Comune di Sant'Arcangelo Trimonte

Provincia di Benevento



PROGETTO ESECUTIVO

"Interventi di Messa in Sicurezza Operativa della discarica di località Nocecchia, Comune di S. Arcangelo Trimonte (BN), ai sensi dell'art. 240, comma 1, lettera n) del D.lgs. 152/2006 e s.m.i."

Committente :

REGIONE CAMPANIA

Il Responsabile Unico del Procedimento:

ing. Gianluigi Della Ragione

Studio di progettazione :

IMPERIA SOCIETÀ DI INGEGNERIA

IMPERIA S.R.L.
84128 SALERNO
Via Antonio Iannuzzi, 35
tel. 348 549 4302

e-mail: info@imperiaingegneria.com
www.imperiaingegneria.com
Imperia Ingegneria
imperia_ingegneria

TÜV SÜD ISO 9001
ISO 9001:2015
Nr. 50 100 16636

ing. Egidio Grillo
(Direttore tecnico)

IMPERIA S.r.l.
Il Direttore Tecnico
Ingegnere Egidio Grillo

ELABORATO

Relazione specialistica consolidamento sede stradale

CODIFICA

prog.	categoria	sottocatgoria	progress.	revisione	data	scala	plot
PE	GEN	RS	001	B	06/2026	----	A4

rev	data	descrizione	redatto	approvato
a	04/2026	EMISSIONE	EG	EG
b	06/2026	INTEGRAZIONI VERBALE VERIFICA	EG	EG
c				
d				
e				

Il presente documento non potrà essere riprodotto, copiato o altrimenti pubblicato senza il consenso scritto da parte di Imperia srl. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguitato a norma di legge.

SOMMARIO

1 PREMESSA 1

2 RIFERIMENTI NORMATIVI 2

3 DESCRIZIONE INTERVENTO 3

3.1 Modello stratigrafico di riferimento 9

4 DESCRIZIONE DELLA TECNOLOGIA "DEEP MIXING" 10

4.1 Modalità esecutive 11

4.2 Tipologie di deep mixing 13

4.2.1 Wet Deep Mixing 13

4.2.2 Dry Deep Mixing 14

4.3 Applicazioni del trattamento Deep Mixing 15

5 SCELTA DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE 16

6 CRITERI DI PROGETTAZIONE 17

6.1 Modello geotecnico di calcolo 17

6.1.1 Parametri di progetto – Strato 1 (0–6 m, orizzonte oggetto di trattamento) 17

6.1.2 Azioni di progetto 17

6.2 Resistenza di progetto del terreno trattato (fcd, τcd, parametri equivalenti 17

6.2.1 Tabella dei dati di ingresso e relative fonti 18

6.2.2 Resistenza di progetto del terreno trattato 18

6.2.3 Parametri equivalenti del mezzo composito 19

6.3 Tecnologia e schema geometrico adottato 20

6.4 Criteri e verifica della profondità di trattamento 20

6.5 Interasse e numero delle colonne – procedimento di dimensionamento 23

6.5.1 Criterio di deformabilità – fattore di riduzione dei cedimenti 23

6.5.2 Verifica geometrica dell'interasse 24

6.5.3 Verifica dell'interasse trasversale locale (fino a 1,45 m) 24

6.6 Criteri di calcolo adottati e riferimenti normativi e bibliografici 24

6.6.1 Base normativa: la soglia prestazionale non è un valore codificato dalla norma 25

6.6.2 Base normativa e bibliografica del metodo di verifica SLU-STR 25
6.7 Verifiche geotecniche 26
6.7.1 Verifica di capacità portante (SLU-GEO) 26
6.7.2 Verifica di deformabilità 26
6.7.3 Verifica dell'efficacia dell'intervento sull'azione esercitata sull'opera di sostegno esistente 27
6.7.4 Verifica di stabilità interna delle colonne (SLU-STR) 27
6.8 Sintesi delle verifiche 28
6.9 Foglio di calcolo 29
6.9.1 Dati in ingresso 29
6.9.2 RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO TRATTATO 29
6.9.3 PARAMETRI EQUIVALENTI DEL MEZZO COMPOSITO 30
6.9.4 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (SLU-GEO, Approccio 2 A1+M1+R3) 31
6.9.5 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (fattore di riduzione del cedimento) 31
6.9.6 RIDUZIONE DELLA SPINTA ATTIVA SULL'OPERA DI SOSTEGNO ESISTENTE 32
6.9.7 VERIFICA DI STABILITÀ INTERNA DELLE COLONNE (SLU-STR) 32
6.9.8 SINTESI DELLE VERIFICHE 33
7 RIFACIMENTO DEL PACCHETTO STRADALE 34
8 MODALITÀ ESECUTIVE, CONTROLLI E COLLAUDO DELL'INTERVENTO DI DEEP MIXING 36
9 CONCLUSIONI 38

1 PREMESSA

La presente relazione specialistica sul consolidamento della sede stradale è redatta nell'ambito del progetto esecutivo relativo agli interventi di messa in sicurezza operativa della discarica ubicata in località Nocecchia, nel Comune di Sant'Arcangelo Trimonte (BN), predisposto ai sensi dell'art. 240, comma 1, lettera n), del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i..

L'intervento si inserisce nel più ampio quadro delle opere finalizzate al contenimento delle criticità ambientali e alla salvaguardia delle matrici interessate, e riguarda il consolidamento della sede stradale interna al sito, in corrispondenza delle vasche 2 e 3, attualmente interessata da fenomeni di degrado funzionale, deformazioni del piano viabile e riduzione della capacità portante.

Le criticità riscontrate risultano direttamente correlate alle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione e alle condizioni idrogeologiche locali, caratterizzate dalla presenza di una falda superficiale discontinua e da terreni a prevalente matrice fine, con bassa permeabilità, che favoriscono fenomeni di imbibizione, variazioni volumetriche e riduzione della resistenza al taglio, con conseguente perdita di prestazioni della sovrastruttura stradale.

Alla luce di tali condizioni, l'intervento progettuale è finalizzato al miglioramento delle caratteristiche meccaniche del sottosuolo e al ripristino della funzionalità della sede stradale, mediante l'adozione di tecniche di consolidamento profonde di tipo **deep mixing**, idonee ad operare in contesti caratterizzati da terreni a bassa portanza e condizioni di saturazione.

La presente relazione ha pertanto lo scopo di illustrare il quadro conoscitivo di riferimento, le criticità geotecniche riscontrate, i criteri progettuali adottati e le caratteristiche tecniche dell'intervento di consolidamento previsto, con particolare riferimento alle modalità esecutive, ai parametri di dimensionamento e alle prestazioni attese.

A completamento di quanto sopra esposto, all'interno del presente elaborato viene illustrato ed esplicitato il procedimento di calcolo e le verifiche geotecniche a supporto del dimensionamento dell'intervento di consolidamento mediante tecnologia Deep Mixing, di cui al successivo § 6. In particolare, sono stati esplicitati i criteri geotecnici e le verifiche di calcolo (capacità portante, deformabilità, stabilità interna delle colonne) che hanno condotto alla definizione del numero delle colonne, del loro interasse nelle direzioni longitudinale e trasversale e della loro profondità, a integrazione e maggior dettaglio di quanto già riportato in termini di rapporto di sostituzione.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

L'intervento di consolidamento della sede stradale mediante tecnologia deep mixing è stato progettato nel rispetto del quadro normativo vigente in materia di opere geotecniche, infrastrutture e interventi su siti contaminati, con particolare riferimento agli aspetti di sicurezza strutturale, compatibilità ambientale ed esecuzione delle opere.

Per quanto concerne gli aspetti geotecnici e strutturali, la progettazione è stata sviluppata in conformità:

- **Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (NTC 2018)** e alla relativa **Circolare esplicativa n. 7/2019,** con particolare riferimento ai criteri di caratterizzazione geotecnica, definizione dei modelli di sottosuolo, verifiche agli stati limite e progettazione degli interventi di miglioramento e consolidamento dei terreni.
- Associazione Geotecnica Italiana (AGI) – raccomandazioni tecniche in materia di trattamenti colonnari dei terreni;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Progettazione geotecnica;
- EN 14679:2005 – Execution of special geotechnical works – Deep Mixing;
- EuroSoilStab – "Design Guide Soft Soil Stabilisation", CT97-0351, Project No. BE 96-3177, 2002 (criteri di miglioramento colonnare, fattori di concentrazione delle tensioni, moduli di rigidezza);
- Barksdale, R.D. & Bachus, R.C. (1983), "Design and Construction of Stone Columns", Report FHWA/RD-83/026, Federal Highway Administration (metodo della concentrazione delle tensioni e fattore di riduzione del cedimento);
- CDIT – Coastal Development Institute of Technology (2002), "The Deep Mixing Method – Principle, Design and Construction", A.A. Balkema Publishers;
- Letteratura tecnica di settore su interventi di consolidamento mediante Deep Mixing analoghi, assunta quale riferimento metodologico per l'impostazione delle verifiche (rif. Relazione geotecnica e di calcolo e Descrizione della procedura esecutiva per intervento di consolidamento Deep Mixing a protezione di infrastruttura lineare in area di dissesto, Comune di Narni (TR));

Per quanto riguarda l'esecuzione delle opere e la qualità dei materiali impiegati, sono stati considerati i riferimenti normativi applicabili alle miscele leganti e ai controlli in corso d'opera, nonché le prescrizioni contenute nel Capitolato Speciale d'Appalto e nel Disciplinare Tecnico Prestazionale del progetto esecutivo.

Infine, l'intervento è stato sviluppato in coerenza con i principi di sostenibilità ambientale e con gli obblighi derivanti dall'applicazione dei **Criteri Ambientali Minimi (CAM)** di cui al D.M. 23 giugno 2022 e del principio **DNSH (Do No Significant Harm)** ai sensi del Regolamento (UE) 2020/852, garantendo la compatibilità delle scelte progettuali con gli obiettivi di tutela delle risorse ambientali, riduzione degli impatti e gestione sostenibile dei materiali.

3 DESCRIZIONE INTERVENTO

L'intervento oggetto della presente relazione, identificato come **INT.04 – Consolidamento e ripristino della sede stradale a valle delle vasche 2 e 3**, si inserisce nel quadro degli interventi previsti per la messa in sicurezza operativa della discarica di località Nocecchia ed è finalizzato al ripristino delle condizioni di funzionalità e sicurezza della viabilità interna al sito. La viabilità interessata si sviluppa lungo il perimetro delle vasche di coltivazione ed è realizzata su un rilevato artificiale sostenuto, nel tratto di valle, da opere di contenimento in gabbioni e da una paratia di pali con cordolo di testa e tiranti di ancoraggio.

Dalle analisi dello stato di fatto e dai sopralluoghi effettuati, emerge un quadro di degrado diffuso della sede stradale, caratterizzato da deformazioni del piano viabile, fessurazioni e avvallamenti, associati a fenomeni di instabilità del rilevato. In particolare, si evidenzia la presenza di dissesti riconducibili a cedimenti del corpo stradale e a fenomeni franosi localizzati lungo il versante di valle.





Figura 1 – Immagini dello stato di fatto del fondo stradale

Si riporta di seguito immagine del cordolo visibile in sito.





Figura 2 foto con indicazione della paratia esistente

Dalle immagini di cui sopra si evince la presenza la paratia di contenimento della vasca di discarica. A seguito di confronti con la committenza, è stato possibile visionare gli elaborati progettuali della paratia di pali presente. Si riporta di seguito immagine tipologica della paratia presente a valle della vasca 2.

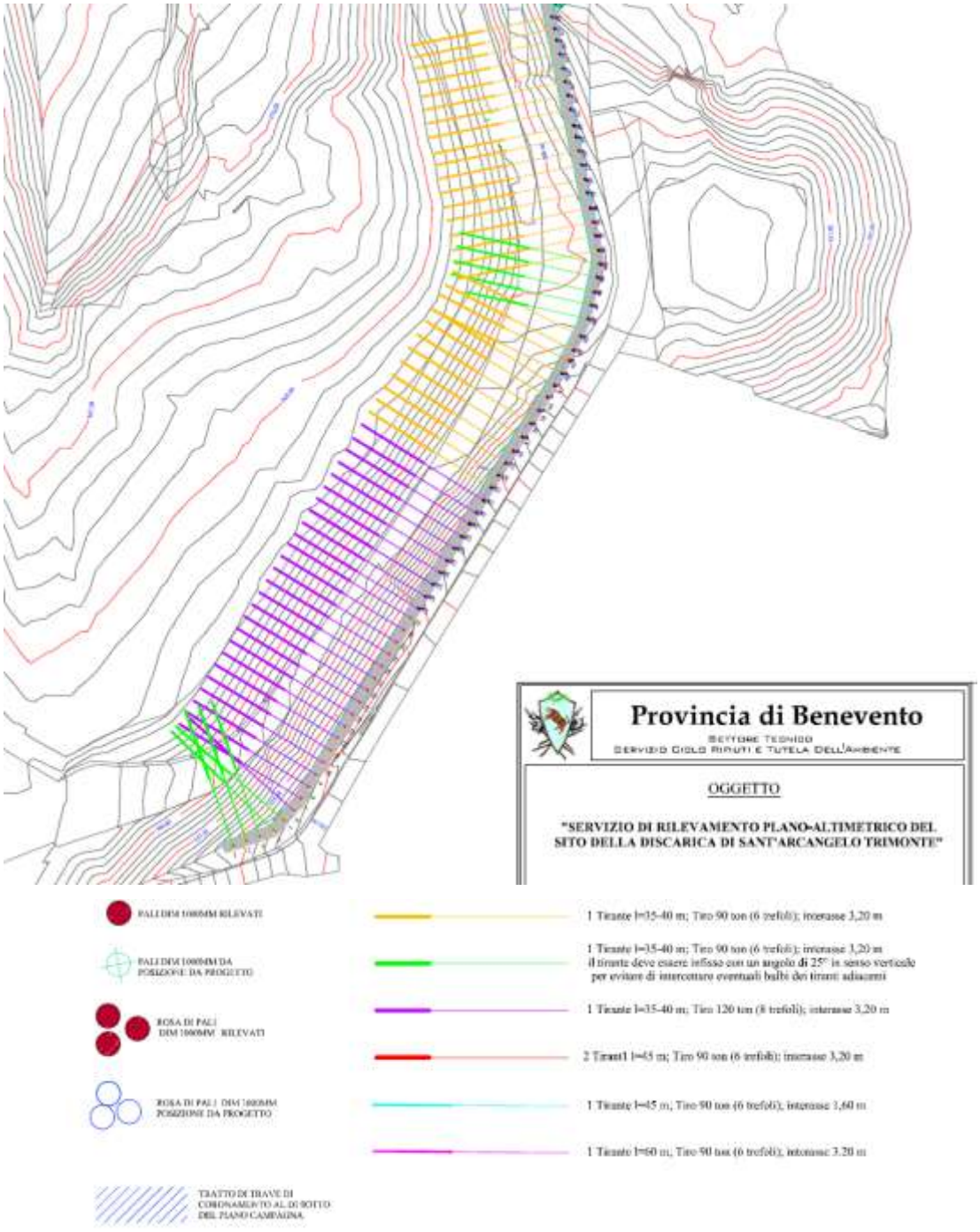


Figura 3: stralcio planimetrico paratia presente (fonte: committente)

Le verifiche visive e il confronto con la documentazione progettuale esistente consentono di escludere criticità strutturali significative a carico della paratia di sostegno, che risulta priva di evidenti fenomeni di spanciamento o danneggiamenti del cordolo di testa. Ne consegue che il dissesto è attribuibile principalmente al comportamento del rilevato stradale sovrastante, interessato da fenomeni di perdita di portanza e instabilità dovuti all'azione delle acque meteoriche e alle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Alla luce di tale quadro, l'intervento previsto non si limita al rifacimento della pavimentazione stradale, ma prevede un'azione strutturale sul sottosuolo, mediante tecniche di miglioramento e consolidamento dei terreni, finalizzate a ripristinare e garantire nel tempo adeguati livelli di stabilità e capacità portante.

La soluzione progettuale adottata prevede pertanto:

- il **consolidamento del terreno di fondazione mediante tecnologia deep mixing**, finalizzato al miglioramento delle caratteristiche geomeccaniche del rilevato e alla riduzione dei cedimenti;
- il successivo **ripristino della sovrastruttura stradale**, mediante rifacimento degli strati funzionali e del tappetino di usura.

L'intervento si sviluppa lungo un tratto di viabilità di lunghezza complessiva pari a circa 190 m e interessa il volume di terreno a tergo delle opere di sostegno esistenti, in coerenza con quanto già individuato nelle precedenti fasi progettuali.

Nel complesso, l'intervento assume un ruolo strategico nell'ambito della messa in sicurezza operativa del sito, in quanto garantisce la piena funzionalità della viabilità interna, necessaria per l'esercizio delle attività di gestione, monitoraggio e manutenzione delle opere impiantistiche e ambientali presenti nella discarica.

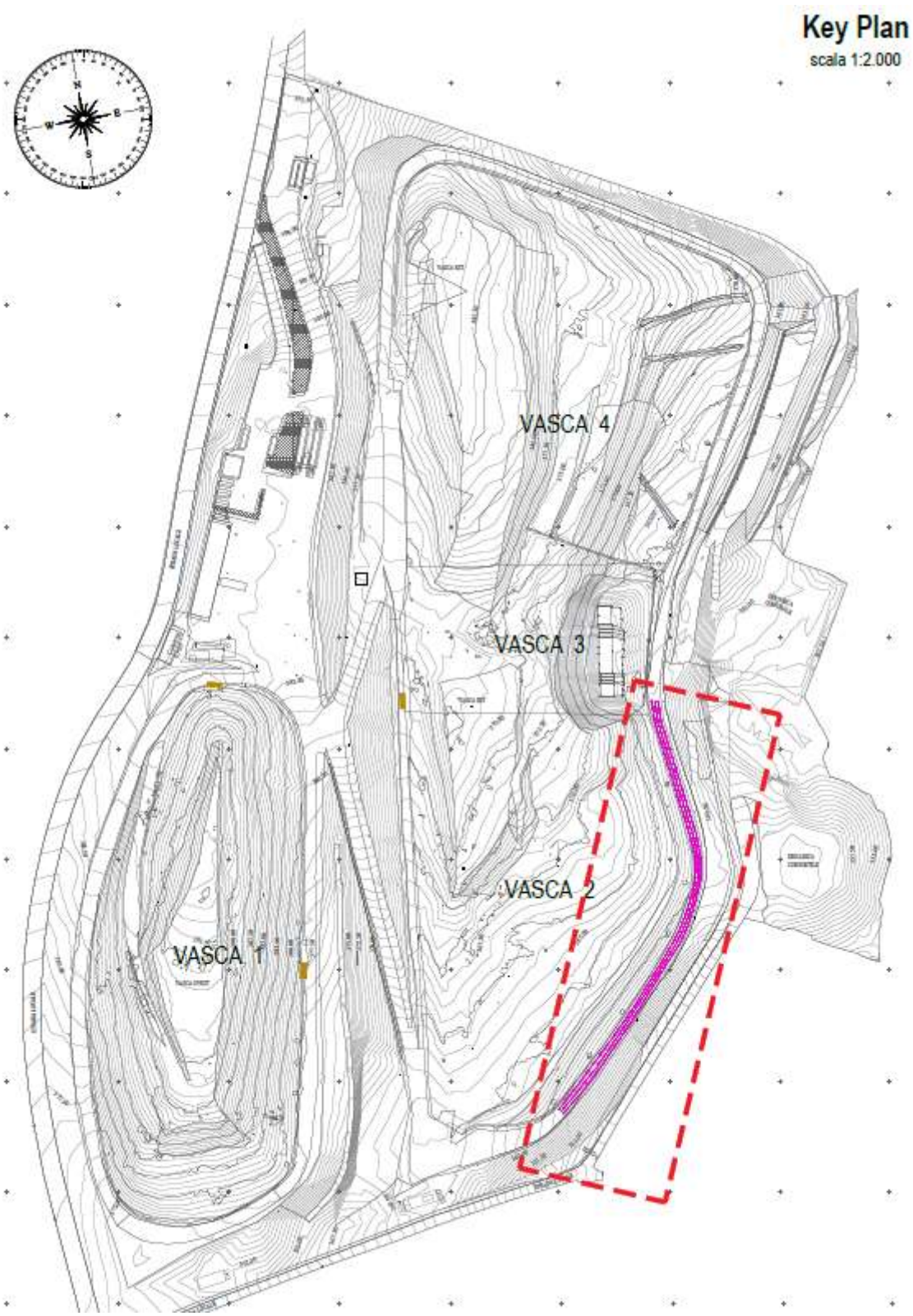


Figura 4 Planimetria di progetto

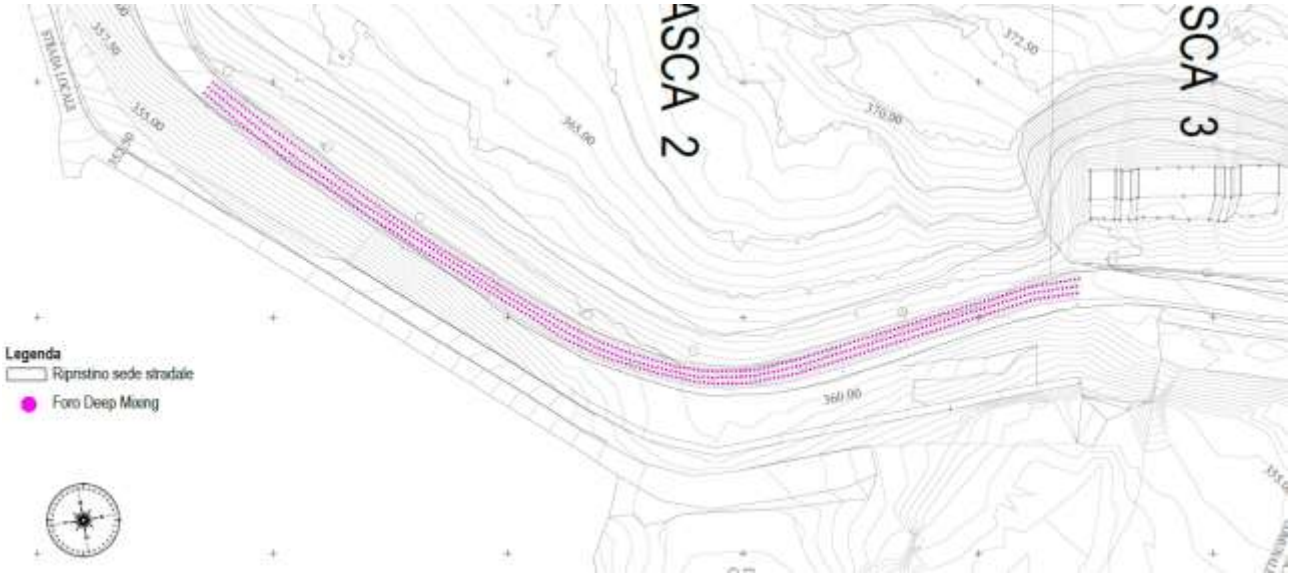


Figura 5 Planimetria di progetto – stralcio

3.1 Modello stratigrafico di riferimento

Il modello stratigrafico è desunto dalla Relazione Geologica e Idrogeologica (01.PE.GEO.RS.1) e dalla Relazione delle indagini geognostiche 2026 (02.PE.GEO.RS.2), che individuano, per l'intero sito, uno schema di sottosuolo a tre strati:

Strato	Profondità (m dal p.c.)	Litologia	cu,k (kPa)	c'k (kPa)	φ'k (°)	φ'res,k (°)	γn (kN/m³)
1	0,00 ÷ 6,00	Limi e argille sabbiose	89	25	28	19	18÷20
2	6,00 ÷ 15,00	Argille limose con livelli argillitico-marnosi	164	35	28	19	17÷18,5
3	> 15,00	Argille limose consistenti	190	70	27	15	19

Le due nuove verticali PZ1N e PZ2N (campagna Geoprove, marzo 2026) confermano puntualmente questo schema, individuando il passaggio dal livello superficiale di limi e argille sabbiose all'orizzonte di argille limoso-sabbiose più consistenti rispettivamente a 5,7 m (PZ1N) e 4,9 m (PZ2N) dal piano campagna. Le prove SPT pregresse (campagna 2020, verticali P1–P4) confermano un incremento marcato e sistematico dei valori di N_{spt} a partire da circa 3 m di profondità, a comprova di un progressivo miglioramento delle caratteristiche di consistenza con la profondità, coerente con il passaggio litostratigrafico Strato 1 → Strato 2. Tale evidenza, riscontrata in più punti del sito con profondità di transizione variabile indicativamente tra 3 e 6 m, costituisce il riferimento diretto per la definizione della profondità di trattamento.

La falda, di tipo superficiale ed "effimero" (non una falda di base continua), è stata misurata a profondità comprese tra 2,0 e 2,3 m dal piano campagna nei piezometri di monitoraggio esistenti (P5, P6, PZ5bis – Tab. 1, Relazione Tecnica Generale). Cautelativamente, per le verifiche che seguono si assume una profondità di falda di progetto pari a 2,0 m dal p.c. (condizione di piena, sfavorevole).

4 DESCRIZIONE DELLA TECNOLOGIA "DEEP MIXING"

Il miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione rappresenta sempre più una tendenza verso la quale si spingono i progettisti, soprattutto negli interventi di recupero delle strutture, in quanto con essi si riesce ad ottenere un giusto compromesso tra efficacia e costi. Tra i vari trattamenti disponibili i più diffusi sono sicuramente quelli colonnari che si differenziano sia per i materiali utilizzati nelle iniezioni (cementi, resine, silicati…) sia per la modalità di esecuzione del trattamento (miscelazione meccanica, iniezione a pressione, miscelazione ed iniezione). Tra tali metodi si inserisce il DMM (Deep-Mixing-Method) di seguito denominato "**Deep mixing**".

Il trattamento dei terreni mediante miscelazione profonda (Deep Mixing), è una particolare tecnica finalizzata a migliorare le caratteristiche meccaniche del terreno miscelando lo stesso insieme ad un legante e/o ad altri materiali che vengono introdotti in forma secca o in forma umida (boiacca).



Figura 6: Attrezzatura utilizzata per il deep mixing



Figura 7: Colonne di terreno consolidato: a) terreni a grana grossa; b) terreni a grana fina; c) terreni di riporto

4.1 Modalità esecutive

La miscelazione meccanica del terreno avviene tipicamente tramite l'impiego di alberi rotanti cavi, dotati di uno strumento di taglio all'estremità inferiore; l'asta al di sopra dello strumento può essere munita di ulteriori pale o eliche miscelatrici che assicurino la corretta miscelazione tra il terreno e le malte introdotte. Gli alberi rotanti sono montati verticalmente su di un mezzo adatto (solitamente munito di ruote cingolate per poter lavorare sui diversi terreni) e possono essere in numero da uno a otto (tipicamente da due a quattro) per mezzo, in funzione del progetto, della variante del metodo usato e del fornitore. Il trattamento viene di solito portato a termine in due fasi.

Nella prima fase l'utensile è fatto avanzare nel suolo fino alla profondità voluta, disgregando e miscelando meccanicamente il terreno; nella seconda fase, si preleva lo strumento miscelatore invertendo il verso di rotazione. L'iniezione della malta può avvenire in fase di discesa, di risalita o entrambe seguita dalla miscelazione della stessa con il suolo. Lo scopo del processo di miscelazione è quello di diffondere il legante nel terreno in modo da creare le condizioni migliori affinché avvengano le reazioni chimiche di idratazione. È molto importante quindi che le particelle di legante siano uniformemente distribuite nel volume della colonna, sia in direzione longitudinale sia trasversale, per ottenere ovunque le medesime caratteristiche di resistenza e deformazione. Si possono anche effettuare dei cicli continui di penetrazione e recupero, per migliorare la disgregazione del terreno e aumentare il grado di omogeneizzazione della miscelazione. Questo obiettivo può essere raggiunto anche modificando i parametri operativi della macchina: velocità di penetrazione e rotazione, numero di rotazioni delle lame, quantità di legante iniettato.

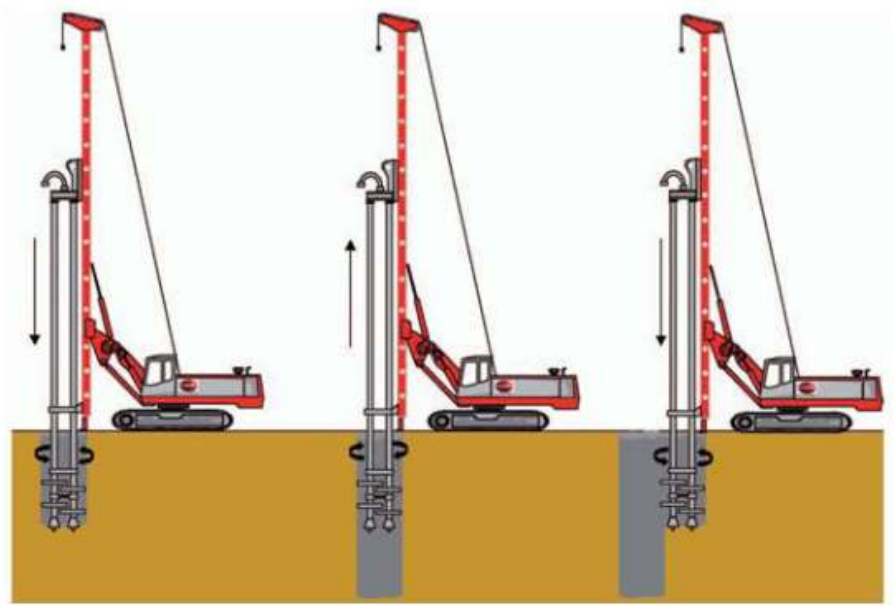


Figura 8 Fasi tipiche del trattamento Deep Mixing: posizionamento e penetrazione, estrazione a rotazione invertita, colonna completata e passaggio alla verticale successiva. L'iniezione della malta cementizia può avvenire in fase di discesa, di risalita o entrambe

Nel corso degli anni sono state ideate e realizzate diverse tecnologie di Deep Mixing, che possono essere suddivise in due grandi famiglie in funzione del metodo di miscelazione: per via umida, Wet Deep Mixing, in cui il legante viene introdotto miscelato con acqua; per via secca, Dry Deep Mixing in cui il legante, granulare o in polvere, viene introdotto mediante aria compressa (Porbaha et al., 1998). Le due alternative offrono vantaggi diversi, devono quindi essere valutate individualmente in relazione alle specifiche condizioni di sito. Oltre alla calce ed al cemento, possono essere impiegati altri agenti quali ad esempio gesso, fly ash, scorie d'alto forno, etc. Le caratteristiche ottenibili dipendono soprattutto dal tipo di suolo di partenza, dalle variabili costruttive (principalmente il metodo di miscelazione), dai parametri operativi (come, per esempio, la velocità di penetrazione e di risalita, velocità di rotazione, numero di rotazione delle lame T - vedi § 1.6.1, quantità di legante introdotta e fasi di iniezione) e dalle caratteristiche dell'agente legante. E' necessario minimizzare e quantificare l'incertezza nella conoscenza dell'influenza di tali caratteristiche, tramite l'applicazione di opportune procedure di QC/QA (controllo di qualità e assicurazione di qualità) durante tutte le diverse fasi di un intervento di Deep Mixing, che includano procedure e prove di laboratorio appropriate e test in sito (§ 2). I principi della progettazione geotecnica sono attualmente riportati nell'Eurocodice 7 ENV 1997-1 1993. Gli aspetti di progettazione relativi all'esecuzione del Deep Mixing sono descritti nelle European Standard prEn 14679 "Execution of special geotechnical works – Deep Mixing" (2004), in cui sono presenti i requisiti di costruzione e supervisione, tra cui il metodo di installazione, la scelta del legante, prove di laboratorio e in sito e i loro effetti sul comportamento finale della colonna di terreno trattato. Nella norma manca comunque la parte relativa alle procedure di laboratorio associate alle fasi di QC/QA di un intervento Deep Mixing, che quindi non risultano essere standardizzate.

4.2 Tipologie di deep mixing

4.2.1 Wet Deep Mixing

Il Wet Deep Mixing consiste nella miscelazione in sito del terreno con una miscela di acqua e legante (generalmente cemento) ed eventualmente additivi. L'attrezzatura è costituita da una macchina operatrice con una torre di perforazione costituita da una o più aste attrezzate con porzioni di spirale (terreni incoerenti) o lame (terreni coesivi). Ogni batteria termina con un utensile di perforazione provvisto di ugelli che consentono la fuoriuscita della malta cementizia necessaria. Il legante viene precedentemente miscelato con additivi e acqua e quindi stoccato in opportuni silos. L'impianto di confezionamento e pompaggio del legante prevede un agitatore per la realizzazione della malta che successivamente passa alla pompa per l'invio alle batterie di perforazione. La quantità di legante immesso può essere modificata in funzione della tipologia di terreno incontrato.



La malta cementizia può essere iniettata nel terreno in fase di penetrazione ed estrazione (sistema mono-fase). In tal caso è garantita una elevata velocità di estrazione ed una maggiore produttività rispetto al metodo che prevede invece l'impiego di un latte bentonitico in fase di discesa per agevolare l'inserimento delle aste miscelatrici e la successiva iniezione della malta cementizia solo in fase di risalita (sistema bi-fase); tale sistema garantisce però una maggiore sicurezza per lavori ad elevate profondità o in caso di interruzioni del lavoro e talvolta risulta essere l'unico metodo praticabile in presenza di terreni consistenti (Bringiotti, 2010). I valori tipici dei parametri operativi utilizzati per la realizzazione di interventi di Deep Mixing con il metodo wet in Europa sono riportati nella Tabella seguente.

Parametro	Europa
Velocità di penetrazione (m/min)	0.5 ÷ 1.5
Velocità di recupero (m/min)	3.0 ÷ 5.0
Velocità di rotazione delle lame (riv/min)	25 ÷ 50
Quantità di legante iniettato (kg/m^3)	80 ÷ 450
Fase di iniezione	Penetrazione e/o recupero

Tabella 1 Parametri operativi per il metodo wet mixing

4.2.2 Dry Deep Mixing

Nel Dry Deep Mixing il presupposto affinché possano avvenire le reazioni chimiche che legano le molecole d'acqua presenti nel terreno alle molecole di legante è ovviamente che il terreno sia immerso in falda o che comunque presenti un livello d'umidità sufficiente al completo sviluppo delle reazioni di idratazione. L'attrezzatura necessaria è di dimensioni decisamente inferiori rispetto a quella richiesta per il wet mixing, ed è costituita dal gruppo principale di perforazione e trattamento, da un gruppo di stoccaggio ed invio del legante in polvere e da un gruppo di stoccaggio dell'aria compressa; se necessario è presente anche un gruppo di alimentazione d'acqua per umidificare eventuali livelli aridi. Tale metodo prevede generalmente l'immissione del legante in fase di risalita, per evitare che la miscela terreno-legante inizi a far presa già in fase di penetrazione e si possano quindi avere problemi nel recuperare l'utensile miscelatore. Le quantità di refluo prodotto sono notevolmente inferiori (a volte pari a zero) rispetto all'impiego del metodo wet mixing.



Figura 9 Trattamento dry mixing

I macchinari impiegati per il metodo Wet montano generalmente il motore elettrico sopra le aste rotanti, in modo da agevolare con il peso proprio la fase di penetrazione; ciò porta ad eventuali problemi di instabilità del macchinario quando l'asta è alzata del tutto (massa concentrata) e a una maggiore potenza dei motori impiegati, per estrarre le aste (e il motore) una volta raggiunta la profondità di trattamento. Nei macchinari impiegati per il metodo Dry, tipicamente più

leggeri, il motore è generalmente posizionato in basso; quindi, è necessario considerare una spinta aggiuntiva in fase di penetrazione, perché il peso delle sole aste potrebbe non essere sufficiente.

Parametro	Nord Europa
Velocità di penetrazione (m/min)	2.0 ÷ 6.0
Velocità di recupero (m/min)	1.5 ÷ 6.0
Velocità di rotazione delle lame (riv/min)	100 ÷ 200
Quantità di legante iniettato (kg/m^3)	100 ÷ 250
Fase di iniezione	Recupero

Tabella 2 Parametri operativi per il metodo dry mixing

4.3 Applicazioni del trattamento Deep Mixing

In funzione delle applicazioni, gli elementi colonnari di terreno trattato possono essere realizzati secondo molteplici geometrie, che prevedono l'esecuzione di singoli elementi (fondazioni di opere), la realizzazione di file continue di colonne sovrapposte (sostegno allo scavo, stabilità di argini, barriere verticali), il trattamento a griglia (riduzione rischio di liquefazione) o il trattamento massivo (consolidamento dei terreni, stabilizzazione di terreni contaminati) (Porbaha et al. 1998). La geometria scelta dipende, oltre che dallo scopo dell'intervento di miglioramento dei terreni, anche dalle capacità meccaniche e dalle caratteristiche del metodo di Deep Mixing utilizzato.

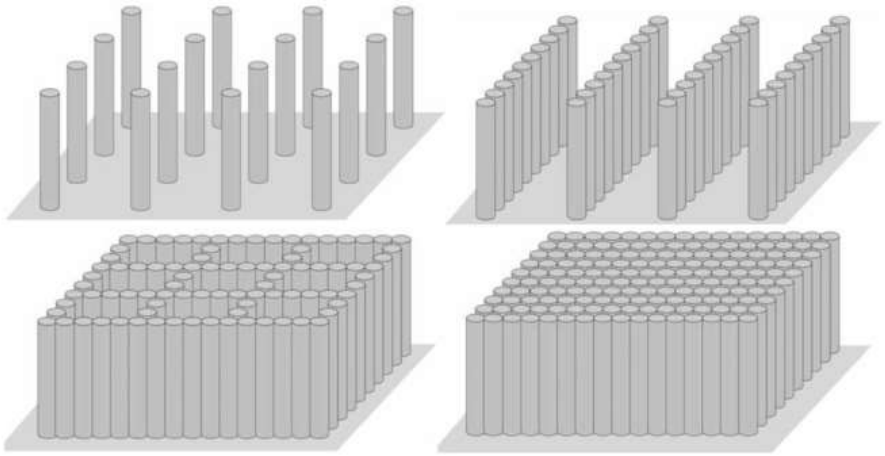


Figura 10 Configurazioni tipiche di terreno trattato

5 SCELTA DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE

L'analisi del dissesto che interessa la sede stradale posta a valle delle vasche 2 e 3 ha evidenziato come le criticità riscontrate non siano riconducibili ad un semplice ammaloramento dello strato superficiale di pavimentazione, bensì ad un più generale decadimento prestazionale del rilevato e del terreno di fondazione, aggravato dalle infiltrazioni di acque meteoriche e dalla riduzione della resistenza meccanica dei terreni a matrice fine.

In tale quadro, gli interventi tradizionali consistenti nella sola scarifica e ricostruzione del pacchetto stradale, ovvero nella sostituzione localizzata dei terreni superficiali, non risulterebbero idonei a rimuovere le cause profonde del dissesto, poiché non inciderebbero in misura sufficiente sul comportamento del volume di terreno maggiormente sollecitato.

La soluzione progettuale individuata consiste pertanto nel miglioramento del terreno **in situ** mediante tecnologia di **deep mixing**, con formazione di elementi colonnari consolidati capaci di incrementare la capacità portante, ridurre la deformabilità del rilevato e limitare l'evoluzione dei cedimenti differenziali. La miscelazione meccanica profonda rientra infatti tra i metodi di consolidamento nei quali calce e/o cemento vengono mescolati meccanicamente con il terreno, ottenendo zone trattate con migliori caratteristiche di resistenza, deformabilità e permeabilità rispetto al terreno non trattato.

Tra le diverse tecnologie riconducibili al deep mixing, nel caso specifico si esclude il ricorso al **Cutter Soil Mixing (CSM)**, in quanto tale sistema è stato sviluppato per la formazione di **pannelli rettangolari continui** finalizzati principalmente alla realizzazione di paratie, diaframmi idraulici o strutture di sostegno, mentre l'intervento in esame richiede il miglioramento diffuso del rilevato mediante elementi colonnari discreti e non la costruzione di un setto continuo.

In relazione alle condizioni geotecniche del sito, caratterizzate da terreni a prevalente matrice fine, con marcata sensibilità all'acqua e tendenza all'imbibizione, la tipologia maggiormente coerente è il **deep mixing classico a colonne verticali**, con particolare riferimento al **dry mixing**, nel quale il legante viene introdotto in polvere durante la fase di risalita dell'utensile.

Da fonti bibliografiche risulta che il dry mixing è generalmente preferito per terreni limo-argillosi saturi, grazie all'elevato contenuto d'acqua naturale necessario allo sviluppo delle reazioni di presa del legante; mentre garantisce un'uniformità del diametro delle colonne di deep mixing, definibile con precisione già in fase di progetto.

Nel caso in esame, l'intervento viene quindi sviluppato come **trattamento colonnare disposto per file longitudinali alla strada**, con lo scopo di costituire una fascia di terreno migliorato in grado di collaborare con il rilevato esistente e con il sovrastante pacchetto stradale. Tale scelta consente di intervenire direttamente sul meccanismo di dissesto, contenendo al tempo stesso gli scavi, la movimentazione dei materiali e le interferenze con la funzionalità del sito.

6 CRITERI DI PROGETTAZIONE

6.1 Modello geotecnico di calcolo

In coerenza con il § 6.2.3 delle NTC2018 e con la Circolare 7/2019, ai parametri geotecnici caratteristici è applicato il coefficiente parziale γM del gruppo M2 (Tab. 6.2.II NTC2018), generalmente cautelativo per le verifiche di tipo GEO negli approcci progettuali pertinenti al caso in esame (stabilità di opere di terra, capacità portante):

Parametro	γM (M1)	γM (M2)
tan φ'k	1,00	1,25
c'k	1,00	1,25
cu,k	1,00	1,40
γ (peso di volume)	1,00	1,00

6.1.1 Parametri di progetto – Strato 1 (0–6 m, orizzonte oggetto di trattamento)

Condizione	c'd (kPa)	φ'd (°)	cu,d (kPa)
Picco (M2)	20,0	23,0	63,6
Residua – condizione imbibita (M2)	—	15,4	—

Coerentemente con la diagnosi del meccanismo di dissesto (perdita di resistenza per imbibizione), le verifiche di stabilità e di riduzione della spinta sono condotte, in via cautelativa, assumendo per il terreno naturale circostante il trattamento i parametri di resistenza residua (c' = 0 kPa, φ' = 19° caratteristico), analogamente a quanto adottato nel caso di riferimento per la modellazione delle condizioni più gravose di terreno rammollito.

6.1.2 Azioni di progetto

Il tratto stradale in esame è una viabilità di servizio interna alla discarica, percorsa da mezzi di gestione e manutenzione (autocarri, mezzi cingolati per interventi ambientali). In assenza di un traffico stradale ordinario, si assume cautelativamente un sovraccarico variabile equivalente:

$$q_{k,traffico} = 20 \text{ kPa}$$

rappresentativo del transito di mezzi pesanti di servizio, e un carico permanente dovuto al pacchetto stradale/strato di ricoprimento sulle teste delle colonne, stimato con altezza equivalente h ≈ 0,50 m e peso di volume γ = 19 kN/m³:

$$q_{k,permanente} \approx \gamma \cdot h = 19 \times 0{,}50 = 9{,}5 \text{ kPa}$$

I coefficienti parziali sulle azioni sono assunti secondo NTC2018 Tab. 6.2.I, con riferimento alle combinazioni A1 (verifiche di tipo STR/opere di fondazione) e A2 (verifiche di tipo GEO/stabilità):

Combinazione	γG1	γQ (sfavorevole)
A1	1,3	1,5
A2	1,0	1,3

6.2 Resistenza di progetto del terreno trattato (fcd, τcd, parametri equivalenti

Il dimensionamento dell'intervento richiede la definizione di quattro grandezze tra loro correlate:

- la resistenza del materiale colonnare,
- i parametri di resistenza e deformabilità equivalenti del "mezzo composito" colonna-terreno,
- la profondità di infissione delle colonne,
- il passo (interasse) e il numero delle colonne necessari a conseguire le prestazioni richieste.

Le quattro grandezze sono trattate nei paragrafi seguenti e verificate nel §6.7.

6.2.1 Tabella dei dati di ingresso e relative fonti

Ai fini della tracciabilità del procedimento, si riepilogano in un'unica tabella tutti i dati geologici, geometrici e di carico impiegati nei calcoli dei capitoli seguenti, desunti dall'elaborato 01.PE.GEO.RS.1:

Dato	Simbolo	Valore
Coesione drenata Strato 1	c'k	25 kPa
Angolo attrito Strato 1 (picco)	φ'k	28°
Angolo attrito Strato 1 (residuo)	φ'res,k	19°
Coesione non drenata Strato 1	cu,k	89 kPa
Peso di volume	γ	19 kN/m³ (medio)
Profondità falda di progetto	zw	2,0 m
Diametro colonna	D	0,40 m
Interasse longitudinale	i_l	1,00 m
Interasse trasversale (ordinario / locale)	i_t	1,00 m / fino a 1,45 m
Profondità colonne	H	2,50 – 5,00 m
Sviluppo longitudinale intervento	L	≈ 190 m
Sovraccarico da traffico di servizio	qk,traffico	20 kPa
Sovraccarico permanente (pacchetto/ricoprimento)	qk,permanente	9,5 kPa

6.2.2 Resistenza di progetto del terreno trattato

In assenza, allo stato, di risultanze di campo prova sul sito specifico, si assume cautelativamente, sulla base di dati di letteratura per litotipi granulometricamente analoghi (limi e argille sabbiose) trattati con boiacca cementizia, un valore di resistenza caratteristica a compressione non confinata:

$$f_{ck} = 2{,}0 \text{ MPa}$$

Tale valore dovrà essere confermato, in fase esecutiva, mediante l'esecuzione di colonne di prova preliminari i cui esiti costituiranno la base per l'eventuale ritaratura dei parametri di progetto e, se necessario, della geometria dell'intervento.

La resistenza di progetto è ottenuta riducendo la resistenza caratteristica per tenere conto della dispersione dei risultati e di fenomeni di creep/condizionamento ambientale (FCR = 0,85) e applicando il coefficiente di modello γm = 1,4:

$$q_{u,col} = f_{ck} / FS_\tau \qquad f_{cd} = FCR \cdot q_{u,col} / \gamma_m \qquad \tau_{cd} = 0{,}20 \cdot f_{cd} \qquad f_{td} = 0{,}10 \cdot f_{cd}$$

con FSτ assunto pari a 1,5 per condizioni di carico in compressione/fondazione (il meccanismo pertinente al caso in esame, riconducibile a perdita di portanza), e pari a 3,0 per la verifica di taglio puro (stabilità), secondo la prassi consolidata per questa tipologia di trattamento:

Verifica di riferimento	FSτ	qu,col (MPa)	fcd (kPa)	τcd (kPa)	ftd (kPa)
Fondazione / portanza (§6.7.1)	1,5	1,33	809,5	161,9	81,0
Taglio puro / stabilità (§6.7.3–6.7.4)	3,0	0,67	—	—	—

6.2.3 Parametri equivalenti del mezzo composito

Le colonne sono disposte a maglia regolare, con un'area di influenza per colonna Ai e un'area di colonna Ac = π(D/2)². Il rapporto di sostituzione è definito come:

$$a_s = A_c / A_i$$

Il valore as = 12,6% è utilizzato quale parametro di ingresso per il calcolo dei parametri di resistenza equivalenti del mezzo composito colonna-terreno, secondo la formulazione di omogeneizzazione comunemente adottata per i trattamenti colonnari a schema discreto:

$$c'_{eq} = a_s \cdot c'_{col} + (1 - a_s) \cdot k \cdot c'_{soil} \qquad \tan\varphi'_{eq} = a_s \cdot \tan\varphi'_{col} + (1 - a_s) \cdot k \cdot \tan\varphi'_{soil}$$

dove c'soil e φ'soil sono i parametri di resistenza del terreno naturale circostante (assunti, cautelativamente, pari ai valori residui: c' = 0 kPa, φ' = 19°), k è il fattore di mobilitazione della resistenza del terreno naturale nell'ambito del sistema composito (assunto k = 0,67, valore di riferimento per schemi a colonne discrete), e c'col, φ'col sono i parametri di resistenza a taglio del terreno trattato, dedotti dalla resistenza a compressione qu,col secondo il criterio di Mohr-Coulomb:

$$c'_{col} = \beta \cdot q_{u,col} / 2 \qquad (\beta = 0{,}4) \qquad \varphi'_{col} = 40°$$

Applicando le relazioni precedenti con qu,col = 0,667 MPa (FSτ = 3,0) si ottiene c'col = 133,3 kPa; assumendo il rapporto di sostituzione as = 12,6% dichiarato in progetto (D = 0,40 m, interasse i = 1,00 m), si ottengono i parametri equivalenti caratteristici del mezzo composito:

Parametro	Simbolo	Valore
Coesione equivalente	c'eq,k	16,8 kPa
Angolo di resistenza al taglio equivalente	φ'eq,k	17,1°

Si osserva che l'incremento di resistenza del mezzo composito rispetto al terreno naturale rammollito (c' = 0 kPa, φ' = 19°) si manifesta prevalentemente come incremento della coesione (da 0 a 16,8 kPa), a fronte di una modesta riduzione dell'angolo di resistenza al taglio medio (da 19° a 17,1°): questo risultato, fisiologico nel metodo di omogeneizzazione impiegato quando l'angolo di attrito del terreno naturale non è trascurabile, non deve essere letto come un peggioramento, poiché la resistenza al taglio mobilitabile alle tensioni normali di esercizio (§ 7.3, § 7.4) risulta comunque sensibilmente incrementata dal contributo coesivo.

6.3 Tecnologia e schema geometrico adottato

L'intervento di consolidamento della sede stradale a valle delle vasche 2 e 3 è progettato mediante trattamento in situ con tecnologia di deep mixing, finalizzato al miglioramento delle caratteristiche geomeccaniche del rilevato e del terreno di fondazione, con incremento della capacità portante e riduzione dei cedimenti differenziali.

Il sistema adottato è costituito da **colonne verticali discrete di terreno consolidato**, disposte secondo una maglia regolare e organizzate in file longitudinali parallele all'asse della strada.

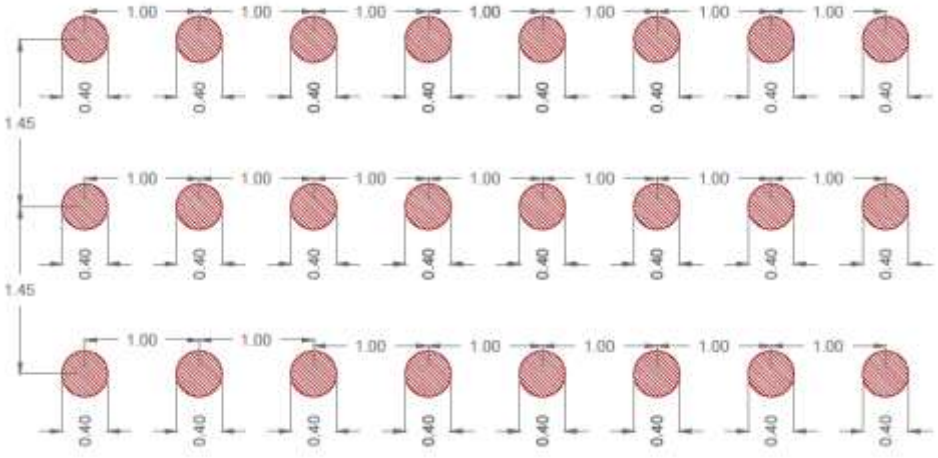


Figura 11 Particolari costruttivi pianta fori Deep Mixing

Si riportano i parametri geometrici dell'intervento:

Parametro	Valore
Numero file	3
Diametro colonne	0,40 m
Interasse longitudinale	1,00 m
Interasse trasversale	1,00 m (ordinario)
Interasse trasversale locale	fino a 1,45 m
Lunghezza intervento	≈ 190 m
Profondità colonne	2,50 ÷ 5,00 m

Tabella 3 Caratteristiche geometriche

6.4 Criteri e verifica della profondità di trattamento

La profondità dichiarata in Tabella 3 (2,50–5,00 m) è definita secondo il seguente duplice criterio:

- intercettazione dell'orizzonte a caratteristiche meccaniche più consistenti (base Strato 1 / Strato 2, cu,k ≥ 150 kPa, N_{spt} > 35), individuato dalle indagini disponibili a profondità variabile, indicativamente tra 3 e 6 m, in funzione della posizione lungo lo sviluppo dell'intervento (cfr. § 3.1);
- ammorsamento di almeno 0,50 m all'interno di tale orizzonte più consistente, in analogia con il criterio generalmente adottato per questa tipologia di trattamento ("intestazione sistematica nel substrato per almeno 0,50 m"), al fine di garantire continuità di comportamento tra la porzione trattata e il terreno di appoggio sottostante e di limitare i cedimenti differenziali alla base del trattamento.

Tali criteri risultano coerenti con la profondità di trattamento di progetto, variabile tra 2,50 m e 5,00 m lungo lo sviluppo dei 190 m dell'intervento (cfr. profilo costruttivo 016.PE.GEN.EG.6), a riflettere la naturale variabilità della profondità di transizione litostratigrafica riscontrata nelle indagini (4,9–5,7 m nelle verticali dirette PZ1N/PZ2N, in tratti differenti del sito, con transizioni comprese tra 3 e 6 m nelle verticali più datate P1–P4). Nei tratti a minore profondità di trattamento (2,50–3,00 m) l'orizzonte consistente risulta più superficiale, coerentemente con la variabilità stratigrafica accertata.

La disposizione delle colonne, visibile nella planimetria di progetto, evidenzia una maglia regolare con adattamenti locali in corrispondenza delle estremità e delle variazioni geometriche del tracciato.
La larghezza della fascia trattata risulta pari a circa:

$$B = 2 \cdot i_t + D = 2 \cdot 1{,}00 + 0{,}40 = 2{,}40\ m$$

dove:

- i_t= interasse trasversale
- D= diametro colonna

Ne deriva una **fascia di consolidamento larga circa 2,40 m**, localizzata nella zona più critica del rilevato.
Il **numero delle colonne** viene determinato in funzione dello sviluppo longitudinale e della maglia adottata.
Numero colonne per fila:

$$N_f = \frac{L}{i_l} = \frac{190}{1{,}00} = 190$$

Numero totale colonne:

$$N_{tot} = 190 \times 3 = 570\ colonne$$

Tale valore rappresenta una stima progettuale coerente con la geometria adottata, suscettibile di affinamenti esecutivi in funzione delle condizioni di cantiere e delle chiusure di tratto.
Il **volume** di ciascuna colonna è dato da:

$$V = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot H = \pi \cdot 0{,}20^2 \cdot H = 0{,}1257 \cdot H$$

dove:

- H= profondità della colonna

In funzione delle profondità variabili indicate nel profilo, si ottengono i seguenti volumi unitari:

Profondità (m)	Volume colonna (m³)
2,50	0,314
3,00	0,377
3,50	0,440
4,00	0,503
4,50	0,565
5,00	0,628

Tabella 4 Volume colonne

Assumendo, in prima approssimazione, una profondità media pari a **4,00 m**, il **volume complessivo** risulta:

$$V_{tot} = 570 \cdot 0{,}503 = 286{,}7\ m^3$$

Per una valutazione più accurata, il volume dovrà essere calcolato per tratti omogenei di profondità, secondo le progressive indicate nel profilo longitudinale.

Il **rapporto di area trattata** (*area replacement ratio*) è un parametro fondamentale per valutare l'efficacia del consolidamento.

Area colonna:

$$A_c = \pi \cdot 0{,}20^2 = 0{,}126\ m^2$$

Area di influenza per colonna (maglia 1×1 m):

$$A_i = 1{,}00 \cdot 1{,}00 = 1{,}00\ m^2$$

Rapporto di sostituzione:

$$\eta = \frac{A_c}{A_i} = 0{,}126 = 12{,}6\%$$

Tale valore è coerente con interventi di miglioramento diffuso del terreno per infrastrutture stradali su terreni a bassa portanza, garantendo un significativo incremento della rigidezza equivalente del sistema terreno-colonne.

Sinteticamente si riportano le caratteristiche dell'intervento:

Voce	Valore
Lunghezza tratto	≈ 190 m
Numero file	3
Diametro colonne	0,40 m
Interasse	1,00 m
Numero colonne	≈ 570

Voce	Valore
Profondità	2,50 ÷ 5,00 m
Volume totale (stima)	≈ 285–300 m³
Rapporto di miglioramento	≈ 12,6%

Tabella 5 Sintesi dimensionale dell'intervento

6.5 Interasse e numero delle colonne – procedimento di dimensionamento

L'interasse è dimensionato in modo da conseguire un duplice obiettivo prestazionale, coerente con la diagnosi del dissesto:

- una riduzione sostanziale dei cedimenti del rilevato trattato, tale da arrestare il degrado del piano viabile osservato;
- una riduzione significativa dell'azione (spinta) esercitata dal volume di terreno trattato sull'opera di sostegno esistente.

Configurazione	D (m)	i_l (m)	i_t (m)	Ac = π(D/2)² (m²)	Ai = $i_l \cdot i_t$ (m²)	as = Ac/Ai
Tratto corrente (ordinario)	0,40	1,00	1,00	0,126	1,00	12,6 %
Tratto locale (estremità/adattamenti)	0,40	1,00	1,45	0,126	1,45	8,7 %

6.5.1 Criterio di deformabilità – fattore di riduzione dei cedimenti

Per un sistema di colonne discrete soggetto a carico verticale, ipotizzando congruenza di deformazione tra colonna e terreno circostante (metodo della concentrazione delle tensioni, ampiamente utilizzato per il dimensionamento di trattamenti colonnari analoghi – cfr. EuroSoilStab 2002), il fattore di riduzione del cedimento rispetto al caso non trattato è espresso da:

$$\mu s = 1 / [\, 1 + as \cdot (n - 1) \,] \qquad n = Ecol / Esoil$$

Il rapporto di rigidezza n tra il modulo del terreno trattato e quello del terreno naturale è assunto, in assenza di dati sperimentali specifici, pari a n = 30, valore cautelativo nell'intervallo 20–100 indicato in letteratura per trattamenti Deep Mixing su terreni a matrice fine. Ponendo come obiettivo prestazionale una riduzione del cedimento non inferiore al 70% (μs ≤ 0,30 — soglia adottata per il controllo dei cedimenti differenziali di rilevati/pavimentazioni stradali su terreni compressibili trattati, coerente con i riferimenti di letteratura per interventi analoghi), si ottiene il rapporto di sostituzione minimo necessario:

$$as,min = (1/\mu s - 1) / (n - 1) = (1/0{,}30 - 1) / 29 = 8{,}0\ \%$$

6.5.2 *Verifica geometrica dell'interasse*

Per un diametro di colonna D = 0,40 m disposto a maglia regolare (interasse longitudinale i_l = interasse trasversale i_t), il rapporto di sostituzione geometrico è:

$$as = \pi(D/2)^2 / (i_l \cdot i_t)$$

Imponendo as = as,min = 8,0% con maglia quadrata ($i_l = i_t$) si ottiene un interasse massimo ammissibile pari a 1,26 m. Adottando, per il tratto corrente, un interasse di progetto:

$$i_l = i_t = 1{,}00 \text{ m}$$

si ottiene un rapporto di sostituzione effettivo as = 12,6%, superiore al valore minimo richiesto (8,0%), con un fattore di riduzione del cedimento μs = 0,215 (riduzione del cedimento pari a circa il 78,5%).

6.5.3 *Verifica dell'interasse trasversale locale (fino a 1,45 m)*

Si prevede, in corrispondenza delle estremità e delle variazioni geometriche del tracciato, un interasse trasversale locale fino a 1,45 m (a fronte di i_l = 1,00 m longitudinale, invariato).

Applicando la medesima verifica a tale configurazione ($A_i = i_l \cdot i_t$ = 1,00 × 1,45 = 1,45 m²) si ottiene:

as = 8,7 % μs = 0,285 (riduzione del cedimento ≈ 71,5%)

Per completezza, applicando la medesima omogeneizzazione del § 6.2.3 a questa configurazione (as = 8,7%) si ottengono i parametri equivalenti caratteristici del mezzo composito nel tratto locale: c'eq,k = 11,6 kPa, φ'eq,k = 15,8°. Tali valori, inferiori a quelli del tratto corrente per effetto della minore area di sostituzione, non sono impiegati nelle verifiche di capacità portante (§ 6.7.1) né di riduzione della spinta attiva (§ 6.7.3), condotte a favore di sicurezza sul solo tratto corrente; ***sono invece riportati qui per completezza e coerenza con il foglio di calcolo allegato.***

Il valore risulta **superiore** al minimo richiesto (as = 8,0%) e la riduzione di cedimento conseguita (71,5%) soddisfa l'obiettivo prestazionale assunto (≥70%): **l'interasse trasversale locale fino a 1,45 m**.

6.6 Criteri di calcolo adottati e riferimenti normativi e bibliografici

Le due assunzioni di calcolo che governano le verifiche di deformabilità e di stabilità interna delle colonne - rispettivamente, la soglia prestazionale di riduzione del cedimento e il metodo di ripartizione delle sollecitazioni di taglio tra colonne e terreno - non sono valori codificati da una norma con soglia numerica fissa, ma rientrano nella discrezionalità tecnica del progettista, esercitata sulla base di riferimenti bibliografici consolidati. Si riportano di seguito, per ciascuna delle due assunzioni, la base normativa di riferimento e i riscontri bibliografici a supporto, ai fini della piena tracciabilità del procedimento.

6.6.1 Base normativa: la soglia prestazionale non è un valore codificato dalla norma

Le NTC2018, al § 6.2.4 ("Verifiche di sicurezza – stati limite di esercizio"), richiedono che le opere e i sistemi geotecnici siano verificati anche nei confronti degli stati limite di esercizio, ponendo a confronto gli spostamenti/cedimenti indotti dalle opere con valori limite ammissibili; la norma non prescrive tuttavia un valore numerico fisso di tali limiti, rimandando esplicitamente alla loro individuazione da parte del progettista sulla base delle esigenze specifiche del manufatto e del contesto in cui è inserito, criterio ripreso nel commento della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 al medesimo paragrafo. La definizione della soglia prestazionale del trattamento colonnare (riduzione del cedimento) rientra pertanto, per esplicita previsione normativa, nella discrezionalità tecnica del progettista, purché motivata su basi tecnico-scientifiche riconosciute. Il valore adottato nella presente relazione (≥70%, corrispondente a $\mu s \leq 0{,}30$) è stato scelto all'interno dell'intervallo di riferimento riconosciuto dalla letteratura tecnica internazionale sul miglioramento colonnare dei terreni (fattore di riduzione del cedimento μs tipicamente compreso tra 0,20 e 0,35, corrispondente a una riduzione del cedimento tra il 65% e l'80% circa), riportato in particolare in:

- Barksdale, R.D. & Bachus, R.C. (1983), "Design and Construction of Stone Columns", Report FHWA/RD-83/026, Federal Highway Administration – fonte originaria del metodo della concentrazione delle tensioni e del fattore di riduzione del cedimento $\mu s = 1/[1+as(n-1)]$, da allora esteso in letteratura anche ai trattamenti colonnari cementati (deep mixing);
- CDIT – Coastal Development Institute of Technology (2002), "The Deep Mixing Method – Principle, Design and Construction", A.A. Balkema Publishers – riferimento tecnico internazionale specifico per il Deep Mixing, che riprende il medesimo approccio per il dimensionamento a cedimenti e per la ripartizione delle sollecitazioni tra colonne e terreno;
- EuroSoilStab (2002), "Design Guide Soft Soil Stabilisation", cit. § 2 – che riporta il medesimo ordine di grandezza per gli obiettivi di miglioramento correntemente adottati nella pratica progettuale europea.

Il valore adottato (≥70%) corrisponde al limite inferiore – comunque cautelativo – di tale intervallo di letteratura, in piena coerenza con la discrezionalità tecnica riconosciuta dal § 6.2.4 delle NTC2018.

6.6.2 Base normativa e bibliografica del metodo di verifica SLU-STR

Per la verifica di stabilità interna delle colonne, le NTC2018 (§ 6.4.3, "Miglioramento e rinforzo dei terreni") e la relativa Circolare 7/2019 non prescrivono un metodo di calcolo univoco per la ripartizione delle sollecitazioni tra elementi colonnari e terreno naturale, rimandando – per gli aspetti non espressamente disciplinati – ai principi generali della Meccanica delle Terre e alle metodologie consolidate della pratica geotecnica. Il metodo della concentrazione delle tensioni impiegato) è uno di tali metodi consolidati, di comune impiego nella pratica internazionale per trattamenti colonnari (rif. Barksdale & Bachus 1983 e CDIT 2002, già citati), ed è applicato con la medesima formulazione e i medesimi parametri (n = 30) impiegati per la verifica di deformabilità, garantendo coerenza interna tra le due verifiche.

Resta fermo che tale verifica ha carattere di stima semplificata e dovrà essere confermata in fase esecutiva mediante un'analisi all'equilibrio limite (LEM) condotta sulle sezioni geometriche as-built, ai sensi del § 6.4.3 delle NTC2018 e in coerenza con l'approccio già validato, con tale metodologia.

6.7 Verifiche geotecniche

Sono di seguito riportate le verifiche geotecniche a supporto della geometria d'intervento definita ai paragrafi precedenti:

- verifica di capacità portante del terreno trattato sotto il carico stradale (SLU-GEO, Approccio 2),
- verifica di deformabilità/cedimenti, già anticipata al § 6.5 in quanto funzionale alla definizione dell'interasse,
- verifica dell'efficacia dell'intervento in termini di riduzione dell'azione destabilizzante sull'opera di sostegno esistente,
- verifica di stabilità interna delle colonne (SLU-STR).

6.7.1 Verifica di capacità portante (SLU-GEO)

La fascia di terreno trattato (larghezza B = 2,40 m) è verificata quale sottofondo/piano di posa migliorato della sovrastruttura stradale, secondo l'Approccio 2 delle NTC2018 (combinazione A1+M1+R3), pertinente alle verifiche di capacità portante di opere di fondazione, impiegando la formula trinomia di capacità portante con i parametri equivalenti caratteristici del mezzo composito (c'eq,k = 16,8 kPa, φ'eq,k = 17,1°) e i fattori di capacità portante secondo Vesic:

$$q_{ult} = c'_{eq,k} \cdot N_c + q \cdot N_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Fattore	Formulazione (Vesic)	Valore (φ'eq = 17,0745°)
Nq	e^(π·tanφ)·tan²(45+φ/2)	4,81
Nc	(Nq − 1)/tanφ	12,39
Nγ	2(Nq+1)·tanφ	3,57

Con q = 9,5 kPa (sovraccarico permanente, § 6.1.2), B = 2,40 m e γ = 19 kN/m³, si ottiene:

$$q_{ult} = 16{,}76 \times 12{,}39 + 9{,}5 \times 4{,}81 + 0{,}5 \times 19 \times 2{,}40 \times 3{,}57 = 207{,}7 + 45{,}7 + 81{,}3 \approx 334{,}6 \text{ kPa}$$

Applicando il coefficiente di resistenza γR3 = 2,3 (NTC2018, Approccio 2, capacità portante):

$$R_d = q_{ult} / \gamma_{R3} = 334{,}6 / 2{,}3 \approx 145{,}5 \text{ kPa}$$

L'azione di progetto, corrispondente al sovraccarico variabile da traffico di servizio amplificato secondo la combinazione A1:

$$E_d = \gamma_Q \cdot q_{k,traffico} = 1{,}5 \times 20 = 30{,}0 \text{ kPa}$$

Rd / Ed = 145,5 / 30,0 = **4,85 > 1** → **verifica ampiamente soddisfatta.**

6.7.2 Verifica di deformabilità

Come illustrato in precedenza, il rapporto di sostituzione adottato nel tratto corrente (as = 12,6%) garantisce un fattore di riduzione del cedimento μs = 0,215 (riduzione dell'ordine del 78,5% rispetto alla condizione non trattata), superiore

all'obiettivo prestazionale minimo (μs ≤ 0,30, corrispondente a as,min = 8,0%). Anche nei tratti a interasse trasversale locale maggiorato (as = 8,7%) l'obiettivo prestazionale risulta soddisfatto (μs = 0,285, riduzione ≈ 71,5%), sia pure con margine più contenuto. Tali margini sono considerati coerenti con le incertezze proprie del metodo di omogeneizzazione impiegato e con la variabilità naturale della rigidezza dei terreni di sito.

6.7.3 Verifica dell'efficacia dell'intervento sull'azione esercitata sull'opera di sostegno esistente

Poiché il rilevato trattato grava, nel tratto di valle, sull'opera di sostegno esistente (paratia tirantata, già verificata strutturalmente), si è ritenuto utile quantificare la riduzione della spinta attiva esercitata dal volume di terreno trattato rispetto alla condizione di terreno naturale rammollito (parametri residui), a conferma dell'efficacia dell'intervento nel ridurre l'azione destabilizzante sul sistema di sostegno esistente e nel fornire un margine di sicurezza aggiuntivo rispetto alle condizioni di progetto originarie dell'opera. La spinta attiva alla generica profondità z è calcolata secondo la teoria di Rankine:

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a} \qquad K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$$

con tensione verticale efficace σ'v calcolata tenendo conto della falda di progetto a 2,0 m dal p.c. (γ = 19 kN/m³ sopra falda, γ' = 9,2 kN/m³ sotto falda). Il confronto è condotto tra la condizione di terreno naturale rammollito (c' = 0 kPa, φ' = 19°; Ka1 = 0,509) e la condizione di terreno trattato, rappresentato dai parametri equivalenti del mezzo composito (c'eq = 16,8 kPa, φ'eq = 17,1°; Ka2 = 0,546):

Profondità z (m)	σ'v (kPa)	σ'a non trattato (kPa)	σ'a trattato (kPa)	Riduzione
2,50	42,6	21,67	0,00	100 %
3,50	51,8	26,35	3,44	87 %
5,00	65,6	33,36	10,96	67 %

Il trattamento determina quindi una riduzione della spinta attiva compresa tra circa il 67% (alla base del trattamento più profondo) e circa il 100% (nella porzione più superficiale, coincidente peraltro con la zona storicamente più critica in termini di caratteristiche meccaniche, cfr. § 3.1), confermando l'efficacia della soluzione progettuale nel ridurre l'azione sull'opera di sostegno esistente rispetto alle condizioni assunte nel suo dimensionamento originario, oltre a giustificare, sul piano ingegneristico, la scelta di concentrare il rapporto di sostituzione più elevato nella fascia superficiale del rilevato.

6.7.4 Verifica di stabilità interna delle colonne (SLU-STR)

La ripartizione della sollecitazione di taglio tra colonne e terreno naturale circostante è stimata secondo il medesimo principio di concentrazione delle tensioni già impiegato per la verifica di deformabilità (Barksdale & Bachus 1983), applicato in condizioni di congruenza di deformazione (ipotesi “equal strain”): la quota di sollecitazione di taglio assorbita da ciascuna componente è proporzionale alla relativa rigidezza, espressa dal medesimo rapporto n = Ecol/Esoil = 30 già adottato al § 6.5:

$$\tau_{soil} = \tau_{mob} / [\, a_s \cdot n + (1 - a_s)\,] \qquad \tau_{col} = n \cdot \tau_{soil}$$

dove τmob rappresenta la sollecitazione di taglio media mobilitata sulla sezione composita, stimata cautelativamente pari alla resistenza al taglio integralmente mobilitata nella condizione di equilibrio limite ante-intervento (terreno naturale, parametri residui), alla profondità media del trattamento (z = 3,50 m, σ'v = 51,8 kPa):

$$\tau_{mob} = c' + \sigma'_v \cdot \tan\varphi'_{res} = 0 + 51{,}8 \times \tan(19°) = 17{,}8 \text{ kPa}$$

Applicando la relazione di concentrazione delle tensioni alle due configurazioni geometriche di progetto, e confrontando la sollecitazione così stimata sulle colonne con la relativa resistenza a taglio di progetto (§ 6.2.2, τcd = 161,9 kPa):

Configurazione	as	τcol,Ed (kPa)	τcd (kPa)	Rd / Ed
Tratto corrente, i = 1,00 m	12,6 %	115,2	161,9	1,41
Tratto locale, i = 1,45 m	8,7 %	152,3	161,9	1,06

In entrambe le configurazioni Rd/Ed > 1: **verifica soddisfatta**, con margine più contenuto nei tratti a interasse locale maggiorato (1,45 m), coerentemente con quanto già osservato al § 6.5.

Si segnala che il metodo impiegato costituisce una stima semplificata, coerente con l'approccio già adottato per la verifica di deformabilità, ma non sostitutiva di un'analisi all'equilibrio limite (LEM, metodo di Bishop semplificato) condotta sulle sezioni geometriche reali del rilevato: si raccomanda pertanto, in fase esecutiva, di confermare i margini qui stimati mediante tale analisi, da aggiornare sulla base del rilievo plano-altimetrico di dettaglio (attività INT.00) e delle risultanze del campo prova preliminare sulle colonne.

6.8 Sintesi delle verifiche

La tabella seguente riepiloga la geometria d'intervento, i criteri che ne hanno determinato la definizione e l'esito delle verifiche svolte:

Grandezza	Valore adottato	Criterio / verifica di riferimento	Esito
Diametro colonna D	0,40 m	Dimensione standard attrezzatura Deep Mixing (dry mixing)	—
Interasse $i_l = i_t$ (ordinario)	1,00 m	Deformabilità (μs ≤ 0,30) – § 6.5	**Verificato (μs = 0,215)**
Interasse trasversale locale	fino a 1,45 m dichiarato	Deformabilità (μs ≤ 0,30) – § 6.5	**Verificato (as=8,7%; margine ridotto rispetto al tratto corrente)**
Profondità colonne	2,50 – 5,00 m	Intercettazione + ammorsamento ≥0,50 m in orizzonte consistente – § 6.4	**Coerente con dati stratigrafici**
N. file / N. colonne	3 file / ≈570	Copertura larghezza degrado osservato	—
Rapporto di sostituzione as (tratto corrente)	12,6 %	as ≥ as,min = 8,0%	**Verificato**
Capacità portante (SLU-GEO)	Rd/Ed = 4,85 (tratto corrente)	§ 6.7.1	**Verificato**
Riduzione spinta su paratia	67 – 100 %	§ 6.7.3	**Verificato – favorevole**
Stabilità interna colonne (SLU-STR)	Rd/Ed = 1,41 (corrente) / 1,06	§ 6.7.4	**Verificato in entrambe le**

Grandezza	Valore adottato	Criterio / verifica di riferimento	Esito
	(locale)		configurazioni

Tutte le verifiche geotecniche eseguite a supporto del dimensionamento dell'intervento di Deep Mixing risultano VERIFICATE, per entrambe le configurazioni geometriche interasse trasversale corrente i=1,00 m e locale fino a i=1,45 m.

6.9 Foglio di calcolo

6.9.1 Dati in ingresso

6.9.1.1 Parametri geotecnici — Strato 1 (0-6 m dal p.c.)

Parametro	Simbolo	Valore
Coesione drenata (picco)	c'k	25
Angolo attrito (picco)	φ'k	28
Angolo attrito (residuo)	φ'res,k	19
Coesione non drenata	cu,k	89
Peso di volume	γ	19
Profondità falda di progetto	zw	2
Peso volume saturo	γsat	19
Peso volume acqua	γw	9,81

6.9.1.2 Geometria dell'intervento (due configurazioni)

Parametro	Corrente	Locale
Diametro colonna D (m)	0,4	0,4
Interasse longitudinale i_l (m)	1	1
Interasse trasversale i_t (m)	1	1,45
Sviluppo longitudinale intervento L (m)	190	

6.9.1.3 Azioni di progetto

Parametro	Simbolo	Valore
Sovraccarico da traffico di servizio	qk,traffico	20
Sovraccarico permanente (pacchetto/ricoprimento)	qk,permanente	9,5
Coeff. parziale azione variabile (A1)	γQ	1,5

6.9.2 RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO TRATTATO

6.9.2.1 Parametri di base (input)

Parametro	Simbolo	Valore
Resistenza caratteristica terreno trattato	fck	2
Fattore riduttivo creep/condizionamento	FCR	0,85

Coefficiente di modello	γm	1,4
FSᴛ — condizione fondazione/portanza	FSᴛ,fond	1,5
FSᴛ — condizione taglio puro/stabilità	FSᴛ,tag	3
Fattore correttivo coesione colonna	β	0,4
Angolo attrito colonna trattata	φ'col	40

6.9.2.2 Risultati

Grandezza	Simbolo	Valore	Formula
qu,col — condizione fondazione	qu,col,fond	1,333	fck / FSᴛ,fond [MPa]
fcd (resistenza di progetto)	fcd	809,5	FCR·qu,col,fond/γm ×1000 [kPa]
τcd (resistenza a taglio di progetto)	τcd	161,9	0,20·fcd [kPa]
ftd (resistenza a trazione di progetto)	ftd	81,0	0,10·fcd [kPa]
qu,col — condizione taglio puro	qu,col,tag	0,667	fck / FSᴛ,tag [MPa]
c'col (coesione colonna, per parametri equivalenti)	c'col	133,3	β·qu,col,tag/2 ×1000 [kPa]

6.9.3 PARAMETRI EQUIVALENTI DEL MEZZO COMPOSITO

6.9.3.1 Parametri del terreno naturale e fattore di mobilitazione (input)

Parametro	Simbolo	Valore
Coesione terreno naturale (condizione residua)	c'soil	0
Angolo attrito terreno naturale (residuo)	φ'soil	19
Fattore di mobilitazione	k	0,67

6.9.3.2 Geometria e rapporto di sostituzione — due configurazioni

Grandezza	Tratto corrente	Tratto locale
Diametro colonna D (m)	0,40	0,40
Interasse longitudinale i_l (m)	1,00	1,00
Interasse trasversale i_t (m)	1,00	1,45
Area colonna Ac = π(D/2)² (m²)	0,126	0,126
Area di influenza Ai = i_l·i_t (m²)	1,000	1,450
Rapporto di sostituzione as	12,6%	8,7%

6.9.3.3 *Parametri equivalenti caratteristici del mezzo composito*

Grandezza	Tratto corrente	Tratto locale	Formula
Coesione equivalente c'eq,k (kPa)	16,8	11,6	as·c'col+(1-as)·k·c'soil
tan φ'eq	0,3072	0,2834	as·tanφ'col+(1-as)·k·tanφ'soil
φ'eq,k (°)	17,07	15,82	atan(tanφ'eq)

6.9.4 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (SLU-GEO, Approccio 2 A1+M1+R3)

6.9.4.1 *Dati di ingresso*

Parametro	Valore
c'eq,k (kPa)	16,8
φ'eq,k (°)	17,07
Larghezza fascia trattata B (m)	2,4
Peso di volume γ (kN/m³)	19
Sovraccarico permanente q (kPa)	9,5
Coefficiente parziale resistenza γR3	2,3

6.9.4.2 *Fattori di capacità portante (Vesic)*

Fattore	Valore	Formula
Nq	4,81	e^(π·tanφ)·tan²(45+φ/2)
Nc	12,39	(Nq-1)/tanφ
Nγ	3,57	2(Nq+1)·tanφ

6.9.4.3 *Capacità portante e verifica*

Grandezza	Valore	Formula
qult (kPa)	334,6	c'eq·Nc+q·Nq+0,5·γ·B·Nγ
Rd = qult / γR3 (kPa)	145,5	qult/γR3
Ed = γQ·qk,traffico (kPa)	30,0	Combinazione A1
FS = Rd / Ed	4,85	VERIFICATO
Esito	VERIFICATO	

6.9.5 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (fattore di riduzione del cedimento)

6.9.5.1 *Dati di ingresso*

Parametro	Valore	Fonte	
Rapporto di rigidezza n = Ecol/Esoil	30	Letteratura (range 20-100): Barksdale&Bachus 1983, CDIT 2002, EuroSoilStab 2002	

Obiettivo μs (riduzione cedimento ≥70%)	30%	Scelta progettuale entro range di letteratura 0,20-0,35 — NTC2018 §6.2.4 (SLE, soglia a discrezione del progettista)

6.9.5.2 Rapporto di sostituzione minimo necessario

Grandezza	Valore	Formula
as,min	8,0%	(1/μs,target - 1)/(n-1)

6.9.5.3 Verifica - tratto corrente e tratto locale

Grandezza	Tratto corrente	Tratto locale
as	12,6%	8,7%
μs = 1/[1+as·(n-1)]	0,215	0,285
Riduzione cedimento = (1-μs)	78,5%	71,5%
Verifica: as ≥ as,min ?	VERIFICATO	VERIFICATO

6.9.6 RIDUZIONE DELLA SPINTA ATTIVA SULL'OPERA DI SOSTEGNO ESISTENTE

6.9.6.1 Coefficienti di spinta attiva

Grandezza	Valore	Formula
Ka1 (terreno naturale residuo, φ=19°)	0,5088	$\tan^2(45-\varphi'_{res,k}/2)$
Ka2 (mezzo composito, tratto corrente)	0,5461	$\tan^2(45-\varphi'_{eq,k}/2)$

6.9.6.2 Profilo di tensione verticale efficace σ'v(z)

z (m)	σ'v (kPa)	σ'a non trattato (kPa)	σ'a trattato (kPa)	Riduzione %
2,50	42,60	21,67	0,00	100,0%
3,50	51,79	26,35	3,51	86,7%
5,00	65,57	33,36	11,04	66,9%

6.9.7 VERIFICA DI STABILITÀ INTERNA DELLE COLONNE (SLU-STR)

6.9.7.1 Sollecitazione di taglio mobilitata (condizione ante-intervento)

Parametro	Valore
Profondità media del trattamento z (m)	3,50
σ'v(z) (kPa)	51,79
τmob = σ'v·tanφ'res (kPa)	17,83

6.9.7.2 *Ripartizione colonna/terreno e verifica — due configurazioni*

Grandezza	Tratto corrente	Tratto locale
as	12,6%	8,7%
Denominatore = as·n+(1-as)	4,64	3,51
τsoil = τmob / denominatore (kPa)	3,84	5,08
τcol = n·τsoil (kPa) [τEd]	115,18	152,26
τcd (resistenza a taglio di progetto colonna, kPa)	161,9	161,9
Rd / Ed = τcd / τcol	1,41	1,06
Esito	VERIFICATO	VERIFICATO

6.9.8 SINTESI DELLE VERIFICHE

Verifica	Tratto corrente (i=1,00m)	Tratto locale (i=1,45m)	Rif. Paragrafo di calcolo
Rapporto di sostituzione as	12,6%	8,7%	Parametri del terreno naturale e fattore di mobilitazione (input)
c'eq,k (kPa)	16,8	11,6	Parametri del terreno naturale e fattore di mobilitazione (input)
φ'eq,k (°)	17,07	15,82	Parametri del terreno naturale e fattore di mobilitazione (input)
Capacità portante FS=Rd/Ed	4,85	n.a. (verificato a maggior ragione, as minore)	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (SLU-GEO, Approccio 2 A1+M1+R3)
Fattore riduzione cedimento μs	0,215	0,285	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (fattore di riduzione del cedimento)
Riduzione cedimento (%)	78,5%	71,5%	VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (fattore di riduzione del cedimento)
Riduzione spinta attiva (z=3,5m)	86,7%	n.a. (stimata su tratto corrente)	RIDUZIONE DELLA SPINTA ATTIVA SULL'OPERA DI SOSTEGNO ESISTENTE
SLU-STR Rd/Ed	1,41	1,06	VERIFICA DI STABILITÀ INTERNA DELLE COLONNE (SLU-STR)

7 RIFACIMENTO DEL PACCHETTO STRADALE

A completamento dell'intervento di consolidamento mediante deep mixing, è previsto il rifacimento della sovrastruttura stradale lungo l'intero tratto interessato, per una lunghezza complessiva di circa 190 m, al fine di ripristinare le condizioni di regolarità, sicurezza e durabilità del piano viabile.

L'intervento sulla pavimentazione si configura come parte integrante del sistema di consolidamento, in quanto il miglioramento delle caratteristiche geotecniche del sottofondo risulta efficace solo se accompagnato da una sovrastruttura in grado di distribuire correttamente i carichi e di proteggere gli strati sottostanti dall'azione delle acque meteoriche.

Dal punto di vista operativo, la prima fase consiste nella fresatura dello strato superficiale esistente per uno spessore di circa 10 cm, finalizzata alla rimozione delle porzioni ammalorate e alla regolarizzazione del piano di posa. Assumendo una larghezza media della fascia di intervento pari a circa 2,40 m, coerente con la zona di consolidamento sottostante, il volume di materiale fresato risulta dell'ordine di:

$$V_{fresatura} = 190 \cdot 2{,}40 \cdot 0{,}10 \approx 45{,}6\ m^3$$

Tale quantitativo rappresenta una stima geometrica del materiale da rimuovere, suscettibile di variazioni in funzione delle effettive condizioni del piano viabile.

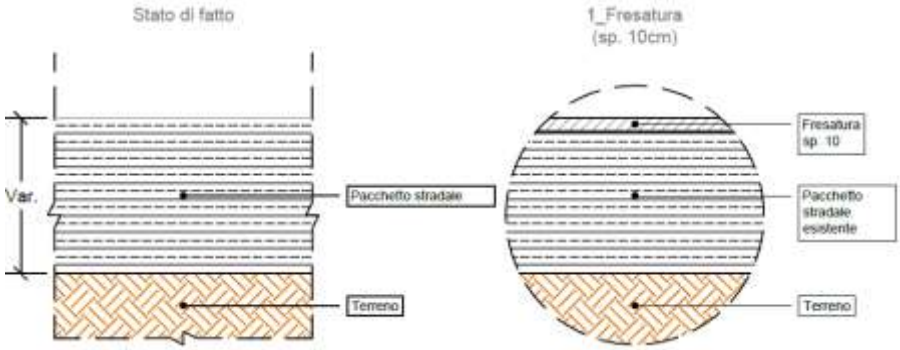


Figura 12 Attività di fresatura

A seguito della fresatura, si procederà alla ricostruzione del pacchetto stradale mediante la posa di uno strato di collegamento (binder) e di uno strato di usura (tappetino), per uno spessore complessivo pari a circa 10 cm.

Lo strato di **binder bituminoso**, previsto con spessore pari a 7 cm, costituisce l'elemento strutturale principale della sovrastruttura, contribuendo alla distribuzione dei carichi sul sottofondo consolidato. Considerando la medesima superficie di intervento, il volume di binder risulta pari a:

$$V_{binder} = 190 \cdot 2{,}40 \cdot 0{,}07 \approx 31{,}9\ m^3$$

Lo strato di **tappetino di usura**, previsto con spessore pari a 3 cm, ha funzione prevalentemente superficiale, garantendo regolarità, aderenza e impermeabilizzazione del piano viabile. Il volume corrispondente risulta pari a:

$$V_{tappetino} = 190 \cdot 2{,}40 \cdot 0{,}03 \approx 13{,}7\ m^3$$

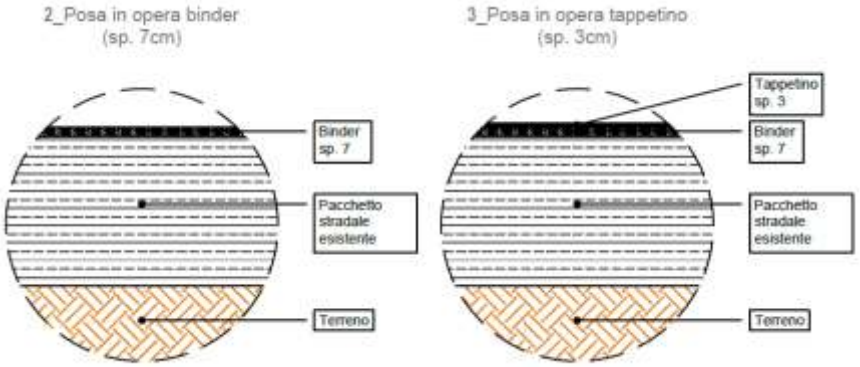


Figura 13 Rifacimento pacchetto stradale

Il volume complessivo della nuova sovrastruttura stradale risulta pertanto pari a circa 45–46 m³, sostanzialmente equivalente al volume rimosso in fase di fresatura, con conseguente mantenimento delle quote plano-altimetriche della sede stradale.

Dal punto di vista prestazionale, il pacchetto così configurato consente di trasferire i carichi al sottofondo consolidato in modo più uniforme rispetto alla situazione attuale, riducendo sensibilmente le concentrazioni di tensione e il rischio di deformazioni localizzate. La presenza del deep mixing al di sotto della sovrastruttura determina infatti un incremento significativo della rigidezza del piano di posa, migliorando il comportamento globale del sistema.

Un aspetto di particolare rilevanza è rappresentato dalla gestione delle acque superficiali. Il rifacimento del pacchetto stradale dovrà garantire un'adeguata pendenza trasversale, indicativamente dell'ordine del 2%, in modo da favorire il rapido deflusso delle acque meteoriche e limitare l'infiltrazione nel corpo del rilevato, che rappresenta una delle principali cause dei dissesti osservati.

Nel complesso, l'intervento di rifacimento della sovrastruttura, integrato con il consolidamento profondo, consente di ottenere una struttura stradale più performante, in grado di garantire nel tempo adeguati livelli di sicurezza e funzionalità anche in presenza di condizioni geotecniche sfavorevoli.

8 MODALITÀ ESECUTIVE, CONTROLLI E COLLAUDO DELL'INTERVENTO DI DEEP MIXING

L'esecuzione dell'intervento di consolidamento mediante deep mixing dovrà essere condotta secondo procedure operative tali da garantire la corretta formazione degli elementi colonnari e la piena rispondenza alle prestazioni previste in fase progettuale. In particolare, trattandosi di un intervento che agisce direttamente sul terreno in sito, la qualità del risultato finale dipende in misura determinante dal controllo dei parametri esecutivi e dalla ripetibilità del processo.

Il trattamento sarà realizzato mediante attrezzatura specializzata dotata di utensile rotante montato su asta verticale, in grado di disgregare il terreno e miscelarlo con il legante. L'esecuzione avverrà per ciascuna verticale mediante una fase di penetrazione fino alla profondità di progetto, seguita da una fase di risalita durante la quale avviene l'introduzione del legante e la miscelazione con il terreno naturale. La corretta esecuzione del ciclo di lavorazione richiede il controllo simultaneo della velocità di avanzamento, della velocità di rotazione e del dosaggio del legante, in modo da assicurare un'omogenea distribuzione della miscela e la formazione di colonne con caratteristiche meccaniche uniformi.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella gestione delle variazioni di profondità del trattamento, previste lungo il tracciato in funzione del profilo del rilevato. In corrispondenza dei tratti più profondi, l'operatore dovrà garantire la continuità della colonna fino alla quota di progetto, evitando interruzioni o disomogeneità che possano compromettere l'efficacia del consolidamento. Analogamente, nei tratti a minore profondità, sarà necessario evitare sovrapposizioni eccessive o lavorazioni ridondanti che possano alterare la geometria del sistema.

Il controllo in corso d'opera rappresenta un elemento essenziale per la validazione del processo esecutivo. A tal fine, l'attrezzatura dovrà essere dotata di sistemi di registrazione dei parametri operativi, con acquisizione continua dei principali dati di lavorazione, tra cui profondità raggiunta, velocità di avanzamento e risalita, numero di giri dell'utensile e quantità di legante immessa. Tali informazioni consentono di ricostruire il ciclo esecutivo di ciascuna colonna e di verificare la coerenza con le specifiche di progetto.

Nel caso in esame, caratterizzato da terreni a matrice fine e condizioni di imbibizione, la qualità della miscelazione assume un ruolo particolarmente rilevante, in quanto da essa dipende la formazione di un materiale omogeneo e dotato di adeguata resistenza. Eventuali discontinuità nella distribuzione del legante o insufficiente energia di miscelazione possono infatti determinare zone deboli all'interno della colonna, con conseguente riduzione delle prestazioni del sistema.

Ai fini del controllo qualitativo, è opportuno prevedere l'esecuzione di colonne di prova preliminari, finalizzate alla taratura dei parametri operativi e alla verifica del comportamento del terreno trattato. Tali prove consentono di definire in modo più accurato il dosaggio del legante, la velocità di avanzamento e le modalità di miscelazione, adattando il processo alle specifiche condizioni del sito.

Nel corso dell'esecuzione dovranno inoltre essere effettuate verifiche geometriche sulle colonne realizzate, con controllo della posizione planimetrica e della profondità effettiva di trattamento, al fine di garantire la corretta disposizione della

maglia e la continuità del sistema di consolidamento. Eventuali scostamenti dovranno essere valutati dalla Direzione Lavori e, se necessario, compensati mediante interventi integrativi.

Il collaudo dell'intervento si basa sulla verifica indiretta delle prestazioni del terreno trattato, attraverso il controllo della conformità esecutiva e, ove ritenuto necessario, mediante prove in sito o di laboratorio. In particolare, potranno essere eseguiti prelievi di campioni di terreno trattato o prove penetrometriche, al fine di valutare l'incremento di resistenza e la riduzione della deformabilità rispetto alle condizioni iniziali.

L'efficacia del consolidamento dovrà essere valutata anche in relazione al comportamento della sovrastruttura stradale, verificando l'assenza di fenomeni deformativi significativi a seguito del ripristino del piano viabile. In tal senso, il deep mixing e la ricostruzione del pacchetto stradale devono essere considerati come un unico sistema integrato, nel quale la qualità dell'intervento di miglioramento del terreno costituisce il presupposto fondamentale per la durabilità dell'opera.

Nel complesso, il controllo dell'esecuzione e il collaudo dell'intervento assumono un ruolo centrale nel garantire il raggiungimento degli obiettivi progettuali, in quanto consentono di verificare che il trattamento realizzato sia effettivamente in grado di modificare in modo significativo il comportamento geotecnico del sottosuolo, assicurando condizioni di stabilità e funzionalità adeguate nel tempo.

9 CONCLUSIONI

L'intervento di consolidamento della sede stradale mediante Deep Mixing, integrato con il rifacimento della sovrastruttura, rappresenta una soluzione tecnicamente idonea a risolvere le criticità riscontrate lungo il tratto a valle delle vasche 2 e 3. Le condizioni di degrado rilevate sono riconducibili principalmente alla scarsa capacità portante del rilevato e alla presenza di terreni a matrice fine sensibili all'acqua; in tale contesto, il trattamento mediante colonne di terreno stabilizzato consente di migliorare in modo significativo le caratteristiche meccaniche del sottosuolo, incrementando la rigidezza del sistema e riducendo i cedimenti differenziali.

La configurazione progettuale adottata, costituita da tre file di colonne di diametro pari a 0,40 m e interasse dell'ordine di 1,00 m (fino a 1,45 m nei tratti di adattamento geometrico), sviluppate a profondità variabile tra circa 2,50 m e 5,00 m, risulta coerente con il quadro geotecnico e con l'estensione del dissesto, garantendo un adeguato livello di miglioramento del terreno. Il rapporto di sostituzione (as = 12,6% nel tratto corrente, 8,7% nei tratti locali) è stato ricondotto a un procedimento di calcolo esplicito che ne dimostra la congruenza con gli obiettivi prestazionali dell'intervento — controllo dei cedimenti e riduzione dell'azione sull'opera di sostegno esistente — risultando verificato con adeguato margine rispetto al valore minimo necessario (8,0%). Analogamente, la profondità di trattamento variabile è stata ricondotta al criterio di intercettazione e ammorsamento nell'orizzonte a caratteristiche meccaniche più consistenti, individuato dalle indagini geognostiche disponibili.

Tutte le verifiche svolte — capacità portante, deformabilità, riduzione della spinta sull'opera di sostegno, stabilità interna delle colonne — risultano soddisfatte, sia per la configurazione corrente (i = 1,00 m) sia per quella locale (i = 1,45 m).

Il rifacimento del pacchetto stradale consente di completare l'intervento sotto il profilo funzionale, assicurando la regolarità del piano viabile e la protezione del sottofondo consolidato. Nel complesso, la soluzione progettuale adottata, diametro, interasse e profondità delle colonne, consente di ripristinare le condizioni di stabilità e funzionalità della viabilità interna, con un intervento efficace, compatibile con il contesto di discarica e coerente con gli obiettivi di messa in sicurezza operativa del sito.