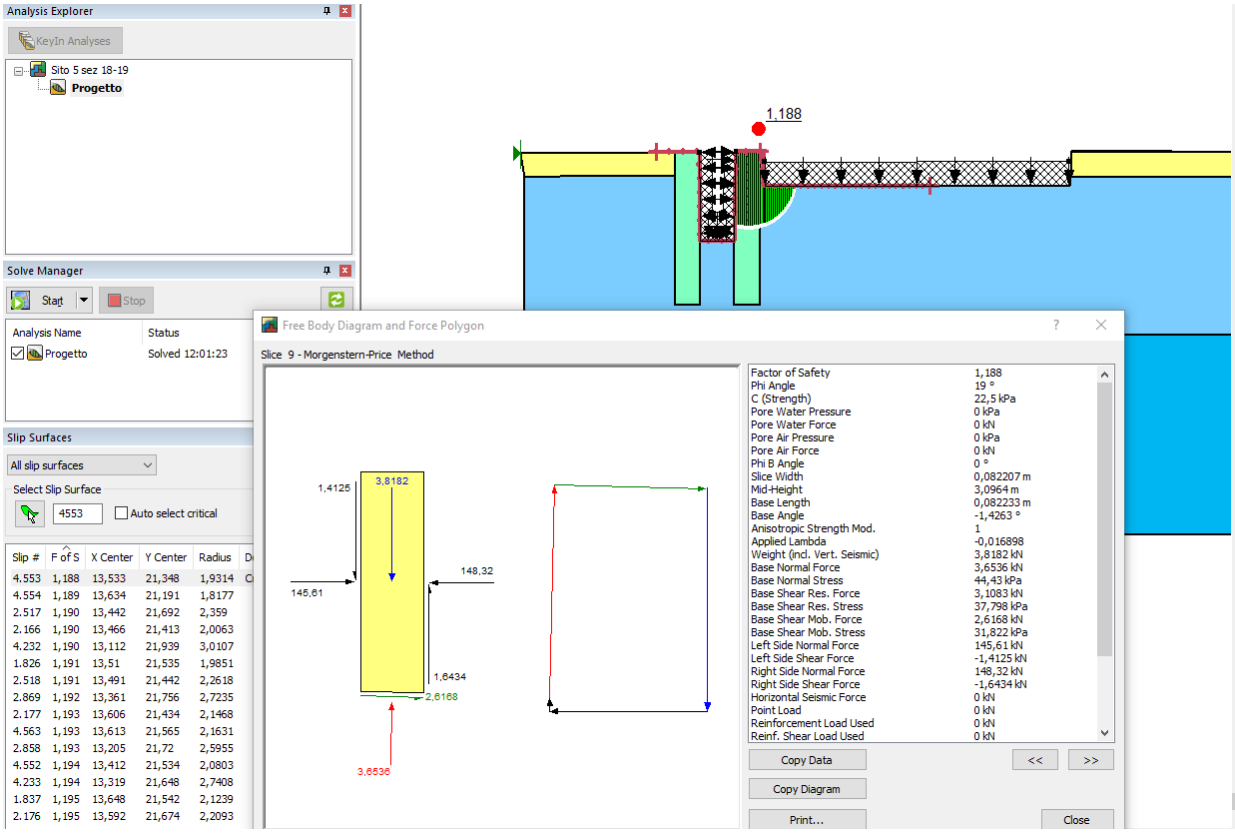


Figura 24: *Verifica di stabilità interna Sez 18-19*

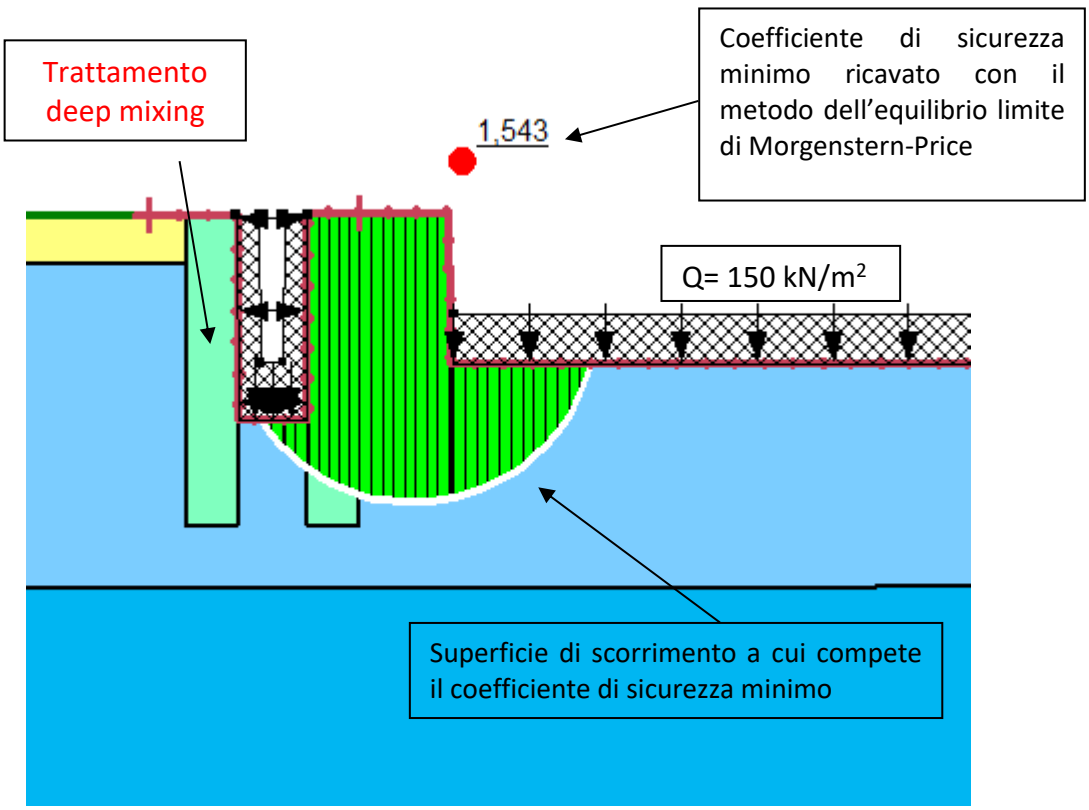


Figura 25: *Verifica di stabilità Sez 20-21-22*

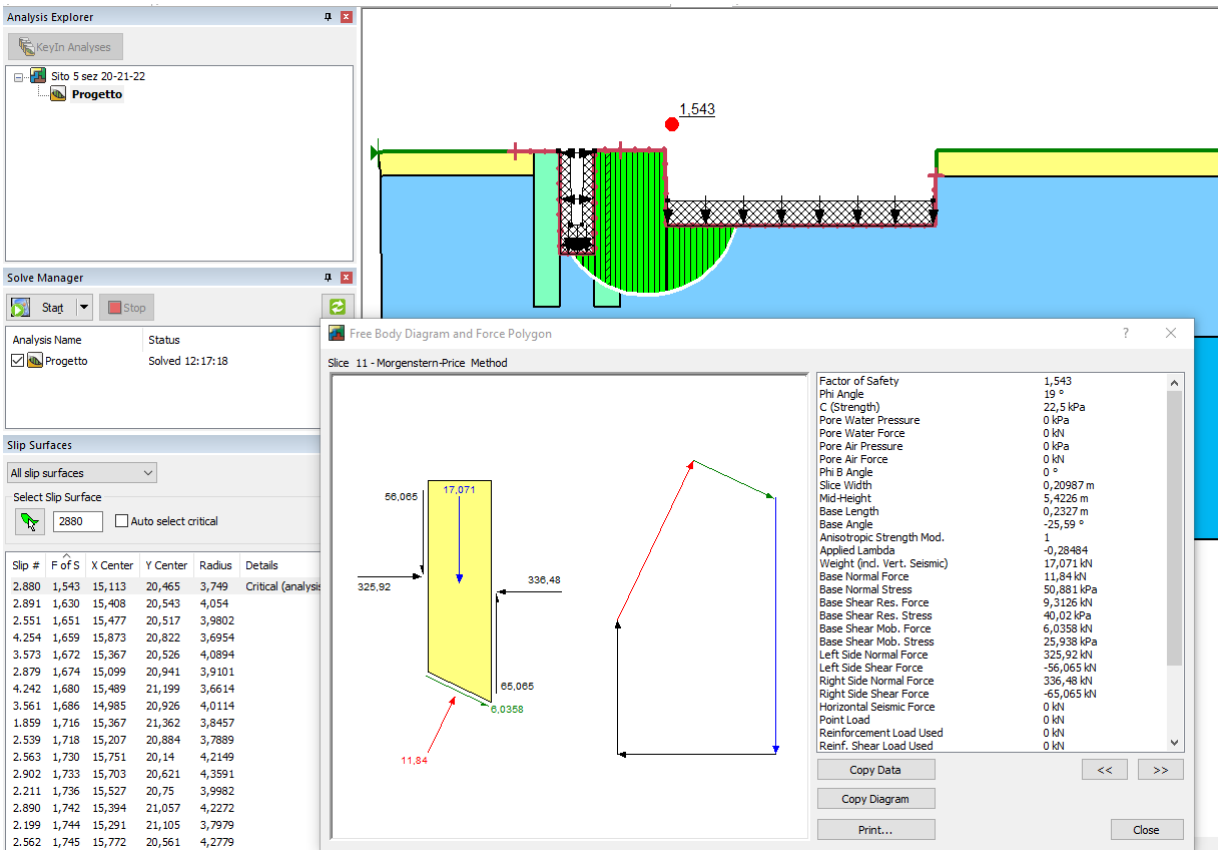


Figura 26: *Verifica di stabilità interna Sez 20-21-22*

In tutti i casi analizzati, la stabilità è sempre garantita e in **Tabella *10*** è riportata la sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche.

Tabella 10 *Sintesi delle verifiche effettuate Sito 5*

SLU	Sezione	Cinematismo	FS	Esito
SLU-GEO	6-7 dx	Verifica esterna	1,868	*verifica soddisfatta*
SLU-GEO	6-7 sx	Verifica esterna	1,593	*verifica soddisfatta*
SLU-GEO	7-8	Verifica esterna	-	*verifica non effettuata*
SLU-GEO	18-19	Verifica esterna	1,188	*verifica soddisfatta*
SLU-GEO	20-21-22	Verifica esterna	1,540	*verifica soddisfatta*
SLU-STR	6-7 dx	Verifica interna	2,87	*verifica soddisfatta*
SLU-STR	6-7 sx	Verifica interna	2,02	*verifica soddisfatta*
SLU-STR	7-8	Verifica interna	-	*verifica non effettuata*
SLU-STR	18-19	Verifica interna	1,57	*verifica soddisfatta*
SLU-STR	20-21-22	Verifica interna	1,93	*verifica soddisfatta*

4.7.2 Verifiche di stabilità esterne interne Sito 9

Nelle figure seguenti, per ciascuna delle sezioni di riferimento assunte, sono riportati i coefficiente di sicurezza Fs.

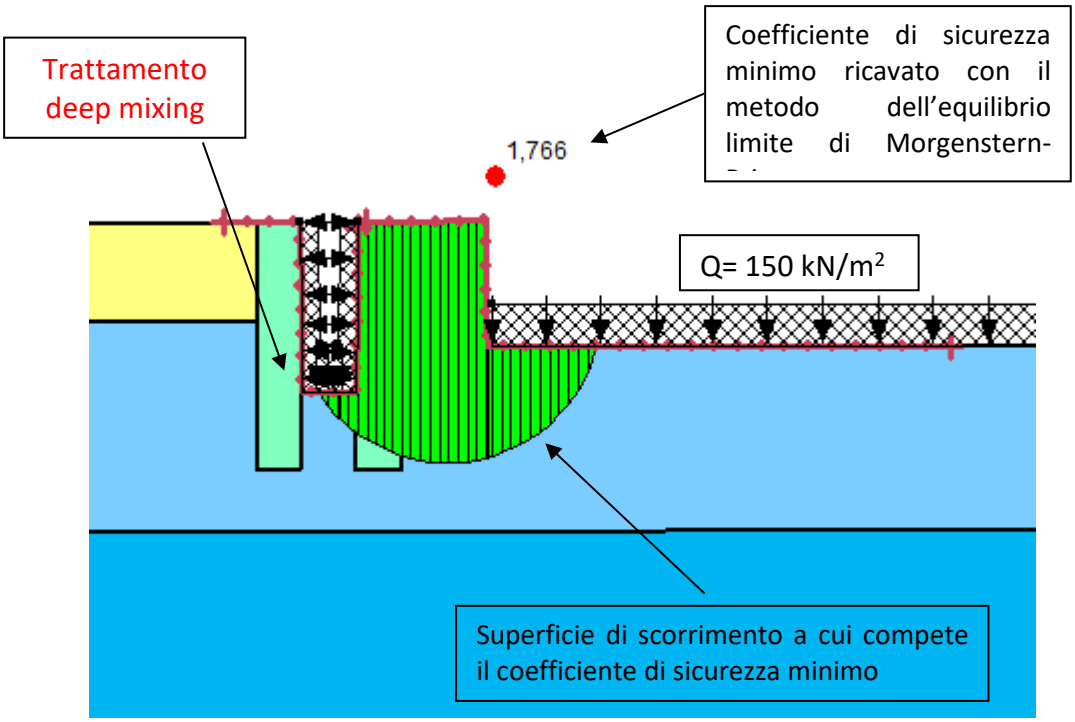


Figura 27: *Verifica di stabilità Sez 12-13*

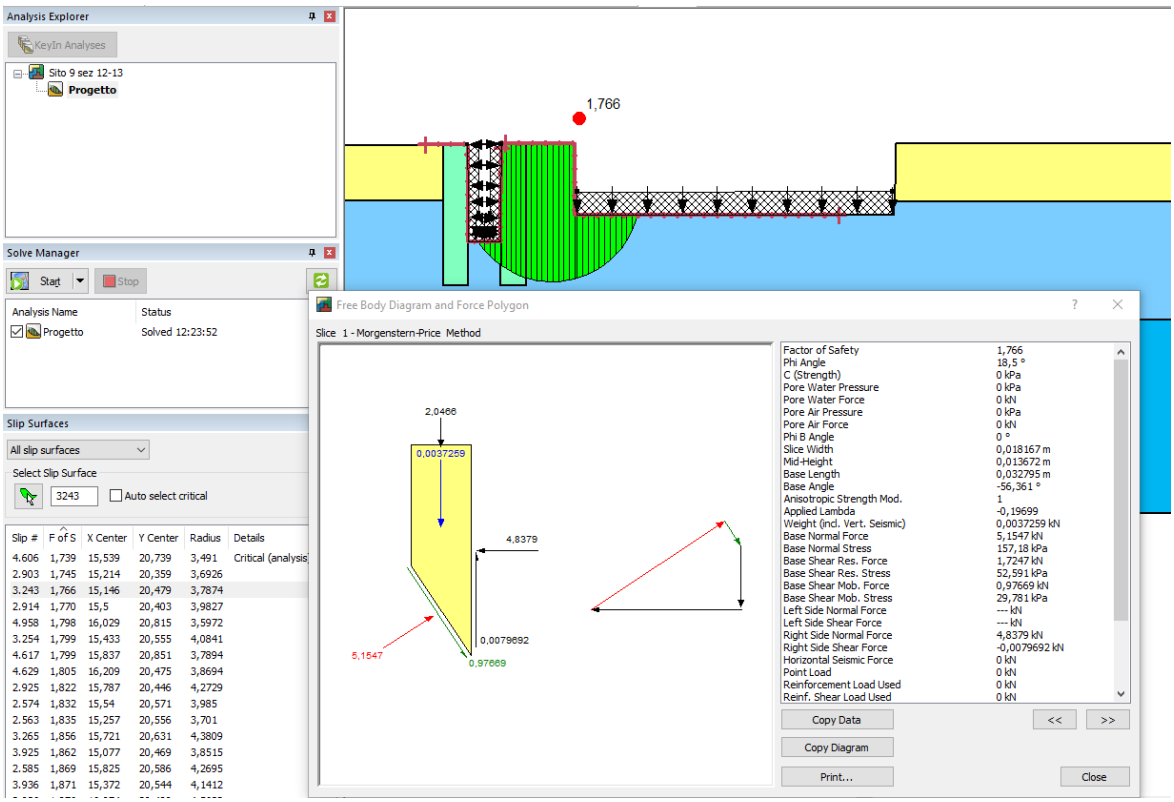


Figura 28: *Verifica di stabilità interna Sez 12-13*

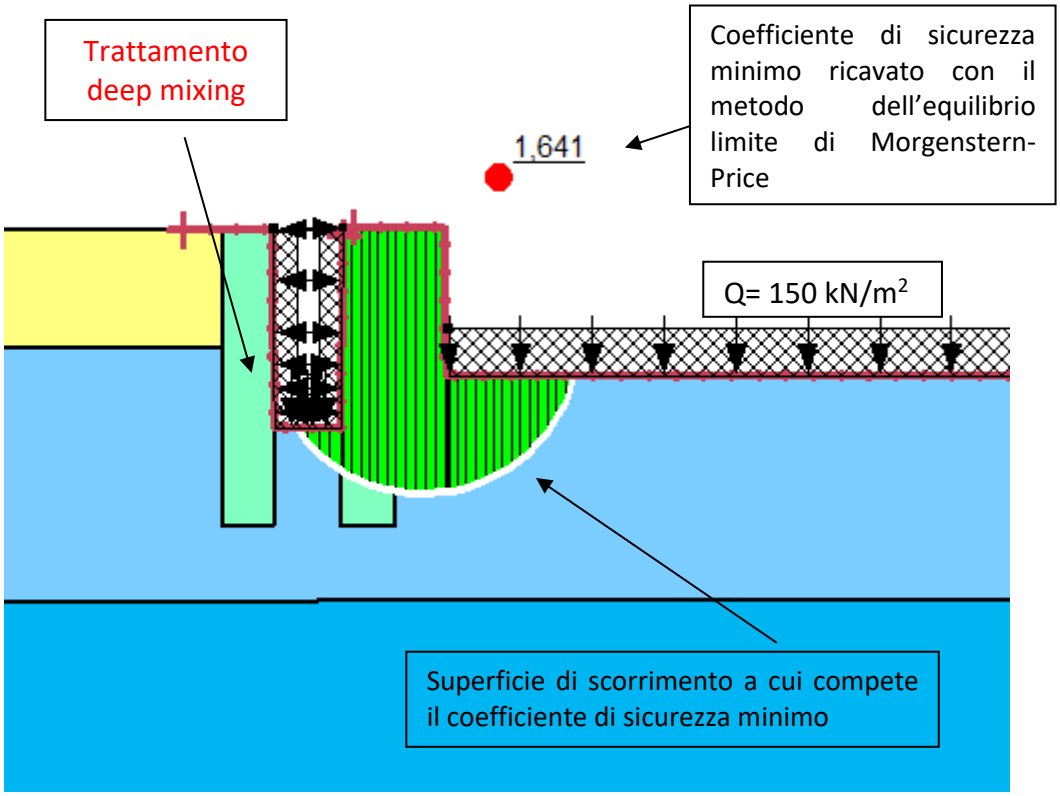


Figura 29: *Verifica di stabilità Sez 15-16*

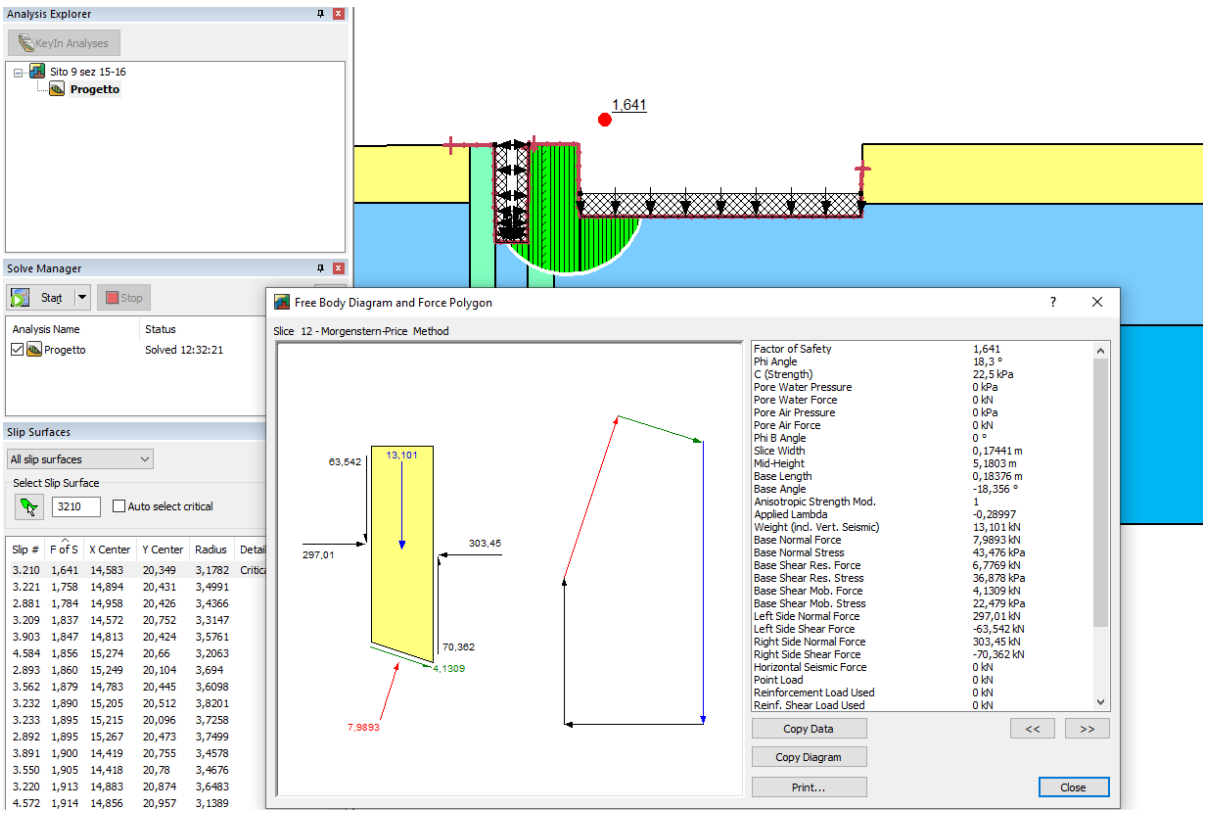


Figura 30: *Verifica di stabilità interna Sez 15-16*

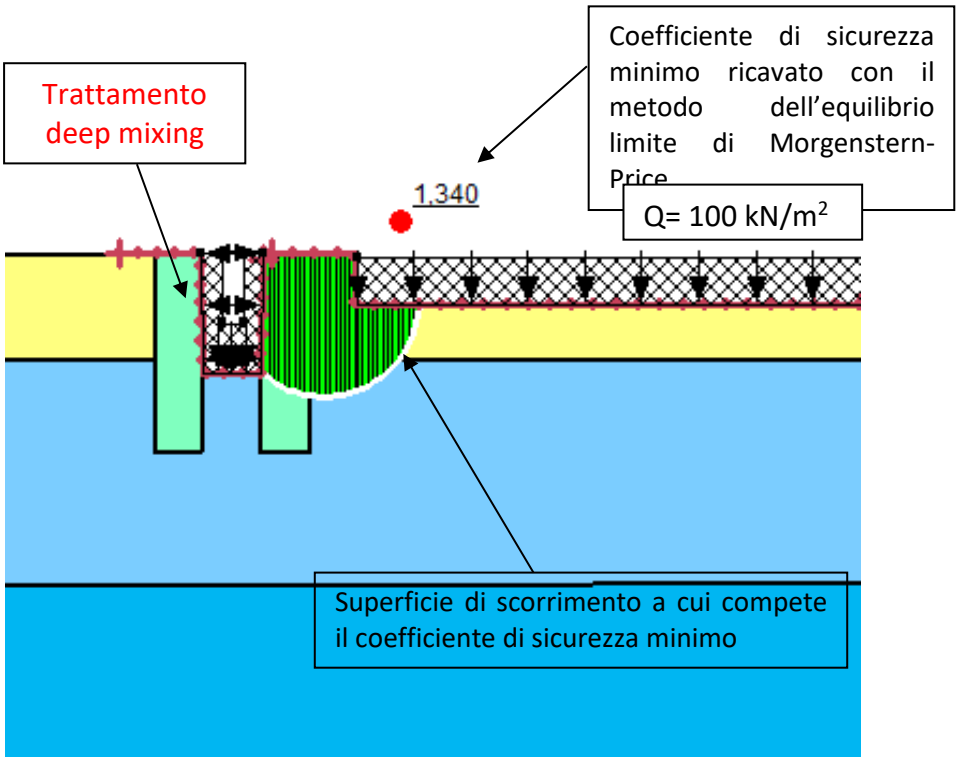


Figura 31: *Verifica di stabilità Sez. 16a*

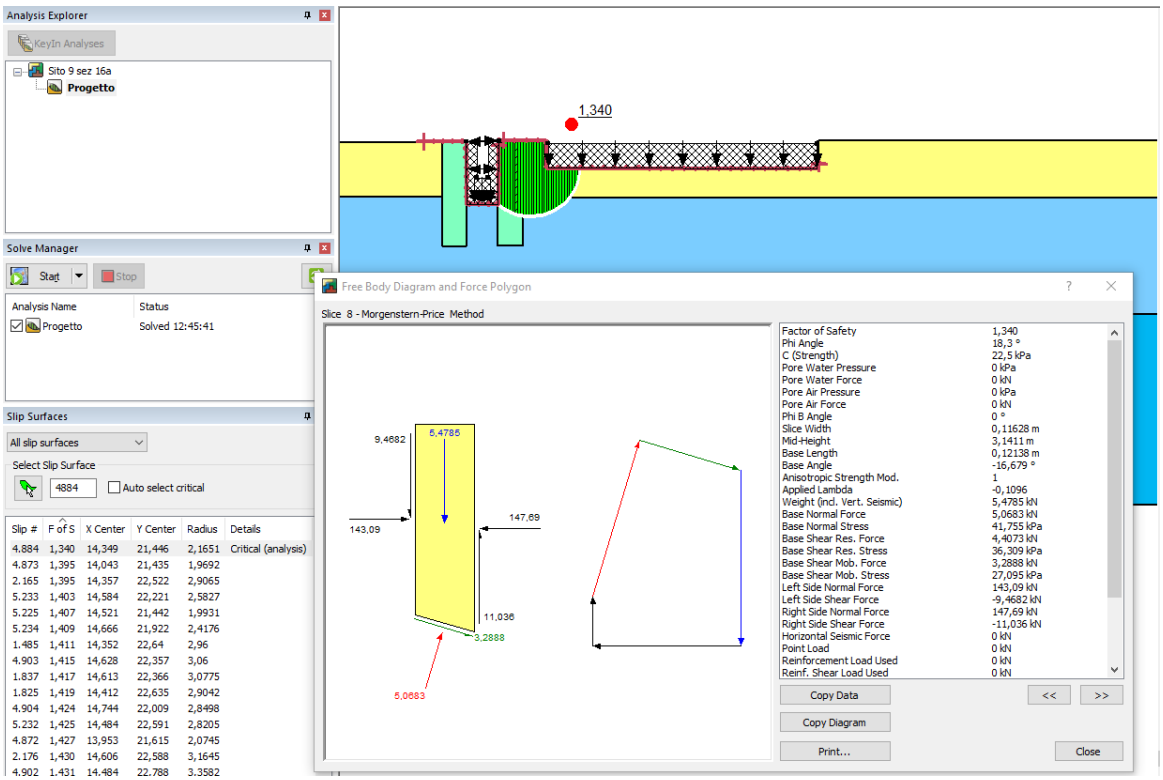


Figura 32: *Verifica di stabilità interna Sez. 16a*

In tutti i casi analizzati, la stabilità è sempre garantita e in **Tabella *11*** è riportata la sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche.

Tabella 11 *Sintesi delle verifiche effettuate Sito 9*

SLU	Sezione	Cinematismo	FS	Esito
SLU-GEO	12-13	Verifica esterna	1,766	*verifica soddisfatta*
SLU-GEO	15-16	Verifica esterna	1,641	*verifica soddisfatta*
SLU-GEO	16a	Verifica esterna	1,340	*verifica soddisfatta*
SLU-STR	12-13	Verifica interna	1,68	*verifica soddisfatta*
SLU-STR	15-16	Verifica interna	2,22	*verifica soddisfatta*
SLU-STR	16a	Verifica interna	1,85	*verifica soddisfatta*

5. Conclusioni

In conclusione, le analisi condotte nel presente lavoro hanno permesso di dimensionare l'intervento di consolidamento Deep Mixing al fine di minimizzare gli effetti indotti dal detensionamento del terreno causate dalle operazioni di scavo.

L'intervento proposto è costituito per tutti i tratti analizzati (***Tabella 12***) da una fascia di consolidamento del terreno di larghezza pari ad 1 m e profondità pari a 6 m, a destra e sinistra dello scavo (realizzato per mezzo di "pali colonna" del diametro D = 400 mm poste ad interasse i = 60 cm, come rappresentato in **Figura 5**). Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della maglia di trattamento e le sezioni di calcolo analizzate per i singoli tratti.

Tabella 12 *Caratteristiche del trattamento Deep Mixing e relative sezioni di calcolo*

Deep Mixing ABBINATO AL SISTEMA DI BLINDAGGIO A DOPPIA ROTAIA					
Ubicazione	**DN Colonne [mm]**	**Interasse [m]**	**Lunghezza tratto di progetto [m]**	**Picchetti**	**Sezione di calcolo di riferimento**
VIA GRAMSCI	400	0,60	30,1	12-13	sez. 12-13
VIA GRAMSCI	400	0,60	3,59	13-14	sez. 12-13
TRAV. SPINELLI	400	0,60	13,19	16*-16a	sez. 16a
VIA AIA	400	0,60	17,67	06-07	sez 6-7 dx / sez 6-7 sx
VIA PALMIERI	-	-	7,53	07-08	-----
VIA MARTIRI D'OTRANTO	400	0,60	16,1	18-19	sez 18-19
VIA MARTIRI D'OTRANTO	400	0,60	9,09	19-20	sez 20-21-22
VIA MARTIRI D'OTRANTO	400	0,60	8,11	20-21	sez 20-21-22
VIA MARTIRI D'OTRANTO	400	0,60	25,17	21-22	sez 20-21-22

Sito 5: via Aia picchetti nn°6-7dx ÷ nn°6-7 sx----via Martiri d'Otranto picchetti nn°18-19 ÷ nn°19-20 ÷ nn°20-21 ÷ nn°21-22

Sito 9: via Gramsci picchetti nn°12-13 ÷ nn°13-14----Traversa Spinelli picchetti nn°16*-16a

Si sottolinea che nel tratto delimitato dalle sezione 7 e sezione 8 del sito 5 non è stata effettuata alcuna analisi, in quanto, come si evince dalla **Figura 33**, la configurazione geometrica del sito e dello scavo da eseguire non permette la realizzazione del trattamento. Per quanto detto nel contesto in esame si suggerisce la progettazione di una paratia a sostegno del fronte di scavo.



Figura 33: Tratto *Sez. 7- Sez. 8 , Sito 5*