



SOCIETA' ITALIANA  
 TRAFORO AUTOSTRADALE DEL FREJUS  
 Sede legale: fraz. San Giuliano, 2 - 10059 Susa (TO)



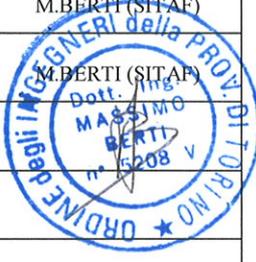
MUSINET ENGINEERING S.p.A.  
 Cso Svizzera, 185  
 10149 TORINO  
 Tel. +39 011 5712411  
 Fax. +39 011 5712426  
 E-mail info@musinet.it  
 PEC musinet@legalmail.it

Gruppo SITAF

P.I.Iva 08015410015  
 Cap. Soc. E. 520.000 i.v.  
 Cod. fis.e Reg. Imprese  
 TO 08015410015  
 R.E.A. Torino 939200

# RILOCALIZZAZIONE DELL' AUTOPORTO DI SUSAS

## RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	31/08/2013	Première diffusion / Prima emissione	L. BARBERIS (MUSINET)	C. GIOVANNETTI (MUSINET)	M.BERTI (SITAF)
A	25/10/2013	Passage au statut AP / Passaggio allo stato AP	L. BARBERIS (MUSINET)	C. GIOVANNETTI (MUSINET) 	M.BERTI (SITAF) 

COD E DOC	P	D	2	C	3	A	M	U	S	1	2	0	0	A
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla		Émetteur / Emittente			Numero			Indice			

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	70	03	03	10	01
------------------------------	-----	----	----	----	----	----	----	----

ECHELLE / SCALA
-

CUP	C11J05000030001
-----	-----------------



**SOMMAIRE / INDICE**

RESUME/RIASSUNTO.....	5
1. INTRODUZIONE .....	6
2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DA ESEGUIRSI.....	6
3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....	7
4. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	8
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE .....	8
5.1 Depositi quaternari .....	10
6. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	10
6.1 Inquadramento geomorfologico regionale.....	10
6.2 Geomorfologia dell'area di progetto .....	12
7. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO .....	13
7.1.1 Inquadramento idrogeologico regionale.....	14
7.1.2 Individuazione dei complessi idrogeologici.....	14
7.2 Idrogeologia dell'area di progetto .....	16
7.3 Indicazioni provenienti dal piano di assetto idrogeologico (PAI).....	17
7.3.1 Rischio idraulico .....	18
7.4 Dati utilizzati per la redazione del Modello geologico di riferimento dell'area di progetto .....	20
8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	23
8.1 Parametrizzazione geotecnica .....	26
8.1.1 Prove penetrometriche dinamiche S.P.T. ....	26
8.1.2 Prove pressiometriche .....	29
8.1.3 Prove di permeabilità in foro .....	31
8.1.4 Prove di laboratorio.....	31
8.1.5 Prove di carico su piastra.....	33
8.1.6 Indagini geofisiche.....	33
8.1.7 Sintesi dei risultati delle indagini geofisiche.....	35
8.2 Caratterizzazione sismica dei terreni.....	38
8.3 Sintesi dei parametri geotecnici delle Unità geotecniche distinte nel settore di Progetto.....	39
9. STIMA DEI CEDIMENTI ATTESI E STABILITÀ GLOBALE.....	40
9.1 Normative tecniche di riferimento .....	41
9.2 Azioni sismiche .....	41
9.3 Materiali e stratigrafia.....	43
9.4 Stabilità globale.....	44
9.4.1 Metodologia di calcolo.....	44
9.4.2 Modello di calcolo .....	46
9.4.3 Risultati .....	47
9.5 Stima dei cedimenti .....	48
9.5.1 Metodologia di calcolo.....	48

9.5.2 Modello di calcolo .....	49
9.5.3 Risultati .....	50

**RESUME/RIASSUNTO**

Texte en Français.

Cet rapport traite l'encadrement, au niveau de Projet Définitif, des caractéristiques géologique-géotechnique-hydrogéologique pour le secteur où est prévu la réalisation du projet de relocalisation de l'Autoport de Susa et de l'annexe zone de service sur l'A32.

Testo in Italiano.

Il presente documento ha come oggetto l'inquadramento, a livello di Progetto Definitivo, delle caratteristiche geologiche-geotecniche ed idrologiche per il settore dove è prevista la realizzazione del progetto di delocalizzazione dell'Autoporto di Susa e dell'annessa area di servizio sulla A32.

## 1. Introduzione

Il presente rapporto ha come oggetto l'analisi delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e sismiche del settore di territorio interessato dal Progetto di Delocalizzazione dell'area dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale area ubicata nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto è ubicata all'interno del territorio comunale di San Didero (TO).

Questo rapporto analizza e descrive il contesto geomorfologico, stratigrafico, geotecnico ed idrogeologico ricostruito durante le seguenti fasi operative:

- ricerca bibliografica di tutti i dati disponibili sulle aree interessate dal progetto, mirata ad acquisire i dati più recenti sull'assetto geodinamico e tettonostratigrafico dell'area indagata;
- rilevamento geologico, geomorfologico;
- analisi fotogeologica in stereoscopia;
- analisi dei risultati delle campagne di indagini geognostiche;
- caratterizzazione idrogeologica dei litotipi affioranti mediante definizione dei complessi idrogeologici;

## 2. Descrizione degli interventi da eseguirsi

Il Progetto di Delocalizzazione dell'Autoporto prevede la realizzazione di due edifici principali destinati a posto di controllo centralizzato ed area di servizio e la realizzazione di aree di sosta per i mezzi pesanti. Fanno parte di tale progetto anche una serie di interventi di adeguamento e modifica della viabilità esistente, sia di quella autostradale sia di quella ordinaria.

In particolare, l'ipotesi progettuale di delocalizzazione dell'autoporto nell'area di San Didero prevede, oltre la realizzazione degli edifici sopramenzionati, anche una serie di interventi di adeguamento dell'attuale tracciato autostradale con la realizzazione di rampe di ingresso e di uscita in viadotto per il traffico da e verso Torino e da e verso Bardonecchia. Sono parte integrante del progetto anche e la realizzazione di un ponte strallato per lo scavalco del canale artificiale NIE e la realizzazione di una nuova rotatoria sulla SS25 per il collegamento con la viabilità ordinaria. Nell'area sono inoltre presenti alcuni edifici in stato d'abbandono che dovranno essere demoliti.

L'ipotesi progettuale oggetto di studio è riportata schematicamente nella figura sottostante:

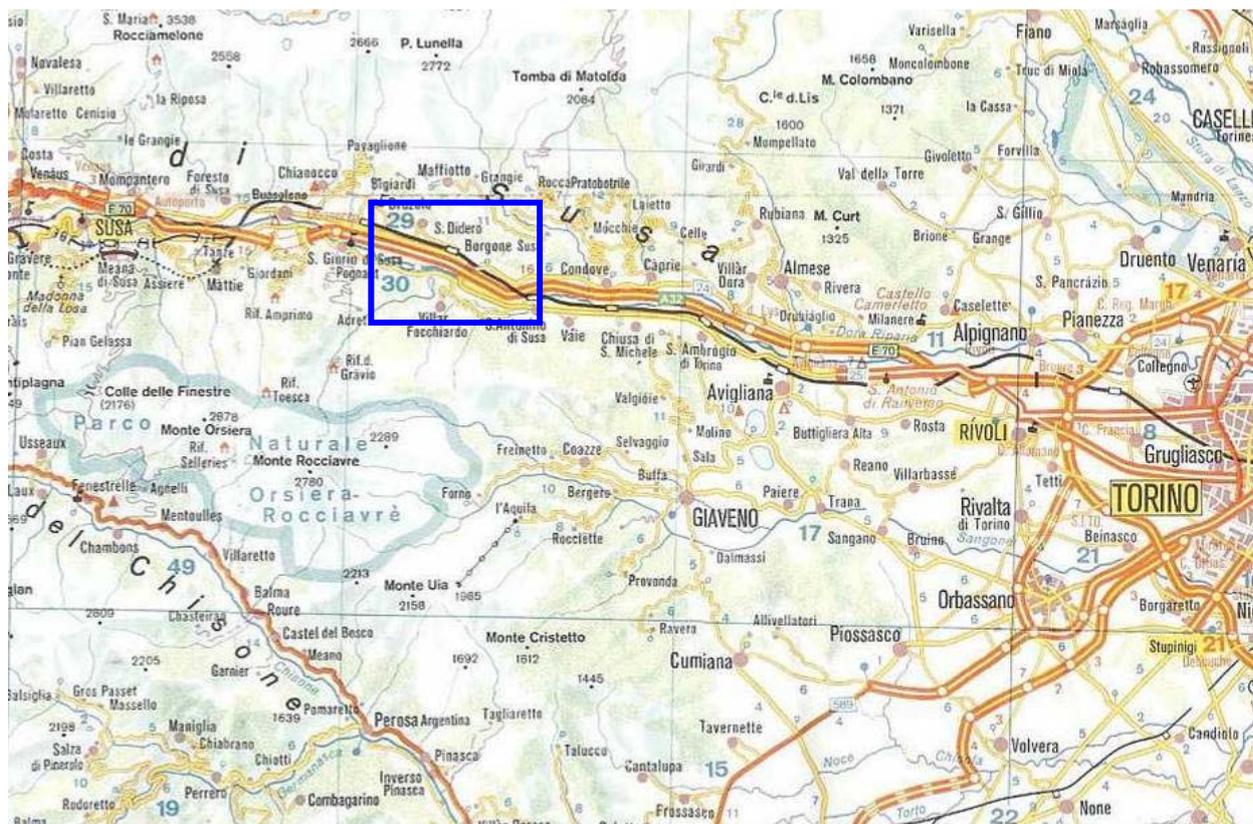


*Fig. 1 – Planimetria schematica dell'ipotesi progettuale di delocalizzazione dell'Autoporto nel comune di San Didero*

### 3. Inquadramento geografico

L'area di progetto si trova all'interno del territorio del Comune di San Didero in provincia di Torino, circa 35 km a Ovest del capoluogo piemontese e più precisamente fa parte della bassa Valle di Susa.

Gli interventi previsti dal progetto interesseranno marginalmente anche i territori dei comuni limitrofi di Bruzolo e Borgone di Susa.



*Fig. 2 – Inquadramento geografico dell’area di Progetto*

#### 4. Documentazione di riferimento

Il Modello Geologico di riferimento descritto nel presente studio si basa principalmente sui dati geologici, geomorfologici ed idrogeologici acquisiti mediante indagini puntuali e rilevamenti sul terreno nonché su dati preesistenti provenienti da studi non finalizzati alla realizzazione dell’infrastruttura in oggetto.

In sintesi, i dati considerati provengono dalle seguenti fonti:

- Carta Geologica d’Italia scala 1:100000, Foglio 55 Susa & Note illustrative;
- Carta Geologica d’Italia alla scala 1:50000, Foglio 154 Susa & Note illustrative;
- Foto aeree volo Regione Piemonte alluvione 2000, in scala 1:14.000 circa, a colori (F154);
- Geoportale ARPA Piemonte (Banca dati Geotecnica);
- Elaborati del Piano Regolatore generale comunale vigente del comune di San Didero;
- Elaborati del Piano Regolatore generale comunale vigente del comune di Bruzolo;
- Elaborati del Piano Regolatore generale comunale vigente del comune di Borgone;
- Risultati della campagna indagini 2013 per il Progetto Definitivo;

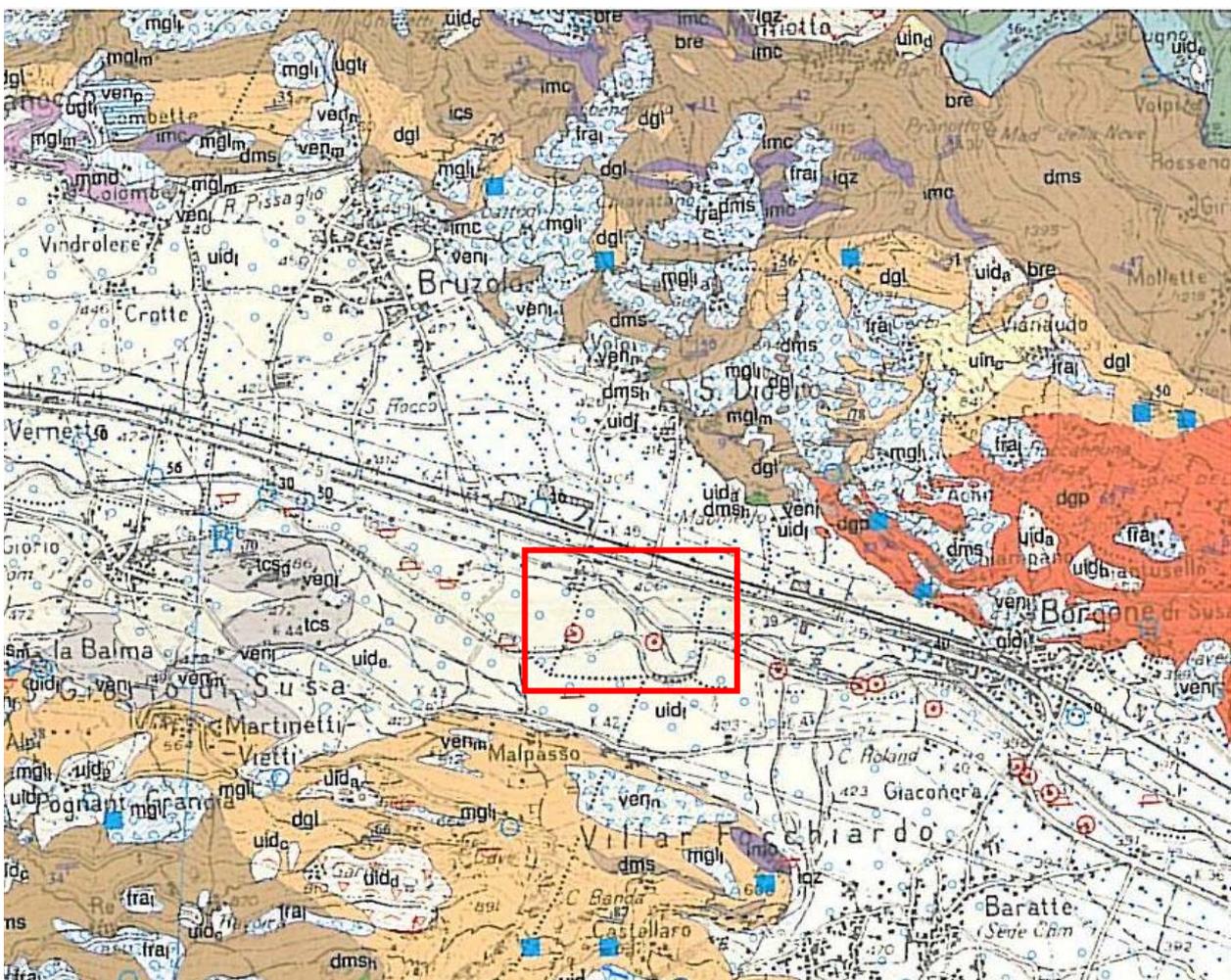
#### 5. Inquadramento geologico generale

L’area di progetto fa parte della bassa Valle di Susa ed è impostata sui depositi alluvionali quaternari della Dora Riparia che scorre nelle sue immediate vicinanze. Si tratta di

sedimenti prevalentemente medio-grossolani costituiti da ghiaie e ghiaie ciottolose in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa, passanti localmente a sabbie limose con ghiaia e locali ciottoli.

Il basamento roccioso, che non verrà interessato dalle opere in progetto, è costituito dai litotipi appartenenti all'Unità tettonometamorfica del Dora-Maira; tale unità è costituita da una serie di copertura di età mesozoica rappresentate in tale settore della valle dai calcemicascisti affioranti nei pressi dell'abitato di San Giorio e dalle metadolomie affioranti in corrispondenza dell'abitato di Chianocco. Il basamento pretriassico invece è costituito da una sequenza di orto derivati, qui rappresentati dagli gneiss fengitici tipo "Luserna" e dal metagranito di Borgone, e da una serie di paraderivati costituiti dai micascisti a granato e cloritoide del Complesso Polimetamorfico.

Le principali formazioni affioranti nell'area di progetto, ovvero i depositi quaternari, sono descritte più approfonditamente nel seguito.



*Fig. 3 – Estratto della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50000, Foglio 154 Susa. In rosso è evidenziata l'area di progetto per la Delocalizzazione dell'Autoporto.*

## 5.1 Depositi quaternari

L'area di progetto si imposta su una potente serie di depositi di età quaternaria, che costituiscono i terreni di appoggio degli interventi in progetto; tali depositi nell'area di studio sono rappresentati principalmente dai depositi alluvionali, al cui interno è possibile distinguere:

- depositi di fondovalle; all'interno dei sedimenti alluvionali di fondovalle si possono distinguere una litofacies ghiaiosa e ghiaioso-sabbiosa prevalente, costituita da ghiaie e ghiaie ciottolose in scarsa matrice sabbioso-ghiaiosa (clast-supported), una litofacies prevalentemente sabbioso-limosa con subordinata ghiaia e ciottoli ed una facies limoso-sabbiosa subordinata che forma livelli discontinui di potenza metrica all'interno delle facies più grossolane;
- depositi torrentizi dei tributari minori; si tratta di depositi recenti costituiti prevalentemente da ciottoli e blocchi eterometrici con scarsa o nulla matrice ghiaioso-sabbiosa, presenti con modesto spessore lungo le aste dei tributari minori;
- depositi di conoide; tali depositi sono particolarmente sviluppati allo sbocco nel fondovalle dei rii principali e originano dei potenti accumuli costituiti da materiali che presentano caratteristiche granulometriche e tessiture comparabili con quelle dei depositi fluviali di fondovalle ma che sono caratterizzati da maggiori vuoti interstiziali, un grado di classazione inferiore ed un minor coefficiente di arrotondamento dei blocchi.

## 6. Inquadramento geomorfologico

### 6.1 Inquadramento geomorfologico regionale

L'attuale morfologia della Val Susa è il risultato di un complesso modellamento operato da diversi agenti morfogenetici che si sono susseguiti a partire dal Pliocene, anche se solo a partire dal Pleistocene medio si hanno testimonianze geologiche e geomorfologiche. Si riconoscono forme e depositi associati al modellamento glaciale i cui relitti sono conservati prevalentemente alla fronte e ai lati dell'originaria massa glaciale, la cui distribuzione consente di ricostruire le fasi principali di espansione e di ritiro del ghiacciaio vallivo. Dopo l'ultimo ritiro, la morfologia glaciale è stata rimodellata ad opera dei processi di dinamica fluviale della Dora Riparia, fluviale torrentizia dei bacini laterali e dei processi gravitativi di versante.

Successivamente alla deposizione dell'Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana, di cui si ha traccia a partire dal Pleistocene medio, il deterioramento climatico avviatosi alla fine del Pleistocene inferiore ha infatti determinato il passaggio da condizioni di tipo caldo-umido a un periodo caratterizzato da forti contrasti climatici: a fasi "interglaciali", caratterizzate da un clima umido-temperato simile a quello attuale si sono alternati periodi "glaciali" sensibilmente più freddi.

Dopo la fase di massima espansione dell'ultima glaciazione (Pleistocene sup., Last Glacial Maximum - LGM) nella valle principale persisteva ancora il ghiacciaio della Val Cenischia, trasformando la media Val di Susa in valle sospesa ("gradino di Gravera").

I depositi più antichi sono rappresentati dall'Allogruppo di Binnale che forma lembi di depositi caratterizzati da un forte rimodellamento ed ubicati in una fascia altimetrica più o meno elevata, funzione della posizione rispetto allo sbocco vallivo. Tali depositi, che costituiscono la cerchia più esterna attualmente conservata, sono riferibili al Pleistocene

medio (Unità di La Cassa). Nella parte superiore del Pleistocene medio ha luogo una nuova espansione glaciale. L'avanzata della fronte glaciale verso Sud ha comportato radicali variazioni nell'andamento del corso del T. Sangone il cui deflusso, originariamente impostato lungo la depressione dei Laghi di Avigliana, è stato sospinto a ridosso del rilievo del M. Pietraborga dando luogo al solco epigenetico che corrisponde alla "stretta" di Trana.

Le fasi successive (Allogruppo del Moncenisio) sono testimoniate da depositi distribuiti su fasce altimetriche progressivamente più basse; tra queste la più alta e più antica è attribuibile, in base alla sua correlabilità altimetrica con le cerchie maggiori dell'Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana (Alloformazione di Frassinere), e le successive ai diversi stadi di ritiro attribuibile al Pleistocene superiore (Alloformazione di Magnoletto e Alloformazione di Venaus).

Nella parte inferiore del Pleistocene superiore, a seguito di un nuovo deterioramento climatico successivo all'interglaciale eemiano, nell'arco alpino prende avvio una nuova glaciazione: nella Valle di Susa l'avanzamento della fronte glaciale comporta la deposizione delle cerchie intermedie dell'Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana, dei corrispondenti depositi fluvio-glaciali e di quelli fluvio-lacustri. La riavanzata della fronte glaciale verso Sud ha nuovamente sospinto il T. Sangone comportando un ulteriore approfondimento della "stretta" di Trana.

Nella parte terminale del Pleistocene superiore, il ghiacciaio della Dora Riparia è interessato da altre tre fasi di espansione alle quali è connessa la formazione di altrettante cerchie. La sequenza cataglaciale è stata accompagnata e seguita dalla nascita di alcuni bacini lacustri: i dati relativi a sondaggi e pozzi per acqua attestano infatti che nel fondovalle principale sono esistite diverse configurazioni di un esteso lago proglaciale, ora colmato, le cui uniche tracce rilevabili in superficie sono conservate ai margini dell'incisione della Dora Riparia in forma di lembi di superfici terrazzate localizzate sul versante destro tra Avigliana e Alpignano. In corrispondenza della depressione di Avigliana le tracce di questi antichi bacini lacustri corrispondono alla torbiera di Trana ed alla Palude dei Mareschi; il Lago Grande e il Lago Piccolo rappresentano invece gli unici bacini lacustri postglaciali conservati, sebbene anch'essi risultino in lento ma graduale colmamento.

Contemporaneamente all'ultima fase di ritiro lo sbarramento costituito dalle cerchie frontali formatesi durante l'LGM ha determinato la formazione di un esteso bacino lacustre. L'areale di distribuzione dei depositi di interrimento di questo bacino, attualmente quasi completamente sepolti dai depositi alluvionali postglaciali, è compresa tra Sant'Antonino e Avigliana. Presso Villardora, le analisi polliniche, effettuate nella parte alta della successione di colmamento, deposta dalla Dora e dai suoi affluenti laterali, hanno consentito di datare questa sequenza tra la fine del Pleistocene superiore e l'Olocene medio.

Indagini di sismica ad alta risoluzione effettuate nel tratto terminale della Valle di Susa indicherebbero la presenza dei sedimenti "Villafranchiano" Auct. (rappresentati dall'Unità di La Cassa come riportato nel Foglio Torino Ovest della Carta Geologica d'Italia 1:50000) anche al di sotto del complesso lacustre post-glaciale localizzato nel settore interno dell'anfiteatro. L'alta energia dei versanti provocata dall'esarazione e dal ritiro delle masse glaciali (rilascio di stress da deglaciazione), le caratteristiche lito-strutturali e geomeccaniche ed i legami fra deformazioni gravitative ed evoluzione geodinamica sono le principali cause predisponenti delle numerose frane che coinvolgono estese porzioni di versanti. Per alcune frane è anche possibile ipotizzare come causa predisponente la presenza di forti riduzioni di volume dell'ammasso roccioso in profondità a seguito di generalizzati processi di dissoluzione di rocce carbonatiche e solfatiche.

Tali frane, il cui riconoscimento è basato sulla presenza di forme tipiche, sono denominate “Deformazioni Gravitative Profonde di Versante” (DGPV) ed hanno un peso determinante nella morfogenesi dei versanti.

Altri processi morfogenetici, attualmente in atto ossia tuttora in rapporto diretto con l’agente (corso d’acqua, ghiacciaio, nicchie di distacco, ecc.) dal quale hanno preso origine, sono arealmente diffusi e rappresentati dai depositi fluviali, che formano in superficie i fondovalle delle Valli di Susa e Cenischia, da depositi di origine mista, dai detriti di falda e dalla coltre eluvio-colluviale.

All’interno dei depositi alluvionali di fondovalle si possono distinguere due litofacies: una ghiaiosa e ghiaioso-sabbiosa e l’altra limoso-sabbiosa. La litofacies grossolana, che trova una distribuzione più generalizzata, è costituita da ghiaie e ghiaie ciottolose-sabbiose clast-supported, mal stratificate, passanti a sabbie ghiaiose con stratificazione planare. La litofacies limoso-sabbiosa è costituita da limi sabbiosi localmente con livelli torbosi verso l’alto, debolmente stratificati, con uno spessore medio di qualche metro. Essi costituiscono tipicamente il letto attuale di piena dei corsi d’acqua, le superfici suborizzontali di fondovalle fiancheggianti i corsi d’acqua (corrispondenti alle aree di potenziale esondazione) ed i conoidi allo sbocco dei bacini tributari.

I depositi di origine mista comprendono i depositi di debris flow, torrentizi e di valanga: negli areali più rappresentativi i corpi da questi costituiti tendono a mascherare i depositi glaciali o gli accumuli gravitativi completamente formati. Sono costituiti da litofacies molto variabili tra le quali prevale generalmente un diamicton a matrice sabbiosa con intercalazioni di sabbie ghiaiose.

Gli accumuli gravitativi costituiscono depositi caratterizzati dalla presenza di clasti e massi angolosi, eterometrici, con tessitura da open work a partially open work, privi di qualsiasi classazione granulometria che corrispondono geneticamente ai fenomeni classificati come crolli. Inoltre comprendono gli accumuli delle frane per colamento (earth/mud flows) e derivano dalla mobilitazione prevalentemente della coltre detritico-colluviale o della porzione più superficiale del substrato alterato e/o disgregato.

I detriti di falda occupano estesi areali di distribuzione e rappresentano il prodotto del processo di disgregazione meccanica, termo-clastica e crio-clastica. Sono costituiti da ghiaie ad elementi generalmente spigolosi clast-supported localmente con tessitura open work e scarsa matrice, talora ad elementi di grandi dimensioni. La natura dei clasti rispecchia strettamente quella delle unità tettonostratigrafiche locali.

La coltre eluvio-colluviale affiora molto estesamente e rappresenta il prodotto della degradazione superficiale di formazioni del substrato particolarmente alterabili. Si tratta di prodotti matrix-supported a prevalente matrice argilloso-limosa nerastra nella quale sono immersi clasti angolosi (del tutto subordinatamente arrotondati) di calcescisti e dei litotipi ad essi associati e della copertura. Gli spessori sono estremamente variabili (da decimetrico a metrico).

## 6.2 Geomorfologia dell’area di progetto

L’area oggetto di studio è un area pianeggiante localizzata nella pianura alluvionale della Dora Riparia. L’attuale morfologia della Piana di Susa è il risultato di un complesso modellamento operato da diversi agenti morfogenetici che si sono susseguiti a partire dal Pliocene. Si riconoscono forme e depositi associate al modellamento glaciale i cui relitti sono

conservati prevalentemente al fronte ed ai lati dell'originaria massa glaciale e la cui distribuzione consente di ricostruire le fasi principali di espansione e di ritiro del ghiacciaio vallivo. Dopo l'ultimo ritiro la morfologia glaciale è stata rimodellata ad opera dei processi di dinamica fluviale della Dora Riparia, di dinamica torrentizia dei bacini laterali e dei processi gravitativi di versante.

L'area di progetto è una superficie pianeggiante di circa 74500 m<sup>2</sup> ubicata in prossimità della zona industriale siderurgica di Bruzolo; la maggior parte dell'area di progetto è ubicata nel comune di San Didero ma i lavori sulla viabilità autostradale e locale interesseranno anche i comuni limitrofi di Bruzolo e Borgone di Susa. Sulla base della documentazione del PRGC del comune di San Didero la destinazione d'uso è quella di "Area di nuovo impianto per la piccola industria - Attività terziarie". L'area è caratterizzata dalla presenza pressoché ubiquitaria in superficie di depositi ghiaiosi di riporto. Il sito è limitato a Sud dal rilevato della A32, a Ovest dalle aree di cava attive ubicate nel comune di Bruzolo, a Nord e ad Est dal canale artificiale NIE. Tale area attualmente è inutilizzata e sono presenti alcuni fabbricati da demolire.



*Fig. 4 – Vista dell'area di progetto per la Delocalizzazione dell'Autoporto.*

## **7. Inquadramento idrogeologico**

In questo capitolo sono illustrati la schematizzazione del sottosuolo in complessi idrogeologici ed il modello idrogeologico di riferimento ricostruito sulla base delle caratteristiche litologiche dedotte dalle stratigrafie dei sondaggi disponibili, sulla base dei risultati delle prove di permeabilità realizzate durante la campagna delle indagini per il

Progetto Definitivo e sulla base dell'interpretazione dei dati piezometrici disponibili sul Geoportale ARPA Piemonte.

### **7.1.1 Inquadramento idrogeologico regionale**

L'assetto idrogeologico dell'area in studio è assimilabile a quello tipico della pianura torinese e, più in generale, a quello della pianura padana piemontese.

Esso può essere schematizzato con la sovrapposizione di un insieme di depositi continentali di varia natura (glaciale, fluvioglaciale, fluviale, lacustre, palustre) che poggia su di un substrato costituito, ove non erosi, dai termini di una serie di origine marina. Il substrato roccioso è rappresentato, in Val di Susa ed al suo sbocco sulla pianura, dalle rocce cristalline della catena alpina.

L'analisi delle stratigrafie di alcuni pozzi realizzati in sinistra idrografica del Fiume Dora Riparia, ha messo in evidenza, per una profondità compresa tra 167 m e 270 m, una successione caratterizzata da tre complessi litologici che presentano rapporti di mutuo incastro più o meno marcati, e caratteristiche idrogeologiche differenti. Sono stati infatti riconosciuti (Perino, 1988):

- un complesso superiore, di potenza massima di 18 m, formato da ghiaie, ghiaie sabbiose e sabbie;
- un complesso intermedio, costituito da una successione indifferenziata di argille e limi rappresentanti il prodotto di colmamento dell'ex lago di Alpignano e che raggiungono la potenza massima di 112 m;
- un complesso inferiore, costituito da un'alternanza di strati di ghiaia e sabbia con subordinate argille, esteso sino alla massima profondità indagata e che costituiscono verosimilmente il substrato villafranchiano della successione quaternaria.

Il substrato roccioso è stato intercettato a -167 m dal p.c. solamente in un pozzo. Al primo complesso sono attribuibili anche i depositi glaciali di ablazione riferibili all'Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana la cui evidenza stratigrafica è data dalla presenza di trovanti immersi in matrice fine.

### **7.1.2 Individuazione dei complessi idrogeologici**

Nei depositi continentali è possibile distinguere, dall'alto verso il basso, due complessi omogenei per caratteristiche litostratigrafiche e idrogeologiche il cui livello di separazione viene generalmente collocato in corrispondenza del primo consistente orizzonte argilloso-limoso a bassa permeabilità di significato regionale in termini di estensione e continuità spaziale.

Il primo e più recente, denominato Complesso Superficiale (Pleistocene medio-Olocene), è di ambiente alluvionale e fluvioglaciale ed è costituito da livelli principalmente ghiaioso-sabbiosi a permeabilità medio-elevata, con locali intercalazioni argilloso-limose o a grado di cementazione variabile, di origine sia fluvioglaciale che fluviale legati alla attività deposizionale dei corsi d'acqua principali.

Il sottostante Complesso Villafranchiano (Pleistocene inferiore-Pliocene superiore) è legato alla fase transizionale la cui manifestazione litostratigrafica è data un'alternanza di depositi più o meno grossolani di origine fluviale e di orizzonti fini, talora con intercalazioni torbose, di ambiente lacustre-palustre.

Con riferimento al modello descritto ai precedenti capoversi, a livello regionale, il Complesso Superficiale ospita la falda freatica in equilibrio idraulico con il reticolato

idrografico. Talvolta i depositi a granulometria più grossolana presentano intercalazioni di livelli limoso-sabbiosi o argillosi, la cui discontinuità areale e la cui potenza ridotta non consentono comunque la formazione di una falda confinata.

Il sottostante livello argilloso costituisce un acquicludo che delimita inferiormente l'acquifero superficiale e garantisce l'isolamento degli acquiferi sottostanti.

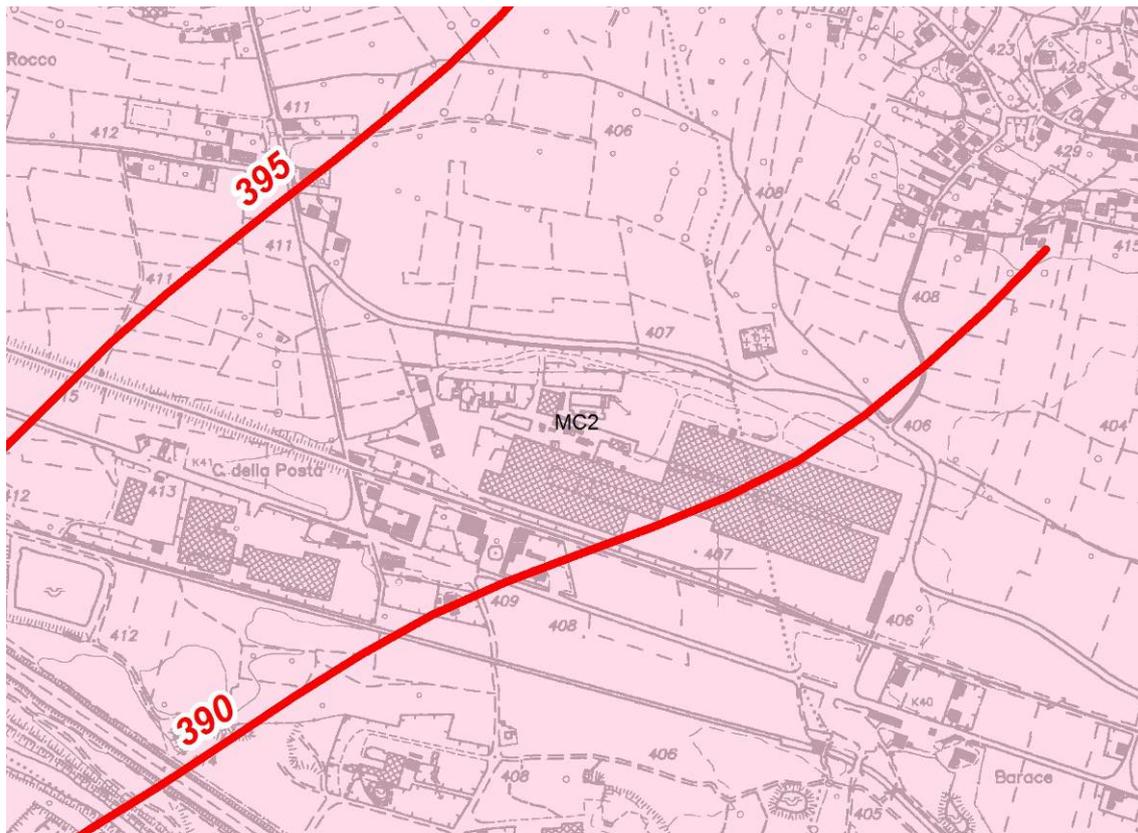
Gli orizzonti ghiaiosi e sabbiosi del Complesso Villafranchiano danno origine nel loro insieme, ad un sistema multifalde in pressione ricaricato essenzialmente nel tratto prossimo agli sbocchi vallivi della pianura. Le diverse falde sono localmente in comunicazione a causa della discontinuità orizzontale dei setti argillosi impermeabili che le separano.

Facendo riferimento agli abachi allegati al documento prodotto dall'amministrazione provinciale di Torino "Le acque sotterranee della pianura di Torino - Carta della base dell'acquifero superficiale", nel territorio comunale di San Didero la base del Complesso Superficiale viene indicata ad una profondità compresa tra 14 e 16 m. Questo dato è però in contrasto con quanto si desume dalla cartografia allegata al medesimo documento secondo la quale, in corrispondenza dell'area di intervento è tracciata l'isolinea 390 m s.l.m.: la differenza con la quota media 407 m s.l.m. permette di individuare uno spessore del citato complesso pari a 17 m circa (Fig. 5)

La D.G.R n. 34-11524 del 3.06.2009 della Regione Piemonte, aggiornata dalla D.D. n. 900 del 3.12.2012, modifica e integra il lavoro citato al precedente capoverso. Secondo questi disposti normativi la verticale del sito è classificata come sottoarea MC2 (Depositati alluvionali di fondovalle alpino) delle Aree M (Aree montane, collinari di fondovalle) (Fig. 5).

Tali settori *"sono costituiti da sedimenti sciolti, prevalentemente ghiaioso sabbiosi e subordinatamente limoso argillosi, di origine fluviale (Olocene) e fluvioglaciale (Pleistocene sup. o Würm Auct.) che occupano i fondovalle presenti nell'arco alpino."*

A seguito delle risultanze degli studi relativi al Progetto interregionale PRISMAS 3 è stata incrementata la profondità massima relativa al contesto geologico MC2 a 50 m di saturo. Nell'impossibilità di determinare il livello piezometrico la base dell'acquifero superficiale viene posta a 50 m dal piano campagna.



**Legenda (D.D. n. 900 del 3.12.2012)**

**Sottoaree MC**

(aree montane, collinari e di fondovalle dove è possibile la presenza di sistemi acquiferi profondi)

- archi morenici
- artesianesimo dell'acquifero pliocenico astiano
- assenza di sistemi profondi significativi
- depositi alluvionali di fondovalle

- depositi alluvionali di fondovalle alpino
- probabile presenza di acquiferi profondi
- probabile presenza di acquiferi profondi nei depos
- rocce carbonatiche
- zone rilevate pericollinari e pedemontane, terrazzi
- zone rilevate, pericollinari e pedemontane, terraz

**Legenda (Carta della base dell'acquifero superficiale)**

- Base acquifero superficiale (m s.l.m)

*Fig. 5 – Carta della base dell'acquifero superficiale.*

La falda superficiale presenta la massima soggiacenza al termine dei periodi invernale ed estivo, generalmente siccitosi, mentre la minima soggiacenza misurata è riscontrabile generalmente nel mese di giugno, a causa dei copiosi apporti meteorici primaverili e per l'irrigazione, con valori localmente prossimi ad un metro. La Dora Riparia, nel tratto compreso all'interno del territorio comunale, drena generalmente le falde sia della sponda destra che di quella sinistra (Perino, 1988).

## 7.2 Idrogeologia dell'area di progetto

Nell'area di studio sono stati individuati quattro complessi idrogeologici omogenei:

3 – Rocce carbonatiche, metadolomie e marmi dolomitici ( $10^{-7}$  m/s < K <  $10^{-5}$  m/s)

5 – Micascisti, calcemicascisti e gneiss aplitici ( $10^{-9}$  m/s < K <  $10^{-6}$  m/s)

6b – Scisti, calcescisti filladici e calcemicascisti ( $10^{-9}$  m/s < K <  $10^{-6}$  m/s)

Q1 – Depositi quaternari detritici, alluvionali, torrentizi e riporti antropici ( $10^{-5}$  m/s < K <  $10^{-3}$  m/s)

Le opere in progetto interesseranno unicamente i depositi afferenti al complesso idrogeologico Q1 corrispondente ai depositi alluvionali e torrentizi recenti non cementati ed ai riporti di origine antropica e sede dell'acquifero superficiale descritto al paragrafo precedente. Localmente questo complesso presenta valori del coefficiente di permeabilità compresi tra circa  $8 \cdot 10^{-5}$  m/s e circa  $1 \cdot 10^{-4}$  m/s, indicativi di un grado di permeabilità elevata.

Tale complesso è sede dell'acquifero libero superficiale e risulta costituita da depositi di origine continentale rappresentati da prevalenti ghiaie e sabbie con ridotto contenuto in limo ed argilla e da subordinati livelli limoso sabbiosi per i quali è ipotizzabile una permeabilità media o bassa.

La falda libera nei depositi quaternari è molto superficiale data anche la vicinanza dell'alveo del fiume Dora Riparia. La ricostruzione dell'andamento della falda superficiale è stata effettuata sulla base dei dati piezometrici disponibili sul Geoportale ARPA e delle misure realizzate nei sondaggi effettuati durante la campagna indagini per il PD. La soggiacenza della falda oscilla tra circa 1.2 e 3.8 m (mediamente 2.5 m) mentre i livelli piezometrici sono compresi tra 397 e 407 m s.l.m. La tabella che segue riporta i dati piezometrici disponibili.

Codice sondaggio	Profondità (m)	Quota boccaforo (m s.l.m.)	Falda	
			Soggiacenza (m da p.c.)	Livello piezometrico (m s.l.m.)
S4B	60.00	407.00	3.80	403.20
B55	30.00	408.00	1.20	406.80
B14	21.00	400.00	3.00	397.00
Sc1	30.00	404.00	2.45	401.55
Sc4	30.00	405.00	3.40	401.60
Sc6 piez	12.00	401.00	1.12	399.88
PE2	2.50	404.00	2.10	401.90
PE6	3.00	403.00	2.80	400.20
PE7	2.60	404.00	2.20	401.80

Tab. 1 – Livelli piezometrici della falda superficiale misurati durante la campagna indagini PD 2013

### 7.3 Indicazioni provenienti dal piano di assetto idrogeologico (PAI)

In questo capitolo è illustrato lo studio dell'interazione tra gli interventi in progetto e la carta del Piano Stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (D.L.180/98) denominata "Carta Inventario dei Centri Abitati Instabili, in scala 1:10000", realizzata dall'Autorità di Bacino della Regione Piemonte.

Il Piano Stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico è finalizzato alla valutazione del rischio di frana ed alluvione. Per "rischio" si intende "l'entità del danno atteso in una data area e in un certo intervallo di tempo in seguito al verificarsi di un particolare evento calamitoso". L'entità dei danni attesi può essere valutata attraverso l'equazione:

$$R = H \times V \times E$$

dove:

H = la pericolosità ovvero la probabilità di occorrenza dell'evento calamitoso entro un certo intervallo di tempo in una zona tale da influenzare l'elemento a rischio;

V = la vulnerabilità, ovvero il grado di perdita (espresso in una scala da 0 = "nessun danno" a 1 = "perdita totale") prodotto su un certo elemento o gruppo di elementi esposti a rischio risultante dal verificarsi dell'evento calamitoso temuto;

E = valore dell'elemento a rischio, ovvero il valore (che può essere espresso in termini monetari o di numero o quantità di unità esposte) della popolazione, delle proprietà e delle attività economiche, inclusi i servizi pubblici, a rischio in una data area.

Sia la valutazione che la mitigazione del rischio richiedono quindi l'acquisizione di informazioni territoriali sui caratteri geologico-ambientali e su quelli socio-economici dell'area in esame. Dunque, In riferimento ad esperienze di pianificazione, è quindi possibile definire quattro classi di rischio, secondo le classificazioni di seguito riportate:

- moderato R1: per il quale i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali;
- medio R2: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- elevato R3: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale;
- molto elevato R4: per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socioeconomiche.

Di seguito sono presentati i dati cartografici del PAI a rischio idraulico, relativi all'area in esame.

### **7.3.1 Rischio idraulico**

L'individuazione delle aree a rischio idraulico operata nel PAI, si basa sulla stima della portata di piena prevedibile in un determinato tratto di corso d'acqua. I valori delle portate di piena, caratterizzate da un tempo di ritorno, sono di norma dedotte sulla base di valutazioni idrologiche qualitative ed elaborazioni statistiche di dati idrometrici storici. La perimetrazione delle aree a rischio è il prodotto della sovrapposizione di carte delle aree inondabili, distinte in base ai tempi di ritorno degli eventi di piena all'origine del fenomeno, e di corografie delle aree abitate, delle attività antropiche e del patrimonio ambientale. Attraverso questo procedimento sono quindi individuate diverse classi di rischio e zone di attenzione per le quali sono necessarie misure di prevenzione o interventi di mitigazione del rischio stesso.

Area ubicata nel territorio di San Didero: nella cartografia del PAI riportata di seguito si osserva che le nuove rampe di svincolo previste sulla A32 per permettere l'accesso all'area nelle direzioni da e verso Torino e da e verso Bardonecchia (Fig. 1) interferiscono con le fasce fluviali A e B e che una significativa parte della superficie destinata alla sosta dei mezzi pesanti ricade in fascia B (circa 35000 m<sup>2</sup>). Una piccola porzione dell'area di progetto è stata inoltre perimetrata come Area di esondazione a pericolosità molto elevata (Ee).

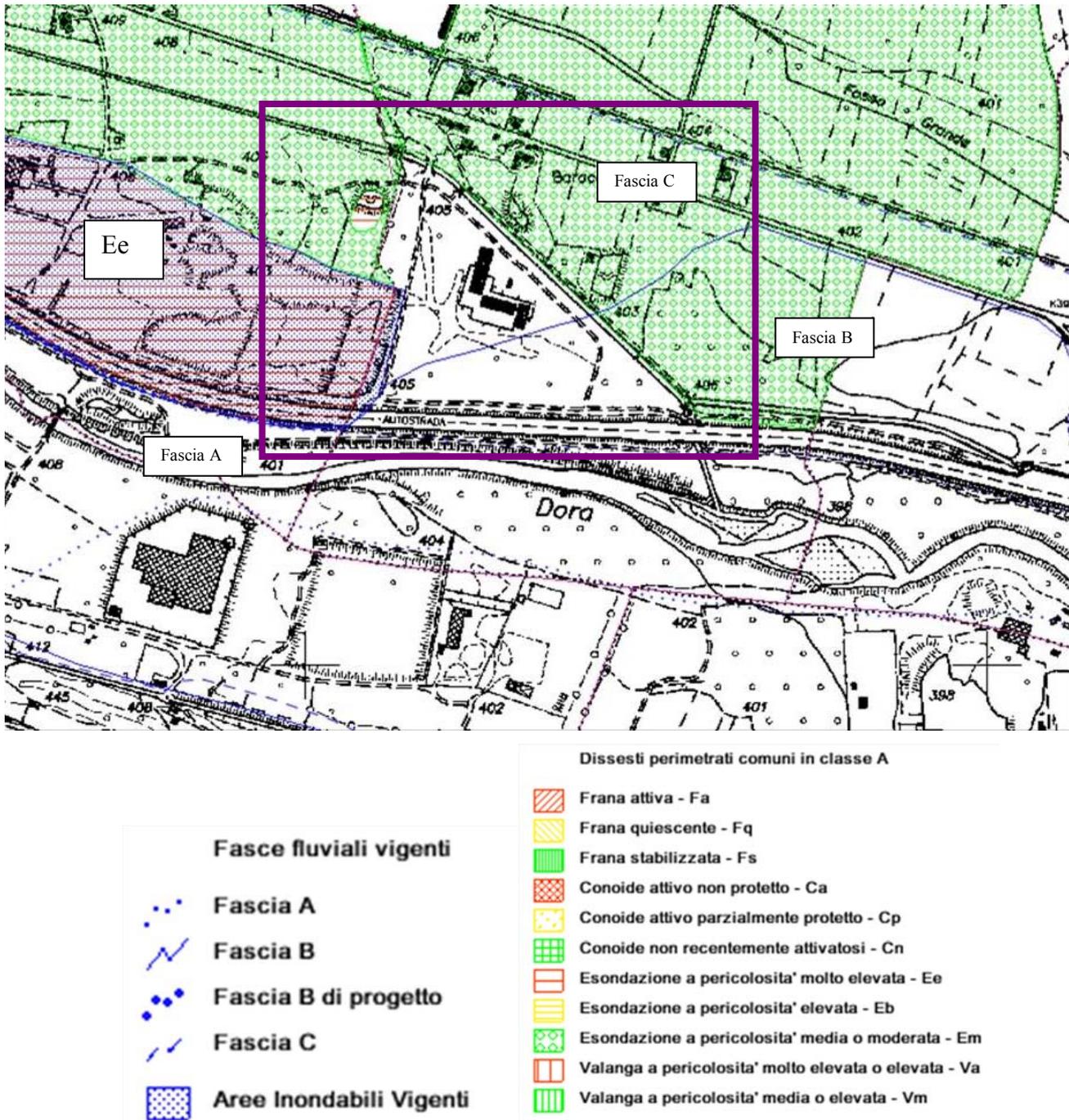


Fig. 6 – area di San Didero: estratto della carta della cartografia PAI dell’area di progetto – fonte: Regione Piemonte; Sistema informativo on line della difesa del suolo

#### **7.4 Dati utilizzati per la redazione del Modello geologico di riferimento dell'area di progetto**

Per la redazione del Modello geologico di riferimento dell'area di progetto sono stati presi in considerazione principalmente i risultati della campagna indagini realizzata a supporto della progettazione definitiva ed anche i dati disponibili (principalmente stratigrafie dei sondaggi geognostici con relative prove in foro) provenienti dagli studi realizzati per la progettazione di altre infrastrutture, in particolare dell'autostrada A32 (Tab. 4). Occorre sottolineare che questi ultimi dati sono reperibili solo in forma semplificata nella banca dati geotecnica di ARPA Piemonte (<http://webgis.arpa.piemonte.it/flxview/GeoViewerArpa/>). L'ubicazione dei sondaggi disponibili è riportata nella Planimetria con ubicazione delle indagini (PD2-C3A-MUS-1204-0-PA-PLA).

Nelle tabelle seguenti sono elencate le indagini realizzate durante la campagna indagini 2013 per il PD e le indagini preesistenti ricadenti in prossimità dell'area di progetto; tali indagini sono state prese in considerazione per la redazione del Modello Geologico locale di Riferimento e per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti sul sito.

All'interno dei sondaggi della campagna indagini 2013 e di alcuni dei sondaggi preesistenti sono state inoltre realizzate sistematicamente prove in foro soprattutto di tipo S.P.T.. Nei sondaggi per la progettazione definitiva inoltre sono state realizzate delle prove pressiometriche tipo Menard e delle prove di permeabilità Lefranc; sono inoltre stati prelevati una serie di campioni di terreno per la realizzazione di prove in laboratorio. La campagna indagini per la progettazione definitiva è stata completata con la realizzazione di indagini geofisiche (tomografie elettriche, prove MASW e down-hole) le cui principali caratteristiche sono riassunte nella Tab. 3.

Sulla base di questi dati è possibile individuare nell'area di studio un'unica unità litotecnica costituita dai depositi alluvionali quaternari; si tratta di prevalenti depositi granulari ghiaioso-sabbiosi o sabbioso-ghiaiosi ai quali si possono trovare intercalati subordinati sedimenti più fini, costituiti da limi-sabbiosi con ghiaia, che possono formare orizzonti discontinui di potenza generalmente ridotta (mediamente 1 m). Le stratigrafie dei sondaggi disponibili segnalano la presenza di un orizzonte superficiale di potenza variabile da circa 1m sino a oltre 3m di terreno di riporto di tipo ghiaioso-sabbioso.

Delocalizzazione Autoporto nel sito di San Didero: sondaggi e pozzetti esplorativi della campagna indagini per la Progettazione Definitiva									
Codice sondaggio	Profondità (m)	Tipo sondaggio	Opera di pertinenza	Straumentazione in foro	Falda (m da p.c.)	Litotipo	Prove Permeabilità (n°)	Prove pressiometriche (n°)	prove SPT (n°)
Sc6	30.00	carotato verticale	rampe di uscita dalla A32	tubo per down-hole		0-0,2: terreno di riporto vegetale 0,2-1,4: terreno di riporto: sabbia medio-fine limosa grigiastra con ghiaia 1,4-2,2: blocco di gneiss 2,2-3,4: terreno di riporto: sabbia grossa e media limosa nocciola e ghiaia poligenica ed eterometrica 3,4-3,8: limo sabbioso nocciola 3,8-10,4: ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbiosa grigiastra 10,4-11,6: ghiaia eterometrica poligenica e sabbia da limosa a con limo di colore bruno 11,6-18,9: ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola 18,9-19,5: limo argilloso-sabbioso grigiastro 19,5-30: ghiaia eterometrica poligenica e sabbia limosa di colore nocciola	2	2	9
Sc1	30.00	carotato verticale	ponte su canale NIE	piezometro	2.50	0,2-1,7: terreno di riporto ghiaioso con ciottoli in matrice sabbioso-limosa 1,7-3: sabbia grossa e media limosa grigia e ghiaia poligenica ed eterometrica 3-9: ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa grigiastra 9-14,4: ghiaia eterometrica poligenica, rari ciottoli, con sabbia limosa di colore nocciola 14,4-15: limo argilloso-sabbioso grigiastro 15-18: ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli con sabbia limosa di colore nocciola 18-19,3: limo argilloso-sabbioso debolmente ghiaioso nocciola-grigiastro 19,3-30: ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	2	2	9
Sc4	30.00	carotato verticale	rampe di entrata sulla A32	piezometro	3.40	0,2-3: terreno di riporto ghiaioso con ciottoli in matrice sabbioso-limosa 3-10,5: ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa nocciola 10,5-16,4: ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa nocciola 16,4-17: limo argilloso-sabbioso nocciola 17-22,1: ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli con sabbia limosa di colore da nocciola a grigio 22,1-24,1: limo argilloso-sabbioso con livelli sabbiosi di colore nocciola-grigiastro 24,1-30: ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbioso-limosa di colore nocciola	2	2	9
Sc6 piez	12.00	carotato verticale	rampe di uscita dalla A32	piezometro	1.50	0-0,1: terreno di riporto vegetale 0,1-3: terreno di riporto: sabbia medio-fine limosa grigiastra con ghiaia e rari ciottoli 3-12: ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbiosa e limosa di colore nocciola			
PE1	2.50	escavatore	area sosta		no	0-1,8: terreno di riporto ghiaioso con ciottoli in matrice sabbioso-limosa grigia 1,8-2,5: ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa grigiastra			
PE2	2.50	escavatore	area sosta		2.10	0-0,4: sabbia-limosa o limo-sabbioso grigia 0,4-2,5: ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa grigiastra			
PE3	2.80	escavatore	area sosta		no	0-1,1: sabbia-limosa o limo-sabbioso grigia passante a sabbia ghiaiosa 1,1-2,8: ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa grigiastra			
PE4	2.60	escavatore	area sosta		no	0-2: terreno di riporto costituito da ghiaia e ciottoli in scarsa matrice sabbioso-limosa grigia			
PE5	2.00	escavatore	area sosta		no	0-1,6: terreno di riporto ghiaioso in matrice sabbioso-limosa grigia 1,6-2,6: ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa grigiastra			
PE6	3.00	escavatore	area sosta		2.80	0-1,7: terreno di riporto: sabbia-limosa o limo-sabbioso passante a ghiaia con ciottoli 1,7-2,6: limo argilloso di colore grigio 2,6-3: limo sabbioso grigiastro con ghiaia			
PE7	2.60	escavatore	area sosta		2.20	0-0,7: sabbia-limosa o limo-sabbioso grigia con rara ghiaia 0,7-2,6: ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa grigiastra			

**Tab. 2 – Principali caratteristiche delle indagini realizzate nell'area di Progetto durante la campagna indagini per il Progetto Definitivo**

TIPOLOGIA INDAGINE	IDENTIFICATIVO RILIEVO	LUNGHEZZA (M)
Tomografia elettrica	E1	430
	E2	320
<i>Totale</i>		<b>750</b>
MASW	M1	56
	M2	56
	M3	56
	M4	56
	M5	56
	M6	56
	M7	56
	M8	56
	M9	56
	M10	56
	M11	56
	M12	56
	M13	56
	M14	56
<i>Totale</i>		<b>784</b>
Down-Hole	Sc-6	30
<i>Totale</i>		<b>30</b>

**Tab. 3 – Principali caratteristiche delle indagini geofisiche realizzate nell'area di Progetto durante la campagna indagini per il Progetto Definitivo**

Delocalizzazione Autoporto nel sito di San Didero: indagini esistenti (GEOportale ARPA)							
Codice sondaggio	Profondità (m)	Tipo sondaggio	Opera di pertinenza	Straumentazione in foro	Falda (m da p.c.)	Litotipo	prove SPT (n°)
S4B	60.00	carotato verticale	Acciaierie Beltrame	piezometro	3.80	0-1,2: terreno di riporto 1,2-2: ghiaia con sabbia limosa 2-3,4: limo sabbioso con rara ghiaia 3,4-5,9: sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli 5,9-8,3: ghiaia con ciottoli in matrice sabbioso-limosa 8,3-10,6: sabbia limosa con ghiaia 10,6-16,6: ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa 16,6-17,7: limo sabbioso con ghiaia 17,7-26,8: ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa 26,8-28,6: sabbia da limosa a con limo con ghiaia 28,6-42: ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa-limosa 42-47: sabbia da limosa a con limo con ghiaia e rari ciottoli 47-51: ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa-limosa 51-52,2: sabbia da limosa a con limo con ghiaia e rari ciottoli 52,2-60: ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa-limosa	8
B55	30.00	carotato verticale	autostrada Torino-Bardonecchia	assente	1.20	0-0,5: terreno vegetale 0,5-3: ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa 3-3,6: limo sabbioso con ghiaia 3,6-12,5: ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana 12,5-12,8: limo sabbioso con ghiaia 12,8-30: ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	18
B14	21.00	carotato verticale	autostrada Torino-Bardonecchia	piezometro	3.00	0-21: ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	14
B15	10.50	carotato verticale	autostrada Torino-Bardonecchia	assente		0-1,5: terreno vegetale 1,5-3: sabbie grosse e ghiaie mediamente addensate 3-10,5: ghiaie grosse e medie con debole matrice sabbiosa grossolana	7

**Tab. 4 – Elenco delle indagini preesistenti realizzate in prossimità dell'area di Progetto**

## 8. Caratterizzazione geotecnica

In questo capitolo verranno presi in considerazione e verranno caratterizzati da un punto di vista geotecnico i terreni di appoggio delle fondazioni delle opere in progetto. L'analisi delle stratigrafie dei sondaggi realizzati nell'area di progetto ha permesso di ricostruire una potente sequenza caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali quaternari. Si tratta di sedimenti prevalentemente di tipo ghiaioso, localmente con ciottoli, e sabbioso-ghiaioso con subordinati livelli discontinui di tipo limoso-sabbioso intercalati nei depositi più grossolani. Il basamento roccioso costituito dai litotipi appartenenti all'Unità del Dora-Maira non è stato raggiunto dai sondaggi realizzati e non verrà incontrato durante la realizzazione delle opere in progetto.

In base alle unità litostratigrafiche principali descritte più nel dettaglio nel capitolo 5.1, in base ai risultati delle prove in foro ed in laboratorio realizzate, è stato possibile riconoscere nell'area di studio quattro unità geotecniche fondamentali:

- unità geotecnica UG1: comprende l'orizzonte di potenza variabile di terreno di riporto di tipo prevalentemente ghiaioso-ciottoloso con subordinata sabbia limosa.
- unità geotecnica UG2: corrispondente ai depositi prevalentemente costituiti da sabbia e sabbia limosa con ghiaia e rari ciottoli presenti localmente nei primi metri al di sotto dei terreni dell'UG1; orizzonti sabbiosi discontinui di potenza ridotta sono rinvenibili a differenti profondità intervallati alle ghiaie dominanti.
- unità geotecnica UG3: è l'unità dominante e comprende i depositi più grossolani rappresentati da ghiaie con ciottoli in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa caratterizzati da un grado di addensamento da medio ad alto.
- unità geotecnica UG4: è costituita da depositi più fini limoso-sabbiosi con subordinata ghiaia. Tali terreni formano livelli discontinui di potenza ridotta (mediamente metrica) intercalati all'interno dei litotipi dell'unità sopradescritta a partire da circa 15 m di profondità.

Va sottolineato che tale classificazione geotecnica rappresenta comunque una semplificazione dell'assetto litostratigrafico presente nell'area in esame, viste le numerose intercalazioni reciproche e le interdigitazioni delle diverse facies. Pertanto all'interno dell'unità geotecnica rappresentata dalle ghiaie prevalenti, ad esempio, è possibile la presenza di orizzonti sabbiosi e/o limoso-sabbiosi. Le unità geotecniche vanno quindi intese come unità le cui caratteristiche geotecniche sono definite prevalentemente dalla facies dominante; locali variazioni di granulometria e quindi di caratteristiche geotecniche vanno comunque prese in considerazione.

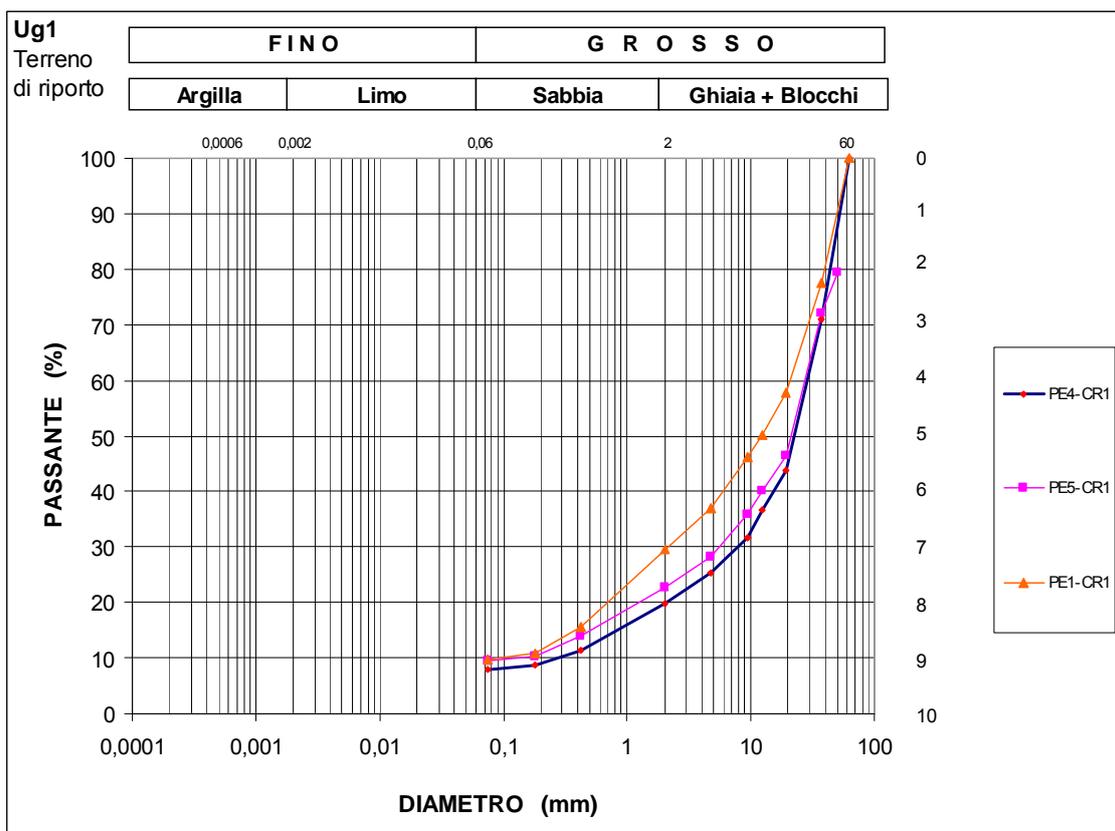
La classificazione proposta è basata principalmente sulla distinzione granulometrica dei terreni incontrati dedotta dalle descrizioni delle stratigrafie dei sondaggi e dalle prove di laboratorio. La granulometria dei terreni analizzati infatti rappresenta il fattore discriminante principale che influenza i parametri geotecnici da considerare ai fini della progettazione. La presenza di limo piuttosto che di argilla all'interno di una sabbia, infatti, può determinare una netta variazione delle caratteristiche geotecniche (quali ad esempio la coesione, l'angolo di attrito interno, il modulo elastico, la permeabilità etc.) e determina una diversa risposta del terreno allo scavo o una diversa capacità portante nel caso di fondazioni dirette.

Nella tabella seguente sono riassunti, per le unità geotecniche interessate dall'opera in progetto, i contenuti medi di ciascuna classe granulometrica, ricavati dai risultati delle prove di laboratorio disponibili.

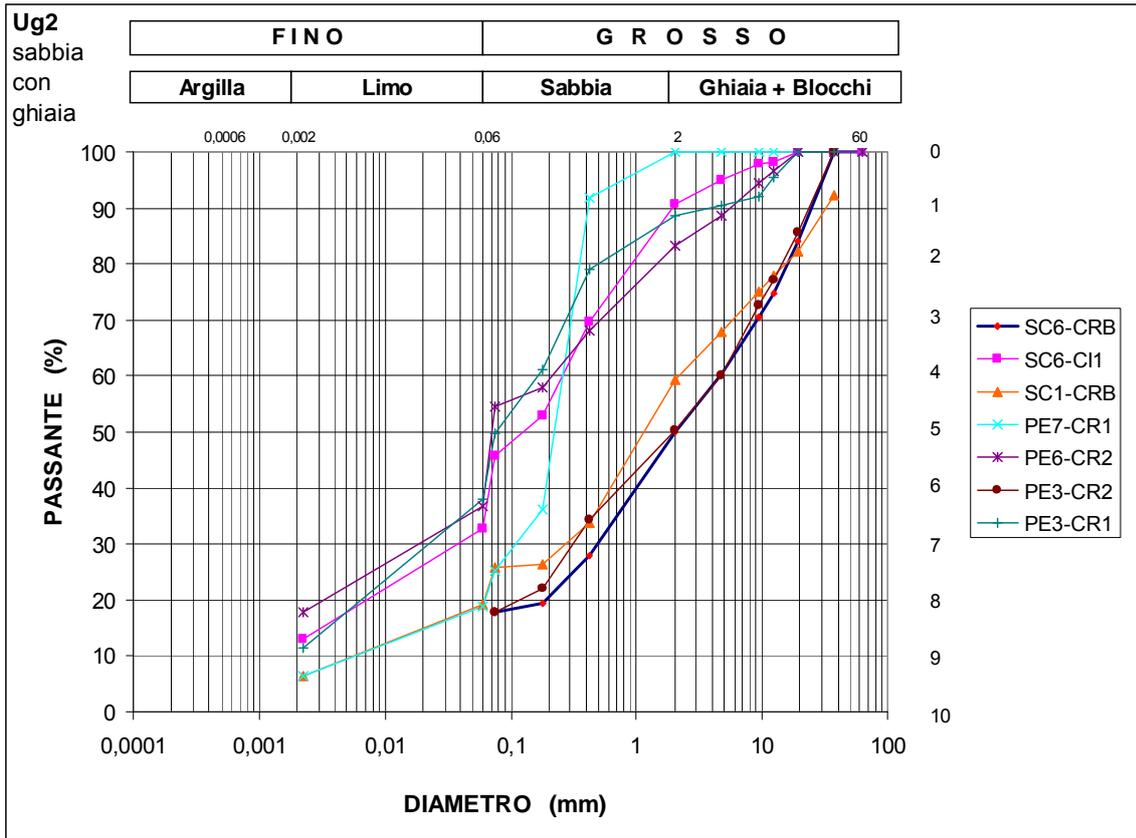
Composizione granulometrica (%)				
	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
UG1	69,85	21,12	9,00	
UG2	19,66	46,53	29,13	11,06
UG3	59,12	29,27	21,33	6,47
UG4	3,31	17,26	56,52	22,91

*Tab. 5 – Contenuti medi di ciascuna classe granulometrica, ricavati dai risultati delle prove di laboratorio disponibili*

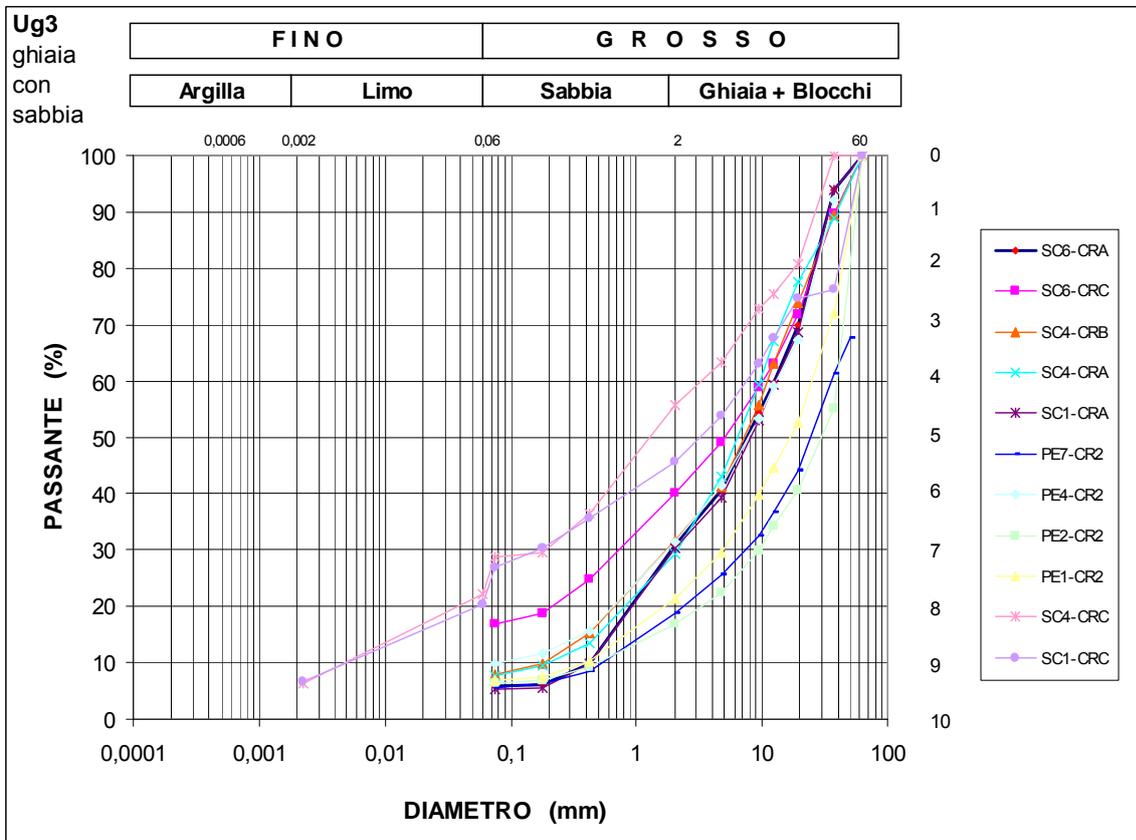
Dalle curve riportate nel seguito, nonostante il numero di prove sia relativamente ridotto, emerge una netta distinzione granulometrica tra le unità presenti. Infatti il contenuto in sabbia (oltre 45%) dei litotipi appartenenti all'unità UG2 è decisamente superiore rispetto a quello delle ghiaie delle unità UG3. Quest'ultima infatti è caratterizzata da una prevalenza netta della frazione grossolana (ghiaia + blocchi circa 60%) rispetto alla frazione sabbiosa e limoso-argillosa. L'unità UG4 invece presenta una composizione prevalentemente fine (limo + argilla oltre 70%) con un ridotto contenuto in sabbia e ghiaia



*Fig. 7 – Curve granulometriche dei campioni di terreno di riporto (UG1)*



*Fig. 8 – Curve granulometriche dei campioni di Sabbia e sabbia limosa con ghiaia (UG2)*



*Fig. 9 – Curve granulometriche dei campioni di Ghiaia con sabbia limosa (UG3)*

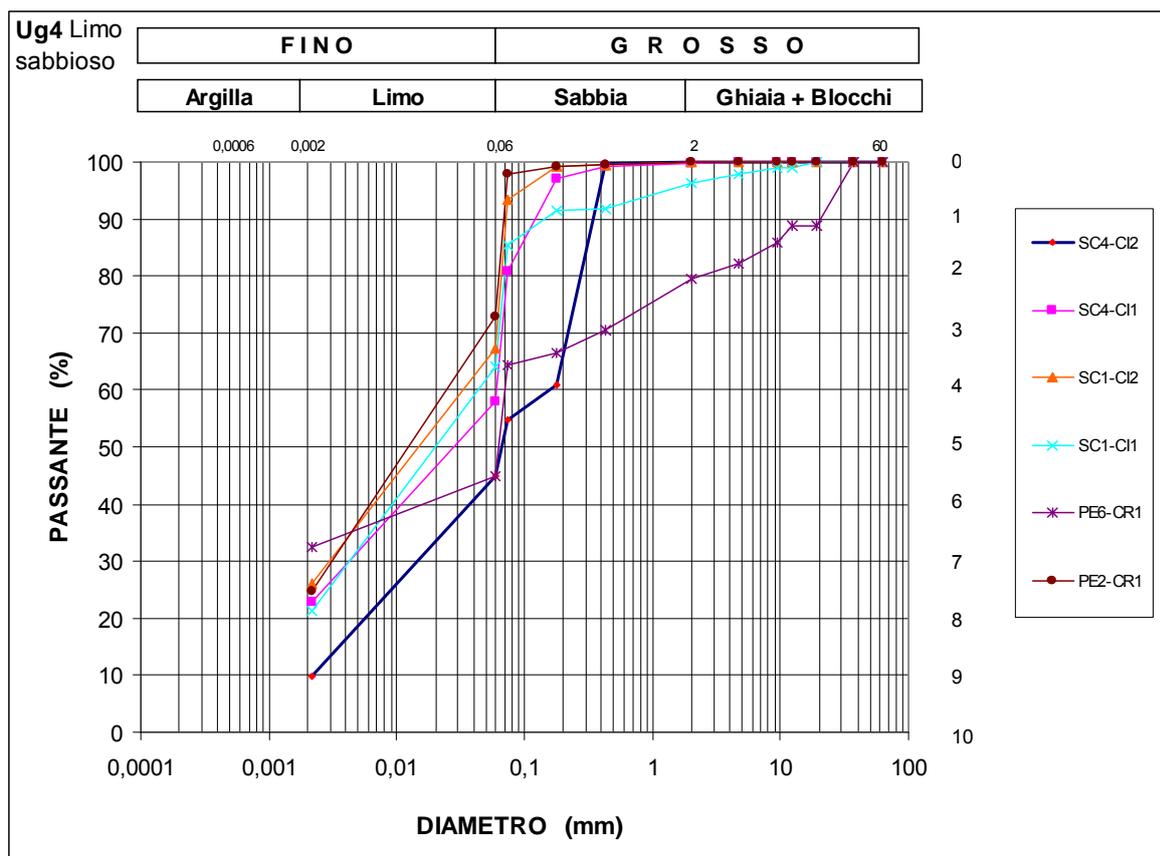


Fig. 10 – Curve granulometriche dei campioni di Limo sabbioso con ghiaia (UG4)

## 8.1 Parametrizzazione geotecnica

Per la caratterizzazione geotecnica preliminare, ovvero per la definizione dei principali parametri geotecnici delle unità distinte, sono stati utilizzati i dati attualmente disponibili rappresentati dai risultati delle prove in foro (S.P.T., prove di permeabilità, prove pressiometriche e prove geofisiche) e delle prove di laboratorio realizzate durante le campagne di indagini.

I risultati di tutte le indagini sono stati sintetizzati nei capitoli che seguono. I risultati completi delle indagini (stratigrafie e prove in foro), i certificati delle prove di laboratorio ed i risultati delle indagini geofisiche sono parte del documento Relazione delle indagini geognostiche (PD2-C3A-MUS-1201-0-PA-NOT). L'ubicazione di tutte le indagini è presentata nella Planimetria con ubicazione indagini geologiche-geotecniche (PD2-C3A-MUS-1204-0-PA-PLA).

### 8.1.1 Prove penetrometriche dinamiche S.P.T.

All'interno dei fori di sondaggio sono state eseguite sistematicamente le prove penetrometriche dinamiche di tipo S.P.T (Standard Penetration Test). Esse consistono nell'infissione di una punta conica posata in fondo al foro per tre tratti successivi di 15.00 cm e nella registrazione del numero di colpi del maglio necessari per l'approfondimento. Il maglio utilizzato ha un peso di 63.50 Kg e viene lasciato cadere da un'altezza di 0.76 m, mentre la punta conica ha un diametro esterno di 51 mm e un'apertura di 60°. Sommando i

numeri di colpi misurati negli ultimi due tratti di avanzamento si ottiene il valore di N<sub>spt</sub> che può essere utilizzato tramite opportune correlazioni per dedurre alcuni dei principali parametri geotecnici del terreno.

Nella tabelle seguenti sono stati riassunti i risultati delle prove penetrometriche SPT realizzate nei sondaggi ubicati in prossimità dell'area di progetto.

Codice sondaggio	Progetto	Straumentazione in foro	Profondità prova (m)	Litotipo	Prove SPT			
					N1	N2	N3	NSPT
Sc1	PD delocalizzazione Autoporto	piezometro	3	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa grigiastra	12	10	9	<b>19</b>
			6	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa grigiastra	10	9	11	<b>20</b>
			9	ghiaia eterometrica poligenica, rari ciottoli, con sabbia limosa di colore nocciola	12	13	15	<b>28</b>
			12	ghiaia eterometrica poligenica, rari ciottoli, con sabbia limosa di colore nocciola	18	23	19	<b>42</b>
			15	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli con sabbia limosa di colore nocciola	11	15	25	<b>40</b>
			18	limo argilloso-sabbioso debolmente ghiaioso nocciola-grigiastra	10	8	8	<b>16</b>
			21	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	17	23	25	<b>48</b>
			24	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	22	28	30	<b>58</b>
Sc4	PD delocalizzazione Autoporto	piezometro	3	ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa nocciola	10	12	12	<b>24</b>
			6	ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa nocciola	17	20	23	<b>43</b>
			9	ghiaia eterometrica poligenica con ciottoli in matrice sabbioso-limosa nocciola	18	21	25	<b>46</b>
			12	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa nocciola	19	26	27	<b>53</b>
			15	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa nocciola	21	25	24	<b>49</b>
			18	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli con sabbia limosa di colore da nocciola a grigio	22	27	29	<b>56</b>
			21	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli con sabbia limosa di colore da nocciola a grigio	10	10	11	<b>21</b>
			24	ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbioso-limosa di colore nocciola	6	6	7	<b>13</b>
Sc6	PD delocalizzazione Autoporto	piezometro	3	terreno di riporto: sabbia grossa e media limosa nocciola e ghiaia poligenica ed eterometrica	7	7	8	<b>15</b>
			6	ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbiosa grigiastra	11	12	10	<b>22</b>
			9	ghiaia eterometrica poligenica in matrice sabbiosa grigiastra	23	28	R(8)	<b>R(8)</b>
			12	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	18	22	30	<b>52</b>
			15	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	20	25	29	<b>54</b>
			18	ghiaia eterometrica poligenica con rari ciottoli e sabbia limosa di colore nocciola	28	33	30	<b>63</b>
			21	ghiaia eterometrica poligenica e sabbia limosa di colore nocciola	19	25	28	<b>53</b>
			24	ghiaia eterometrica poligenica e sabbia limosa di colore nocciola	25	29	30	<b>59</b>
27	ghiaia eterometrica poligenica e sabbia limosa di colore nocciola	29	38	R(3)	<b>R(3)</b>			

Codice sondaggio	Progetto	Straumentazione in foro	Profondità prova (m)	Litotipo	Prove SPT			
					N1	N2	N3	NSPT
S4B	Acciaierie Beltrame	piezometro	3	limo sabbioso con rara ghiaia	2	4	4	8
			6	ghiaia con ciottoli in matrice sabbioso-limosa	16	12	7	19
			9	sabbia limosa con ghiaia	6	5	7	12
			12	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	21	24	22	46
			15	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	6	11	20	31
			18	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	8	13	24	37
			21	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	23	23	29	52
			24	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	17	20	16	36
B14	autostrada Torino-Bardonecchia	piezometro	1,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	22	34	39	73
			3	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	31	40	48	88
			4,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	26	36	42	78
			6	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	23	29	36	65
			7,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	25	27	32	59
			9	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	20	25	30	55
			10,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	17	23	28	51
			12	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	21	23	25	48
			13,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	18	24	32	56
			15	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	26	29	40	69
			16,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	25	31	38	69
			18	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	22	34	37	71
			19,5	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	24	26	33	59
21	ghiaie grosse e medie ciottoli con debole matrice sabbiosa grossolana	21	28	37	65			
B15	autostrada Torino-Bardonecchia	assente	1,5	sabbie grosse e ghiaie	5	7	11	18
			3	ghiaie grosse e medie con debole matrice sabbiosa grossolana	6	12	37	49
			4,5	ghiaie grosse e medie con debole matrice sabbiosa grossolana	22	29	34	63
			6	ghiaie grosse e medie con debole matrice sabbiosa grossolana	37	48	R	R
			7,5	ghiaie grosse e medie con debole matrice sabbiosa grossolana	27	32	46	78
			9	ghiaie grosse e medie con debole matrice sabbiosa grossolana	33	36	43	79
			10,5	ghiaie grosse e medie con debole matrice sabbiosa grossolana	26	29	34	63
B55	autostrada Torino-Bardonecchia	assente	1,5	ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa	2	2	5	7
			3	limo sabbioso con ghiaia	6	3	5	8
			4,5	ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	9	13	16	29
			6	ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	7	9	13	22
			7,5	ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	3	4	10	14
			9	ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	7	16	21	37
			10,5	ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	16	18	25	43
			12	ghiaie poligeniche con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	34	R		R
			14	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	8	11	19	30
			16,5	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	24	27	37	64
			18	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	32	R		R
			19,5	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	14	18	37	55
			21	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	9	14	23	37
			22,5	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	R			R
			24	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	11	16	27	43
			25,5	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	7	7	8	15
27	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	14	17	28	45			
28,5	ghiaie poligeniche con rari ciottoli in matrice sabbiosa grossolana	12	16	17	33			

**Tab. 6 – Sintesi dei risultati delle prove penetrometriche S.P.T. realizzate nei sondaggi esistenti in prossimità dell'area di progetto; (R = rifiuto)**

I risultati delle prove S.P.T. che non hanno raggiunto il rifiuto sono stati utilizzati per determinare, tramite opportune correlazioni reperibili in bibliografia, alcuni dei principali parametri geotecnici dei terreni presenti in sito.

In particolare sono stati ricavati i seguenti parametri geotecnici:

- angolo di attrito  $\phi$  ( $^{\circ}$ ): metodo diretto “Japanese National Railway” e metodo diretto “Peck-Hanson & Thornburn”;
- modulo di Young E (MPa): metodo di “Menzenbach & Malcev”;
- Modulo di taglio dinamico  $G_0$  (MPa): metodo di “Crespellani e Vannucchi”;

La coesione drenata  $c'$  dei terreni ghiaiosi dominanti, vista la loro natura prevalentemente grossolana e granulare, è stata assunta cautelativamente uguale a zero.

Nella tabella successiva sono riassunti i valori medi dei parametri geotecnici, ricavati a partire dalle prove SPT, per ciascuna delle unità geotecniche al cui interno sono state realizzate le prove penetrometriche dinamiche.

Sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici (sondaggi PD 2013)				Japanese national railway	Peck-Hanson & Thornburn	Menzenbach & Malcev	Crespellani e Vannucchi
n° prove non a rifiuto	Litotipo	NSPT	Unità geotecnica	$\varphi^\circ$	$\varphi^\circ$	E (MPa)	G0 (Mpa)
1	terreno di riporto ghiaioso-sabbioso	15	UG1	25	31	19	41
2 valori	sabbia limosa con ghiaia	51	UG2	35	41	56	86
20 valori	ghiaia e sabbia limosa con locali ciottoli	43	UG3	33	39	48	76
2 valori	limo sabbioso con rara ghiaia	15	UG4	24	31	19	40

**Tab. 7 – Sintesi dei parametri ottenuti a partire dai risultati delle prove penetrometriche S.P.T. nei sondaggi per il Progetto Definitivo 2013**

Sintesi dei valori medi dei parametri geotecnici (SPT sondaggi Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte)				Japanese national railway	Peck-Hanson & Thornburn	Menzenbach & Malcev	Crespellani e Vannucchi
n° prove non a rifiuto	Litotipo	NSPT	Unità geotecnica	$\varphi^\circ$	$\varphi^\circ$	E (MPa)	G0 (Mpa)
no valori	terreno di riporto ghiaioso-sabbioso		UG1				
2 valori	sabbia limosa con ghiaia	15	UG2	25	31	19	41
39 valori	ghiaia e sabbia limosa con locali ciottoli	50	UG3	35	41	55	83
2 valori	limo sabbioso con rara ghiaia	8	UG4	22	29	12	28

**Tab. 8 – Sintesi dei parametri ottenuti a partire dai risultati delle prove penetrometriche S.P.T. nei sondaggi della Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte**

### 8.1.2 Prove pressiometriche

Nei fori dei sondaggi carotati realizzati durante la campagna indagini per la progettazione definitiva sono inoltre state realizzate una serie di prove pressiometriche tipo Menard. La prova con pressimetro tipo Menard si esegue misurando in un foro di sondaggio la deformazione del terreno quando questo viene sollecitato mediante l'espansione radiale di una sonda cilindrica posta a contatto con le pareti del foro stesso. La prova consiste nell'incrementare gradualmente la pressione con gradini prefissati, possibilmente sino alla rottura del terreno, misurando il volume d'acqua assorbito dalla cella di misura e, di conseguenza, la deformazione del terreno.

I volumi d'acqua iniettati nella cella di misura sono diagrammati in funzione della pressione applicata, ottenendo così una curva dalla quale si ricavano:

- Pressione di ricompressione (P0);
- Pressione di fluage (Pf);
- Pressione limite (Pl);

A partire dalla curva sperimentale corretta si possono determinare, oltre ai parametri sopraindicati, alcuni parametri geotecnici caratteristici del terreno:

- Modulo di taglio (G)
- Modulo pressiometrico (Em)

Il valore del modulo pressiométrico è stato utilizzato per il calcolo del modulo di Young dei terreni presenti tramite la relazione di Briaud (1992):  $E = E_M / \alpha$  dove  $\alpha$  rappresenta il coefficiente reologico dato dalla tabella successiva:

Stato del terreno \ Natura del terreno	Torba		Argilla		Limo		Sabbia		Sabbia e ghiaia		Roccia	
	$\alpha$	$\frac{E_M}{P_l}$	$\alpha$	$\frac{E_M}{P_l}$	$\alpha$	$\frac{E_M}{P_l}$	$\alpha$	$\frac{E_M}{P_l}$	$\alpha$	$\frac{E_M}{P_l}$	Stato di fratturazione	$\alpha$
Iperconsolidato troppo costipato	–	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	–	Scarsamente fratturato	2/3
Normalconsolidato normalmente costipato	1	9-16	2/3	8-14	1/2	1-12	1/3	6-10	1/4	–	Normale	1/2
											Molto fratturato	1/3
Iperconsolidato alterato rimaneggiato o sciolto	–	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	–	–	–	Molto alterato	2/3

$\alpha$ : coefficiente reologico;  $E_M$ : modulo pressiométrico del terreno;  $P_l$ .

Tab. 9 – Valori dei coefficienti reologici  $\alpha$  da Briaud (1992)

Il valore del modulo di Young del terreno ottenuto a partire dalle prove pressiométriche realizzate è stato utilizzato per valutare il valore del modulo di taglio operativo  $G$  tramite la relazione:

$$\nu = E/2G - 1$$

dove:

$$\nu = \text{coefficiente di Poisson (assunto uguale a 0,33)}$$

$E$  = modulo elastico

Nella tabella seguente si riportano sinteticamente i risultati delle prove pressiométriche realizzate nell'area di progetto; i certificati delle prove pressiométriche sono contenuti nel documento Relazione delle indagini geognostiche (PD2-C3A-MUS-1201-0-PA-NOT).

Codice sondaggio	Profondità prova (m)	Litologia	Pressione limite (Mpa)	Pressione di fluage (Mpa)	Modulo pressiométrico $E_M$ (Mpa)	Modulo di Young $E$ (Mpa)	Modulo di taglio $G$ (Mpa)	Unità geotecnica	Modulo di taglio $\nu = E/2G - 1$ (Mpa)
Sc1	8.5	ghiaia con rari ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa	5.309	3.218	38.4	76.8	14.4	UG3	51.08
	17.5	ghiaia con rari ciottoli con sabbia limosa	2.289	1.704	25.9	51.8	9.7	UG3	34.45
Sc4	16.8	limo argilloso-sabbioso	4.746	2.622	33.2	66.5	12.5	UG4	44.21
	23	limo argilloso-sabbioso	2.08	0.94	15.4	30.7	5.8	UG4	20.44
Sc6	11.8	ghiaia con rari ciottoli e sabbia limosa	6.292	3.303	58.3	116.7	21.9	UG3	77.58
	15	ghiaia con rari ciottoli e sabbia limosa	5.785	3.508	52.4	104.8	19.7	UG3	69.69

Tab. 10 – Sintesi dei risultati delle prove pressiométriche realizzate nei sondaggi della campagna indagini per il Progetto Definitivo

### 8.1.3 Prove di permeabilità in foro

Durante la campagna di indagini per il PD sono state anche realizzate alcune prove di permeabilità in foro di tipo Lefranc per la determinazione del coefficiente di permeabilità di un terreno (K m/sec); tale prova può essere eseguita in due differenti modalità: a carico costante ed a carico variabile.

Nel seguito viene data una sintesi dei risultati di tutte le prove disponibili per l'area di progetto:

Risultati delle prove di permeabilità in foro realizzate a supporto della Progettazione Definitiva							
Codice sondaggio	Profondità (m)	Fase progettuale	Tipo sondaggio	Falda (m)	Litotipo	coefficiente Permeabilità K (m/sec)	Unità geotecnica
Sc1	3	PD	carotato	2,5	ghiaia con rari ciottoli in matrice sabbioso-limosa	1,17E-04	UG3
	6					2,52E-04	UG3
Sc4	3	PD	carotato	3,4	ghiaia con ciottoli in matrice sabbioso-limosa	8,36E-05	UG3
	12					1,49E-04	UG3
Sc6	3	PD	carotato	1,5	ghiaia in matrice sabbiosa	3,86E-04	UG3
	9					2,29E-04	UG3

Tab. 11 – Sintesi dei risultati delle prove di permeabilità in foro realizzate nell'area di progetto

### 8.1.4 Prove di laboratorio

Nei sondaggi carotati realizzati durante la campagna indagini per il progetto definitivo sono stati prelevati una serie di campioni di terreno, sia indisturbati sia rimaneggiati, da sottoporre alle prove geotecniche di laboratorio. I risultati delle prove di laboratorio realizzate sono riportati sinteticamente nella tabella seguente; i certificati completi delle prove di laboratorio realizzate sono parte del documento Relazione delle indagini geognostiche (PD2-C3A-MUS-1201-0-PA-NOT).

Nell'ambito della campagna indagini per il progetto definitivo sono stati prelevati anche dei campioni di terreno da sottoporre ad analisi in laboratorio di tipo ambientale; nel complesso sono stati prelevati 4 campioni di terreno superficiale (tra 0 e 1,5 m) prelevati all'interno dei pozzetti PE4, PE5 e PE1 e del sondaggio SC4. Tutti i campioni limitatamente ai parametri analizzati sono risultati accettabili rispetto ai valori limiti imposti nella Tabella 1 – colonna A e B – Allegato 5 – Titolo V – D. Lgs. 152/2006.

I certificati completi delle analisi effettuate sono contenuti nella Relazione delle indagini geognostiche (PD2-C3A-MUS-1201-0-PA-NOT).



### 8.1.5 Prove di carico su piastra

Durante la campagna indagini realizzata a supporto della progettazione definitiva sono stati realizzati 7 pozzetti esplorativi con escavatore spinti sino ad una profondità massima di 3 metri. La realizzazione di tali pozzetti ha permesso la ricostruzione dell'assetto litostratigrafico dell'area nei primissimi metri, la realizzazione di prove di carico su piastra per determinare le proprietà di resistenza e il cedimento verticale di una determinata massa di terreno, nonché il prelievo di alcuni campioni di terreno per le prove di laboratorio.

La prova consiste nel caricare con incrementi successivi e regolari una piastra rigida (circolare) appoggiata sul terreno di prova e misurando il cedimento corrispondente a ogni gradino di carico, con possibilità di effettuare cicli di carico e scarico.

La capacità portante del terreno, convenzionalmente, è data dal modulo di deformazione  $M_d$ , che indica la compattezza dello strato oggetto di indagine. Più specificatamente:

$$M_d = \Delta p / \Delta s \times D$$

dove  $\Delta p$  (in MPa) è l'incremento della pressione indotto da una piastra da 30 cm di diametro,  $\Delta s$  (in mm) è il corrispondente incremento di cedimento della superficie caricata,  $D$  è il diametro della piastra (equivalente a 300 mm).

I risultati delle prove di carico su piastra eseguite sono riportati sinteticamente nella tabella che segue; i certificati completi delle prove di carico sono parte del documento Relazione delle indagini geognostiche (PD2-C3A-MUS-1201-0-PA-NOT).

Codice scavo	Profondità scavo (m)	Profondità prova di carico (m)	Modulo di deformazione		Unità geotecnica
			$M_d$ (MPa) 1° ciclo	$M'd$ (Mpa) 2° ciclo	
PE1	2,5	0,3	45	1000	UG1
PE2	2,5	0,4	4,6	1000	UG4
PE3	2,8	0,4	4,72	54,5	UG2
PE4	2,6	0,3	24,5	600	UG1
PE5	2	0,3	16,2	250	UG1
PE6	3	0,4	15,2	1500	UG1
PE7	2,6	0,4	8,87	157,9	UG2

*Tab. 13 – Sintesi dei risultati delle prove di carico su piastra realizzate nei pozzetti della campagna indagini per la Progettazione definitiva*

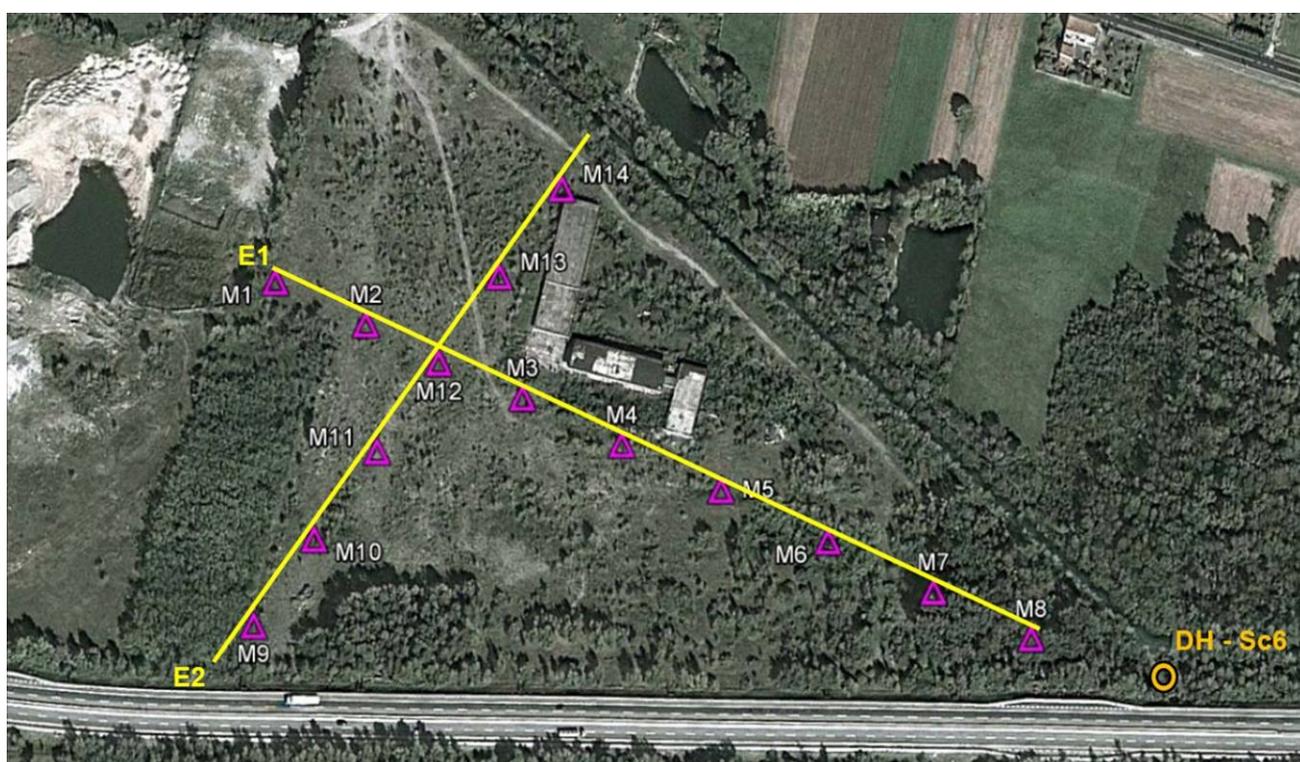
### 8.1.6 Indagini geofisiche

Durante il mese di Luglio 2013 a supporto della progettazione definitiva del progetto di delocalizzazione dell'autoporto è stata effettuata anche una campagna di indagini di tipo geoelettrico e sismico in foro e superficie; in particolare:

- Tomografia elettrica (n. 2 stendimenti) effettuata allo scopo di determinare la distribuzione della resistività elettrica nel sottosuolo.

- Prova down-hole (n. 1 prova) effettuate allo scopo di determinare le velocità di propagazione delle onde compressionali P e delle onde di taglio S per la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali indagati, oltre al parametro rappresentativo Vs30 per la caratterizzazione sismica.
- Prospezioni MASW Multichannel Analysis of Surface Waves (n. 14 prove) finalizzate a definire il profilo verticale della velocità delle onde di taglio S attraverso l'analisi della dispersione delle onde di superficie di Rayleigh, per la determinazione del parametro rappresentativo Vs30 utile alla caratterizzazione sismica dei terreni indagati, secondo quanto disposto dalla normativa tecnica vigente.

I risultati delle indagini geofisiche sono riassunti nel capitolo seguente; la relazione geofisica e i rispettivi certificati sono presentati nella Relazione delle Indagini geognostiche (PD2-C3A-MUS-1201-0-PA-NOT). L'ubicazione delle indagini geofisiche è riportata nella Planimetria con ubicazione delle indagini geognostiche (PD2-C3A-MUS-1204-0-PA-PLA) e schematicamente nella figura seguente.



*Fig. 11 – Ubicazione delle indagini geofisiche realizzate nell'area di progetto durante la campagna indagini per il Progetto Definitivo*

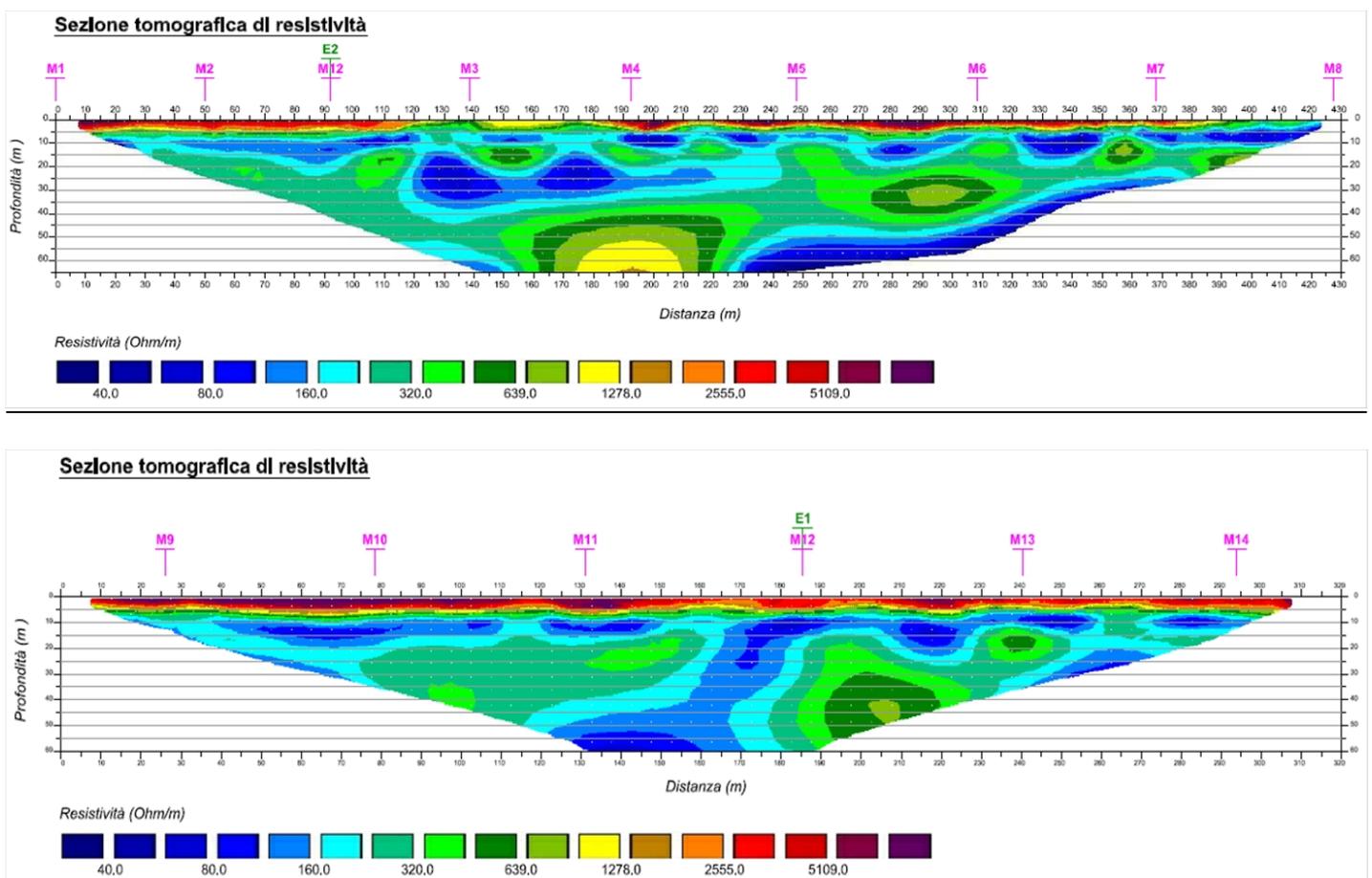
Nella Tab. 3 sono riassunte le principali caratteristiche di ciascuna delle indagini geofisiche realizzate nell'ambito della progettazione definitiva.

### 8.1.7 Sintesi dei risultati delle indagini geofisiche

Di seguito si fornisce una sintesi dei principali risultati ottenuti dalle indagini geofisiche realizzate a supporto della progettazione definitiva del progetto di delocalizzazione dell'autoporto.

#### Tomografie elettriche:

n. 2 stendimenti (E1 ed E2) effettuati allo scopo di determinare la distribuzione della resistività elettrica nel sottosuolo; le due indagini realizzate presentano risultati comparabili e non evidenziano anomalie significative. I valori di resistività registrati lungo le sezioni, escludendo i primissimi metri, sono generalmente ridotti (< circa 650 Ohm/m) presumibilmente per la presenza di terreni saturi essendo la falda superficiale (mediamente circa 2 m da p.c.).



**Fig. 12 –Risultati delle indagini in tomografia elettrica: sezione tomografica E1 (in alto) – sezione tomografica E2 (in basso)**

#### Prospezioni MASW:

n. 14 prove finalizzate a definire il profilo verticale della velocità delle onde di taglio S per la determinazione del parametro rappresentativo Vs30. Le indagini hanno permesso di individuare un profilo di Vs caratterizzato dalla presenza di principalmente 4 strati con differenti velocità; di seguito sono riportati i risultati ottenuti:

Strato	Spessore medio strato	Velocità onde S (m/sec)
strato 1	7 m	240 - 370
strato 2	8 m	390 - 500
strato 3	5 m	500 - 650
strato 4	10 m	780 - 970

*Tab. 14 – Profilo verticale di Vs dell'area di progetto*

L'esecuzione delle indagini MASW ha permesso di definire VS30 è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

hi = spessore (in m);

Vi = velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori;

N = numero di strati;

Nella tabella seguente sono sintetizzati tutti i valori di Vs30 ricavati attraverso le prove MASW realizzate nell'area di progetto durante la campagna di indagini per il Progetto Definitivo:

Codice indagine	Tipologia indagine	Vs30 (m/sec)
M1	MASW	509
M2	MASW	475
M3	MASW	499
M4	MASW	470
M5	MASW	472
M6	MASW	473
M7	MASW	476
M8	MASW	482
M9	MASW	493
M10	MASW	491
M11	MASW	488
M12	MASW	493
M13	MASW	479
M14	MASW	483
Sc6-DH	Down-hole	485
	valore min.	470
	valore max.	509
	valore medio	485

*Tab. 15 – sintesi dei valori di Vs30 ricavati attraverso le prove MASW*

Prova Down-hole:

Il sondaggio carotato Sc-6 (30 m di profondità) è stato attrezzato con tubo in PVC cementato per l'esecuzione di una prova geofisica in foro tipo Down-hole allo scopo di determinare le velocità di propagazione delle onde di compressione P e delle onde di taglio S per la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali indagati, oltre al parametro rappresentativo Vs30 per la caratterizzazione sismica.

Nella tabella di riepilogo successiva sono riportati in funzione della profondità il tempo di arrivo delle onde P (Tp) e S (Ts) in secondi, le velocità calcolate delle onde P (Vp) e S (Vs) in m/s, il rapporto Vp/Vs, la densità ipotizzata ( $\gamma$ ) in kN/m<sup>3</sup>, il coefficiente di Poisson ( $\nu$ ), il modulo di Young (E) e il modulo di taglio (G) in MPa, il parametro Vs30 (m/s) calcolata da piano campagna.

Profondità	ONDE P		ONDE S		Rapporto Vp/Vs	Densità ( $\gamma$ )	Coefficiente di Poisson ( $\nu$ )	Modulo di Young (E)	Modulo di taglio (G)
	Tempo (Tp)	Velocità (Vp)	Tempo (Ts)	Velocità (Vs)					
m	s	m/s	s	m/s		kN/m <sup>3</sup>		MPa	MPa
-1.0	0.0042	390	0.0082	199	2.0	19.0	0.32	204	77
-2.0	0.0058	475	0.0118	208	2.3	19.0	0.38	231	83
-3.0	0.0072	632	0.0150	274	2.3	19.0	0.38	403	146
-4.0	0.0084	760	0.0180	320	2.4	20.0	0.39	581	209
-5.0	0.0094	960	0.0205	378	2.5	20.0	0.41	819	291
-6.0	0.0104	1011	0.0229	414	2.4	20.0	0.40	977	349
-7.0	0.0113	1035	0.0252	426	2.4	20.0	0.40	1036	370
-8.0	0.0122	1079	0.0273	454	2.4	20.0	0.39	1169	420
-9.0	0.0132	1037	0.0296	439	2.4	21.0	0.39	1148	413
-10.0	0.0140	1185	0.0316	485	2.4	21.0	0.40	1412	504
-11.0	0.0148	1214	0.0335	533	2.3	21.0	0.38	1677	607
-12.0	0.0156	1224	0.0353	550	2.2	21.0	0.37	1779	648
-13.0	0.0164	1292	0.0371	549	2.4	21.0	0.39	1794	645
-14.0	0.0172	1232	0.0389	573	2.2	21.0	0.36	1913	702
-15.0	0.0181	1205	0.0406	581	2.1	21.0	0.35	1948	722
-16.0	0.0189	1179	0.0423	585	2.0	21.0	0.34	1960	733
-17.0	0.0198	1102	0.0441	554	2.0	21.0	0.33	1747	656
-18.0	0.0207	1128	0.0458	567	2.0	21.0	0.33	1831	688
-19.0	0.0216	1103	0.0477	546	2.0	21.0	0.34	1706	638
-20.0	0.0225	1157	0.0494	581	2.0	21.0	0.33	1925	723
-21.0	0.0233	1170	0.0511	588	2.0	22.0	0.33	2066	776
-22.0	0.0241	1309	0.0526	650	2.0	22.0	0.34	2531	947
-23.0	0.0248	1421	0.0540	710	2.0	22.0	0.33	3017	1131
-24.0	0.0254	1555	0.0553	765	2.0	22.0	0.34	3518	1313
-25.0	0.0260	1659	0.0565	829	2.0	22.0	0.33	4109	1541
-26.0	0.0266	1800	0.0576	904	2.0	22.0	0.33	4882	1834
-27.0	0.0271	1820	0.0587	921	2.0	22.0	0.33	5056	1904
-28.0	0.0277	1879	0.0598	930	2.0	22.0	0.34	5193	1941
-29.0	0.0282	1880	0.0608	948	2.0	22.0	0.33	5362	2017
-30.0	0.0287	1993	0.0618	996	2.0	22.0	0.33	5933	2225
<b>Vs30 (m/s)</b>		<b>485</b>							

Tab. 16 – Tabella di sintesi dei risultati della prova Down-hole realizzata nel foro di sondaggio Sc-6

## 8.2 Caratterizzazione sismica dei terreni

In materia di classificazione del rischio sismico, la normativa in vigore fa riferimento al Decreto 14/01/2008 del Ministero delle Infrastrutture (Norme Tecniche per le Costruzioni, GU n.29 del 04/02/2008). Le NTC definiscono la pericolosità sismica di un sito in termini della specifica accelerazione orizzontale massima su roccia (condizione per la quale  $a_g$  coincide con PGA - Peak Ground Acceleration, accelerazione massima al suolo) e del corrispondente spettro elastico di risposta al sisma. Il metodo deriva direttamente dagli studi realizzati dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) commissionati dalla Protezione Civile che hanno discretizzato il territorio nazionale creando una griglia con passo pari a 5 km nelle due direzioni orizzontali. In corrispondenza dei nodi di questo reticolo si è attribuito, tramite analisi probabilistica, i valori utili di  $a_g$  e dello spettro elastico. Tali valori sono direttamente forniti dalle NTC (nel suo Allegato B). Posizionando il sito di indagine sul reticolo è quindi possibile attribuire mediante interpolazione specifici valori di  $a_g$  che sono amplificati considerando la categoria di suolo, l'effetto topografico e gli effetti di bordo di valli alluvionali.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni si rifanno a loro volta all'Eurocodice EN 1998-1 che distingue i terreni in 5 diverse classi (A, B, C, D, E, più due classi speciali S1 e S2) sulla base delle caratteristiche litologiche, del profilo stratigrafico e dei valori della velocità delle onde di taglio  $V_{s30}$  (m/sec) registrati nei primi 30 m di profondità. In mancanza di disponibilità di quest'ultimo dato, l'Eurocodice consente l'utilizzo del valore medio di SPT che può essere anche correlato al valore della resistenza al taglio non drenata  $c_u$  (kPa).

Dal momento che nel settore di studio sono disponibili indagini sismiche per la determinazione dei valori della  $V_{s30}$ , queste ultime sono state utilizzate per la definizione della classe sismica di suolo; in particolare tutte le indagini hanno fornito dei valori di  $V_{s30}$  variabili tra un minimo di 470 ed un massimo di 509 m/sec, per un valore medio di 485 m/sec. Sulla base di questi risultati pertanto i terreni presenti nell'area di progetto ricadono nella categoria di suolo di tipo **B** ovvero "depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti".

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>
S1	<i>Depositi di terreni caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 100 m/s (ovvero <math>10 &lt; c_{u,30} &lt; 20</math> kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.</i>
S2	<i>Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.</i>

Fig. 13 – Tabella riassuntiva delle categorie di sottosuolo estratta dalle “Norme tecniche per le costruzioni” (D.M. 14 gennaio 2008)

### 8.3 Sintesi dei parametri geotecnici delle Unità geotecniche distinte nel settore di Progetto

Sulla base delle considerazioni e dell’analisi dei dati esposti nei capitoli precedenti, l’area di progetto è caratterizzata dal punto di vista geologico dalla presenza di prevalenti depositi granulari di origine alluvionale al cui interno sono state distinte 4 unità geotecniche principali: UG1, UG2, UG3 e UG4, le cui caratteristiche litologiche e geotecniche sono state descritte nel dettaglio nel Capitolo 8.

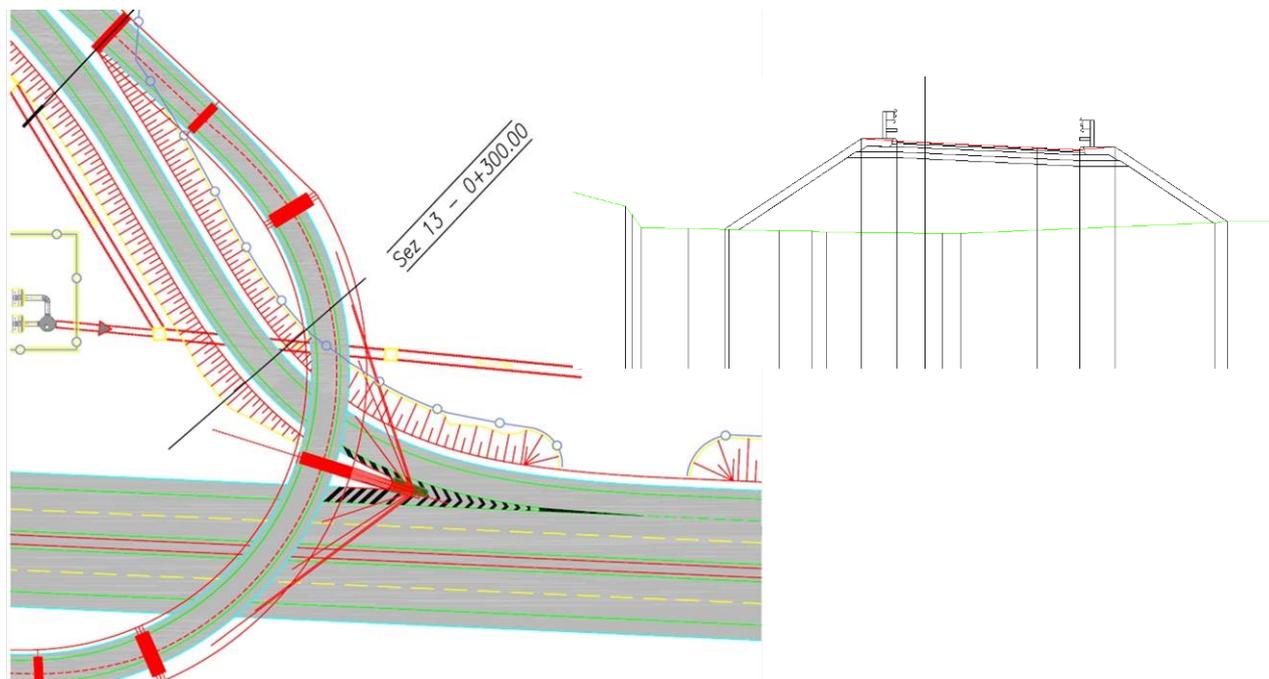
Di seguito si propone una tabella riassuntiva dei principali parametri geotecnici ricavati a partire dai risultati di tutte le indagini disponibili nell’area di studio, distinti per ciascuna unità geotecnica. Viene proposta per ciascun parametro una forchetta abbastanza ampia di valori, per tener conto della grande variabilità litologica del settore e del numero relativamente ridotto di dati, soprattutto per quanto riguarda le prove di laboratorio.

Rilocalazione Autoporto-sito di San Didero: Sintesi dei principali parametri geotecnici delle Unità interessate dal progetto											
Unità geotecnica	Litotipo	Peso di volume naturale	Coesione	Angolo di attrito	Modulo di Young	Modulo pressiométrico	Pressione limite	Modulo di taglio $v = E/2G - 1$	Coeficiente di permeabilità	Coesione non drenata	Coef. consolidazione primaria $C_v$
		KN/m <sup>3</sup>	c' (KPa)	$\phi'$ (°)	E (Mpa)	Em (Mpa)	Pl (Mpa)	G (Mpa)	K (m/sec)	cu (KPa)	(cm <sup>2</sup> /sec)
UG1	Terreno vegetale e di riporto ghiaioso-sabbioso	18-20	0	25-30	20-25	-	-	-	1E-03 - 1E-05	-	-
UG2	Sabbia limosa con ghiaia	19-21	0	30-35	15-20	-	-	35-45	1E-04 - 1E-06	-	-
UG3	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbioso-limosa	21-22	0	35-40	50-100	25-60	3-6	50-70	1E-04 - 1E-05	-	-
UG4	Limi sabbiosi con subordinata ghiaia	19-21	0-5	25-30	30-60	15-30	2-4	20-40	1E-06 - 1E-08	60-70	5,78E-03

**Tab. 17 – Tabella riassuntiva dei principali parametri geotecnici per ciascuna delle unità geotecniche interessate dalle opere in progetto**

## 9. Stima dei cedimenti attesi e stabilità globale

Nell'ambito della progettazione definitiva della delocalizzazione dell'Autoporto di Susa è stata anche realizzata un'analisi geotecnica mirata alla valutazione dei cedimenti attesi e alla verifica di stabilità globale su una sezione valutata dimensionante di rilevato di approccio alle rampe di svincolo. In particolare è stata analizzata la sezione di progetto n° 13 (progressiva 300) caratterizzata da una altezza massima di circa 3.5m, una larghezza alla base di circa 18m ed inclinazione delle scarpate di circa 33.7° (H:V = 3:2). Il modello adottato prevede la realizzazione di uno scotico di 40 cm per l'impostazione del piano di posa del rilevato; tale profondità potrebbe subire variazioni in funzione della topografia e dello spessore del suolo. L'ubicazione della sezione di studio e la sezione stessa sono riportate nella figura seguente.



**Fig. 14 – Dettaglio della planimetria di progetto con ubicazione della sezione in esame**

Il presente capitolo fornisce il dettaglio delle analisi per il progetto dei rilevati, con particolare riferimento ai seguenti aspetti:

- stabilità globale dell'intervento in rilevato;
- cedimenti dei rilevati.

Il seguente prospetto evidenzia, per ogni tema progettuale, lo strumento ed il metodo di calcolo adoperato:

<i>Verifica progettuale</i>	<i>Strumento di calcolo e metodo</i>
Cedimenti dei rilevati	Codice alle differenze finite (SETTLE 3D)
Stabilità globale dell'intervento progettuale	Metodo all'equilibrio limite (SLIDE)

*Tab. 18 – Strumenti di calcolo.*

## 9.1 Normative tecniche di riferimento

1. Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (nel seguito indicate come NTC);
2. Circolare esplicativa n. 617 del 26/02/09 del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, contenente " Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008";
3. Eurocodice 7, “Geotechnical design” (EN 1997-1:2002);
4. Eurocodice 8, “Design of structures for earthquake resistance” (EN 1998-1/6:2002-2003);
5. FHWA-NHI-00-043, “Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines”.

## 9.2 Azioni sismiche

Dal punto di vista sismico, il comune di San Didero è classificato in 3<sup>a</sup> zona ai sensi della DGR n. 4 - 3084 del 12/12/2011 che ha recepito la classificazione sismica definita nell'OPCM 3274/2003.

Ai sensi del DM 14 gennaio 2008 la definizione dell'azione sismica può essere affrontata con un approccio semplificato, secondo il quale i fattori di amplificazione sismica sono funzione della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito (§ 3.2.2).

I coefficienti sismici adottati nel calcolo delle resistenze sono stati definiti quindi a partire dalla pericolosità sismica di base del sito, e cioè in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A); i valori di accelerazione orizzontale ( $a_g$ ) così individuati sono stati successivamente variati, per tenere conto delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo e della morfologia della superficie, per meglio

caratterizzare la risposta sismica locale; in particolare, si è tenuto conto della categoria di sottosuolo afferente alla Categoria B.

L'area di intervento è posta su un'area sub-pianeggiante ed il corrispondente coefficiente di amplificazione topografica  $S_t$  è pari a 1.0 (Categoria topografica T1).

Il suolo di fondazione appartiene alla categoria B: *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $cu_{30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

Di seguito vengono riportati i principali parametri sismici caratteristici del sito oggetto di studio (secondo quanto richiesto dal D.M. 14/01/2008) ottenuti mediante l'utilizzo del foglio di calcolo *Spettri-NTCver.1.0.3.xls* fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Parametro	Valore				Descrizione
Coordinate UTM ED50 (°)	7.211004				Lon.
	45.1266				Lat.
Località	-				
Comune	San Didero				
Provincia	Torino				
Zona sismica	3				DGR 12 dic. 2011, n. 4-3084
Stati limite	SLE		SLU		
	SLO	SLD	SLV	SLC	
$V_N$	50				Vita nominale opera
Classe d'uso	IV				Classe d'uso
$C_U$	2				Coefficiente classe d'uso
$V_R$	100				Vita di riferimento
$P_{vr}$	81%	63%	10%	5%	Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
$T_R$ (anni)	60	101	949	1950	Tempo di ritorno
$a_g$ (g)	0.055	0.071	0.165	0.202	Accelerazione massima al sito
$F_0$	2.426	2.422	2.485	2.523	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
$T_c$ (s)	0.230	0.240	0.270	0.277	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
Cat. Suolo	B				Categoria sottosuolo (tab. 3.2.II)
$\beta_s$	0.200	0.200	0.240	0.280	Coeff. di riduzione (tab. 7.11.I)
$S_S$	1.200	1.200	1.200	1.196	Amplificazione stratigrafica (tab. 3.2.V)
$S_T$	1.000	1.000	1.000	1.000	Amplificazione topografica (tab. 3.2.VI)
$S$	1.200	1.200	1.200	1.196	eq. 7.11.5
$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	0.665	0.856	1.977	2.418	eq. 7.11.5
$K_h$	0.013	0.017	0.047	0.068	eq. 7.11.3
$K_v$ (±)	0.007	0.009	0.024	0.034	eq. 7.11.4

Tab. 19 – Principali parametri sismici del sito. Le descrizioni fanno riferimento al D.M. 14 gennaio 2008.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali sono stati individuati in base alle relazioni:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito);
- $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito in superficie;
- $g$  = accelerazione di gravità.

### 9.3 Materiali e stratigrafia

Sulla base delle indagini geognostiche eseguite, è stato possibile effettuare uno studio di caratterizzazione geotecnica le cui risultanze sono sintetizzate nella Tabella 15; nei calcoli geotecnici riportati nella presente relazione, sono utilizzati i valori medi della forchetta indicata, riportati tra parentesi nella tabella seguente.

Il livello della falda considerato nei calcoli è in corrispondenza del piano campagna.

Unità geotecnica	Descrizione	$z_{\text{sup}}$ (m)	$z_{\text{inf}}$ (m)	H (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\varphi$ (°)	$E_{\text{Young}}$ (MPa)
UG1	Terreno vegetale e di riporto ghiaioso-sabbioso	0	3	3	19	0	28	23
UG3	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa-limosa	3	15	12	21	0	37	75
UG4	Limi sabbiosi con subordinata ghiaia	15	16	1	20	5	28	45
UG3	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa-limosa	16	24	8	21	0	37	75
UG4	Limi sabbiosi con subordinata ghiaia	24	25	1	20	5	28	45
UG3	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa-limosa	>25	-	-	21	0	37	75

*Tab. 20 – Stratigrafia e parametri geotecnici*

dove:

$\gamma_n$  = peso di volume naturale

$c$  = coesione

$\varphi$  = angolo di attrito

$E$  = modulo di Young

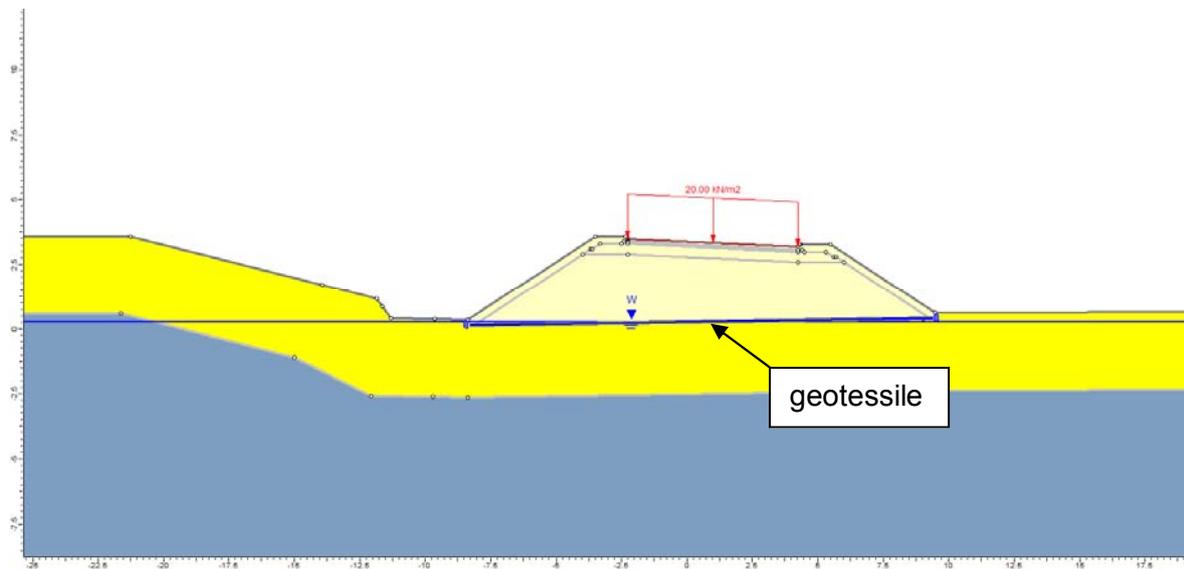
Per il corpo del rilevato vengono considerate le seguenti caratteristiche (rif. Norma UNI 10006-CNR, gruppi seguenti: A1, A2-4, A2-5, A3):

$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kPa)	$\varphi$ (°)
---------------------------------	-----------	---------------

20	3	35
----	---	----

**Tab. 21 – Parametri geotecnici del rilevato**

Ai fini di migliorare le caratteristiche di resistenza al contatto tra il rilevato e il terreno di base, e la capacità portante dello stesso, è previsto l'utilizzo di un geotessile, come indicato in Figura 13.



**Fig. 15 – Geotessile**

I geotessili si dividono in due principali famiglie: “tessuti” e “non tessuti”. I geotessili tessuti sono strutture piane e regolari formate dall'intreccio di due o più serie di fili costituiti da fibre sintetiche. Caratteristica di questa categoria è la resistenza a trazione mentre scarsa è la resistenza all'allungamento. Vengono utilizzati per rinforzo dei sottofondi stradali e di base dei rilevati, difese spondali, drenaggio e rinforzo delle fondazioni, filtrazione separazione terreni sotto pavimentazione etc.

Nel caso in esame è previsto l'utilizzo di un geotessile tessuto, avente una resistenza di rottura minima di progetto pari a  $T_d = 40\text{kN/m}$ .

Considerando le normative internazionali, che prendono in considerazione fattori di riduzione dovuti a durabilità ( $RF_{RD}$  = durability reduction factor, 1.6÷5), creep ( $RF_{CR}$  = creep reduction factor, 1.1÷2), installazione ( $RF_{ID}$  = installation damage reduction factor, 1.05÷3) e altre incertezze ( $FS$  = fattore di sicurezza globale, 1.2), la resistenza minima caratteristica di rottura deve essere pari a  $T_k \geq 90\text{kN/m}$ .

La resistenza di progetto è calcolata nel modo seguente:

$$T_d = \frac{T_k}{FS \cdot RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}} = 40\text{kN/m}$$

## 9.4 Stabilità globale

### 9.4.1 Metodologia di calcolo

La verifica di stabilità globale dei rilevati e delle trincee è condotta con il programma SLIDE della Rocscience (Toronto, Canada).

Tra i metodi di valutazione della stabilità si è scelto di far riferimento al metodo dell'equilibrio limite che permette di valutare il valore del fattore di sicurezza analizzando, per superfici circolari, le azioni agenti sui conci in cui il pendio viene suddiviso. Il fattore di sicurezza deriva dallo studio delle condizioni di equilibrio di ciascun conco come sintetizzato in Fig. 16.

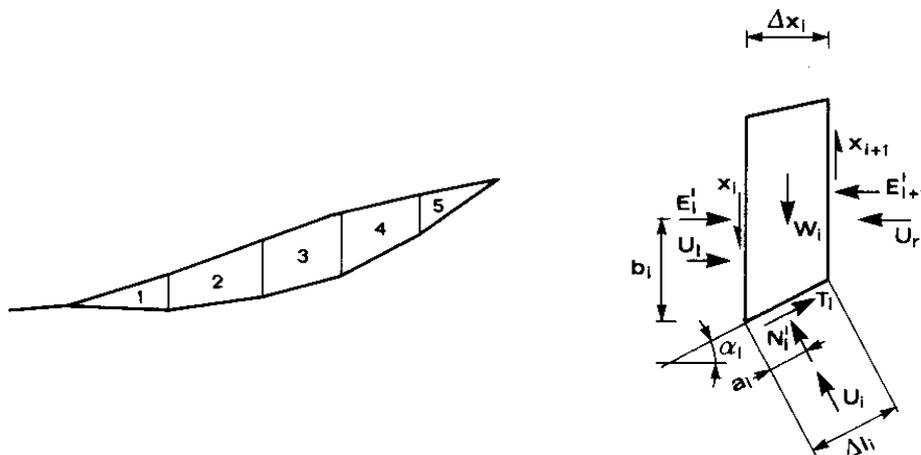


Fig. 16 – Condizioni di equilibrio di base per le analisi di stabilità

L'analisi presentata in figura fa riferimento al metodo di Janbu, che si basa sull'equilibrio delle forze verticali e orizzontali, proponendo la seguente formulazione per ottenere il fattore di sicurezza:

$$F = \frac{\sum \left[ (c' \cdot \Delta x_i + (\gamma z_i - u_i) \cdot \tan \varphi' \cdot \Delta x_i) \cdot \frac{1}{n_\alpha} \right]}{\sum \gamma \cdot z_i \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}$$

dove:

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha_i \cdot \frac{1 + \tan \varphi' \cdot \tan \alpha_i}{F}$$

Il fattore di sicurezza con il metodo corretto di Janbu corretto è ottenuto moltiplicando FS del metodo di Janbu semplificato per un fattore correttivo  $f_0$  (utilizzato per compensare il fatto che il metodo di Janbu semplificato soddisfa solamente le condizioni di equilibrio delle forze, e assume nulle le forze di taglio all'interfaccia dei conci) nel modo seguente:

$$FS_{Janbu, corretto} = f_0 \cdot FS_{Janbu, semplificato}$$

Secondo le indicazioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) devono soddisfare la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni ed  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del terreno.

Rimandando alle NTC per un maggior grado di dettaglio, le verifiche a SLU devono essere condotte secondo l'Approccio 1:

### Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti validi rispettivamente per le azioni permanenti e variabili (A), per i parametri del terreno (M) e per le resistenze (R).

Carichi	Simbolo	Coefficiente parziale
		(A2)
Permanente Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
Permanente Sfavorevole		1.3
Variabile Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
Variabile Sfavorevole		1.3

Tab. 22 – Verifiche a SLU. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Parametro	Coefficiente parziale $\gamma_m$
	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Resistenza non drenata	1.40
Peso dell'unità di volume	1.00

Tab. 23 – Verifiche a SLU. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M2)

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Tab. 24 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Le analisi di stabilità globale rientrano in verifiche a SLU; le azioni variabili sono rappresentate dal solo sovraccarico stradale, il cui valore caratteristico è pari a 20kPa.

Per la verifica sismica viene preso in considerazione lo stato limite di salvaguardia delle vite (SLV).

#### 9.4.2 Modello di calcolo

Nella figura seguente è riportato il modello di calcolo.

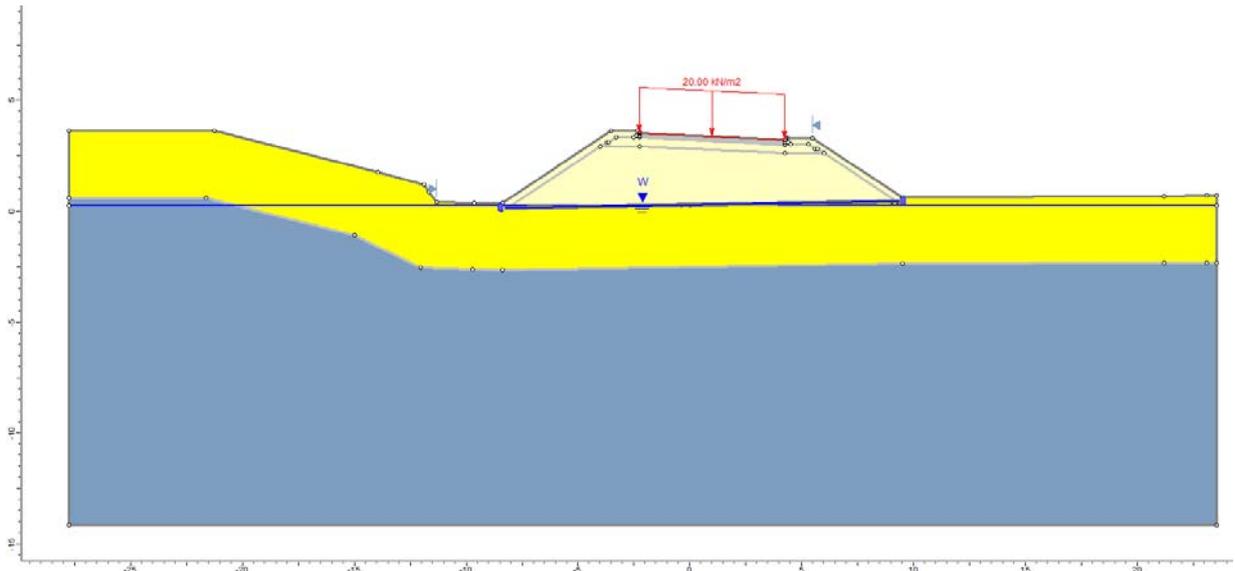


Fig. 17 – Modello di Slide

### 9.4.3 Risultati

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati delle analisi di stabilità con il metodo di Janbu corretto; le immagini riportano sia la superficie minima relativa alla stabilità interna del solo rilevato che la superficie relativa alla stabilità globale.

Le verifiche sono sempre soddisfatte in quanto  $FS > 1$ .

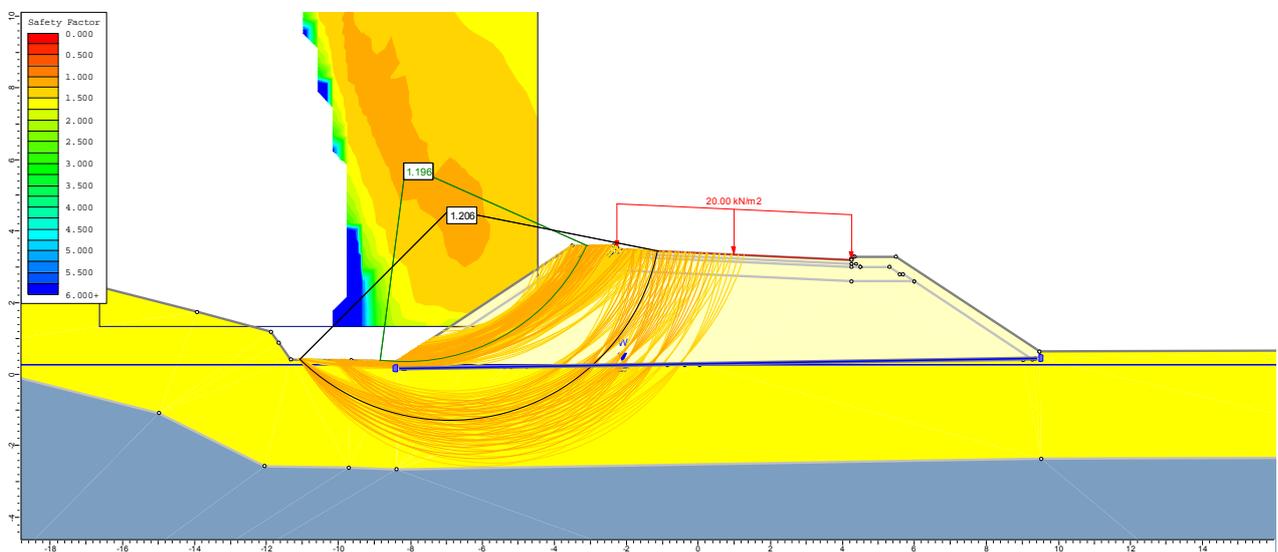


Fig. 18 – Verifica statica –  $FS_{Jambu,interna} = 1.196$ ,  $FS_{Jambu,globale} = 1.206$

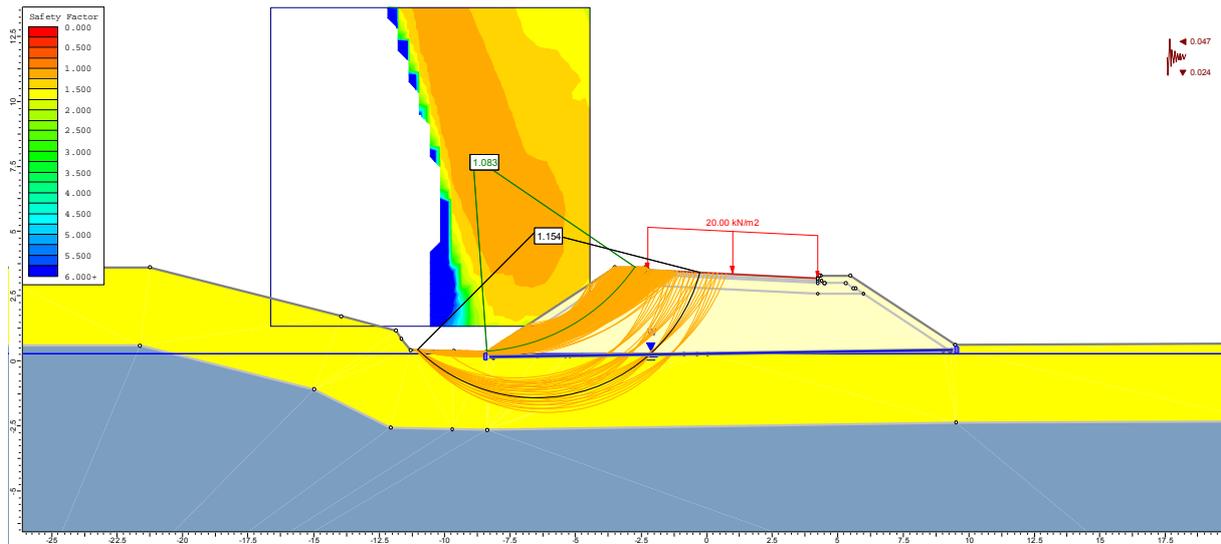


Fig. 19 – Verifica seismic down –  $FS_{Jambu,interna} = 1.083$ ,  $FS_{Jambu,globale} = 1.154$

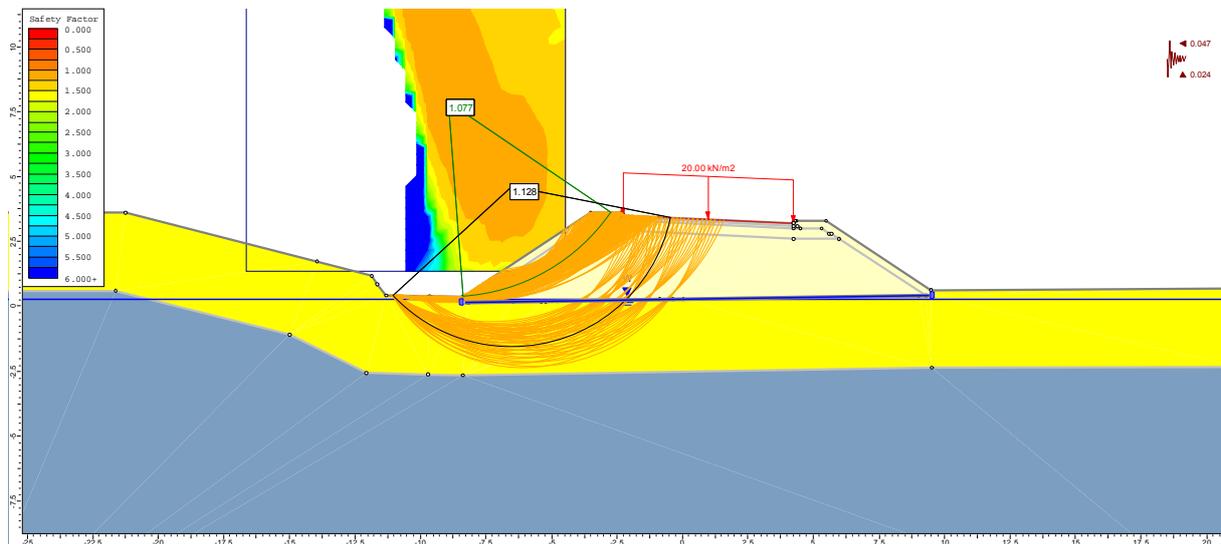


Fig. 20 – Verifica seismic up –  $FS_{Jambu,interna} = 1.077$ ,  $FS_{Jambu,globale} = 1.128$

## 9.5 Stima dei cedimenti

### 9.5.1 Metodologia di calcolo

Per la stima dei cedimenti e lo studio della loro evoluzione nel tempo è stato utilizzato il codice di calcolo SETTLE3D versione 2.016 della Rocscience (Toronto, Canada).

E' stato generato il modello di calcolo che riproduce la geometria dell'intervento in termini di rilevato di progetto attraverso l'introduzione di un carico di opportuna forma e la sequenza stratigrafica nel sottosuolo, nell'ambito di un volume che include il bulbo tensionale.

Il calcolo è atto a identificare il valore del cedimento totale ( $w_T$ ), che per la tipologia di terreno presente coincide con il cedimento immediato ( $w_0$ ), e si basa su un legame sforzo-deformazione fondato sul solo valore del modulo di Young:

$$w_T = w_0$$

Il cedimento immediato si verifica istantaneamente all'applicazione del carico; in tale condizione il terreno può essere assimilato ad un mezzo elastico. La deformazione verticale di ogni elemento nel sottosuolo  $\varepsilon_v$  può essere calcolata attraverso la seguente formulazione:

$$\varepsilon_v = \frac{M}{\Delta\sigma_v}$$

dove  $\Delta\sigma_v$  è l'incremento di tensione dovuto al carico applicato ed  $M$  è il modulo di deformabilità monodimensionale (modulo edometrico), legato al modulo di Young  $E$  dalla relazione:

$$E = M \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$$

dove  $\nu$  è il coefficiente di Poisson.

Il cedimento di uno strato di altezza  $H$  è ottenuto integrando la deformazione verticale  $\varepsilon_v$ :

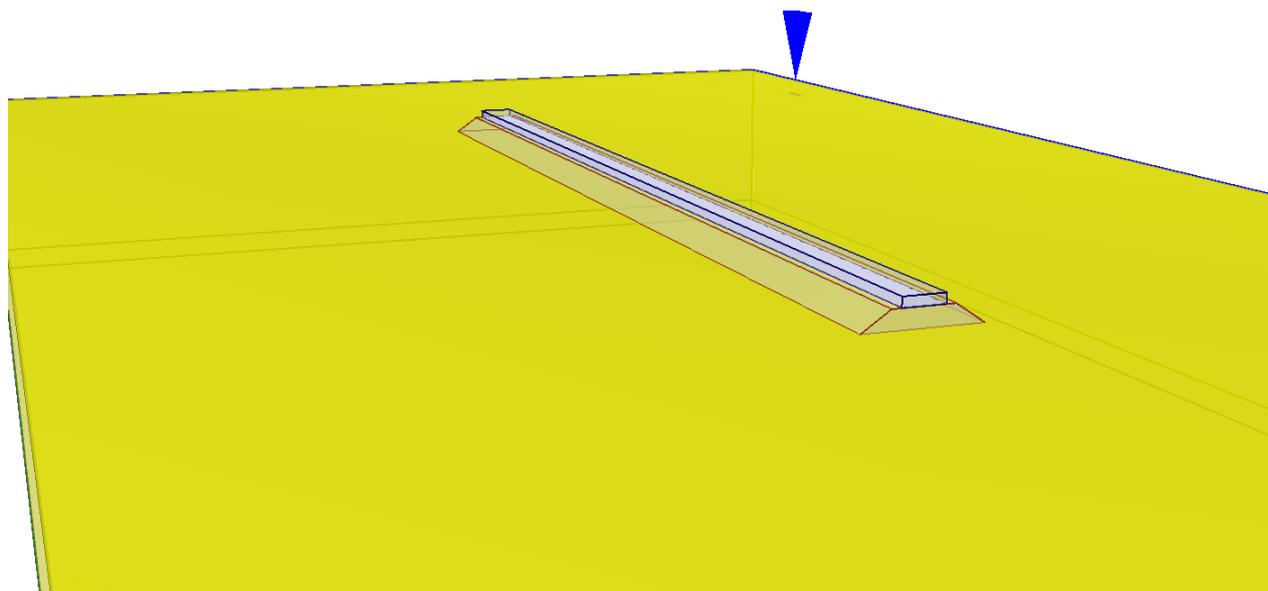
$$w_i = \int_0^H \varepsilon_v dz$$

In definitiva, la procedura di calcolo è la seguente:

- calcolo della tensione geostatica e di quella dovuta al sovraccarico (metodo di Boussinesq);
- calcolo del cedimento immediato, che coincide con il cedimento totale, attraverso la teoria dell'elasticità.

### 9.5.2 Modello di calcolo

Nella figura seguente è riportato il modello di calcolo.



**Fig. 21 – Modello di Settle3D**

### 9.5.3 Risultati

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati dell'analisi dei cedimenti effettuata con SETTLE3D.

Il cedimento ottenuto risulta compatibile con l'opera in oggetto e si esaurisce durante la costruzione del rilevato, pertanto non sussistono problemi di decorso nel tempo in termini di cedimenti differenziali.

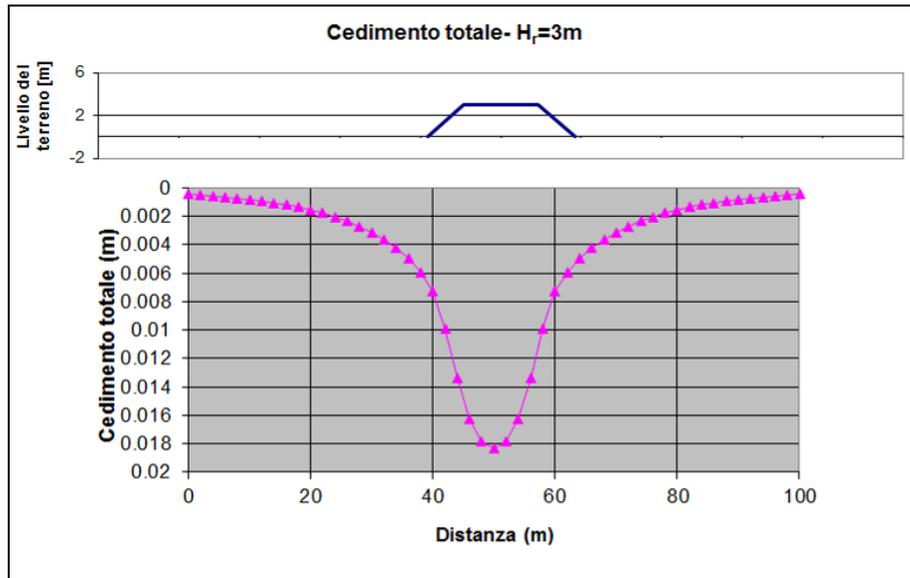


Fig. 22 – Cedimento totale

Distance (m)	Total Settlement (m)
0	0.000451
2	0.000505
4	0.000567
6	0.000638
8	0.00072
10	0.000813
12	0.00092
14	0.001044
16	0.001187
18	0.001352
20	0.001544
22	0.001768
24	0.002028
26	0.002333
28	0.002692
30	0.003117
32	0.003623
34	0.004234
36	0.004983
38	0.005937
40	0.007287
42	0.009862
44	0.013343
46	0.016242
48	0.017795
50	0.018322
52	0.017795
54	0.016242
56	0.013343
58	0.009862
60	0.007287
62	0.005937
64	0.004983
66	0.004234
68	0.003623
70	0.003117
72	0.002692
74	0.002333
76	0.002028
78	0.001768
80	0.001544
82	0.001352
84	0.001187
86	0.001044
88	0.00092
90	0.000813
92	0.00072
94	0.000638
96	0.000567
98	0.000505
100	0.000451

*Fig. 23 – Cedimenti vs distanza*