

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE
CUP C11J05000030001 - LOTTO COSTRUTTIVO 1

Chantier Opérationnel 010 – Cantiere Operativo 010
CIG ZDB1F80CC0

PARTIE CONCEPTION MOE RACCORD FERROVIAIRE DE LA ZONE TECHNIQUE DE TORRAZZA
PROGETTO ESECUTIVO DELL'AREA TECNICA DI TORRAZZA

GEOLOGIE, GEOTECHNIQUE, HYDROGEOLOGIE - GEOLOGIA, GEOTECNICA, IDROLOGIA
RELAZIONE GEOTECNICA, IDROGEOLOGICA E SISMICA -
RAPPORT GÉOTECHNIQUE, HYDROGÉOLOGIQUE ET SISMIQUE

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérfié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	11/07/2019	Prima emissione a seguivo validazione Telt Première diffusion après validation Telt	L. Landolfi (GD)	A. Eusebio (GD)	A. Marra (AI)
A	11/09/2019	Revisione a seguito commenti Telt Révision après commentaires Telt	L. Landolfi (GD)	A. Eusebio (GD)	A. Marra (AI)



4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	R	E	G	E	0	3	0	2	A
L. Cost.	Cantiere Operativo		Contratto				Opera		Tratta	Parte	Fase	Tipo documento		Numero documento		Indice	Fase		Tipo documento		Numero documento		Indice		
L. Const.	Chantier Opérationnel		Contrat				Ouvrage		Tronçon	Partie	Phase	Type de document		Numéro de document			Phase		Type de document		Numéro de document				



AI ENGINEERING S.r.l.
Via Lamarmora, 80 | 10128 Torino
Tel: +39 011 58 14 511 | Fax: +39 011 56 83 482
E-mail: posta@aigroup.it
Website: www.aigroup.it



GEODATA ENGINEERING S.p.A.
Corso Bolzano, 14 | 10121 Torino
Tel: +39 011 58 10 611 | Fax: +39 011 59 74 40
E-mail: geodata@geodata.it
Website: www.geodata.it

Scala / Echelle

A P
Stato / Statut



SOMMAIRE / INDICE

1	INTRODUZIONE.....	6
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
4	PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DI TORRAZZA PIEMONTE	8
5	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	8
6	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO.....	9
7	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	11
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	13
8.1	Stima della V_{S30} per il sottosuolo del deposito.....	13
8.2	Accelerazione sismica di base.....	14
8.3	Amplificazione stratigrafica	14
8.4	Accelerazione sismica in superficie	15
8.5	Coefficienti sismici per analisi pseudo-statiche.....	15
9	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	16
9.1	Indagini pregresse.....	16
9.1.1	Sondaggi e prove in-situ.....	17
9.1.2	Indagini geofisiche	18
9.2	Indagini progetto esecutivo.....	19
9.2.1	Risultati SPT addizionali	21
9.2.2	Indagini addizionali al progetto esecutivo.....	21
9.2.3	Monitoraggio falda.....	23
10	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	25
10.1	Stima del valore caratteristico dell'angolo di resistenza a taglio.....	25
10.2	Sintesi dei parametri geotecnici caratteristici.....	26
10.2.1	Terreno di fondazione	26
10.2.2	Materiale di smarino	27
10.3	Caratterizzazione idrogeologica	28
11	MODELLO GEOTECNICO	30
12	STABILITÀ DELLE SCARPATE DEL DEPOSITO	30
12.1	Metodologia di calcolo	30
12.2	Geometria del modello.....	30
12.3	Parametri di calcolo del modello.....	31
12.3.1	Verifica in assenza di sisma	31
12.3.2	Verifica in presenza di sisma	31
12.3.3	Risultati delle analisi	32
13	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE	33
13.1	Considerazioni generali	33
13.2	Modello di calcolo.....	34
13.3	Metodologia di calcolo e risultato.....	34
14	VERIFICA A LIQUEFAZIONE	35

15 RACCOMANDAZIONI PER LA COMPATTAZIONE DEL DEPOSITO	35
16 CONCLUSIONI	36

INDEX DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: inquadramento territoriale del sito.	9
Figura 2: stralcio del Foglio 57 – Vercelli, Carta Geologica d'Italia (1:100000);	10
Figura 3: estratto della carta geomorfologica presentata in fase di PD, [7].	11
Figura 4: base dell'acquifero superficiale della Provincia di Torino, [12].	12
Figura 5: ubicazione degli stendimenti MASW (linea rossa) eseguiti in fase di PD.	13
Figura 6: sondaggi geognostici del progetto definitivo.	16
Figura 7: ubicazione dei sondaggi per l'interpretazione delle SPT	17
Figura 8: risultati delle SPT per la caratterizzazione in fase di PD.	18
Figura 9: profilo MASW P9100.	19
Figura 10: programma di investigazione da Progetto Esecutivo.	20
Figura 11: risultati delle SPT per la caratterizzazione in fase di PE.	21
Figura 12: sondaggi eseguiti nel 2015 monitoraggio continuo della falda.	22
Figura 13: ubicazione dei piezometri per il rilevamento della falda.	23
Figura 14: misure del livello di falda al sito di Torrazza	24
Figura 15: risultato dell'interpretazione del N SPT come presentato in [1].	25
Figura 16: analisi statistica dei valori di ϕ ottenuti col <i>J. N. R.</i>	26
Figura 17: analisi statistica dei valori di E ottenuti con d'Appolonia et al. 1970	27
Figura 18: correlazione NVFAC 1986.	28
Figura 19: estratto cartografia Idrogeologica sito Torrazza, [8].	29
Figura 20: geometria del modello di calcolo.	31
Figura 21: risultato dell'analisi di stabilità in assenza di sisma	32
Figura 22: risultato dell'analisi di stabilità in presenza di sisma	33
Figura 23: perimetro esterno dell'area di deposito	34
Figura 24: cedimenti per l'area di carico.	35

INDEX DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1: Categorie di riferimento del suolo [13].	14
TABELLA 2: Stratigrafia semplificata dei sondaggi eseguiti nel 2015.	22
TABELLA 3: Intervalli di misura della soggiacenza di falda.	23
TABELLA 4: Parametri geotecnici dei depositi fluvio-glaciali nel settore di interesse.	26
TABELLA 5: Parametri geotecnici di progetto per le verifiche in assenza di sisma.	31
TABELLA 6: Parametri geotecnici di progetto per le verifiche in presenza di sisma.	32

RESUME / RIASSUNTO

Ce rapport présente les résultats des études menées à ce jour de caractérisation géologique et hydrogéologique du site de Torrazza Piemonte (TO) et définit le modèle géotechnique et hydrogéologique de la zone étudiée. Le site, situé à Cascine Goretta, dans la municipalité de Torrazza Piemonte (TO), a été identifié comme étant le site du système de déchargement, de transport et de dépôt des déblais, des travaux prévus pour le tunnel de base de la nouvelle ligne ferroviaire Turin Lyon.

Le projet comprend la réalisation de :

- une liaison ferroviaire pour le détournement de trains taxés empruntant la ligne ferroviaire existante Turin-Milan;
- une cour d'alignement de wagons, séparée de la voie de transit ferroviaire ;
- un système de trémie à fosse pour la collecte du matériel transporté par wagons ;
- un système de bandes transporteuses pour le mouvement continu du matériau destiné au stockage ;
- une zone technique pour recevoir le matériel transporté par les courroies

Le système de transport fait partie des travaux prévus pour la re-aménagement de l'environnement d'une partie de la carrière.

Suite à une analyse bibliographique des données présentées lors de la phase des Etudes d'Avant-Projet Définitif (APD), les données issues des récentes campagnes géotechniques ont été intégrées dans le modèle géotechnique existant. Plus précisément, ont été utilisées les données provenant des campagnes d'investigation menées après l'APD et les données de la campagne de surveillance des strates de la période 2015-2017. Ces informations ne font pas partie du plan d'investigations préparé pour la phase des Etudes d'Exécution (EXE), dont actuellement on a reçu les résultats. L'utilisation et l'intégration de ces données récentes ont permis de valider le modèle géotechnique développé au cours de la

Il presente documento presenta i risultati delle indagini ad oggi condotte per la caratterizzazione geologica e idrogeologica del sito di Torrazza Piemonte (TO) e definisce il modello geotecnico ed idrogeologico dell'area in esame. Il sito è ubicato in località Cascine Goretta, in comune di Torrazza Piemonte (TO) ed è stato individuato come sede del sistema di scarico, trasporto a nastro e deposito del materiale di smarino, non utilizzato, derivante dalle lavorazioni previste per il tunnel di Base della Nuova Linea ferroviaria Torino Lione.

Il progetto prevede la realizzazione di:

- un raccordo ferroviario per la deviazione dei convogli carichi che viaggiano lungo la linea ferroviaria esistente Torino-Milano;
- un piazzale di allineamento dei vagoni, separato dalla linea di transito ferroviario;
- un sistema di tramogge in fossa per la raccolta del materiale trasportato dai vagoni;
- un sistema di nastri trasportatori per la movimentazione in continuo del materiale destinato al deposito;
- un'area tecnica di ricezione del materiale trasportato dai nastri

Il sistema di trasporto rientra nei lavori previsti per il ripristino ambientale di una porzione dell'area di cava.

A seguito di una analisi bibliografica dei dati presentati in fase di Progetto Definitivo (PD), il modello geotecnico esistente, sviluppato in fase di progettazione preliminare (PD) è stato validato implementando le informazioni fornite da campagne geognostiche recenti. Nello specifico si sono usati i dati di investigazioni successive al PD e i dati provenienti dalla campagna di monitoraggio della falda nel periodo 2015-2017. Tali informazioni non fanno parte del piano investigativo predisposto dal Progetto Esecutivo (PE) di cui oggi disponiamo dei risultati. L'integrazione dei dati recenti ha permesso di affinare il modello geotecnico e idrogeologico esistente, riducendo le

phase d'APD et d'affiner le modèle géotechnique et hydrogéologique existant, en réduisant les incertitudes et en augmentant le niveau de détail.

Les connaissances actuelles, basées sur une base de données étendue, ont néanmoins permis la création d'un modèle géotechnique précis et fiable qui identifie une seule unité géotechnique (UG1) caractérisée par des dépôts glaciaires fluviaux faiblement et / ou faiblement cohésifs du Pléistocène, constitué principalement de sols gravo-sableux avec entrelacées, des lentilles argilo-sableuses d'extension limitée.

incertezze e incrementando il livello di dettaglio.

Il modello geotecnico attuale individua un'unica unità geotecnica (**UG1**) caratterizzata da depositi fluvio-glaciali debolmente e/o scarsamente coesi di età pleistocenica, costituita da terreni prevalentemente ghiaiosi-sabbiosi con intercalate lenti argillose-sabbiose di limitata estensione.

1 Introduzione

Il presente documento definisce il modello geologico e geotecnico del sottosuolo di fondazione delle opere del sistema di raccolta, trasporto a nastro e posa in loco del materiale destinato al ripristino ambientale dell'area di cava di Cascine Goretta nel comune di Torrazza Piemonte (TO).

Il progetto prevede la realizzazione di un raccordo ferroviario e una struttura a nastro mobile per collegare il sito di cava con la storica linea ferroviaria TO-MI lungo la quale saranno mobilitati i convogli di trasporto del materiale di risulta da stoccare nell'area di cava. Il processo di caratterizzazione geotecnica e idrogeologica si basa sull'analisi dei dati pregressi, presentati durante le precedenti fasi progettuali (Progetto Definitivo – PD), integrati con i dati più recenti presentati in fase di Progetto Esecutivo (PE).

2 Normative di riferimento

Di seguito è riportato il quadro normativo di riferimento del presente elaborato:

- D. Lgs. 152/2006 e s.m.i;
- DM Gennaio 2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2008);
- Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 Ministero Infrastrutture e Trasporti. Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

3 Documenti di riferimento

Di seguito si riportano tutti i documenti e le fonti bibliografiche utilizzate per la redazione del presente elaborato.

Documenti da Progetto Definitivo:

- [1] PD2_C3B_0046_30-03-20_10-01_Relazione geotecnica del sito di Torrazza_B
- [2] PD2_C3B_2053_30-03-94_10-02_Torrazza Piemonte - Relazione geologica tecnica_0
- [3] PD2_C3A_5552_30-03-51_10-01_Rel_calcolo_galleria_artificiale_A_F
- [4] PD2_C3A_5555_30-03-51_10-04_Rel_calcolo_sifone_A_F
- [5] PD2_C3C_0452_01-01-03_30-48_IDROGRAFIA_Caprie_Torrazza_10000_A
- [6] PD2_C3C_0455_01-01-03_30-51_GEOLOGIA_Caprie_Torrazza_10000_A
- [7] PD2_C3C_0458_01-01-03_30-54_GEOMORFOLOGIA_Caprie_Torrazza_10000_A
- [8] PD2_C3C_0461_01-01-03_30-57_IDROGEOLOGIA_Caprie_Torrazza_10000_A

Bibliografia:

- [9] BS EN 1997-1:2004, EUROCODICE 7: Progetti Geotecnici – Parte 1.
- [10] R.F. Craig, Craig's soil mechanics, Seventh Edition, FN Spon, 2004.

- [11] Power J.P. et al, Construction Dewatering and Groundwater Control, new methods and application, Third Edition, Wiley, 2007.
- [12] Bortolami, G., De Luca, D., & Filippini, G. Le acque sotterranee della pianura di Torino – Carta della base dell'acquifero superficiale. Note Illustrative. Torino: Provincia di Torino, 2002.
- [13] Nuove Norme Tecniche per la Costruzione; DM 14 gennaio 2008.

Risorse di rete:

- [14] <http://www.lapei.it>
- [15] <http://webgis.arpa.piemonte.it/geoportale/>
- [16] Applicativo software su base *MS Excel* per la definizione dello spettro di risposta al sito di sedime dell'opera, reperibile sul sito ufficiale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, al link: http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=20
- [17] La mappa di pericolosità del territorio italiano, MPS04 - Ordinanza PCM 3519/2006, G.U. n.105 dell'11 maggio 2006. Aggiornata dal progetto di ricerca INGV-DPC S1 2005-2007: http://esse1-gis.mi.ingv.it/s1_en.php
- [18] La NAVFAC Design Manual D.M. n° 7.01 "Soil Mechanics" (1982) U.S. Gov. Printing Office: https://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/dm7_01.pdf
- [19] Sito del Geoportale Arpa: <http://webgis.arpa.piemonte.it/geoportale/>

Documenti da Progetto Esecutivo:

- [20] 4_100_C18190_ST11_O_0_E_RE_GE_0301_0 - Relazione del piano degli studi e delle indagini geognostiche ed ambientali
- [21] 1_000_C17313_00_00_0_RE_GE_4054_A - Monitoraggio delle risorse idriche 2018-2019 Lato Italia Rapporto di Sintesi Aggiornato a Giugno 2019 Rete Totale Punti di Cava COGEFA
- [22] 18_YG_045_A_a_GE_LL_IR – Prestations de réalisation de sondages sur les chantiers de Caprie et Torrazza Piemonte, Cotè Italie – Invegnations Geotechniques – Compte rendu d'intervention

4 Progetto di riqualificazione di Torrazza Piemonte

Le opere in progetto sono parte dell'intervento di recupero ambientale della cava sita in località Cascina Goretta, nel comune di Torrazza Piemonte (TO), nell'ambito del più ampio quadro del Piano di Utilizzo dei materiali di scavo derivanti dai lavori di realizzazione del tunnel di base della Nuova Linea Ferroviaria Torino Lione (NLTL). Il sito in esame costituisce un la destinazione per la messa a dimora in via definitiva del materiale di scavo che non trova utilizzo diretto nelle opere previste per la NLTL. Il quantitativo complessivo di materiale da stoccare in via definitiva è stato stimato in 850000 m³.

Il progetto, riguarda:

1. La modifica del piazzale della stazione Torrazza;
2. Il nuovo piazzale di presa e consegna del materiale trasportato, con gli impianti di smistamento annessi;
3. La deviazione ferroviaria necessaria ad allineare il convoglio al nuovo piazzale, liberando la tratta ferroviaria al transito ordinario;
4. Il nastro trasportatore di collegamento tra gli impianti di smistamento del nuovo piazzale è l'area tecnica di Torrazza.

Il sistema di trasporto, nel suo complesso, ha uno sviluppo di circa 2000m e si sviluppa interamente in superficie.

5 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il sito oggetto di studio interessa un'area ubicata nel settore settentrionale del territorio del Comune di Torrazza Piemonte (TO); per un inquadramento topografico di dettaglio si può fare riferimento alla Sezione n. 135.160 della Carta Tecnica Regionale, edita dal Servizio Cartografico della Regione Piemonte in scala 1:10000, della quale viene riportato in **Figura 1** un estratto sul quale è indicata la perimetrazione dell'area di cava di Goretta che si estende per un totale di 820000 m² e dell'area tecnica.

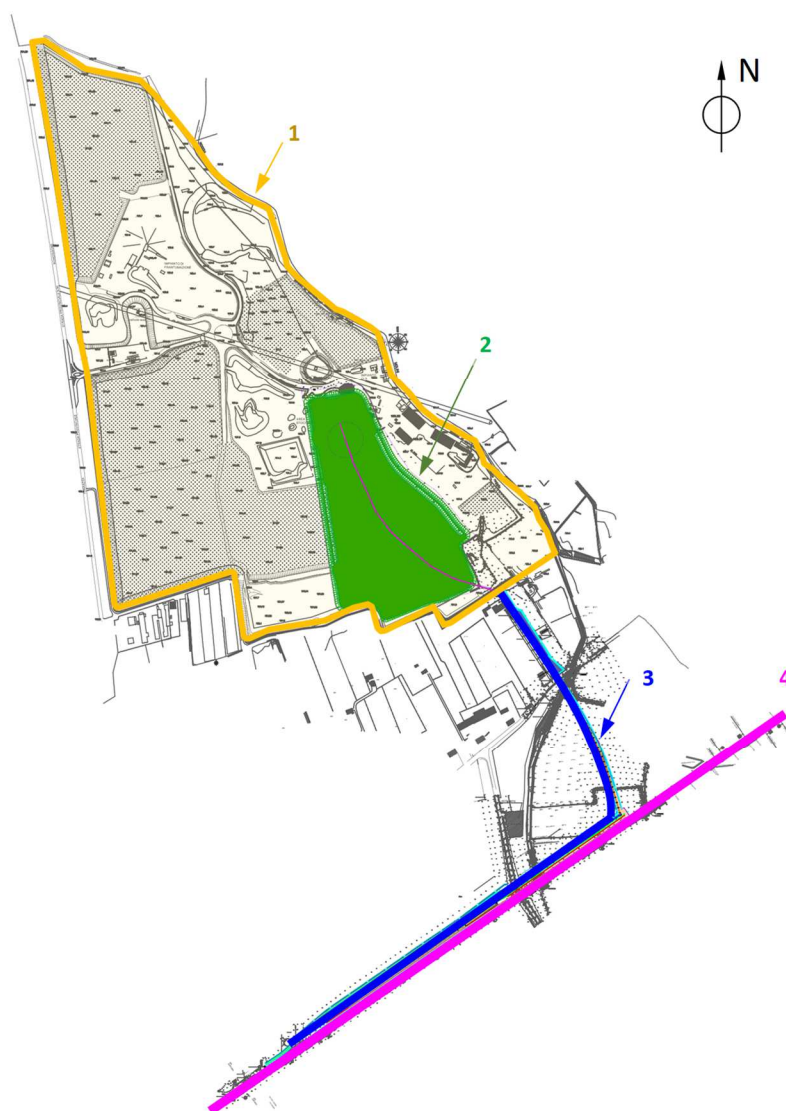


Figura 1: inquadramento territoriale del sito.

In figura è rappresentato: 1) il perimetro dell'area di cava di Cascine Goretta (in giallo); 2) l'area tecnica per la messa a dimora del materiale di smarino (in verde); 3) la linea di raccolta e trasporto (in blu); 4) la direzione della linea ferroviaria esistente (in viola).

Dal punto di vista ambientale il sito è limitato sul lato orientale della fascia alluvionale della fiume Dora Baltea che scorrendo in direzione sud, si raccorda fiume Po.

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geologico la pianura nella quale si inserisce il sito in oggetto si colloca su un lembo della superficie sommitale del conoide fluvioglaciale che si diparte dall'Anfiteatro Morenico di Ivrea, e che si spinge verso sud sino al corso del Po. I terreni dell'area di progetto sono rappresentati da ghiaie e ciottoli con intercalazioni sabbiose-limose. Questi sistemi deposizionali sono stati successivamente incisi dall'azione erosiva del reticolo fluviale recente, che ha determinato la formazione di superfici terrazzate e di depositi alluvionali ghiaioso sabbiosi, che poggiano in discordanza sui terreni più antichi. I depositi fluvio-glaciali

presentano talora, settori caratterizzati dalla presenza di potenti depositi limoso-argillosi di origine lacustre (**Figura 2**).

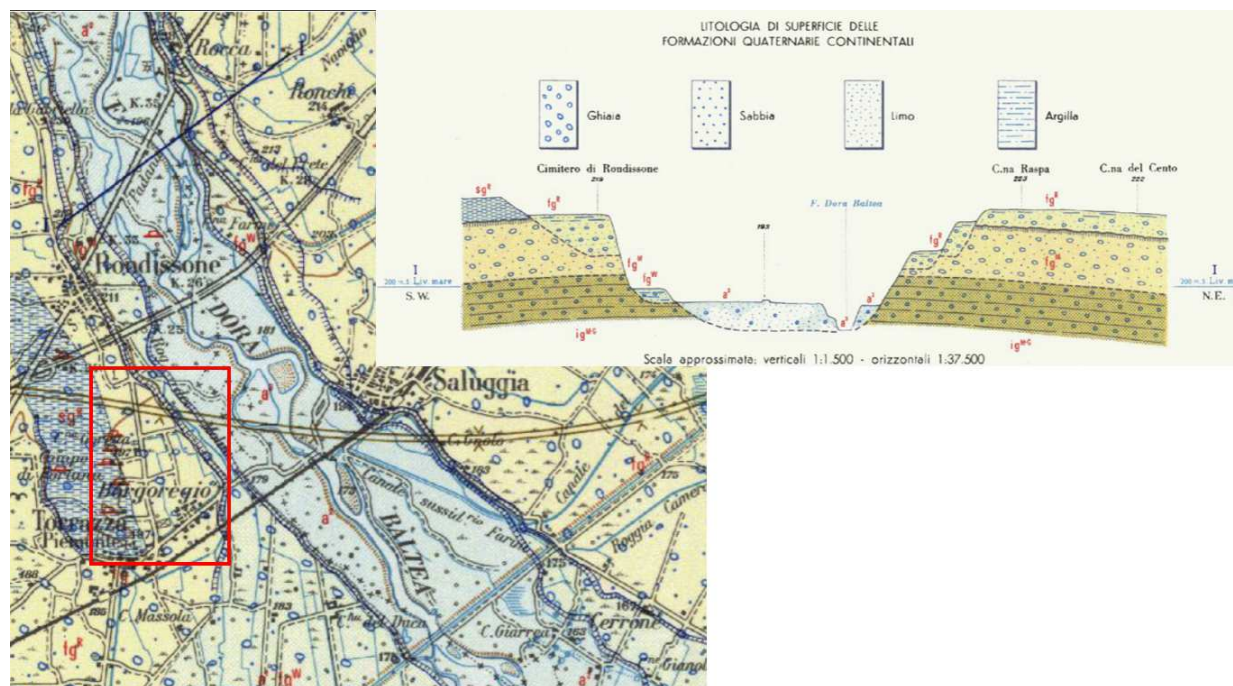


Figura 2: stralcio del Foglio 57 – Vercelli, Carta Geologica d’Italia (1:100000);

In figura: **a²**: alluvioni recenti ed attuali, prevalentemente ghiaiose e ghiaioso sabbiose degli alvei attuali del fiume Dora Baltea; **a¹**: alluvioni medio-recenti, prevalentemente ghiaiose e ghiaioso sabbiose con lenti argillose, degli alvei abbandonati dei fiumi principali, esondati in un periodo storico ed ancora attualmente esondabili; **fg^R**: depositi fluvio-glaciali (Riss) costituiti da ghiaie con lenti sabbioso-argillose con paleosuolo rosso arancio, costituenti un alto ed esteso sistema di terrazzi sfumanti verso valle; **sg^R**: argille sabbiose lacustri stratificate di colore giallo arancio, potenti oltre 7 metri, che nella porzione S del foglio Vercelli, ricoprono le argille rosso-brune del Mindel (ferretto); **ig^{M-G}**: depositi conglomeratici poligenici fluviali, dello spessore di 50-60m, coperti da morenico Riss (Dora Baltea, a NW di Villareggia), Interglaciale Mindel- Gunz. Riquadro rosso indica l’area di interesse.

Sulla base delle informazioni raccolte in [1] e [2] la stratigrafia locale si caratterizza per la presenza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sotto forma di sabbie poligeniche con clasti di dimensioni centimetriche, frammisti a ciottoli e piccoli trovanti, in una matrice costituita da sabbia grossolana debolmente limosa di colore grigio. Questi depositi, testimoniando un ambiente ad energia medio-elevata, presentano intercalazioni lentiformi di materiali fini limosi, propri di un ambiente ad energia minore [1]. Al tetto dei depositi è presente un suolo bruno-marrone limoso-sabbioso di spessore generalmente inferiore al metro [1] e [2].

Geomorfologicamente l’area è dominata dai processi di rimodellamento del conoide fluvio-glaciale dell’Anfiteatro Morenico di Ivrea da parte dei processi erosivi del fiume Dora Baltea che ne hanno inciso la superficie, dando origine a settori terrazzati sospesi rispetto al livello del corso d’acqua e a scarpate incise all’interno dei depositi fluvio-glaciali che lo costituiscono [1].

Le scarpate hanno altezze che si riducono verso valle, con altezze comprese tra 30-35 m, nella “stretta” di Mazzè e nella zona di Villareggia, e 10-15 m (Saluggia) per ridursi ulteriormente man mano che ci si avvicina alla confluenza della Dora Baltea con il Po [1]. La **Figura 3** riporta un estratto dalla cartografia geomorfologica proposta in fase di PD, [7].

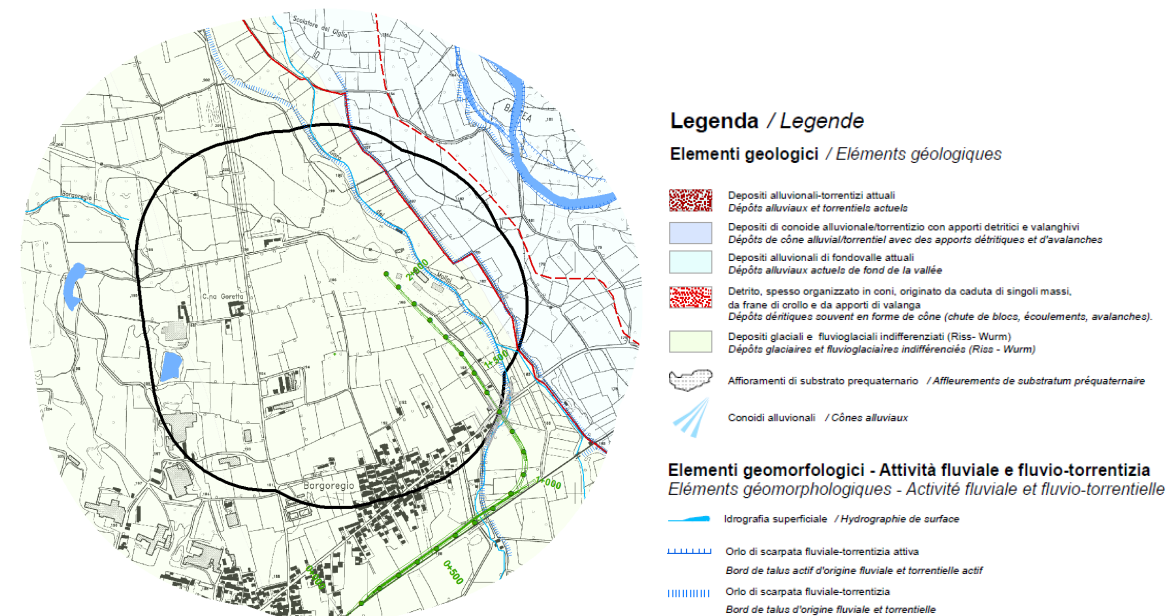


Figura 3: estratto della carta geomorfologica presentata in fase di PD, [7].

Dalla Figura 3 si nota come il sito sul lato orientale, è delimitato da un orlo di terrazzo che ha un'altezza massima di circa 5m e che viene intercettato dal tracciato del nastro trasportatore nel tratto che curva in direzione nord.

In base alle informazioni presentate in [1] e ai dati forniti in [15], gli ultimi eventi alluvionali (anno 2000 e 2008) con esondazione della Dora Baltea, non hanno interessato l'area di cava e non hanno lambito le fasce terrazzate limitrofe al sito di cava (lato orientale dell'area di cava).

7 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico la pianura torinese viene divisa, come riportato in [12] e [1], in 3 complessi idrogeologici:

- **Complesso Superficiale:** depositi alluvionali e fluvio-glaciali di età quaternaria. Si tratta di una successione pressoché continua di depositi a granulometria ghiaioso-sabbiosa, con subordinate intercalazioni limoso-argillose, in genere di limitata estensione, attribuibile all'intervallo Pleistocene-Olocene. Tale complesso idrogeologico ospita una falda di tipo freatico e si caratterizza per uno spessore variabile, mediamente compreso tra 20 m e 50 m;
- **Complesso Villafranchiano:** depositi in facies villafranchiana attribuibili al passaggio Pliocene superiore-Pleistocene inferiore, costituiti da materiale di ambiente fluvio-lacustre e palustre ("Villafranchiano" auct.). Si tratta di un'alternanza di livelli impermeabili (limoso-argillosi) e di livelli dotati di buona permeabilità (ghiaioso-sabbiosi). Questi ultimi ospitano falde idriche più o meno comunicanti tra loro, del tipo da semi-confinato a confinato;
- **Complesso Pliocenico:** depositi marini terziari. Questi sedimenti costituiscono il "substrato terziario" dei sedimenti precedentemente descritti e strutturalmente rappresentano la prosecuzione sepolta delle successioni sedimentarie di origine marina affioranti nella Collina di Torino. Si tratta di marne, argille ed arenarie che possono essere considerate nel complesso come impermeabili (acquiclude), fatta

eccezione per la locale presenza di livelli sabbiosi più permeabili, all'interno dei quali possono essere ospitate falde idriche confinate (in pressione).

Nello specifico, l'area di interesse si colloca all'interno del Complesso Superficiale a cui segue il Complesso Villafranchiano, [1]. In base allo studio bibliografico condotto in [1] e [2], l'area di cava di Torrazza presenta uno spessore massimo del Complesso Superficiale di circa 50m, come indicato in **Figura 4**.

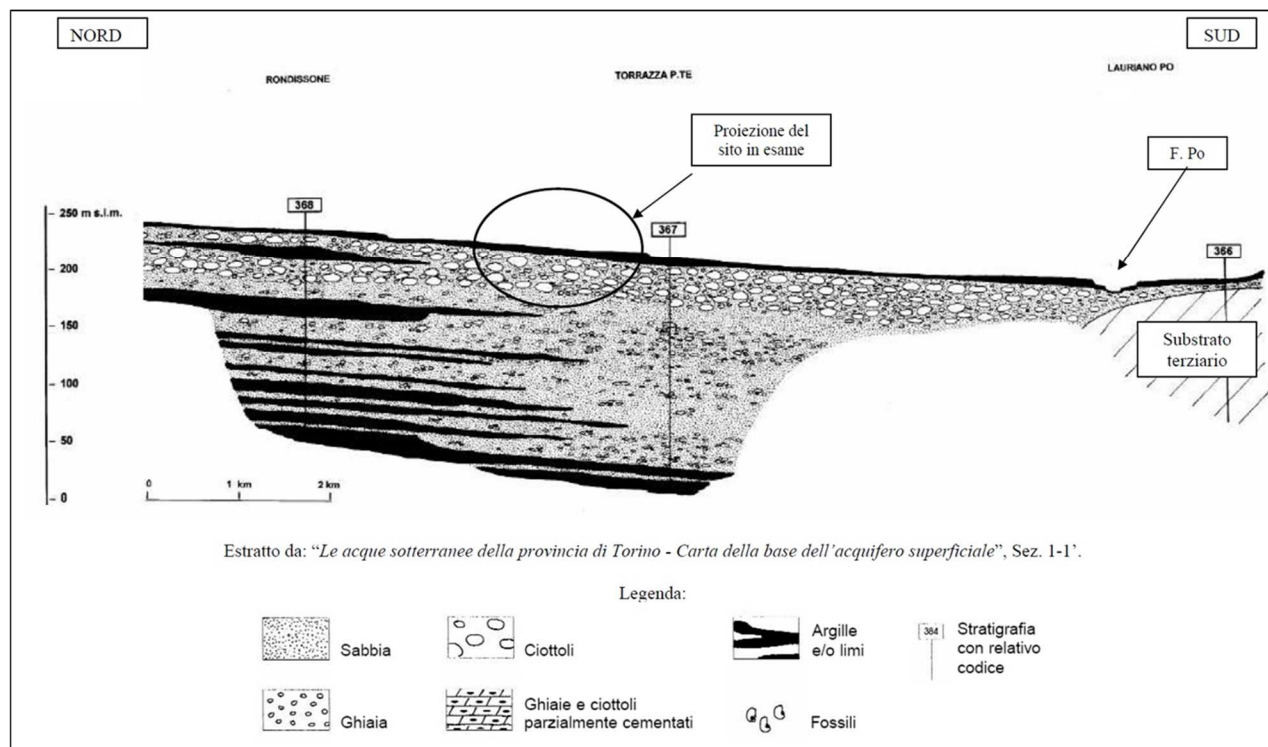


Figura 4: base dell'acquifero superficiale della Provincia di Torino, [12].

Come si presenta nella sezione 9.2.3, i dati di monitoraggio di falda, confermano la soggiacenza della falda a circa 10m sotto il piano di campagna. Per ciò che concerne l'andamento delle isopieze, i dati presentati in [1] e [15] confermano a livello generale un deflusso delle acque sotterranee in direttrice SE, in cui l'elemento principale di drenaggio della falda superficiale è dato dal fiume Dora Baltea e a più ampia scala, dal fiume Po.

8 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

8.1 Stima della V_{S30} per il sottosuolo del deposito

L'attribuzione della categoria sismica al sottosuolo di fondazione del deposito è basata sui risultati di 3 prove sismiche di superficie, tipo MASW (Multichannel Analysis Of Surface Waves) eseguite in fase di PD, i cui risultati sono descritti in [2]. Le MASW sono ubicate come indicato in Figura 5.

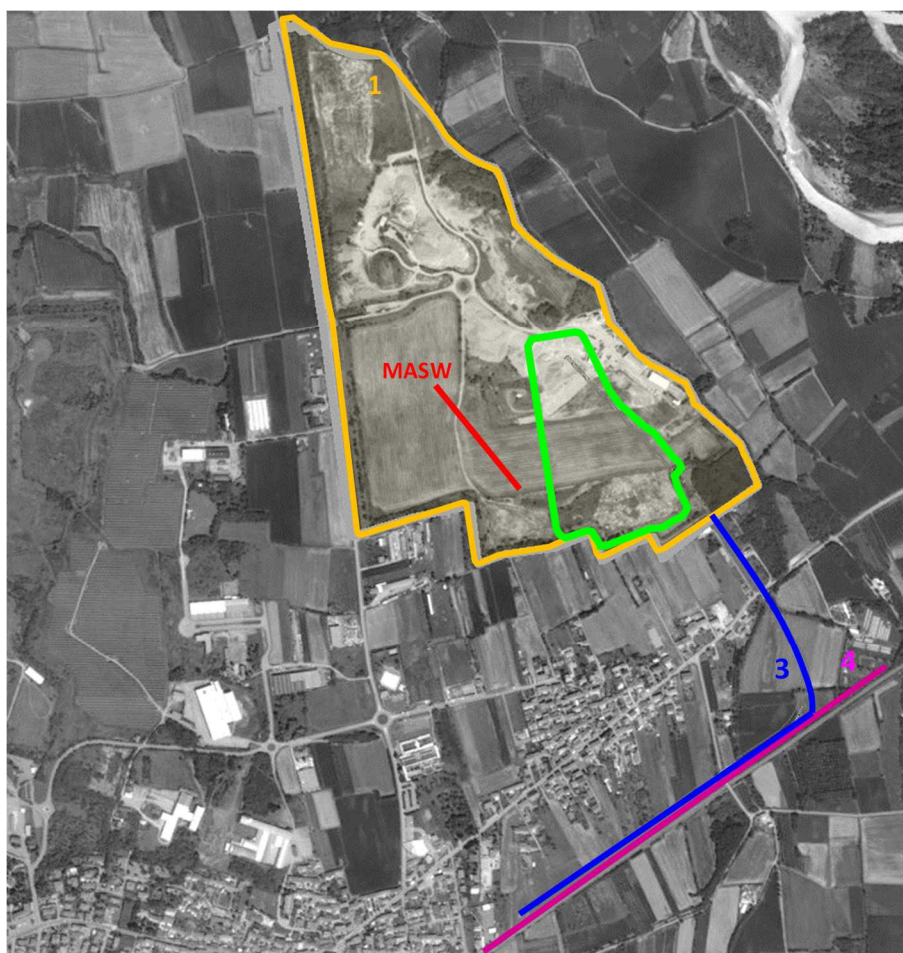


Figura 5: ubicazione degli stendimenti MASW (linea rossa) eseguiti in fase di PD.
Gli elementi numerati in figura sono stati esplicitati in Figura 1

I profili di velocità delle onde di taglio che risultano dalle elaborazioni MASW, permettono di definire il valore della velocità equivalente nei primi 30m di profondità: $V_{S30} = 384.6$ m/s. Il valore calcolato è prossimo al limite inferiore della classe B di sottosuolo (ref. NTC 2008, [13]), pari a 360m/s, pertanto, in via cautelativa, considerata la natura del sottosuolo in esame (ref. [2]), si è deciso associarlo alla *categoria C*. Nella sottostante TABELLA 1 sono riportate le classi di suolo così come definite in [13], ed evidenziata la categoria di riferimento.

TABELLA 1: Categorie di riferimento del suolo [13]

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o teneri a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m, posti su substrato di riferimento con $V_s > 800$ m/s

8.2 Accelerazione sismica di base

L'accelerazione orizzontale massima in superficie dipende dal valore stimato al substrato rigido di base, a_g , e dai fattori moltiplicativi che, secondo norma, quantificano gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica.

In base alla carta di pericolosità sismica del territorio nazionale [17], l'accelerazione di base, a_g , è funzione della località (definita dalle coordinate del sito) e del periodo medio di ritorno dell'evento sismico di progetto, T_R .

I valori di a_g sono contenuti negli allegati A e B al DM del 14 gennaio 2008 (NTC 2008). In alternativa è possibile anche utilizzare applicativo software reperibile dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [16] che implementa le procedure e gli allegati della NTC 2008.

Assumendo una vita utile dell'opera di 50 anni, il periodo di ritorno per le verifiche a SLU (SLV) è $T_R = 475$ anni, di conseguenza, l'accelerazione di base al sito di Torrazza è $a_g = 0.04g$.

8.3 Amplificazione stratigrafica

In base a quanto definito in [13], il valore del fattore di amplificazione dipende dalla classe di sottosuolo in cui ricade il sito in esame. Le 5 classi di sottosuolo sono caratterizzate da intervalli differenti dei valori del parametro convenzionale V_{s30} , e da un'amplificazione stratigrafica crescente al diminuire della V_{s30} ad esse associata.

Come specificato in § 8.1, il sito di Torrazza è associato alla classe C.

8.4 Accelerazione sismica in superficie

Il valore dell'accelerazione sismica in superficie si ricava come di seguito:

$$a_s = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

In cui

- S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica (per classe C di sottosuolo);
- S_T il fattore di amplificazione topografica,
- a_g è l'accelerazione orizzontale di riferimento al substrato rigido di base.

La morfologia superficiale del sito di Torrazza è prevalentemente pianeggiante, non si hanno, quindi effetti di amplificazione topografica e si assume $S_T = 1$.

Il fattore di amplificazione stratigrafica è $S_S = 1.5$ ([13])

L'accelerazione orizzontale di riferimento in superficie è, quindi, $a_s = 0.06g$

8.5 Coefficienti sismici per analisi pseudo-statiche

Nelle analisi di stabilità per le scarpate del deposito, l'azione sismica è stata implementata secondo l'approccio pseudo-statico con un sistema di due forze costanti e proporzionali al peso delle masse coinvolte. I coefficienti di proporzionalità per azione orizzontale e verticale, rispettivamente K_h e K_v , [13], sono esplicitati di seguito:

$$k_h = \beta_S \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

In base a quanto stabilito in [13] per fronti di scavo e rilevati, in verifiche allo stato limite ultimo (SLU), $\beta_S = 0.38$.

Pertanto, i coefficienti da usare nelle verifiche sono:

- $k_h = 0.023$
- $k_v = 0.012$.

9 INDAGINI GEOGNOSTICHE

9.1 Indagini pregresse

In fase di PD si è raccolta un'importante quantità di informazioni provenienti da campagne geognostiche pregresse eseguite su area limitrofe alla sezione di interesse; tali dati sono stati essenziali per la caratterizzazione geologica dell'area studiata. La quasi totalità di questi dati sono catalogati e consultabili all'interno del Geoportale Arpa, [15].

La Figura 6, estratta da [1], mostra i sondaggi utilizzati in fase di PD per la caratterizzazione geologica del sito di Torrazza.

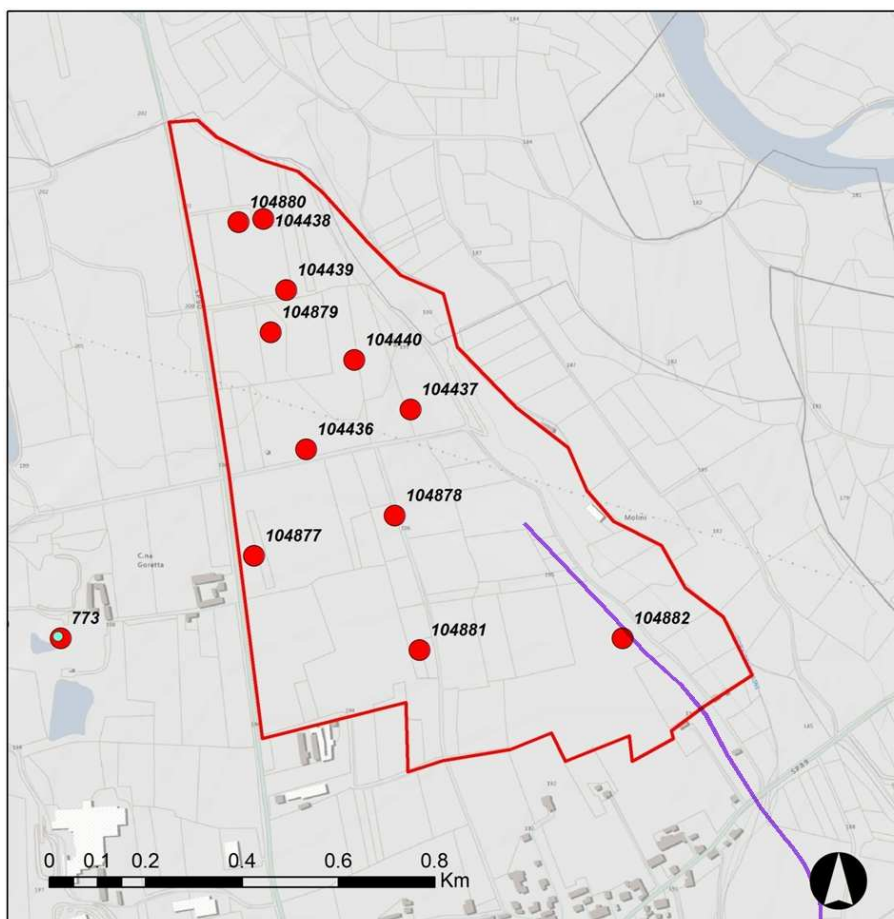


Figura 6: sondaggi geognostici del progetto definitivo

In figura, i cerchi in rosso indicano la posizione dei sondaggi usati in fase di progettazione definitiva per la caratterizzazione geologica del sito.

Sulla base di queste informazioni, la stratigrafia locale è, per i 30m investigati, caratterizzata da depositi ghiaioso-sabbiosi, sotto forma di sabbie poligeniche con clasti di dimensioni centimetriche, frammisti a ciottoli e piccoli trovanti, in una matrice costituita da sabbia grossolana debolmente limosa di colore grigio. In questi depositi si osservano intercalazioni lentiformi di materiali fini limosi. Al tetto di questa stratigrafia è presente un suolo bruno-marrone limoso-sabbioso di spessore generalmente inferiore al metro.

9.1.1 Sondaggi e prove in-situ

In fase di PD sono stati analizzati anche i dati delle numerose prove penetrometriche dinamiche SPT (Standard Penetration Test) catalogate nel geo-portale Arpa [15]. Le SPT eseguite in prossimità dell'area di studio (Figura 7) sono state usate per la caratterizzazione geotecnica del sito di Torrazza.

Questi test, pur non essendo stati condotti esattamente nell'area di interesse, sono comunque ritenuti validi ai fini della caratterizzazione in quanto eseguiti in terreni simili a quelli di interesse.

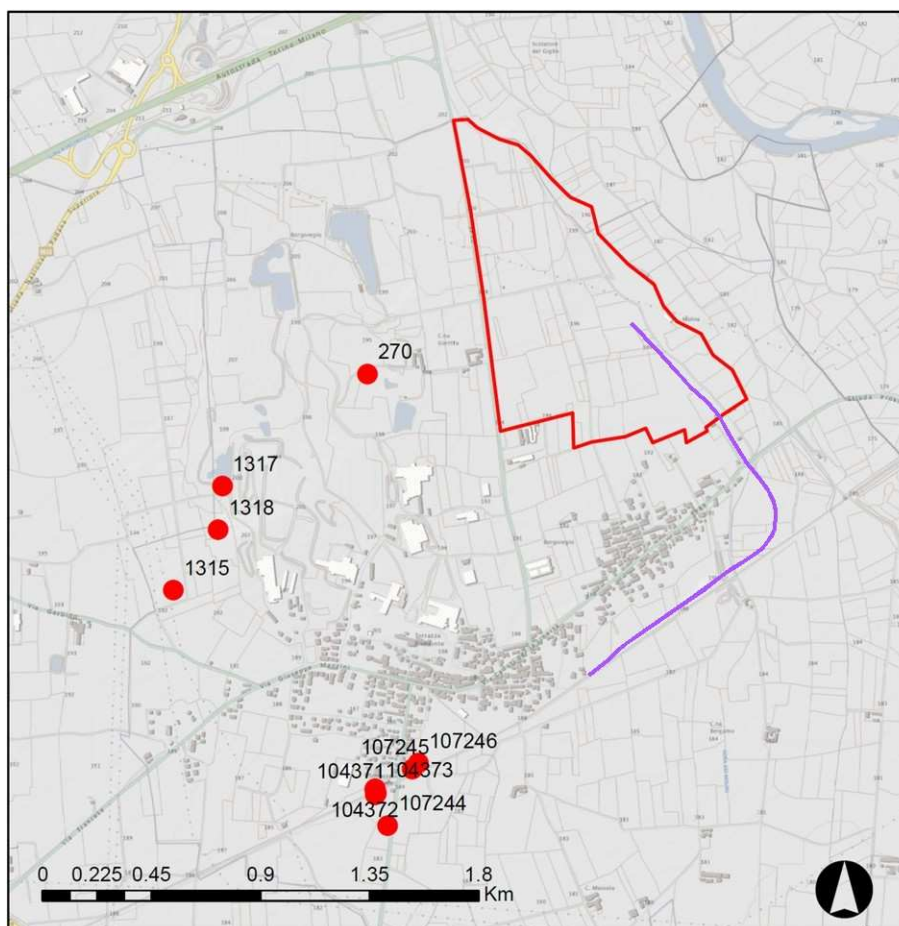


Figura 7: ubicazione dei sondaggi per l'interpretazione delle SPT

I risultati delle prove selezionate sono rappresentati nella seguente Figura 8.

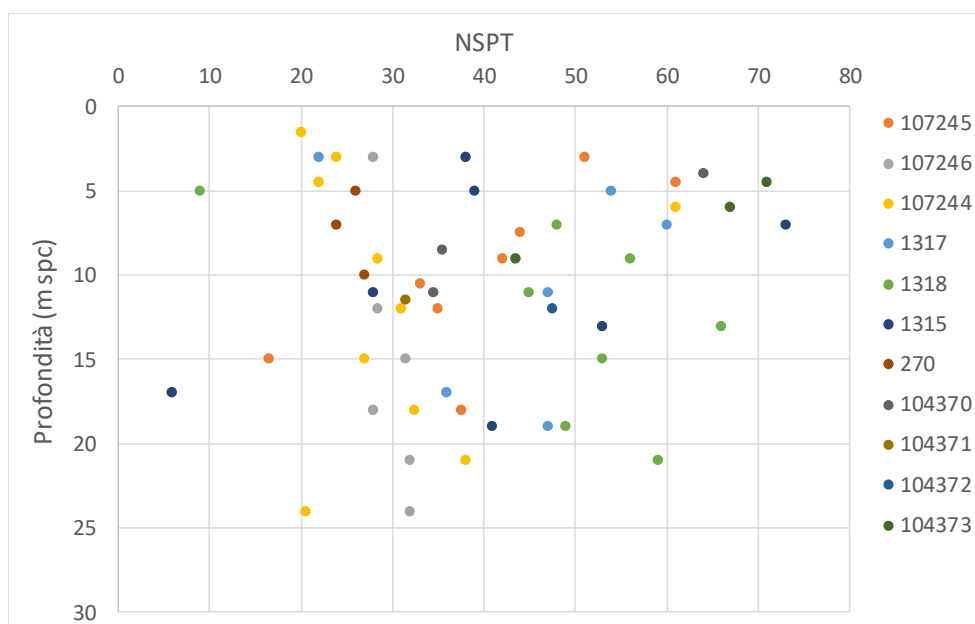


Figura 8: risultati delle SPT per la caratterizzazione in fase di PD.

In figura, è riportato il numero di colpi N SPT in funzione della profondità di esecuzione espressa in *m* (dal piano campagna).

Si osserva che:

- N_{SPT} medio è di 40;
- N_{SPT} minimo è di 6, risultato ottenuto su un livello descritto come *limoso argilloso plastico*, [15];
- N_{SPT} massimo è di 73, eseguito su un livello di *ghiaia grossolana con sabbia limosa rari ciottoli*;
- su un totale di 83 SPT analizzate, il 31% è andato a rifiuto, il che è attribuibile all'eterometria delle formazioni fluvio-glaciali del sottosuolo in esame, caratterizzato dalla presenza di trovanti e ciottoli che possono portare a rifiuto il test;
- non è possibile stabilire un chiaro ed univoco trend dei valori N_{SPT} con la profondità, che risultano dispersi in un intervallo ampio, a conferma della forte variabilità granulometrica dei terreni indagati;
- in generale, si riscontrano valori elevati di N_{SPT} , associabili a terreni densi ($31 \leq N_{SPT} \leq 50$).

9.1.2 Indagini geofisiche

Come introdotto in sezione 8, in fase di PD sono stati eseguiti tre profili sismici mediante la tecnica MASW. In base ai risultati di queste prove in [2] si attribuisce al terreno esaminato classe **C** considerata la variabilità intrinseca dei depositi di origine fluvio-glaciale (come indicato in [1] e [2]) ed evidente anche dai risultati delle SPT.

L'elaborazione tomografica dei dati MASW, tuttavia, mostra una sostanziale omogeneità del sottosuolo in esame, con una tendenza all'incremento delle V_s con la profondità tipico di

depositi normal-consolidati. Solo localmente si osserva una debole variazione laterale delle velocità (Figura 9) attribuibile alla presenza di lenti meno dense e/o di materiale più fine.

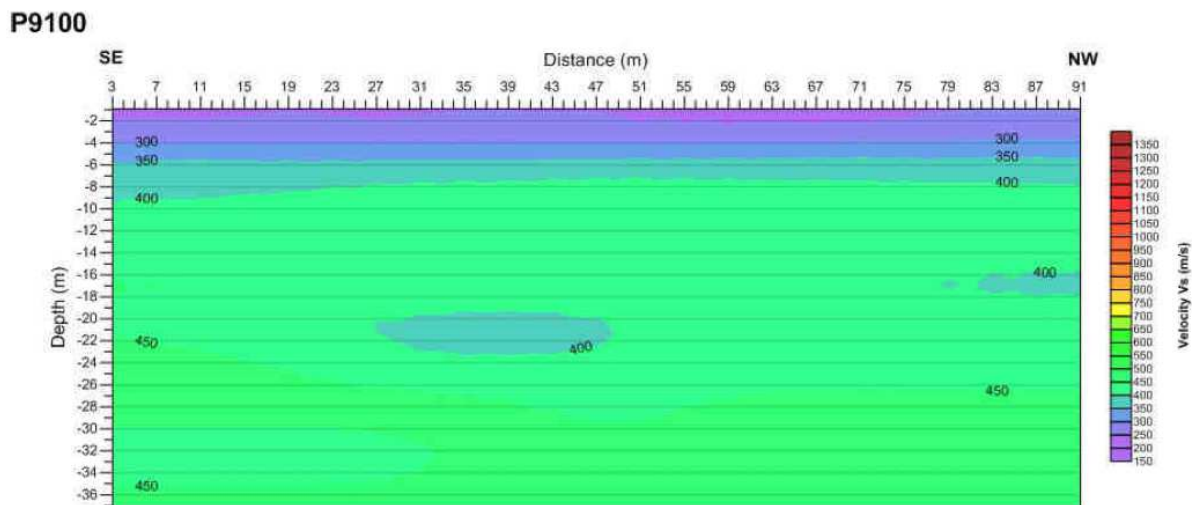


Figura 9: profilo MASW P9100.

La prova individua due porzioni distinte di sottosuolo caratterizzate da valori differenti di V_s che cresce con la profondità (immagine estratta da [2]).

9.2 Indagini progetto esecutivo

In fase di progettazione esecutiva, al fine di definire in maniera più accurate la stratigrafia, le caratteristiche geotecniche e le caratteristiche chimico-ambientali dell'area in esame, sono stati eseguiti:

- 5 sondaggi a carotaggio continuo, spinti fino ad una profondità massima di 21,5m;
- 24 pozzetti esplorativi con scavo profondo 1m dal piano di posa del materiale;

I sondaggi TSA1, TSA6, TSA10 e TSA13 aggiungono informazioni per la caratterizzazione del sottosuolo dell'area tecnica di Torrazza.

Il sondaggio TSG1 è rappresentativo del sottosuolo nell'area del raccordo con la linea ferroviaria esistente [20]).

Lungo i sondaggi TSG01, TSA01, TSA013, sono state sistematicamente realizzate prove SPT con passo 1,5m. Lungo le verticali sono stati inoltre prelevati campioni di materiale per le prove di laboratorio.

Il campione indisturbato prelevato nel sondaggio TSG01 a profondità compresa tra 10.80 e 11.80m, è stata eseguita una prova di taglio diretto per la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio e della coesione efficace [22].

La Figura 10 mostra l'ubicazione indicativa dei sondaggi a carotaggio continuo e dei pozzetti esplorativi previsti per la fase di Progetto Esecutivo (per maggiori dettagli sul PI si fa riferimento al documento [20]).

Una prima analisi dei log stratigrafici e dei valori di N_{SPT} conferma il quadro geologico e geotecnico delineato durante le fasi progettuali precedenti.

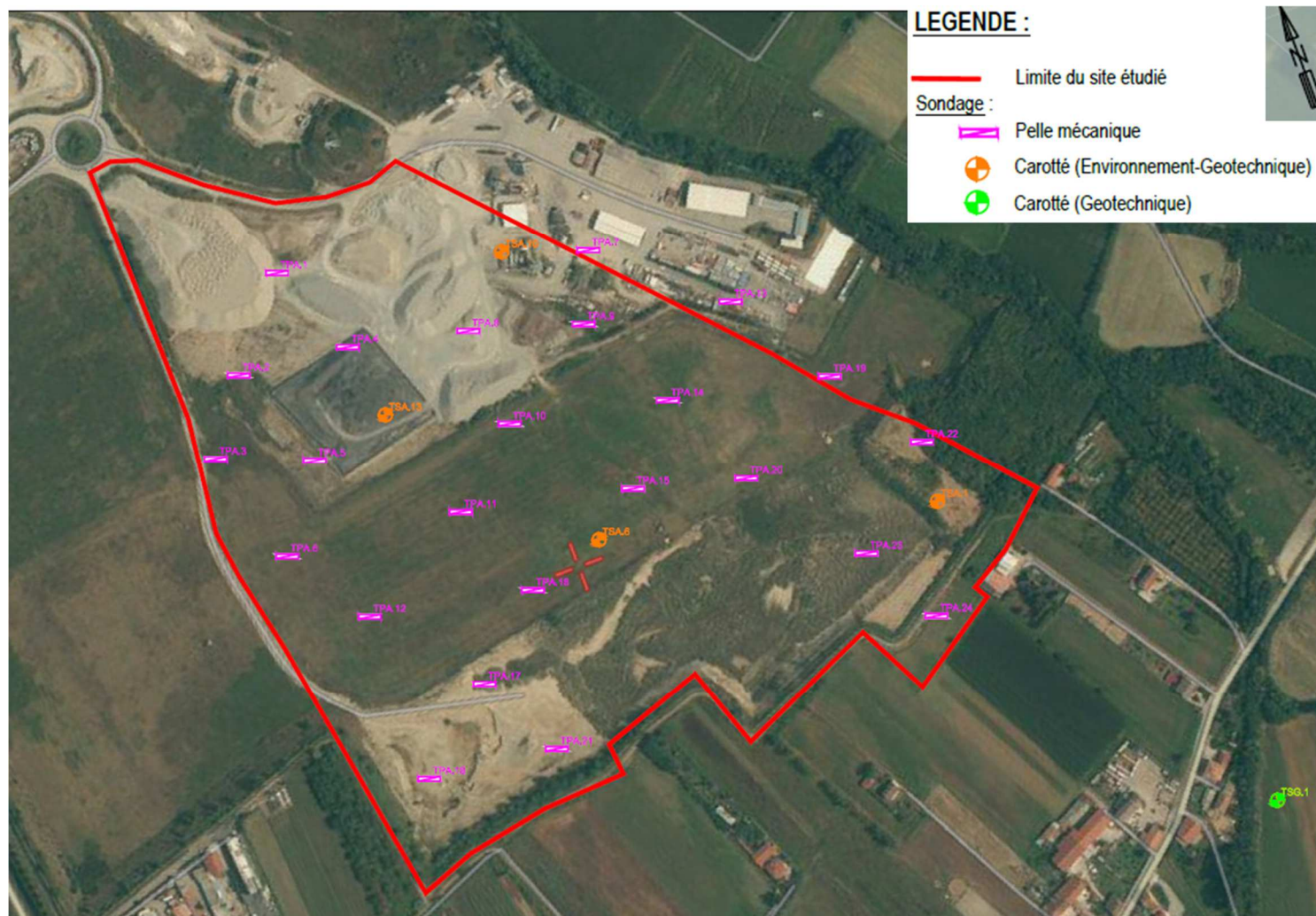


Figura 10: programma di investigazione da Progetto Esecutivo.

L'ubicazione dei sondaggi rappresentata in figura è indicativa. Le aree perimetrare e gli elementi numerati sono stati definiti nella precedente Figura 1. Per la rappresentazione in scala originale 1:5000 si rimanda all'Allegato al presente documento.

9.2.1 Risultati SPT addizionali

I valori di N_{SPT} ottenuti nei sondaggi addizionali TSG01, TSA01, TSA013 sono rappresentati nella seguente Figura 11 in sovrapposizione a quelli disponibili dal progetto definitivo.

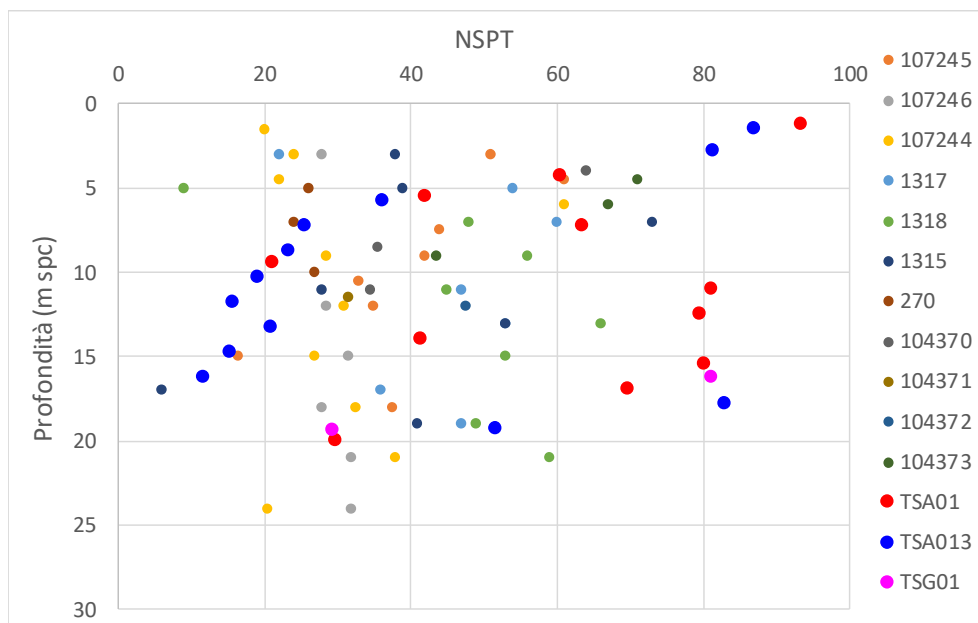


Figura 11: risultati delle SPT per la caratterizzazione in fase di PE

9.2.2 Indagini aggiuntive al progetto esecutivo

Nel periodo intercorso tra le consegne del PD e del PE è stata portata a termine una campagna di monitoraggio della falda mediante l'utilizzo di piezometri montati in pozzi esistenti o in sondaggi eseguiti appositamente per tale scopo (Figura 12). Questi dati sono stati confrontati con le informazioni pregresse e sono stati usati per verificare ed affinare il modello idrogeologico implementato nel modello geotecnico.

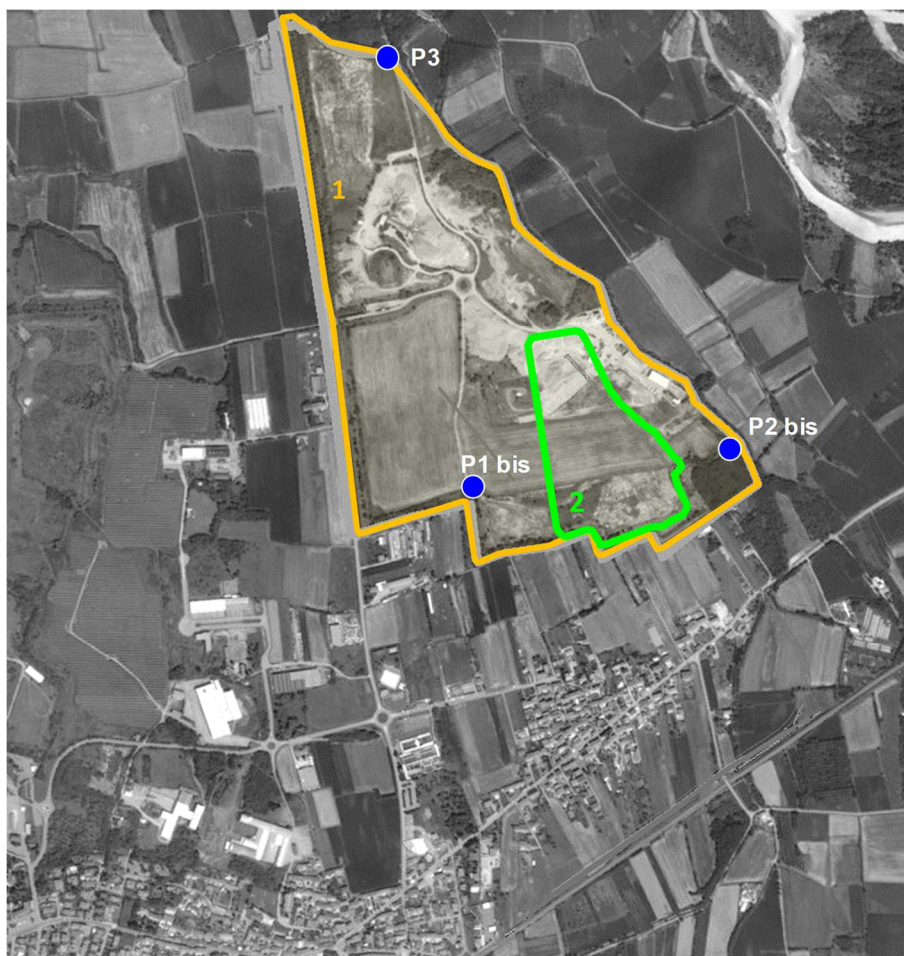


Figura 12: sondaggi eseguiti nel 2015 monitoraggio continuo della falda.

I sondaggi indicati in Figura 12, eseguiti per l'installazione dei piezometri nel 2015, hanno fornito anche le informazioni stratigrafiche elencate in TABELLA 2:

TABELLA 2: Stratigrafia semplificata dei sondaggi eseguiti nel 2015.

Sondaggio	Profondità [m bgl]	Descrizione
P1 Bis (AST_775)	0.00-10.80	Ghiaia eterometrica
	10.80-20.00	Sabbia eterometrica, debolmente limosa con intercalati livelli sabbiosi ghiaiosi
P2 Bis AST_779	0.00-10.20	Ghiaia eterometrica
	10.20-13.20	Sabbia eterometrica sabbiosa
	13.20-15.80	Ghiaia medio fine
	15.80-20.00	Siltite sabbiosa con intercalati livelletti argillosi sabbiosi
P3 (AST_776)	0.00-14.60	Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente siltosa
	14.60-19.40	Siltite sabbiosa con intercalati livelli limoso argillosi
	19.40-20.00	Sabbia limosa

La stratigrafia così definita conferma in linea di massima la presenza, a profondità maggiori di 10m, di materiale fine sotto forma di lenti e/o di orizzonti di limitata estensione all'interno di un complesso prevalentemente ghiaioso sabbioso, caratteristica già evidenziata in [1] e [2].

Non ci sono, tuttavia, indicazioni che dimostrino o suggeriscano la presenza di livelli continui di siltiti ed argille. I risultati della campagna geognostica di PE evidenziano la presenza di sedimenti eterogenei a prevalente componente sabbiosa, con abbondanti clasti, e di locali livelli argilloso sabbiosi di cui però non si apprezza una marcata continuità laterale.

9.2.3 Monitoraggio falda

La posizione dei piezometri utilizzati per il monitoraggio della falda freatica tra il 2015 e il 2019 è indicata in Figura 13; in TABELLA 3 sono riportati in dettaglio gli intervalli temporali di lettura del livello di falda [21]. I piezometri nominati AST_775, AST_779 e AST_776 sono stati installati rispettivamente nei fori di sondaggio P1 bis, P2 bis e P3. In Figura 14 sono rappresentati i risultati della campagna di monitoraggio (ref. [21]).

TABELLA 3: Intervalli di misura della soggiacenza di falda.

PIEZOMETRO	PRIMA LETTURA	ULTIMA LETTURA
AST_774	4/03/2015	27/12/2018
AST_775	4/03/2015	31/05/2019
AST_776	4/03/2015	4/08/2017
AST_777	4/03/2015	12/06/2017
AST_778	4/03/2015	9/04/2018
AST_779	4/03/2015	21/06/2019

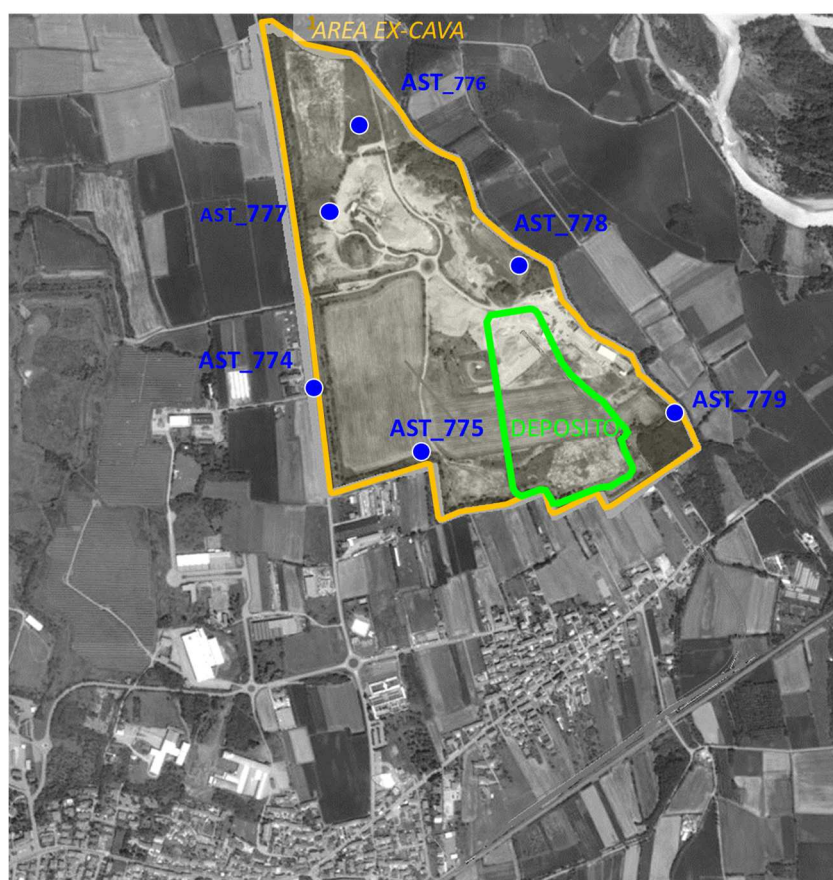


Figura 13: ubicazione dei piezometri per il rilevamento della falda.

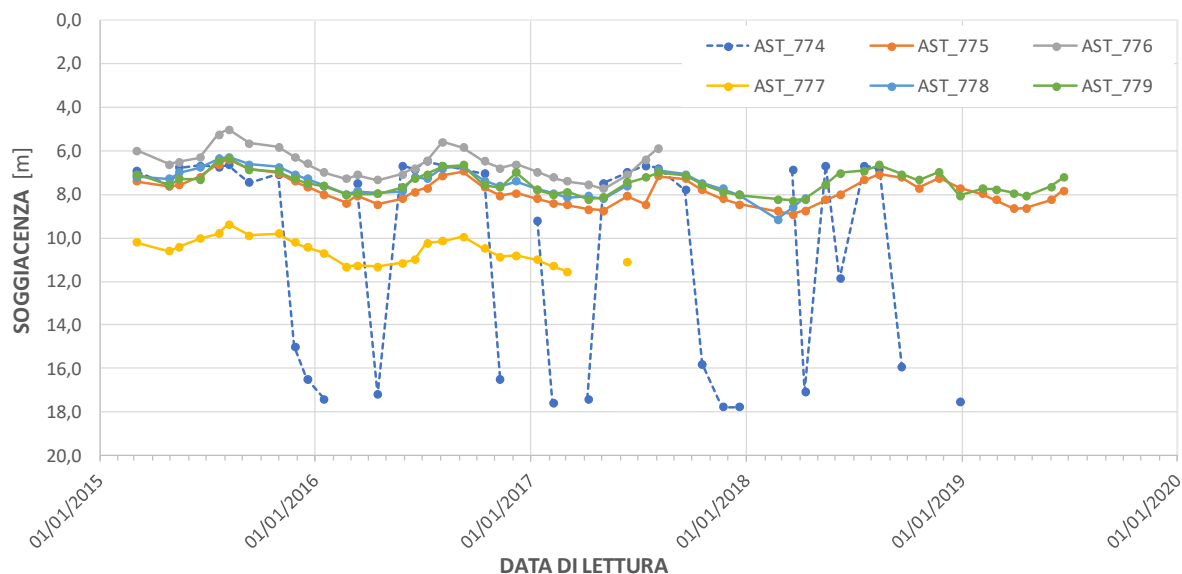


Figura 14: misure del livello di falda al sito di Torrazza

Dai dati raccolti e riassunti in Figura 14 appare evidente come il livello di falda subisca un'escursione stagionale di circa 2-3m, con massime registrate nel periodo estivo (agosto-settembre) mentre i minimi si registrano nei periodi primaverili; quest'andamento è molto probabilmente conseguenza del ciclo di scioglimento delle nevi alpine che influiscono in maniera importante sulla ricarica della falda superficiale.

A esclusione del piezometro AST_774, con letture affette da errore, tutti gli altri forniscono andamenti tra loro equiparabili.

I dati del monitoraggio hanno permesso di confermare la soggiacenza della falda (nei punti monitorati) tra i 6m e gli 8m al di sotto del piano campagna (valore massimo di falda). L'analisi del trend indica, se pur in maniera non marcata, un generale abbassamento del livello piezometrico nel corso degli anni monitorati. Si reputa necessario proseguire con le letture di monitoraggio a lungo termine per confermare ed interpretare adeguatamente tale trend.

Nessun piezometro è posizionato in prossimità del tracciato del nastro trasportatore, pertanto ci si riferisce al piezometro AST_779, che ha misurato un livello massimo di falda è di 6.34m sotto il piano campagna.

10 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la definizione del modello geotecnico da adottare in fase di progettazione esecutiva sono state usate le informazioni e i dati presentati dei documenti [1], [2], [3] e [22].

Considerata la sostanziale prevalenza di terreni sabbiosi e ghiaiosi nel sottosuolo dell'area di deposito, e la conseguente difficoltà di ottenere campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è ancora basata prevalentemente sull'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche, SPT, guidata dalle conoscenze pregresse sui terreni della stessa area.

La base dati è costituita dai valori di N_{SPT} ottenuti in fase di progettazione definitiva (PD), estesa con i risultati delle prove integrative eseguite per la fase di progettazione esecutiva (PE, Figura 11).

10.1 Stima del valore caratteristico dell'angolo di resistenza a taglio

La resistenza meccanica dei depositi fluvio-glaciali del sottosuolo in esame è stata valutata usando le correlazioni già descritte in fase di PD [1] per la stima dell'angolo di resistenza a taglio, ϕ' , in funzione del numero di colpi N_{SPT} . I risultati delle elaborazioni sono riportati in **Figura 15**.

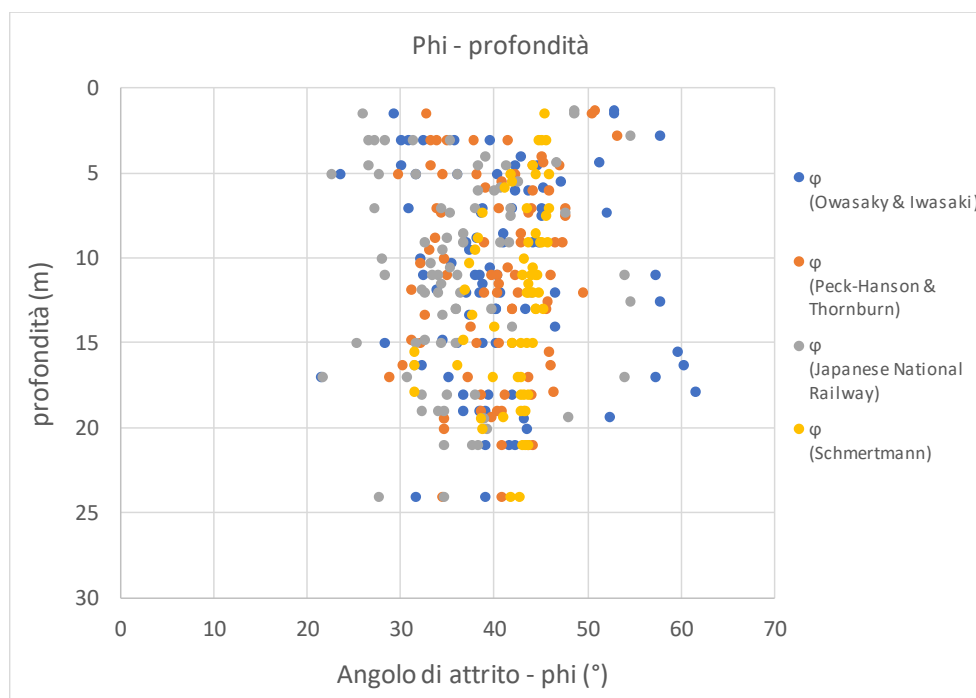


Figura 15: risultato dell'interpretazione del N SPT come presentato in [1].

Si osserva un'ampia variabilità del valore di ϕ' , compreso tra 21.5° e 61.7°, per il quale non si individua un andamento chiaro con la profondità.

Come indicato in [10], per terreni di natura complessa, ai fini progettuali si raccomanda l'utilizzo del valore caratteristico al quinto percentile, $\phi'_{5\%}$. In base a quanto presentato in [3], l'elaborazione statistica è circoscritta ai valori di ϕ' calcolati con la formula empirica della *Japanese National Railway*, che, a parità di N_{SPT} , fornisce valori dell'angolo di resistenza a

taglio minori rispetto alle altre correlazioni. I risultati dell'analisi statistica sono rappresentati in Figura 16; il valore $\phi'_{5\%}$ è pari a **26.5°**.

Per la definizione della coesione efficace, c' , e dei moduli di rigidezza (modulo di Young, E , e di Poisson, ν) si rimanda alla sezione 10.2.

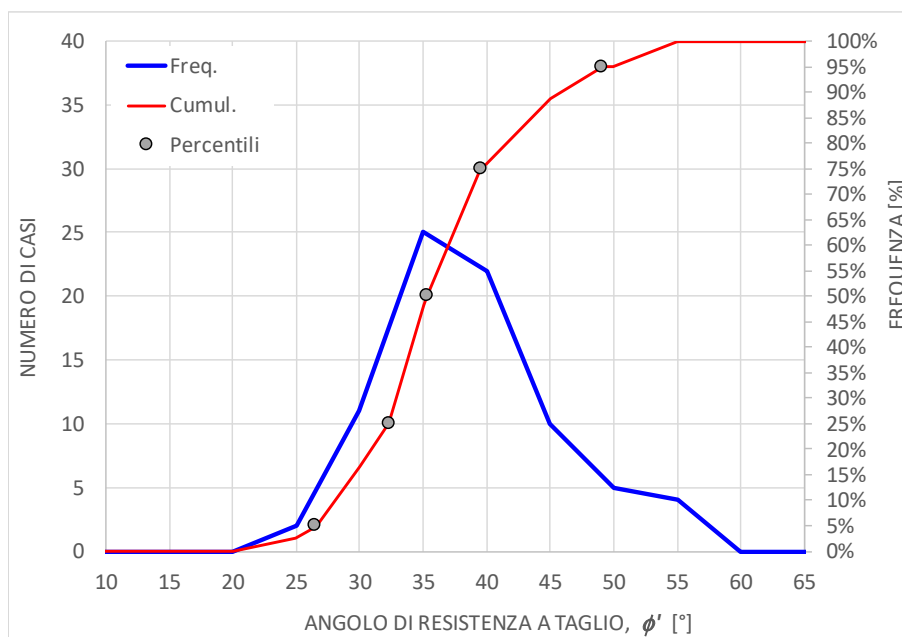


Figura 16: analisi statistica dei valori di ϕ ottenuti col J. N. R.

10.2 Sintesi dei parametri geotecnici caratteristici

10.2.1 Terreno di fondazione

Secondo quanto definito in [1] e [3] il sottosuolo di fondazione dell'opera è costituito prevalentemente da ghiaie sabbiose di origine fluvio-glaciale, appartenenti alla classe **A1.a** (classificazione AGI), raggruppate in un'unica unità geotecnica denominata UG1 [1], [2] e [3]. I parametri caratteristici dell'unità UG1, sono stati definiti in [3] e riportati in TABELLA 4. Il valore dell'angolo di resistenza taglio è stato aggiornato in funzione dei risultati delle elaborazioni sui dati integrativi delle nuove SPT.

TABELLA 4: Parametri geotecnici die depositi fluvio-glaciali nel settore di interesse.

Unità Geotecnica	Parametri	Valori	Unità
UG1	Peso di volume (γ)	19-21	kN/m ³
	Angolo di attrito interno (ϕ)	26.5	Gradi (°)
	Coesione efficace (c')	0	kPa
	Modulo di Young (E)	50-150	MPa
	Coefficiente di Poisson (μ)	0.30	adim.

Il processo di parametrizzazione riflette l'approccio cautelativo alla caratterizzazione geotecnica dei materiali esaminati, data la complessa natura sedimentaria di questi depositi e alla presenza di lenti di materiali fini e di orizzonti a minore grado di compattazione, non chiaramente individuati.

Per ciò che riguarda la definizione del coefficiente di spinta a riposo, K_0 , si fa riferimento alla formula di Jacky (1954) in cui K_0 è funzione dell'angolo di attrito interno:

$$K_0 = (1 - \sin \phi) = 0.55.$$

I risultati dell'unica prova di taglio diretto, eseguita su un campione a basso disturbo prelevato in TSG01 (§ 9.2), non si discostano dalle stime riportate in TABELLA 4, fornendo un valore dell'angolo di resistenza a taglio $\phi' = 32^\circ$, coerente con la media dei valori ricavati dall'interpretazione delle SPT (Figura 11). La coesione efficace c' è pari a 9.9kPa; trattandosi dell'unico valore disponibile, si è preferito assumere $c' = 0$ (TABELLA 4).

L'intervallo di variazione del modulo di rigidezza equivalente, E , per l'unità geotecnica unica, UG1, è stato ottenuto sulla base dei dati dei valori calcolati a partire dai dati N_{SPT} disponibili, secondo la correlazione empirica di d'Appolonia et. al (1970) valida per terreni sabbiosi ghiaiosi:

$$E \text{ [MPa]} = 36,79 + 1,043 N_{SPT}.$$

La correlazione fornisce valori compresi tra 43 e 133MPa con media pari a 87MPa; l'esperienza pregressa invece indica un valore possibile di 150MPa. L'intervallo di valori riportato nella precedente TABELLA 4, pertanto, rappresenta la variabilità riscontrata e implica la necessità di adottare valori di E contestualizzati alla specifica analisi o calcolo.

Al fine di procedere ad una stima dei cedimenti indotti dal volume di deposito, è stato adottato il valore caratteristico del quinto percentile, $E_{5\%}$, similmente a quanto già fatto per l'angolo di resistenza a taglio. Il risultato delle elaborazioni è rappresentato in sintesi nella seguente Figura 17; $E_{5\%} = 56\text{MPa}$.

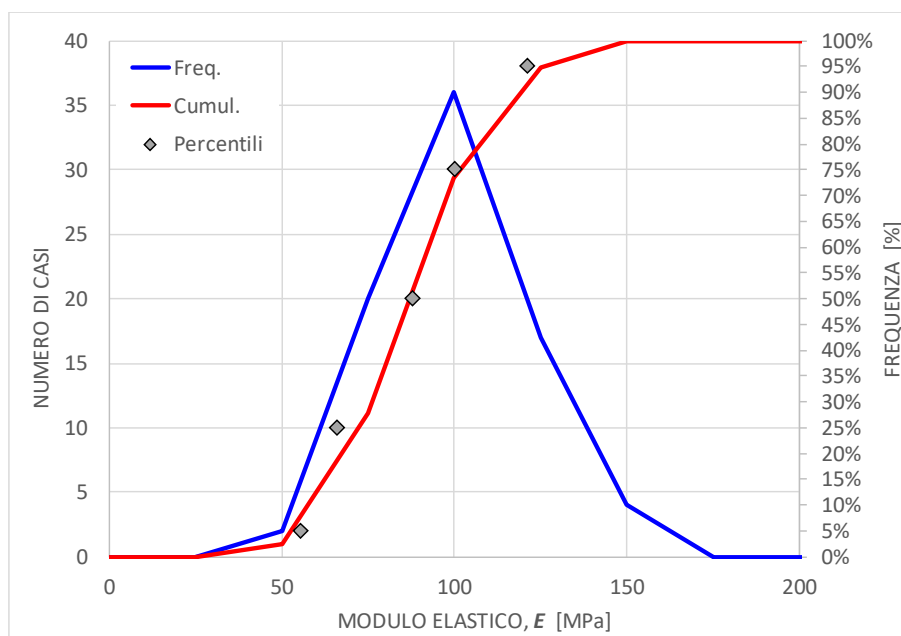


Figura 17: analisi statistica dei valori di E ottenuti con d'Appolonia et al. 1970

10.2.2 Materiale di smarino

I valori disponibili dei parametri fisici e di resistenza del materiale di smarino sono riportati nel progetto definitivo [1]:

- Peso dell'unità di volume, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- Angolo di resistenza a taglio, $\phi' = 30^\circ$.

Il valore indicato è relativo al materiale sciolto. Tuttavia, la sistemazione a deposito prevede sempre una compattazione, anche minima, necessaria ad evitare che si inneschino fenomeni erosivi e dilavamento progressivo per effetto delle piogge. Di conseguenza, in mancanza di ulteriori informazioni, il valore di ϕ'_k da utilizzare nei calcoli è stato ricavato da correlazioni di letteratura che esprimono la dipendenza di ϕ' dalla granulometria del materiale e dallo stato di addensamento.

La correlazione scelta è quella indicata dal NAVFAC Design Manual [18] Figura 18, scelta perché generalmente orientata a produrre valori minori di quelli effettivamente verificabili in sito.

Il materiale è classificabile come una ghiaia eterometrica con sabbia; assumendo che venga eseguito un addensamento modesto, rappresentato da un valore della densità relativa $D_r = 50 - 60\%$, la correlazione NAVFAC fornisce $\phi' \geq 35^\circ$.

Si assumerà $\phi'_k = 35^\circ$.

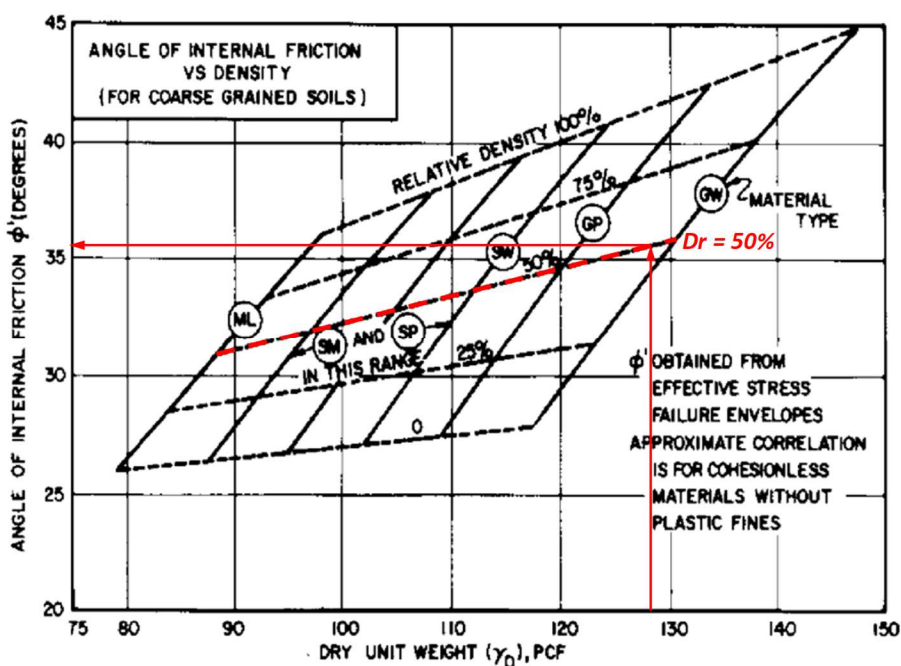


Figura 18: correlazione NVFAC 1986

In figura, l'abaco di correlazione tra peso dell'unità di volume, densità relativa e angolo di resistenza a taglio

10.3 Caratterizzazione idrogeologica

Non esistono specifiche prove in situ per la definizione dei parametri idrogeologici dei depositi fluvio-glaciali nel settore di studio. I dati a cui si fa riferimento in questa sezione sono stati ottenuti dalle cartografie tematiche presentate in fase di PD [8] e dalle informazioni presenti in [15]. Queste informazioni mettono in evidenza come il terreno ricade all'interno di un'unità idrogeologica, definita in sezione 7 come *Complesso Superficiale*, che può presentare un intervallo di permeabilità (k) molto ampio. Nella cartografia idrogeologica presentata in fase di PD [8], si indica che l'opera ricade all'interno dell'unità idrogeologica dei *Depositi Glaciali*

Indifferenziati, a cui viene assegnato un intervallo di k in range 10^{-8} - 10^{-6} m/s, che rientra nella classe AFTES Q2 (Figura 19).

In [15] si presenta una cartografia tematica a carattere regionale (1:250.000), che pur non presentando valori puntuali (e dunque di dettaglio), fornisce indicazioni utili al fine della caratterizzazione idrogeologica del settore di interesse. In [15], si attribuisce un intervallo di conducibilità idraulica (per la zona non satura del terreno) di 10^{-5} - 10^{-3} m/s. Tale intervallo differisce dal range proposto in [8], e seguendo la classificazione AFTES, questo complesso idrogeologico rientrerebbe nella classe Q1, dunque a più alta permeabilità.

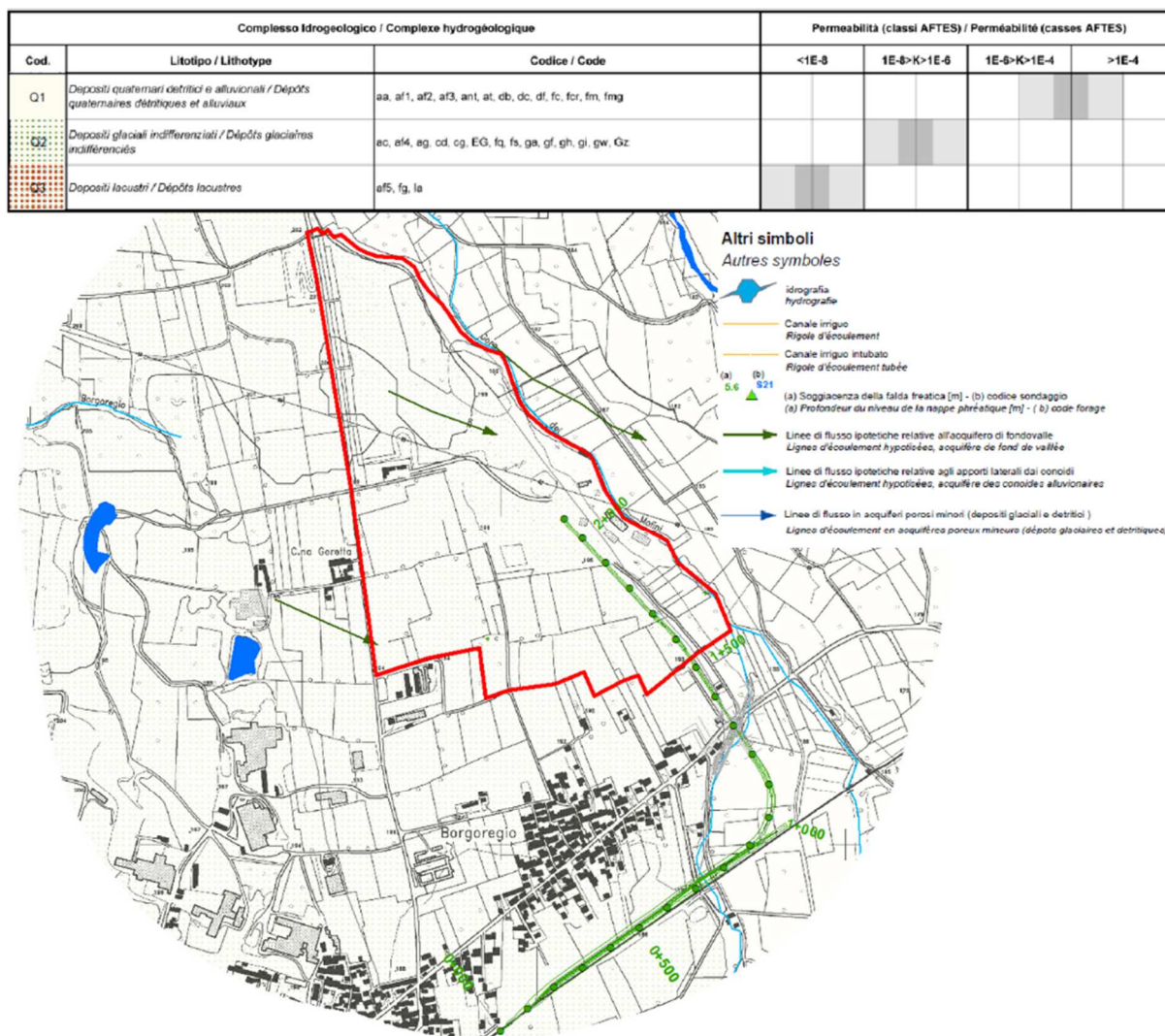


Figura 19: estratto cartografia Idrogeologica sito Torrazza, [8].

Il confronto tra queste due fonti bibliografiche evidenzia una certa discordanza sui valori caratteristici di permeabilità del *Complesso Superficiale* in Torrazza. Ciò è imputabile alla difficoltà di interpretazione delle proprietà idrogeologiche di un terreno che presenta un'alta variabilità granulometrica e deposizionale. Vista la mancanza di dati puntuali rappresentativi del settore di interesse, in questa fase progettuale si conferma la caratterizzazione proposta in fase di PD e l'intervallo di permeabilità presentato in [8]. L'intervallo così proposto è ritenuto il più idoneo e maggiormente rappresentativo per quei terreni che rientrano all'interno dei depositi ghiaiosi-sabbiosi aventi una percentuale di limo ed argilla variabile.

Concludendo, si assume che l'unità geotecnica UG1, in quanto parte del Complesso Superficiale, rientra nella classe idrogeologica AFTES Q2, caratterizzata da una conducibilità idraulica compresa tra 10^{-8} - 10^{-6} m/s.

11 MODELLO GEOTECNICO

Il sottosuolo dell'area su cui si sviluppano le opere del progetto è associato all'unità geotecnica UG1, composta dai depositi fluvio-glaciali di età pleistocenica - classe A1.a della classificazione AGI. Lo spessore del banco deformabile è stimato pari a 50m, in coerenza con lo spessore caratteristico del Complesso idrogeologico Superficiale, e ospita una falda libera con superficie freatica individuata a circa 10m di profondità dal piano di campagna. Da un punto di vista geotecnico (allo stato attuale delle informazioni disponibili), l'unità UG1 è caratterizzata dai parametri presentati in **TABELLA 4**. Pur avendo una percentuale variabile di materiale fine, la coesione efficace è stata assunta pari a zero, in via cautelativa; la resistenza dell'unità UG1 è data esclusivamente dall'angolo di resistenza a taglio ϕ' . Il processo di parametrizzazione adottato segue un approccio cautelativo, in coerenza alla conoscenza pregressa sviluppata in progetti realizzati in terreni simili.

12 STABILITÀ DELLE SCARPATE DEL DEPOSITO

12.1 Metodologia di calcolo

La verifica di stabilità è stata eseguita col metodo dell'equilibrio limite globale, ricercando le superfici di scorrimento circolari a cui corrisponde un fattore di sicurezza minore del minimo fissato dalla norma di riferimento. In particolare, si è utilizzato il metodo del *General Limit Equilibrium – GLE* (Fredluhn & Krahn, 1977, derivato dal metodo di Morgenstern & Pice, 1965), sia per la generalità dell'approccio, sia per coerenza con quanto riportato in PD [1].

I calcoli sono stati sviluppati con l'ausilio del software commerciale *SLIDE 2018© v. 2018 8.018* (Rocscience inc.), che implementa il metodo *GLE*.

12.2 Geometria del modello

Il contorno del deposito sarà sagomato con scarpate ad inclinazione costante di altezza massima 11.00 - 11.10m, divise in balze di altezza 5.00m.

La geometria del modello deve rappresentare la sagomatura del deposito nella condizione di massima altezza di accumulo, per cui, fissata l'altezza massima della scarpata, sono state tracciate due balze di 5m, accennando la terza per l'altezza residua di 1.10m (Figura 20). La pendenza sull'orizzontale della singola balza è stata assegnata in base ai valori di progetto dell'angolo di resistenza a taglio e successivamente è stata verificata la stabilità globale del pendio così definito, in condizioni statiche e in presenza di sisma.

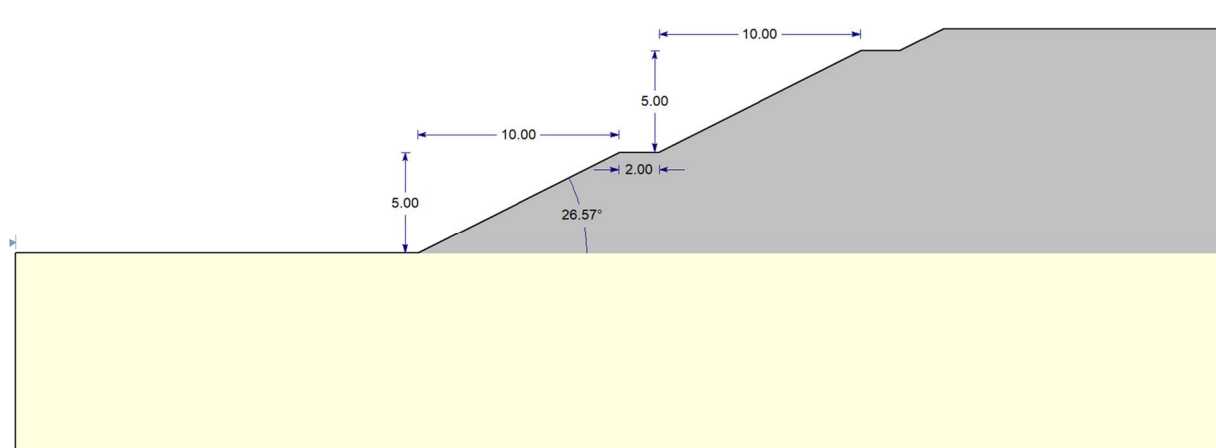


Figura 20: geometria del modello di calcolo

12.3 Parametri di calcolo del modello

12.3.1 Verifica in assenza di sisma

In base a quanto stabilito in [13], per le opere in materiali sciolti e i fronti di scavo, categoria in cui ricade il deposito in progetto, le verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo (per queste opere è lo SLU di salvaguardia della vita, o SLV), in assenza di sisma, devono essere effettuate utilizzando la combinazione 2 dell'approccio 1: A2+M2+R2.

I coefficienti di amplificazione delle azioni della classe A2 sono tutti pari ad 1, senza differenza tra azioni permanenti favorevoli o sfavorevoli alla stabilità.

I coefficienti di riduzione dei parametri di resistenza della classe M2 sono pari a 1.25 sia per l'angolo di resistenza a taglio, sia per la coesione efficace.

Per la verifica di sicurezza, la resistenza del sistema deve essere ulteriormente fattorizzata per il coefficiente di classe R2, $\gamma_R = 1,1$; nelle analisi di stabilità di un pendio col metodo dell'equilibrio limite globale questo equivale alla ricerca di superfici che rispettino il fattore di sicurezza minimo $FS = 1,1$.

I parametri di resistenza, di progetto, usati nelle analisi di stabilità sono:

TABELLA 5: Parametri geotecnici di progetto per le verifiche in assenza di sisma.

Materiale	ϕ'_k	Coefficienti M2	$\phi'_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_{\phi'}} \right]$
MAT 1 – Materiale di smarino	35°	$\gamma_{\phi'} = 1.25$	29.25
MAT 2 – Depositi fluvio-glaciali	26.5°	$\gamma_{\phi'} = 1.25$	21.74

12.3.2 Verifica in presenza di sisma

In presenza di sisma si procede come indicato in [13], in stato limite SLV, assumendo unitari sia i coefficienti moltiplicativi delle azioni, sia quelli di riduzione dei parametri di resistenza e dividendo la resistenza calcolata per il coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$.

TABELLA 6: Parametri geotecnici di progetto per le verifiche in presenza di sisma.

<i>Materiale</i>	$\phi'_d = \phi'_k$
MAT 1 – Materiale di smarino	35°
MAT 2 – Depositi fluvio-glaciali	26.5°

12.3.3 Risultati delle analisi

Assumendo di sagomare l'intera scarpata secondo una pendenza di 2H/1V (H=orizzontale, V=verticale), il che corrisponde a dare un'inclinazione sull'orizzontale di (26.57°) ad ogni balza, la stabilità è verificata sia in condizioni statiche, con un fattore di sicurezza FS = 1,168, sia in presenza di sisma, con FS = 1,375 (Figura 21 e Figura 22).

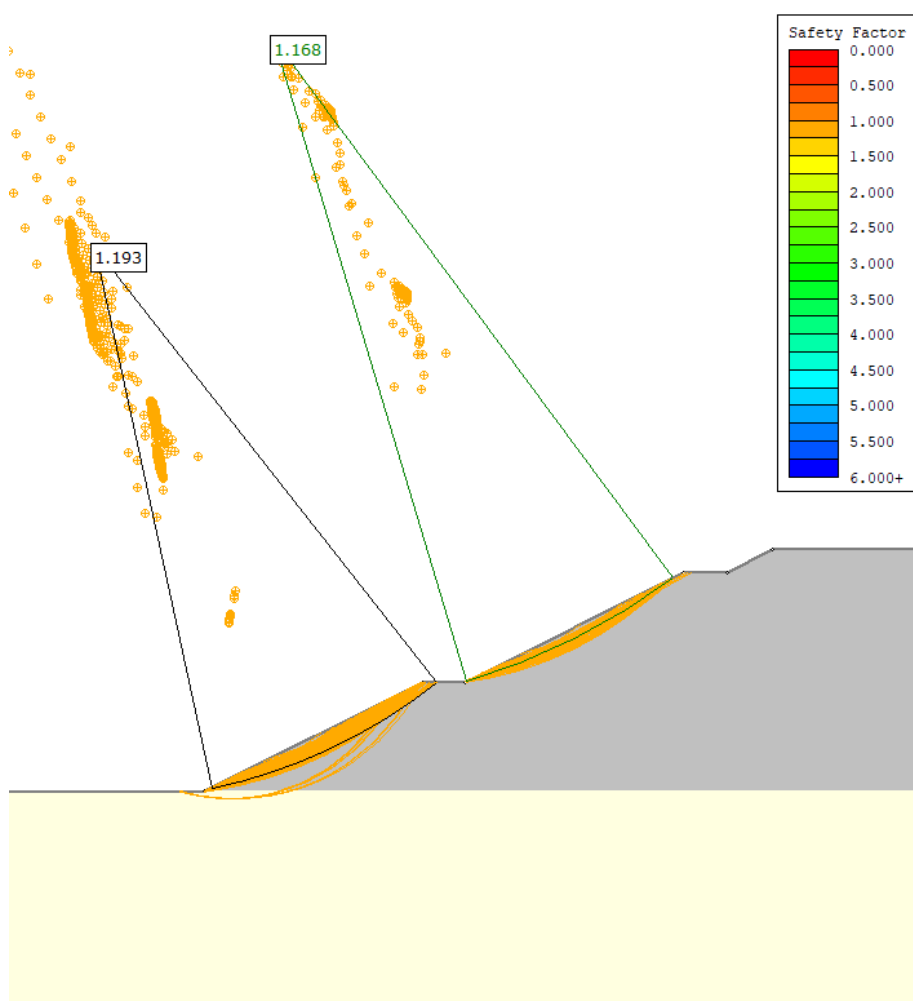


Figura 21: risultato dell'analisi di stabilità in assenza di sisma

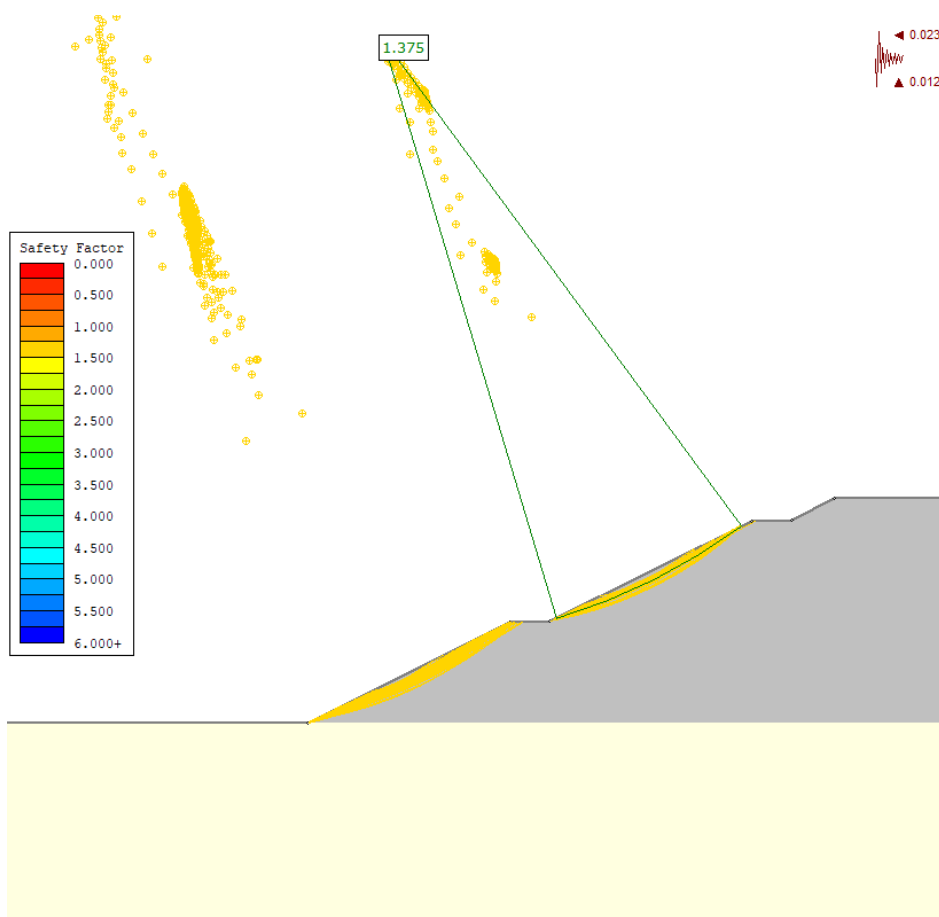


Figura 22: risultato dell'analisi di stabilità in presenza di sisma

In entrambe le figure (Figura 21 e Figura 22) sono state evidenziate le superfici di scivolamento associate a fattori di sicurezza $FS \leq 1.2$ ed $FS \leq 1.4$, rispettivamente in condizioni statiche e sismiche: si osserva che il volume che ha la maggiore possibilità di mobilizzarsi è circoscritto alla coltre superficiale di spessore massimo pari a 1.00m.

13 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE

13.1 Considerazioni generali

Considerata l'estensione dell'area di carico e la sostanziale uniformità del sottosuolo si esclude la possibilità di fenomeni di rottura generale che coinvolgano l'intera area tecnica.

La capacità portante del sottosuolo di fondazione è da valutarsi in funzione del cedimento massimo ammesso per la funzionalità dell'opera. La verifica di sicurezza è quindi limitata allo Stato Limite di Servizio (SLS).

Pertanto, si calcola il cedimento massimo prodotto dal carico imposto dal materiale a deposito. Alla base del calcolo c'è la modellazione del sottosuolo fatta nel capitolo 11. La prevalenza di terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie) nell'unità geotecnica UG1 rende accettabile l'ipotesi di un cedimento elastico che si sviluppa di pari passo alla realizzazione dell'opera; questo implica che le irregolarità superficiali dovute alla deformazione del substrato di fondazione possano essere curate durante la deposizione del materiale.

Considerata la prevalenza di materiale sabbioso ghiaioso, si esclude la possibilità di cedimenti differiti nel tempo. È possibile che i cedimenti immediati, stimati di seguito, comportino la necessità di regolazioni e/o riposizionamento degli elementi della catena di nastri per la messa in loco del materiale; questa eventualità dipende dalle tolleranze ammesse dal sistema meccanico, e la compatibilità col cedimento massimo stimato di seguito.

13.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è rappresentato da un singolo strato di spessore $H = 50\text{m}$, costante in pianta, costituito da un materiale omogeneo, isotropo, linearmente elastico, con modulo $E = 56\text{MPa}$.

Il carico per unità di superficie, dato dal peso dell'unità di volume del materiale ($\gamma = 20\text{kN/m}^3$) per l'altezza massima del deposito ($h = 11,10\text{m}$), è $q = 222\text{kN/m}^2$,

L'area di carico è definita dalla poligonale del perimetro esterno dell'area di deposito (ref. seguente Figura 23).



Figura 23: perimetro esterno dell'area di deposito

13.3 Metodologia di calcolo e risultato

Il calcolo è stato eseguito con l'ausilio del software commerciale SETTLE3D 2018, v.4.017 (Rocscience Inc.), che implementa l'approccio analitico al calcolo del cedimento elastico prodotto da una distribuzione di forze generica su un multistrato elastico.

Il valore massimo calcolato è 20cm sviluppato nelle porzioni interne dell'area di deposito, come rappresentato in Figura 24. Al margine Sud-Est, in corrispondenza dell'ingresso del sistema a nastro nell'area di deposito, il cedimento elastico atteso è di circa 8cm, ed aumenta progressivamente che ci si addentra nell'area di stoccaggio.

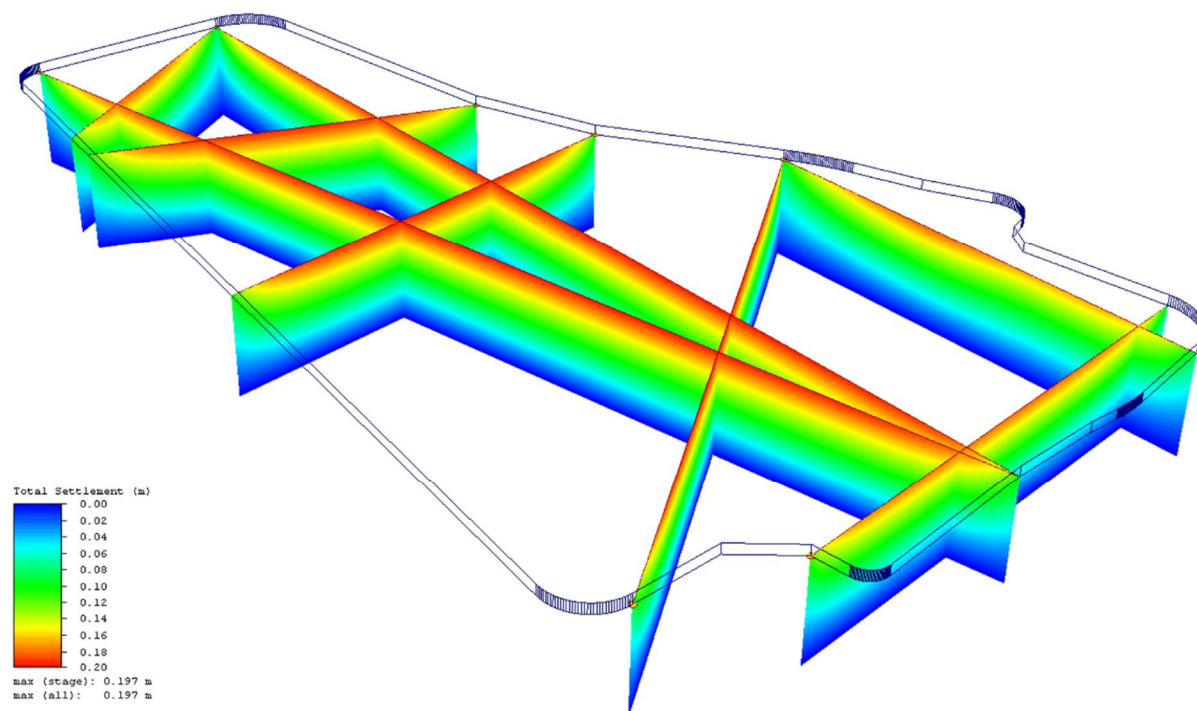


Figura 24: cedimenti per l'area di carico

14 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

L'accelerazione in superficie al sito in esame, in condizioni di campo libero, è $a_s = 0.04g < 0.1g$, pertanto, in base a quanto definito in [13], la verifica di stabilità del sito a liquefazione può essere omessa.

15 RACCOMANDAZIONI PER LA COMPATTAZIONE DEL DEPOSITO

Per la sistemazione del materiale messo a deposito si prescrive la compattazione per strati di spessore massimo 30-40cm, con passaggio di rulli vibranti fino al raggiungimento di una densità relativa, $D_r = 50-60\%$ in sito (equivalente al raggiungimento di una densità secca in sito pari al 90-95% di quella massima Proctor mod.)

La categoria del rullo ed il numero di passaggi deve essere determinata in sito su un'area di prova realizzata appositamente.

16 CONCLUSIONI

Il presente documento riassume il quadro conoscitivo del sottosuolo di fondazione delle opere da realizzare nell'area della cava di Cascine Goretta in Torrazza Piemonte (TO) inclusa l'area di raccordo con l'attuale linea ferroviaria TO-MI. Le opere riguardano il sistema di scarico, trasporto a nastro e messa a dimora del materiale di scavo, non utilizzato, derivante dalle lavorazioni previste per il tunnel di Base della Nuova Linea ferroviaria Torino Lione e rientrano nel piano di ripristino ambientale dell'area di cava dismessa.

In fase di progettazione esecutiva sono state eseguite nuove indagini al fine di completare il quadro conoscitivo pregresso. Il modello geotecnico e idrogeologico qui sviluppato, pertanto, si basa sulle informazioni disponibili dalla fase di progettazione precedente, integrate dai risultati delle nuove indagini. I risultati, sostanzialmente, confermano la caratterizzazione sviluppata in fase di progettazione definitiva, anche al dettaglio dell'esecutivo.

Il sottosuolo di fondazione del deposito è costituito da un'unica unità geotecnica, denominata UG1, costituita dai depositi fluvio-glaciali pleistocenici e descritta come una ghiaia sabbiosa appartenente alla classe A1.a (classificazione AGI). I parametri geotecnici che caratterizzano UG1, sono stati definiti in sostanziale coerenza con quelli proposti in fase di PD, secondo un approccio cautelativo in grado di considerare opportunamente l'incertezza legata alla natura deposizionale del sottosuolo in esame.

Le assunzioni e i dati di input considerati nei modelli geotecnici utilizzati per la sagomatura delle scarpate del cumulo di deposito e per la stima dei cedimenti indotti al piano campagna, sono coerenti con lo stato delle conoscenze dei luoghi e con i dati disponibili.

Le analisi numeriche eseguite, non evidenziano criticità legate alle verifiche geotecniche.