

**DIREZIONE OPERE PUBBLICHE**

<b>Città Metropolitana di TORINO</b>		<b>COMUNE DI PINO TORINESE</b>	
LIVELLO PROGETTUALE		<b>PROGETTO ESECUTIVO</b>	
CUP <b>F21B08000270002</b>	TITOLO INTERVENTO <b>ADEGUAMENTO FUNZIONALE TRATTO PINO TORINESE (GALLERIA) - CONFINE PROVINCIALE - II LOTTO</b>		
CODICE OPERA <b>020TO09</b>			
Elaborato n. <b>04</b>	TITOLO ELABORATO <b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		
DATA <b>OTTOBRE 2021</b>	SCALA <b>--</b>	AREA PROGETTUALE <b>GEOLOGICA E GEOTECNICA</b>	
FORMATO ELABORATO	CODICE GENERALE ELABORATO <b>020TO09 0 0 E GG 00 CH 004 0</b>		
NOME FILE			
VERSIONE	DATA	DESCRIZIONE	
00	Ottobre 2021	Prima redazione Progetto Esecutivo	
RTP PROGETTAZIONE		TIMBRI - FIRME Responsabile del progetto: Dott. Ing. Gianluca Noascono Responsabile dell'elaborato: Dott. Ing. Gianluca Odetto	
RTI ESECUZIONE		TIMBRI - FIRME Direttore Tecnico: .....	
ORGANISMO DI CONTROLLO  Responsabile di Commessa: .....		S.C.R. PIEMONTE S.P.A.  Responsabile del Procedimento: Dott. Ing. Michele Niviera	

## **INDICE**

INDICE .....	1
1. PREMESSE .....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
3. INTERVENTO IN PROGETTO E INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO .....	4
4. DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO.....	6
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	12
5.1 Inquadramento geologico .....	12
5.2 Indagini geognostiche e prove geotecniche.....	15
5.2.1 Le indagini geognostiche eseguite .....	15
5.2.2 Assetto litostratigrafico .....	16
5.2.3 Caratterizzazione geotecnica.....	17
5.3 Profilo geotecnico di progetto .....	22
5.4 Condizioni idrogeologiche .....	23
6. CRITERI PROGETTUALI E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	23
6.1 Metodo e codice di calcolo.....	23
6.2 Modello di calcolo, azioni e combinazioni di carico .....	28
6.3 Capacità portante .....	32
6.4 Cedimenti.....	35
7. Piani di posa, sottofondi .....	36
7.1 Tratti in rilevato.....	36
8. Materiali per manufatti in terra e loro reperimento .....	36
9. Fenomeni di instabilità indiretti .....	36
10. CONCLUSIONI .....	37

---

## 1. PREMESSE

La relazione illustra l'inquadramento geotecnico dell'area interessata dalle opere relative ai lavori di "ADEGUAMENTO FUNZIONALE TRATTO PINO TORINESE (GALLERIA)-CONFINE PROVINCIALE [EX S.R. 10]" - II LOTTO (COD. 020TO09)", da realizzare nell'ambito del territorio comunale di Pino Torinese (To). Nel dettaglio, l'intervento in progetto riguarda l'adeguamento funzionale e messa in sicurezza di un incrocio della strada Provinciale n.10 nel territorio comunale di Pino Torinese mediante la realizzazione di rotatorie. L'intervento prevede due rotatorie per il collegamento della strada provinciale n.10 alla strada comunale Via Folis.

Nel testo che segue si fa specifico riferimento alla Relazione Geologica (elaborato 3) e ai risultati delle indagini stratigrafiche e geotecniche e delle prove di laboratorio (elaborato 4 "Ubicazione indagini geognostiche e prove geotecniche e risultati indagini geotecniche, prove geotecniche e prove di laboratorio").

Il presente studio è finalizzato alla caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere di sostegno previste in progetto (due muri in c.a.), che verranno utilizzati nelle verifiche di stabilità e strutturali presentate nell'Elab.07\_Relazione\_di\_calcolo\_strutturale.

Vengono inoltre riportate le verifiche a capacità portante dei terreni per i plinti di fondazione dei pali di illuminazione.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. del 17/01/2018 – "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare n°7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17/01/2018.
- D.M. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni".
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24 Settembre 1988 "Istruzioni relative alla norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni".
- Legge n° 64 del 02/02/1974 – *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*;
- D.M. del 24/01/1986 – *"Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche"*;
- D.M. del 16/01/1996 – *"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*;
- Circolare n° 65 del 10/04/1997 – *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. del 16/01/1996"*;
- D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014;
- Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656.

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M 17/01/2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- EUROCODICE 7 – “Progettazione geotecnica”;
- EUROCODICE 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” e appendice nazionale;
- NORMA UNI EN 206 – 1: 2006 “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

---

## 3. INTERVENTO IN PROGETTO E INQUADRAMENTO

### TOPOGRAFICO

L'intervento in progetto riguarda l'adeguamento funzionale e messa in sicurezza di un incrocio della strada Provinciale n.10 nel territorio comunale di Pino Torinese mediante la realizzazione di rotatorie. L'intervento prevede due rotatorie per il collegamento della strada provinciale n.10 alla strada comunale Via Folis.

Si riportano di seguito alcune immagini di inquadramento topografico:



*Figura 1 Inquadramento topografico su ortofoto da Google Earth*





*Figura 2 Inquadramento topografico su CTR 156140*

Le opere di valenza geotecnico-strutturale ricomprese nel progetto riguardano:

- Due muri in c.a. di contenimento;
- i basamenti delle opere accessorie quali i plinti di fondazione dei pali di illuminazione e dei cartelli segnaletici in progetto.

Nell'ambito del presente elaborato, come anticipato in premessa, viene effettuata una caratterizzazione geotecnica dei terreni intercettati dalle opere in progetto ed una valutazione della capacità portante degli stessi terreni per i plinti di fondazione dei pali di illuminazione. La caratterizzazione geotecnica qui presentata fornisce la base per le verifiche di stabilità e strutturali effettuate per i muri in c.a. e presentate nell'Elab.07\_Relazione di calcolo strutturale.

---

## **4. DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO**

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

Si riporta di seguito la mappatura del Piemonte che riporta la classificazione sismica del territorio regionale, redatta ai sensi dell' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010, entrata in vigore con la D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011 ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 ed in seguito aggiornata nuovamente con l'entrata in vigore della Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656.

ALLEGATO 2

MAPPA DI ZONAZIONE SISMICA

La mappa è aggiornata alla situazione amministrativa esistente alla data del 6 febbraio 2019

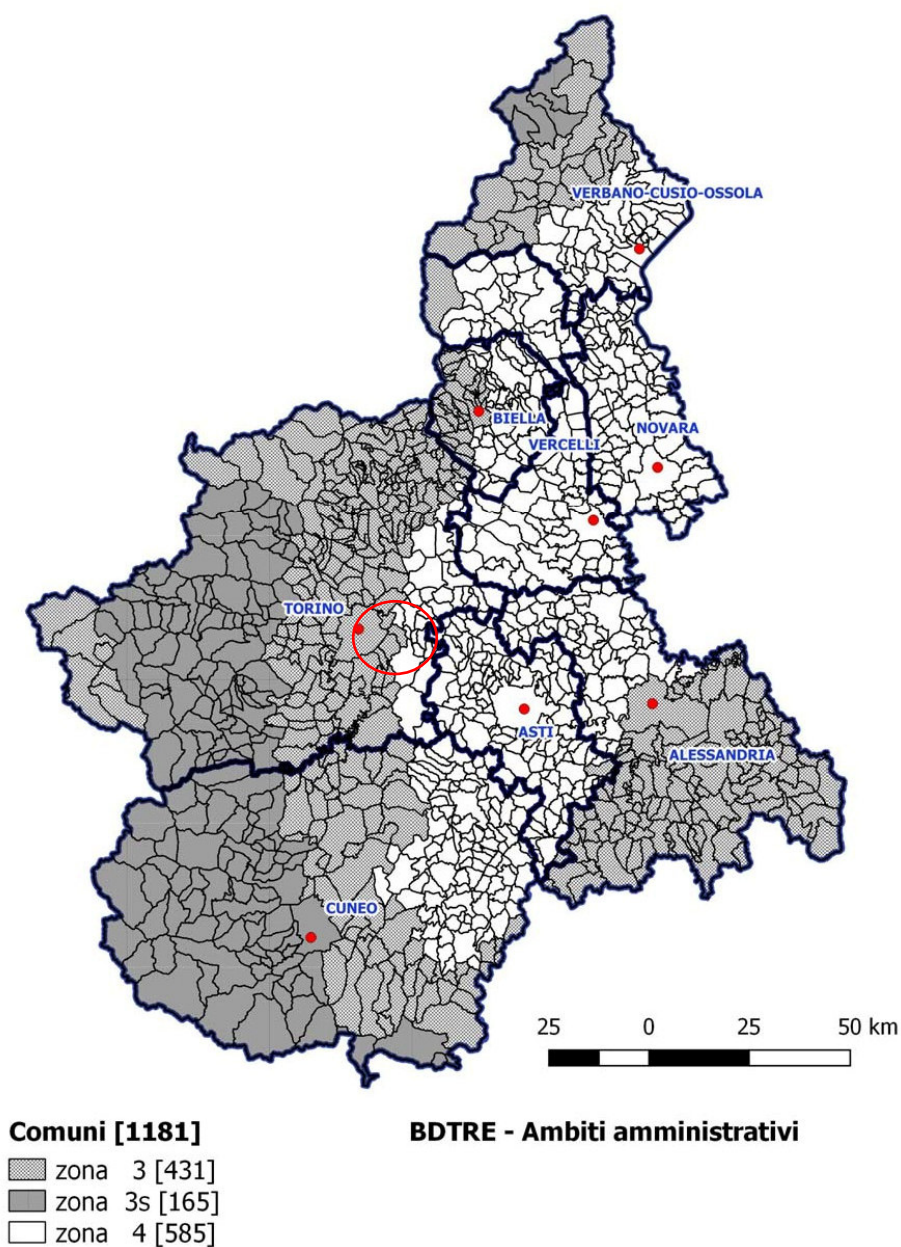


Figura 3: Nuova mappatura delle aree sismiche in Piemonte.

Il Comune di Pino Torinese (TO) rientra tra le aree classificate in Zona 3: Zona con pericolosità sismica bassa.



N.B. Il comune di Pino Torinese è passato dalla zona sismica 4 alla zona sismica 3 con deliberazione della Giunta Regionale n.6-887 del 30 dicembre 2019. Si evidenzia, tuttavia, che fino all'aggiornamento delle procedure per la gestione e il controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico, per la cui predisposizione la DGR ha fissato un periodo di 6 mesi, continueranno a valere le disposizioni vigenti, stabilite dalla D.G.R. 21 maggio 2014, n. 65-7656.

Nello specifico, nel periodo transitorio, per tutte le procedure in ambito urbanistico-edilizio disciplinate dalla DGR 21 maggio 2014 n° 65-7656 (controlli, autorizzazioni, pareri) vale la classificazione sismica allegata alla stessa DGR del 2014, che infatti si compone di una parte normativa e dei relativi ambiti territoriali di applicazione. La nuova classificazione rappresenta invece, da subito, il riferimento per tutte le altre finalità (vedi ad es. il "sismabonus").

Regione		<b>PIEMONTE</b>
Provincia		<b>TORINO</b>
Comune		<b>PINO TORINESE</b>
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	<b>45.040606 N</b>
	Longitudine	<b>7.774783 E</b>
Altitudine		<b>442 m s.l.m.</b>
Zona sismica		<b>ZONA 3</b>
Tipo di opera	TAB. 2.4.I D.M. 17/01/2018	<b>ORDINARIA</b>
Vita nominale $V_N$	P.to 2.4.1 D.M. 17/01/2018	<b>50 ANNI</b>
Classe d'uso	P.to 2.4.2 D.M. 17/01/2018	<b>III</b>
Coefficiente d'uso $C_U$	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	<b>1.5</b>
Periodo di riferimento per azione sismica $V_R$	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	<b>75 ANNI</b>

Tabella 1 Dati della struttura e zona sismica

Il periodo di riferimento  $V_R$  di una costruzione, valutato moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso della costruzione  $C_U$  riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  corrispondente allo stato limite considerato, il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica. La seguente tabella mostra i valori di  $V_R$  corrispondenti ai valori di  $V_N$  che individuano le frontiere tra i tre tipi di costruzione considerati; valori di  $V_N$  intermedi tra detti valori di frontiera sono consentiti ed i corrispondenti valori dei parametri necessari a definire l'azione sismica sono ricavati utilizzando le formule d'interpolazione fornite nell'allegato A delle NTC 2008, così come previsto al paragrafo 3.2 delle NTC2018.

VITA NOMINALE $V_N$	VALORI DI $V_R$			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
$\leq 10$	35	35	35	35
$\geq 50$	$\geq 35$	$\geq 50$	$\geq 75$	$\geq 100$
$\geq 100$	$\geq 70$	$\geq 100$	$\geq 150$	$\geq 200$

Tabella 2 - Intervalli di valori attribuiti a  $V_R$  al variare di  $V_N$  e di  $C_U$

Le Norme Tecniche per le Costruzioni individuano le azioni sismiche di progetto a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le NTC definiscono al par. 3.2 la pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ . Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$ : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo delle opere in oggetto è stato realizzato facendo riferimento ai seguenti parametri:

	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
SLO	0.243	2.602	0.186
SLD	0.292	2.655	0.204
SLV	0.526	2.782	0.284
SLC	0.612	2.844	0.298

*Tabella 3 - Parametri sismici di progettazione*

L’analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile che si manifestano nei terreni a grana fine sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l’azione sismica è rappresentata da un’azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \times W$  ed  $F_v = k_v \times W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito.

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale è necessario individuare il valore del coefficiente topografico  $S_T$ , dipendente dalle categorie topografiche illustrate nella seguente tabella:

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 4 - Categorie topografiche - Tabella 3.2.III D.M. 17/01/2018

Il caso in studio appartiene alla categoria topografica T1, alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  pari a 1.0 (tabella 3.2.V D.M. 17/01/2018)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario inoltre valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento illustrate nella seguente tabella:

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 5 - Categorie di sottosuolo da Tabella 3.2.II D.M. 17/01/2018

Non avendo effettuato indagini specifiche in sito, nel caso in progetto si assume che la categoria di sottosuolo sia la D, alla quale corrisponde il valore massimo del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  pari a 1.8.

<b>Categoria sottosuolo</b>	<b>S<sub>s</sub></b>
<b>A</b>	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80 \cdot$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 6 - Espressioni di S<sub>s</sub> Tabella 3.2.IV D.M. 17/01/2018

La seguente tabella riepiloga i coefficienti sismici calcolati:

<b>a<sub>g</sub> SLV</b>	<b>0.526</b>
<b>S<sub>t</sub> coefficiente di amplificazione topografica</b>	<b>1.0</b>
<b>S<sub>s</sub> coefficiente di amplificazione stratigrafica</b>	<b>1.8</b>

Tabella 7 - Coefficienti sismici



---

## 5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

### 5.1 Inquadramento geologico

La relazione è stata redatta a seguito dei rilievi e delle indagini compiute in loco e delle informazioni acquisite da fonti bibliografiche, secondo quanto previsto dalle NTC/2018, nonché dalle “Raccomandazioni e Prescrizioni per gli studi Geologici e Geotecnici” dell’Ente Nazionale per le Strade. Nei capitoli che seguono sono quindi illustrati i risultati degli accertamenti, degli studi, delle indagini e delle verifiche eseguiti.

La consultazione della Carta Geologica d’Italia in scala 1:50.000 – Foglio 156 (Torino Est) e della *“Tav.02\_Carta della caratterizzazione litotecnica dei terreni”* del PRGC del Comune di Pino Torinese, di cui si riportano di seguito degli estratti, evidenziano che l’area d’intervento ricade sul Complesso di Baldissero. Quest’ultimo complesso risulta a sua volta composto da un certo numero di unità litostratigrafiche minori, in parte tra loro eteropiche e con estensione areale diversa, che danno origine ad una potente successione arenaceo-conglomeratica.

Il Complesso di Baldissero è caratterizzato da una grande quantità di specie marine, di grandi varietà, utilizzate anche come fossili guida.

Il basamento roccioso è di norma ricoperto da una coltre di origine eluvio-colluviale variamente potente dal mezzo metro a qualche metro.

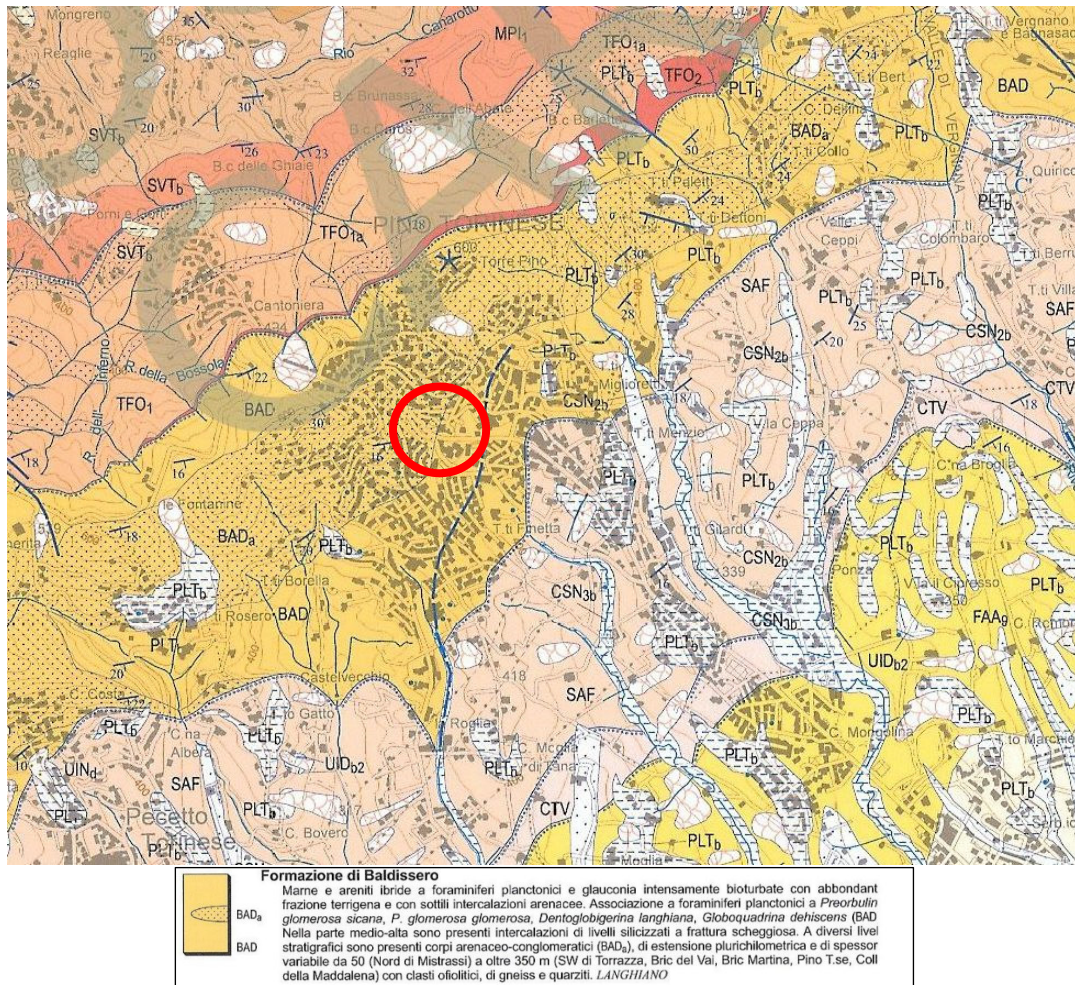
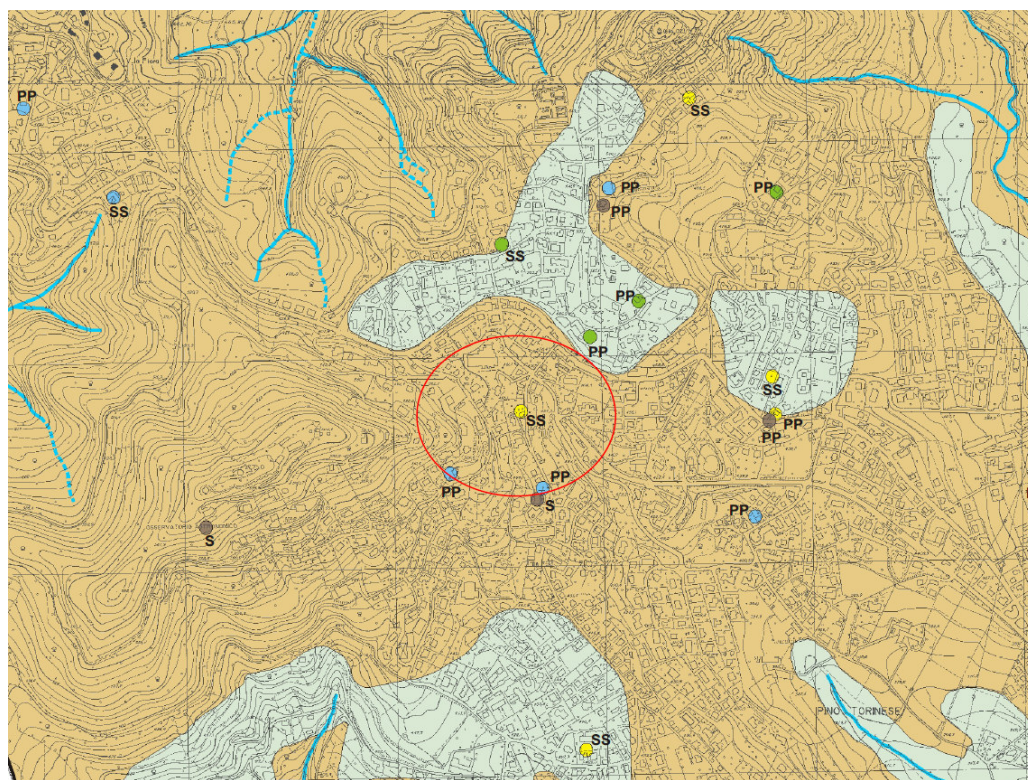


Figura 4 Estratto da Carta Geologica d'Italia 1:50.000 – Foglio 156 (Torino Est)





- INDAGINI GEOTECNICHE**
- PP Prove Penetrometriche  
 PE Pozzetto esplorativo  
 S Sondaggio  
 SS Stima da sopralluogo
- POTENZA DELLA COLTRE ELUVIO - COLLUVIALE**
- da 0 a 1 metro  
 ● da 1 a 2 metri  
 ● da 2 a 3 metri  
 ● > 3 metri

**CARATTERISTICHE LITOTECNICHE E STRUTTURALI**  
 tratta da Regione Piemonte - Banca Dati Geologica - Litologia  
 Foglio 56 TORINO

Classi litotecniche	Unità litologiche	Assetto prevalente e caratteri strutturali	Indicazioni sulle caratteristiche dell'Unità litologica e sul comportamento fisico	Terreni superficiali
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #d2b48c; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p><b>Classe 7</b></p> <p>Siltiti marnose, in strati mediamente potenti alcuni decimetri, calcari marnosi e subordinate intercalazioni arenacee e lenti conglomeratiche anche di notevole estensione e potenza (Oligocene sup. - Miocene).</p> </div> </div>		<p>Giacitura localmente e debolmente variabile per la relativa complessità delle strutture tettoniche. Ammasso interessato da discontinuità sinergiche (giunti di strato piani che determinano strati da molto sottili a sottili) e due o più sistemi di discontinuità epigenetiche principali. I rapporti verticali e laterali fra i diversi litotipi sono vari.</p>	<p>Ammasso eterogeneo costituito prevalentemente da materiali aventi comportamento assimilabile ai terreni coesivi (marna siltosa, limi argillosi), in subordine non coesivi (sabbie) e da materiali lapidei (conglomerati poligenici, a cemento calcareo, calcari marnosi, calcareniti, arenarie,...). Le marni sono interessate da orizzonti a marcata fissilità. Comportamento globalmente non omogeneo, discontinuo, tendenzialmente elastico - plastico (spesso con incrudimento e rammolimento), anisotropia elevata (talora moderata a scala locale). Probabile decadimento dei parametri di resistenza al taglio in funzione del tempo per i terreni marnosi, argillosi e marnoso - argillosi.</p>	<p>Suoli. Depositi colluviali e coperture derivate da diffuso rimaneggiamento del substrato a scopo agricolo. Prevalentemente argilloso - sabbioso e/o limo - sabbiosi. Talora con ciottoli ed elementi lapidei. Drenaggio da scarso a moderato.</p>

Figura 5 Estratto da "Tav.02\_Carta della caratterizzazione litotecnica dei terreni" del PRGC del Comune di Pino Torinese

I terreni interessati dalle opere in progetto sono costituiti dunque da marne e calcari marnosi, con subordinate intercalazioni arenacee e lenti conglomeratiche anche di notevole potenza ed estensione. La potenza della coltre eluvio-colluviale nel settore indagato, da analisi bibliografica su grande scala, risulta essere compresa tra 0 e oltre 3 m.

---

## **5.2 Indagini geognostiche e prove geotecniche**

### **5.2.1 Le indagini geognostiche eseguite**

#### Generalità

Lo studio deriva dall'elaborato 9 "Studi e indagini – Risultati indagini geognostiche e prove Geotecniche" del 01.07.2004, redatto dallo studio GEO engineering s.r.l., opportunamente integrato dalle risultanze dei sopralluoghi effettuati a seguito del conferimento del presente incarico di progettazione.

L'ubicazione delle prove è stata fortemente condizionata, oltre che dalla accessibilità, dal carattere urbano del settore di intervento con presenza diffusa di sottoservizi e superfici pavimentate. Ciò premesso, sulla base dell'esame delle opere di adeguamento previste lungo il tracciato esistente e delle informazioni circa l'assetto geolitologico generale dell'area, si è provveduto ad elaborare un programma di indagini e prove che ha previsto, oltre al rilievo degli affioramenti limitrofi all'area di indagine e al reperimento dei dati d'archivio disponibili per tale zona, la realizzazione di sondaggi geognostici superficiali a distruzione di nucleo, aventi il fine di prelevare campioni rimaneggiati di terreno, e prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT-DPSH) o statiche (CPT) in funzione delle litologie ritenute caratteristiche nei diversi settori d'intervento. In particolare non prevedendo il progetto opere d'arte di significative capacità statiche, ma adeguamenti locali del corpo stradale, si è focalizzata l'indagine stratigrafica di caratterizzazione litologica sugli strati di terreno superficiale (estesi tra circa 0,50 e 1,50 m) i quali risentiranno in modo diretto delle modificazioni del corpo stradale. Le prove geotecniche sono comunque state spinte sino a profondità comprese tra 5.40 e 6.60 m dal piano campagna attuale ad indagare eventuali discontinuità non prevedibili in sede di analisi geologica. Sui campioni rimaneggiati prelevati nell'ambito dei sondaggi, od in corrispondenza di affioramenti ritenuti significativi, sono state eseguite in laboratorio prove di classificazione granulometrica con definizione dei limiti di stato.

Nel seguito si esporranno nel dettaglio le indagini e i risultati ottenuti. In particolare l'ubicazione e i certificati a documentazione delle indagini e prove eseguite sono riportati nell'elaborato 4.

#### Sondaggi geognostici

La campagna d'indagine tramite sondaggi geognostici ha visto l'esecuzione di 1 verticale, collocata in corrispondenza della Prog. km 10+550. Tale sondaggio è stato eseguito a distruzione di nucleo e spinto sino alla profondità di 1,50 m dal p.c.. Circa a metà dello strato indagato è stato prelevato n° 1 campione rimaneggiato di terreno successivamente sottoposto a prove di classificazione geotecnica.

In origine il progetto prevedeva la realizzazione di un'altra rotonda più a Sud-Est, in Via Ormea, ove si è provveduto ad individuare due affioramenti del terreno su scarpate artificiali che hanno permesso la ricostruzione stratigrafica locale con prelievo di un campione rimaneggiato anch'esso sottoposto in laboratorio a prove di classificazione geotecnica. Si tralasciano i risultati relativi alle indagini appena citate, in quanto non inerenti al presente progetto.

#### Prove in sito

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti in corrispondenza dell'ambito in esame si sono eseguite prove in sito in grado di fornire informazioni sull'addensamento dei depositi presenti, che associati alle litologie definite tramite prove di laboratorio hanno permesso l'attribuzione dei parametri geotecnici di progetto. Sono state eseguite due prove penetrometriche continue realizzate



---

utilizzando un penetrometro superpesante tipo "Meardi AGI" spinte sino a circa 6,50 m di profondità. Nella prova SCPT-DPSH eseguita con il penetrometro suddetto il dato acquisito è rappresentato dall'indice N30, numero di colpi inferti da una massa battente pesante 73 kg e con altezza di caduta di 75 cm per infiggere di 30 cm una punta conica portata all'estremità di un'asta metallica. Il valore di N30 è funzione delle caratteristiche e del tipo di terreno e riflette essenzialmente il suo grado di addensamento. Il valore N30 può essere correlato alle prove tipo SPT (Standard Penetration Test) tramite la correlazione esposta da Cestari (1990), che propone  $N30/NSPT \sim 0,5 \div 0,60$ . Attraverso tali correlazioni e con riferimento al parametro NSPT che ne deriva, è possibile ottenere una stima del valore dei parametri geotecnici fondamentali. Le prove hanno potuto svolgersi per la profondità indagata con regolarità per cui non si è mai raggiunto il rifiuto.

### **Analisi e prove di laboratorio**

Le analisi eseguite sono volte alla caratterizzazione litologica dei terreni costituenti i sottofondi stradali. In particolare sui campioni rimaneggiati, prelevati nell'ambito della verticale di indagine e in corrispondenza di un affioramento, sono state eseguite prove di laboratorio consistenti in analisi granulometriche complete con definizione dei limiti di stato. Nel dettaglio sono state realizzate:

- n° 2 analisi granulometriche per vagliatura
- n° 2 analisi granulometriche per sedimentazione
- n° 2 definizioni dei limiti di stato.

### **5.2.2 Assetto litostratigrafico**

I risultati delle indagini e delle prove in sito, associati alle informazioni desumibili dall'assetto geologico locale (Cfr. Relazione Geologica – Elaborato 2), hanno permesso di definire in modo sufficientemente preciso l'assetto litostratigrafico locale.

La sintesi dei risultati descritti nel seguito si può osservare sul profilo stratigrafico e geotecnico di cui all'elaborato 5. Nel seguito si riporta la descrizione dei risultati litostratigrafici ottenuti.

Tale settore di intervento presenta una morfologia subpianeggiante che le analisi di carattere geomorfologico risultano far discendere da un intervento antropico di colmatare della testata di una forma impluviale ancora riconoscibile nei suoi tratti originari poco a valle.

Le opere in tale settore, volte alla realizzazione della rotatoria in progetto, prevedono un modesto rimodellamento dell'attuale assetto morfologico con formazione locale di un rilevato di altezza inferiore ad 1 m.

In corrispondenza di tale settore sono state eseguite due prove penetrometriche continue (PP1 e PP2) e un carotaggio a distruzione di nucleo esteso sino a 1,50 m dal p.c. con prelievo di un campione rimaneggiato a una profondità di circa 0,80 m. Dal punto di vista stratigrafico la situazione riscontrata risulta sufficientemente omogenea per tutto il settore esaminato. In particolare sino alla profondità indagata, pari a circa 6,50 m, si è in presenza di una coltre di riporto, scarsamente addensata, di natura limo sabbiosa probabilmente da ascrivere alla messa in loco dei termini di smarino marnoso arenacei provenienti dalla realizzazione del traforo di collegamento con la città di Torino. Nell'ambito della profondità indagata non si è rinvenuto il substrato costituito dai termini miocenici sedimentari di origine marina della Formazione del "Complesso di Baldissero".

#### Classificazione litologica

Sulla base dei risultati delle prove di laboratorio su un campione rimaneggiato prelevato a una profondità di circa 0,80 m è possibile classificare i termini dell'unità di copertura estesa sino alla profondità indagata secondo la classificazione del sistema unificato statunitense (U.S.C.S.) e CNR-UNI. In particolare è possibile classificare i termini presenti con la sigla ML/CL del sistema USCS, si tratta cioè di limo con argilla, sabbioso debolmente ghiaioso. Secondo la classificazione CNR UNI i materiali esaminati si collocano invece nella classe A6. In particolare in termini di limiti di stato il valore del limite liquido risulta pari a 38 mentre l'indice di plasticità risulta pari a 15.

#### **5.2.3 Caratterizzazione geotecnica**

Litologicamente si è in presenza di limi sabbiosi debolmente ghiaiosi. Trattandosi di termini superficiali rimaneggiati di origine antropica con trattenuto al passante 200 superiore al 20 % e componente di argilla inferiore al 30%, si procederà a una caratterizzazione in condizioni drenate in accordo con le evidenze sperimentali pubblicate da Penman (1953) e Leonards (1962). Per la definizione dei parametri caratteristici di tali termini si è fatto riferimento ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche continue correlate alle prove penetrometriche standard (di cui si riportano di seguito i grafici risultanti)

#### Densità relativa

Per la stima di tale parametro, si fa riferimento alle correlazioni proposte da Gibbs e Holtz (1956) proposte figura seguente. Dall'utilizzo di tali relazioni è possibile, per gli strati indagati, osservare un campo di valori compreso tra un minimo < 40 a un massimo di circa il 70%, con un addensamento dei risultati tra le linee rappresentative di una densità relativa DR compresa tra 40 e 50 %, mediamente si assumerà come rappresentativo un valore del 45%.

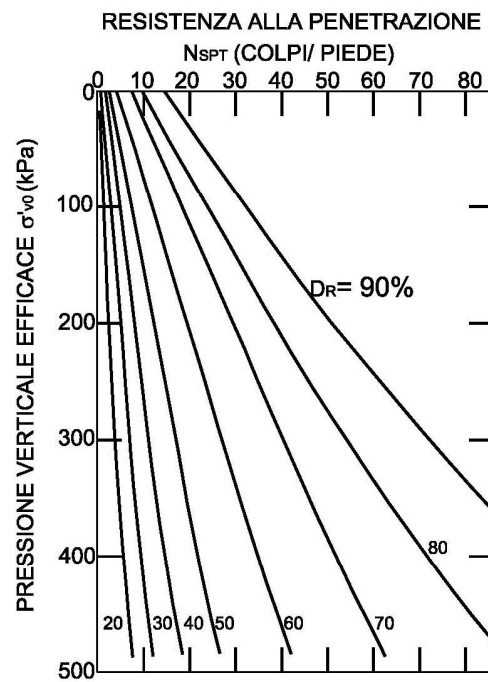
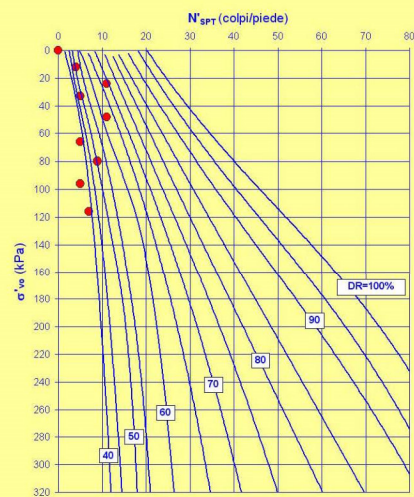


Figura 1  
Correlazione tra  $D_R$  e  $N_{spt}$  secondo  
Gibbs e Holtz (1957)

### B.3. DENSITA' RELATIVA

B.3.2. SPT

z <sub>w</sub> profondità della falda da p.c. (m)				-
profondità (m)	N <sub>spt</sub> (colpi/piede)	σ' <sub>vo</sub> (kPa)	N' <sub>spt</sub> (colpi/piede)	Dr (%)
0,60	4	12	4	--
1,20	11	24	11	69
1,65	5	33	5	48
2,40	11	48	11	62
3,30	5	66	5	--
4,00	9	80	9	50
4,80	5	96	5	--
5,80	7	116	7	--
		0	0	<40
		0	0	<40



Pino T.se SCPT1



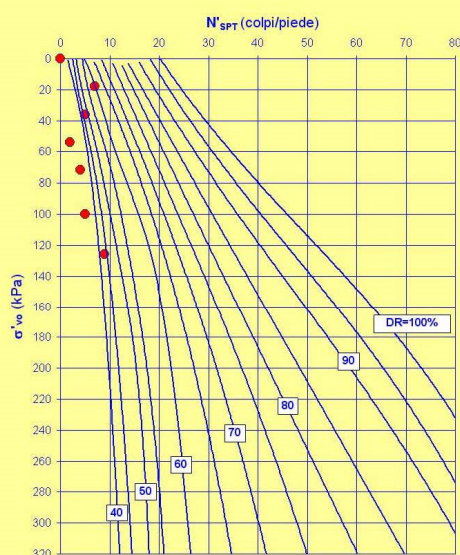
### B.3. DENSITA' RELATIVA

#### B.3.2. SPT

$z_w$	profondità della falda da p.c. (m)				-
-------	------------------------------------	--	--	--	---

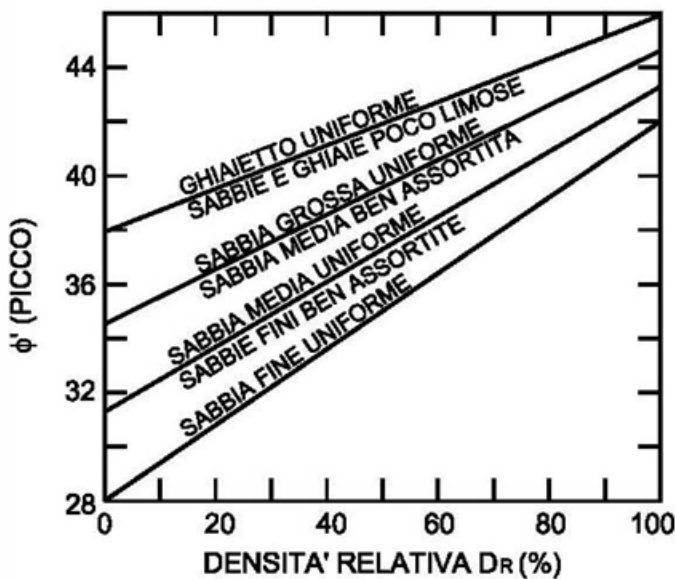
profondità (m)	$N_{spt}$ (colpi/piede)	$\sigma'_{vo}$ (kPa)	$N'_{spt}$ (colpi/piede)	Dr (%)
0,90	7	18	7	60
1,80	5	36	5	47
2,70	2	54	2	<40
3,60	4	72	4	--
5,00	5	100	5	--
6,30	9	126	9	44
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40
		0	0	<40



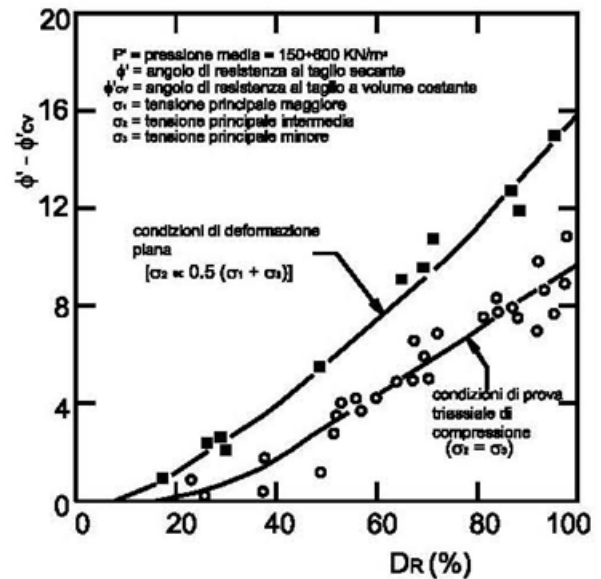
Pino T.se SCPT2

### Parametri di resistenza

Sulla base del valore di DR ottenuto è possibile, per mezzo delle correlazioni proposte da Schmertmann (1978) e riportate in figura seguente, stimare l'angolo di resistenza al taglio di picco, che risulta compreso in un campo variabile tra 34° e 35°. Il valore ricavato rappresenta l'angolo di resistenza al taglio di picco; relativamente all'angolo di resistenza al taglio a volume costante ( $\phi_{cv}$ ), la stima di tale parametro è possibile dall'esame del diagramma proposto da Bolton (1986) che per una densità relativa del 40-50 % prevede una differenza fra  $\phi$  e  $\phi_{cv}$  compresa tra 2 e 4°. In definitiva come valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante si assume un campo di valori compreso tra 30 e 32°.



**Figura 2**  
**Correlazione  $Dr - \phi'$**   
**(Schmertmann, 1978)**



**Figura 3**  
**Correlazione tra  $(\phi' - \phi'_{cv})$  e la**  
**densità relativa ( $Dr$ ) (Bolton, 1986)**

### Indice C.B.R.

Ai fini stradali un parametro caratteristico del terreno costituente il piano di posa del corpo stradale è l'indice CBR. Tale parametro è in genere ottenuto in laboratorio mediante penetrazione a mezzo di apposito pistone di provini cilindrici appositamente confezionati. Per via indiretta tale parametro è stimabile mediante la correlazione proposta da Peltier per cui:

$$ICBR = \frac{4500}{LL * IP}$$

Dove:

LL = limite liquido del terreno

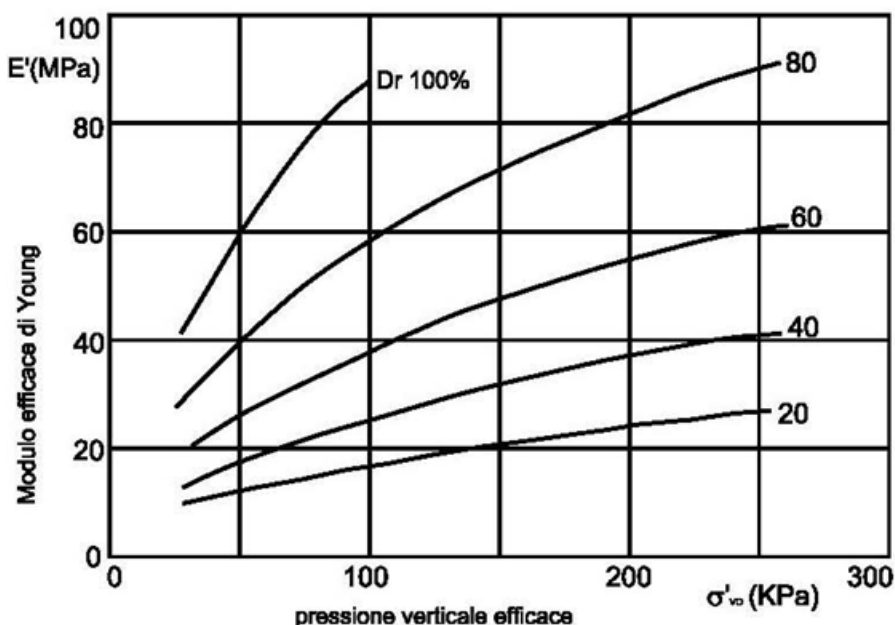
IP = indice di plasticità del terreno

Nel caso specifico per l'unità stratigrafica di copertura si ottiene un valore pari a circa 8 rientrando tra i valori medio bassi.

### Parametri di deformazione

Per quanto riguarda il coefficiente di Poisson vista la natura litologica dei termini presenti si può assumere un valore pari a 0,35. La stima del modulo di elasticità in condizioni drenate può essere condotta facendo riferimento a correlazioni con i valori di NSPT ottenuti nel corso di prove penetrometriche. In particolare Bowles propone per sabbie argillose la correlazione  $E' = 320 * (N + 15)$  kPa. Sostituendo i valori caratteristici N di tale strato, compresi tra 4 e 11 si ottiene  $E' = 6 - 8$  MPa.

Ulteriori indicazioni possono essere tratte dalle correlazioni proposte da Janbu riportate in figura seguente.



**Figura 4**  
**Correlazione tra  $E'$  -  $Dr$  -  $\sigma'$ .**  
**(Janbu, 1967)**

Ai fini stradali per il calcolo delle pavimentazioni flessibili spesso si fa riferimento a un modulo di elasticità statico  $E_s$  determinato tramite prove di carico con piastra circolare eseguite direttamente sul sottofondo di appoggio della pavimentazione. Secondo Jeuffroy tale modulo di elasticità statico è correlabile all'indice CBR tramite la relazione:  $E_s = 6,5 * ICBR^{0,65}$

Per il caso specifico si ottiene, essendo ICBR pari a 8  $E_s = 25$  MPa.

### Peso di volume

Sulla base della classificazione granulometrica, attraverso le correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), è possibile stimare il peso di volume saturo dei terreni in esame in 16 - 18 kN/m<sup>3</sup>.

## 5.3 Profilo geotecnico di progetto

Sulla base delle analisi svolte al paragrafo precedente è possibile definire un profilo geotecnico di progetto a cui fare riferimento in sede progettuale.

Il profilo geotecnico di progetto non differisce in modo sostanziale dal profilo litostratigrafico definito al paragrafo 5.2.2. In particolare è presente un'unica unità litostratigrafica ascrivibile a riporti sabbiosi limosi.

I parametri medi di progetto, estesi sino ad almeno 6,50 m di profondità, risultano compresi entro i seguenti campi di valori:

- peso di volume  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'_p = 34 \div 35^\circ$
- angolo di resistenza al taglio a volume costante  $\phi'_{cv} = 30 \div 32^\circ$
- modulo di elasticità drenato  $E' = 6-8 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0,35$
- Indice CBR  $I = 8 \%$

## **5.4 Condizioni idrogeologiche**

Il territorio interessato dalle opere in progetto, collocandosi in area collinare, con pendenze in alcuni casi ancora accentuate, e soprattutto per la tipologia dei depositi presenta una falda superficiale limitata ad areali di piccole dimensioni ed in porzioni relativamente pianeggianti.

I rilievi in sito ed i dati disponibili dalla letteratura non evidenziano problemi o dissesti particolari di natura geomorfologia che coinvolgano le aree interessate dalle opere in progetto.

## **6. CRITERI PROGETTUALI E CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE OPERE DI FONDAZIONE**

L'analisi del progetto non evidenzia la presenza di opere d'arte significative dal punto di vista statico. Per le opere accessorie si potrà far riferimento a fondazioni dirette avendo cura di limitare le pressioni sul terreno ai valori definiti nel seguito. I piani di posa si collocheranno comunque ad almeno 1 m dal piano campagna attuale in modo da porsi nell'ambito di termini non soggetti agli agenti atmosferici.

Nel seguito, dopo la descrizione del metodo di calcolo, si procederà a definire la portanza ammissibile per un plinto tipo di dimensioni 1 m x 1 m x 1 m, tale da soddisfare i fattori di sicurezza previsti dalla normativa vigente.

### **6.1 Metodo e codice di calcolo**

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione, si è proceduto nel modo seguente:

1. Si considera un plinto a base quadrata di dimensioni 1 m x 1 m ed approfondimento 1 m;
2. Si individuano le sollecitazioni agenti sul plinto di base;
3. Si individua la forma ridotta della base del plinto a causa dell'eccentricità dei carichi;
4. Si effettua la verifica a capacità portante del plinto.

Il calcolo è stato effettuato con l'ausilio del software CARL 14.0 di Aztec Informatica srl.

La verifica a carico limite viene eseguita secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle caratteristiche del terreno equivalente di progetto;



- 
- Calcolo della fondazione di progetto;
  - Calcolo del carico limite.

Il calcolo dei cedimenti viene eseguita secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della distribuzione dei carichi al piano di posa;
- Calcolo delle pressioni indotte nel terreno dal carico applicato;
- Calcolo dei cedimenti.

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità.

## Richiami teorici

### Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Le espressioni di Brinch-Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\phi=0$

$$q_u = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$  sono i fattori di profondità;  $s_c, s_q, s_\gamma$  sono i fattori di forma;  $i_c, i_q, i_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del carico;  $b_c, b_q, b_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del piano di posa;  $g_c, g_q, g_\gamma$  sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2.0 (N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

#### Fattori di forma

per  $\phi=0$        $s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$

$$\begin{aligned} \text{per } \phi > 0 \quad s_c &= 1 + 0.2 \frac{B}{L} \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} \\ s_q &= 1 + 0.1 \frac{B}{L} \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} \\ s_\gamma &= 1 + 0.1 \frac{B}{L} \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} \end{aligned}$$

#### Fattori di profondità

Si definisce il parametro  $k$  come

$$\begin{aligned} k &= \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1 \\ k &= \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1 \end{aligned}$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\begin{aligned} \text{per } \phi = 0 \quad d_c &= 1 + 0.4k \\ \text{per } \phi > 0 \quad d_c &= d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \end{aligned}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

#### Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con  $V$  e  $H$  le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con  $A_f$  l'area efficace della fondazione ottenuta come  $A_f = B' \times L'$  ( $B'$  e  $L'$  sono legate alle dimensioni effettive della fondazione  $B$ ,  $L$  e all'eccentricità del carico  $e_B$ ,  $e_L$  dalle relazioni  $B' = B - 2e_B$ ,  $L' = L - 2e_L$ ) e con  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta = 0$  per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\begin{aligned} \text{per } \phi = 0 \quad i_c &= 1 - \frac{m H}{A_f C_a N_c} \\ \text{per } \phi > 0 \quad i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\ i_q &= \left( 1 - \frac{H}{V + A_f C_a \tan \phi} \right)^m \\ i_\gamma &= \left( 1 - \frac{H}{V + A_f C_a \tan \phi} \right)^{m+1} \\ \text{dove} \quad m &= \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \end{aligned}$$

---

#### Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = 1 - \frac{2 \eta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$b_q = (1 - \eta \operatorname{tg} \phi)^2$$

$$b_\gamma = b_q$$

#### Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con  $\beta$  la pendenza del pendio i fattori  $g$  si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{1 - 2\beta}{\pi + 2}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \operatorname{tg} \phi}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

Per poter applicare la formula di Brinch-Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \operatorname{tg} \delta + A_r c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Per tenere conto del sisma, si può ridurre l'angolo d'attrito del terreno secondo il criterio di Sano. Sano valuta tale riduzione tramite la seguente relazione:

$$d\phi = \arctan (A_{\max} / 2^{0.5})$$

dove  $A_{\max}$  rappresenta la massima accelerazione orizzontale.

#### Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_r$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_r + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_r$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_r$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### Cedimenti della fondazione

#### *Metodo Elastico*

Il metodo dell'elasticità per il calcolo dei cedimenti, così come implementato, fornisce due valori:

- uno per deformazione laterale impedita ( $\mathbf{w}_{imp}$ )
- uno in condizioni di deformazione laterale libera ( $\mathbf{w}_{lib}$ )

L'espressione di  $\mathbf{w}_{imp}$  è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i (1 - \nu - 2 \nu^2)}{E_i (1 - \nu)} \Delta z_i$$

dove

$\Delta \sigma$  è la tensione indotta nel terreno, alla profondità  $z$ , dalla pressione di contatto della fondazione;

$E$  è il modulo elastico relativo allo strato **i-esimo**;

$\Delta z$  rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo** in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico;

$\nu$  è il coefficiente di **Poisson**.

L'espressione di  $\mathbf{w}_{lib}$  è la seguente:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_i} \Delta z_i$$

dove i termini sono stati già descritti sopra.

Lo spessore dello strato compressibile considerato nell'analisi dei cedimenti è stato impostato al valore  $H_s = 10.00$ .

I valori del cedimento ottenuti dalle due relazioni rappresentano un valore minimo  $\mathbf{w}_{imp}$  e un valore massimo  $\mathbf{w}_{lib}$  del cedimento in condizioni elastiche della fondazione analizzata.

### Calcolo delle tensioni indotte

#### *Metodo di Boussinesq*

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato  $Q$ , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto  $P(x,y,z)$  posto alla profondità  $z$ :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove:  $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$ ;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico  $Q$  come un carico infinitesimo agente su una areola  $dA$ . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico  $dQ$ : la tensione indotta in un punto  $P(x,y,z)$ , posto alla profondità  $z$ , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

### Opzioni di calcolo

#### **Analisi in condizioni drenate**

#### *Verifica al carico limite*

Metodo di calcolo della portanza:	Brinch-Hansen
Altezza del cuneo di rottura:	AUTOMATICA
Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente:	MEDIA ARITMETICA
Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:	
Riduzione sismica:	VESIC [2.00°]

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00  
 Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Riduzione per carico eccentrico:	MEYERHOF
<i>Verifica allo scorrimento</i>	

Partecipazione spinta passiva terreno di rinfiango:	0.00 (%)
---	----------

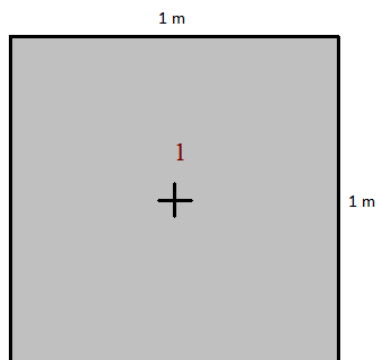
### *Cedimenti*

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il **metodo Elastico**.

Per il calcolo dei cedimenti è stata impostata un'altezza dello strato compressibile pari a: 10.00 [m]  
 E' stato richiesto di tenere in conto della fondazione compensata.

## 6.2 Modello di calcolo, azioni e combinazioni di carico

Si riportano di seguito due immagini estratte da software di calcolo, esemplificative della geometria e della condizione geotecnica assegnata.



*Figura 6 Geometria pianta plinto*



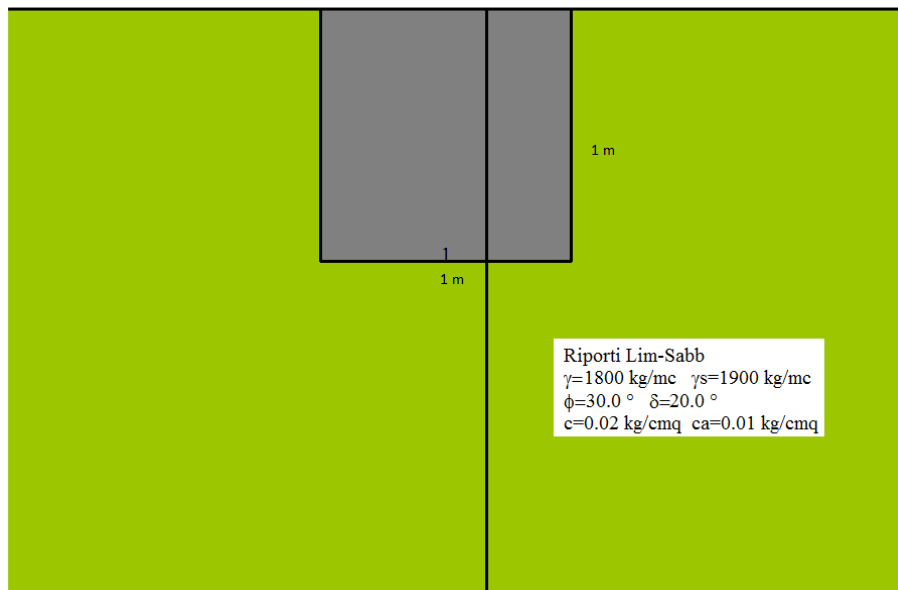


Figura 7 Sezione plinto

Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza parziali richiesti dalla normativa vigente.

N.T.C. 2018

**Simbologia adottata**

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_{\gamma}$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

**Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:**

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30	1.00	1.00

**Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:**

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00	1.00

**Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche geotecniche:**

		R1	R2	R3
Capacità portante	$\gamma_r$	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	$\gamma_r$	1.00	1.10	1.10

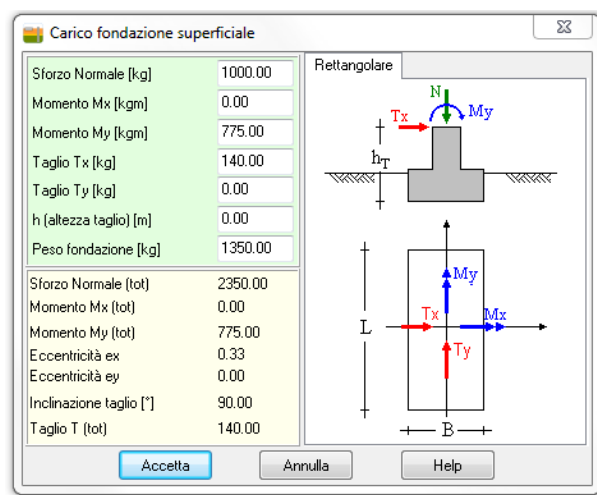
## Condizioni di carico

I carichi agenti sul plinto di fondazione sono quelli trasferiti dal palo soprastante e ed in particolare:

- Forza verticale: peso proprio → stimata cautelativamente pari a 1000 kg;
- Forza orizzontale: azione del vento → stimata cautelativamente pari a 140 kg;
- Momento: contributo dell'azione del vento e del peso dello sbraccio del palo e del corpo illuminante → 775 kgm.

Il peso del plinto viene assunto pari a 1135 kg.

Si riporta di seguito un'immagine estratta dal software esemplificativa della condizione di carico assegnata:



### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

**Fondazione** Nome identificativo della fondazione

**N** Sforzo normale totale espressa in [kg]

**Mx** Momento in direzione X espressa in [kgm]

**My** Momento in direzione Y espresso in [kgm]

**ex** Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]

**ey** Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]

**$\beta$**  Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]

**T** Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - PERMANENTE

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	$\beta$	T
	[kg]	[kgm]	[kgm]	[m]	[m]		[kg]
Fondazione	2350.0	0.0	775.0	0.3	0.0	90.0	140.0

N.B. A vantaggio di sicurezza il calcolo è stato effettuato assegnando un'unica condizione di carico permanente che comprende anche l'azione del vento.

#### Descrizione combinazioni di carico

##### *Simbologia adottata*

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

##### Combinazione n° 1 A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\psi$
Condizione n° 1	1.30	1.00

##### Combinazione n° 2 A1-M1-R3

Nome	$\gamma$	$\psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

##### Combinazione n° 3 SLER

Nome	$\gamma$	$\psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

##### Combinazione n° 4 SLEF

Nome	$\gamma$	$\psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

##### Combinazione n° 5 SLEQ

Nome	$\gamma$	$\psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

##### Combinazione n° 6 SLEQ

Nome	$\gamma$	$\psi$
Condizione n° 1	1.00	1.00

#### Opzioni di calcolo

##### **Analisi in condizioni drenate**

##### *Verifica al carico limite*

Metodo di calcolo della portanza:

Altezza del cuneo di rottura:

Criterio per il calcolo del macrostrato equivalente:

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica:

Brinch-Hansen

AUTOMATICA

MEDIA ARITMETICA

SANO [7.00(%)]

Coefficiente correttivo su  $N_{\gamma}$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N_{\gamma}$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Riduzione per carico eccentrico:

MEYERHOF

##### *Verifica allo scorrimento*

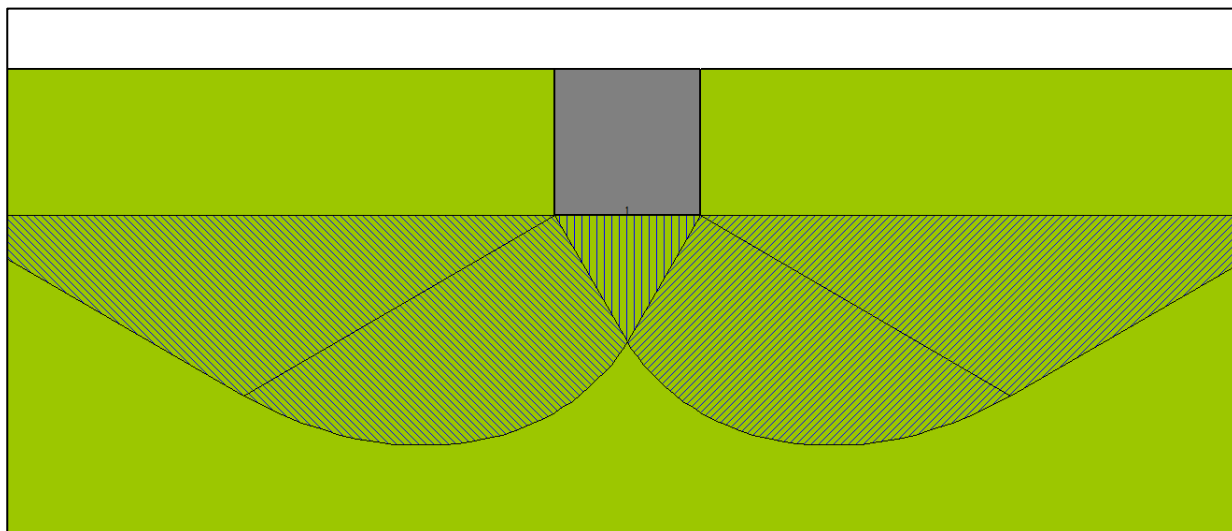
Partecipazione spinta passiva terreno di rinfiacco:

0.00 (%)

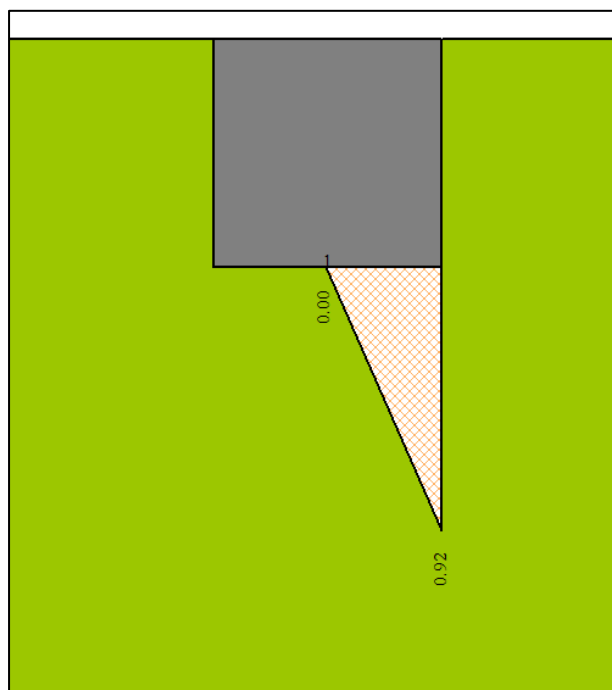
---

## 6.3 Capacità portante

Si riportano di seguito, per la combinazione 2 che risulta essere la più gravosa, delle immagini estratte dal software di calcolo:



*Figura 8 Cuneo delle spinte*



*Figura 9 Solido delle pressioni (Pressione massima 0.92 kg/cmq)*

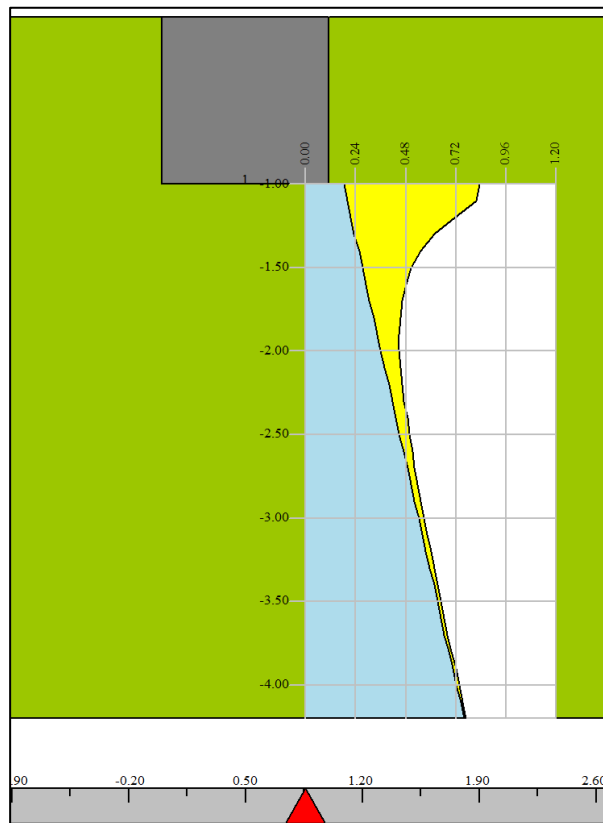


Figura 10 Andamento delle tensioni verticali [kg/cmq]

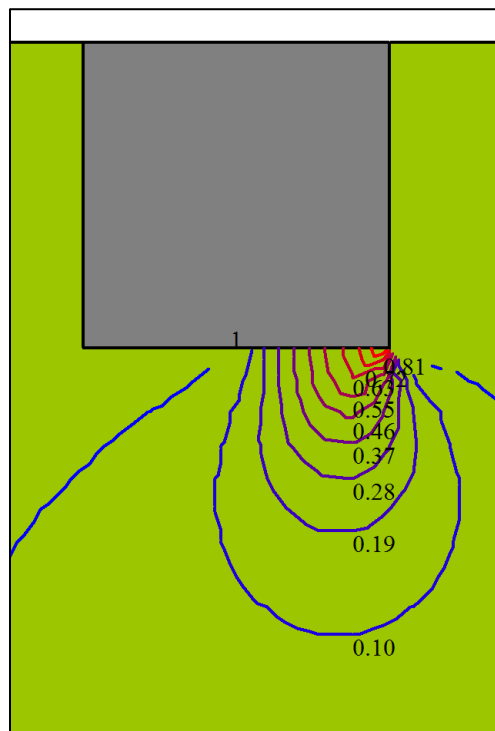


Figura 11 Bulbo delle tensioni (Tensione massima 0.9 kg/cmq)



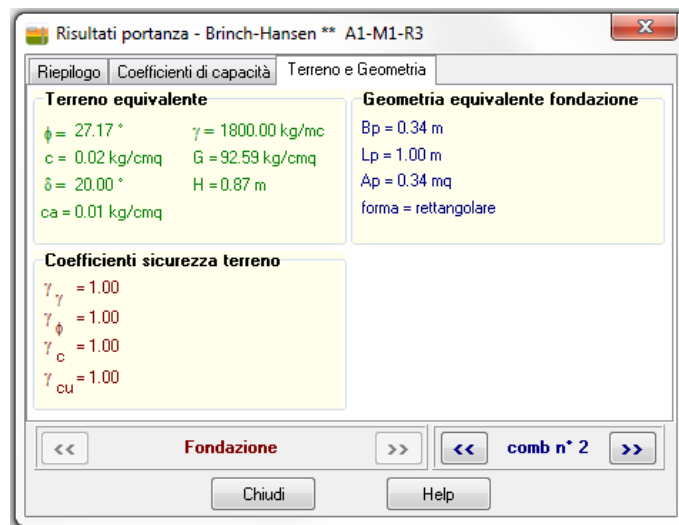


Figura 12 Terreno e geometria equivalente

N.B. La geometria equivalente della base plinto risulta rettangolare di dimensioni  $1 \text{ m} \times 0.34 \text{ m} = 0.34 \text{ m}^2$ .

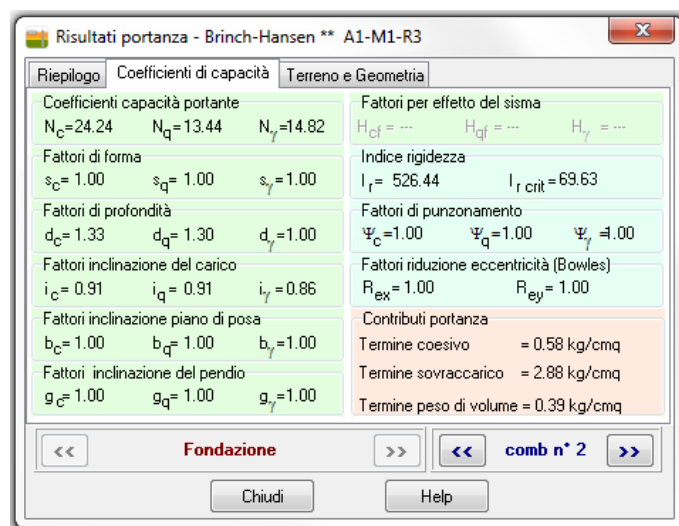


Figura 13 Coefficienti di capacità portante

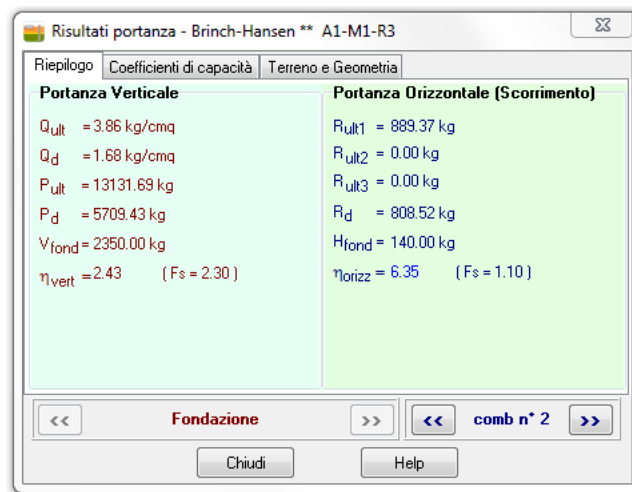


Figura 14 Risultati di verifica a capacità portante e scorrimento

La capacità portante ultima di progetto, per un plinto di dimensioni 1m x 1m x 1m risulta essere

$$Q_d = 1.68 \text{ kg/cm}^2 = 165 \text{ kPa.}$$

## 6.4 Cedimenti

Tale problematica stante l'assenza di opere d'arte significative risulta trascurabile. Le azioni indotte sul terreno dalle opere strutturali secondarie risultano inoltre ridotte, rispetto a quelle ammissibili, in condizioni di presenza dei soli carichi permanenti. Solo la presenza dei carichi accidentali quali le forze orizzontali permettono di raggiungere pressioni confrontabili con quelle ammissibili. La breve durata di tali azioni induce all'applicazione dei moduli di deformazione non drenati che per i materiali presenti risultano in genere elevati con conseguenti cedimenti di ridotta entità e limitati al campo "elastico".

---

## 7. Piani di posa, sottofondi

### 7.1 Tratti in rilevato

I campionamenti eseguiti lungo il tracciato e le analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati hanno messo in evidenza una coltre di terreno di copertura appartenente ai gruppi A6 ÷ A7 della classificazione delle terre CNR UNI; litologicamente si è in presenza di limi argillosi. Per quanto riguarda la potenza del terreno agrario interessato dall'attività agricola questo risulta presente in modo apprezzabile solo in corrispondenza della rotatoria di fine tratto in comune di Riva presso Chieri, le altre zone infatti risultano per larga parte occupate da termini di riporto o nel caso della rotatoria di Pino Torinese in via Chieri da una esigua porzione di terreno agrario potente circa 30 cm. Sulla base del sondaggio a carotaggio continuo risulta come la potenza del terreno agrario nella rotatoria di fine tratto presenti una potenza di circa 60 cm. E' evidente che tale copertura, interessata per larga parte dall'attività agricola e quindi con presenza di frazione organica non trascurabile andrà allontanata; essa potrà eventualmente essere reimpiegata per il rinverdimento delle scarpate e delle aree accessorie alle rotatorie. Per ottenere piani di posa dei rilevati accettabili occorrerà pertanto prevedere la completa asportazione dei materiali suddetti e procedere a una bonifica del sottofondo mediante apporto di materiale anidro opportunamente rullato e compattato sino a ricostituire il piano topografico di imposta dei rilevati, previa stesa di tessuto non tessuto anticontaminante. Tale attività dovrà essere comunque condotta in corrispondenza di ogni sito di imposta di nuovi rilevati limitando per altro lo scortico a soli 50 cm. L'analisi comparativa tra assetto stratigrafico e altezze dei rilevati in progetto non evidenzia particolari zone critiche che richiedano ulteriori interventi di bonifica del sottofondo oltre a quelli indicati in precedenza salvo casi singolari non individuati con l'indagine condotta in tale fase.

## 8. Materiali per manufatti in terra e loro reperimento

I materiali da impiegarsi per la realizzazione dei rilevati dovranno appartenere ai gruppi A1, A3 e A2-4 A2-5 della classifica delle terre CNR-UNI (Tabella 10006). La loro messa in opera dovrà avvenire con le usuali metodologie e tecniche operative, secondo le prescrizioni della geotecnica stradale; il grado di addensamento ottenuto sui singoli strati dovrà essere controllato con la misura del modulo di deformazione e della densità in sito, quest'ultima riferita alla densità massima ottenuta in laboratorio (AASHTO). In senso generale il reperimento di materiali idonei in zona è da ritenersi agevole, in quanto negli areali torinesi e astigiani, limitrofi al settore di intervento, risultano numerosi i siti di cava di termini rientranti nelle categorie litologiche suddette. Stante la modesta quantità di inerti da impiegare non risulta quindi necessario individuare specifici siti di cava, i materiali potranno infatti essere reperiti sul mercato locale.

## 9. Fenomeni di instabilità indiretti

La geologia dell'area non lascia spazio all'ipotesi di fenomeni di instabilità secondaria quali fenomeni di subsidenza o consolidazione per variazione del livello piezometrico, la falda acquifera risulta infatti avere una escursione stagionale limitata.

## **10. CONCLUSIONI**

Nel presente elaborato è stato fornito un inquadramento geotecnico dell'area interessata dalle opere relative ai lavori di "ADEGUAMENTO FUNZIONALE TRATTO PINO TORINESE (GALLERIA)-CONFINO PROVINCIALE [EX S.R. 10]" - II LOTTO (COD. 020TO09)", da realizzare nell'ambito del territorio comunale di Pino Torinese (To). L'intervento in progetto riguarda l'adeguamento funzionale e messa in sicurezza di un incrocio della strada Provinciale n.10 nel territorio comunale di Pino Torinese mediante la realizzazione di rotatorie. L'intervento prevede due rotatorie per il collegamento della strada provinciale n.10 alla strada comunale Via Folis.

Base di riferimento per la caratterizzazione geotecnica dei terreni afferenti le opere in progetto, è stata la Relazione Geologica (elaborato 3) e i risultati delle indagini stratigrafiche e geotecniche e delle prove di laboratorio (elaborato 4 "Ubicazione indagini geognostiche e prove geotecniche e risultati indagini geotecniche, prove geotecniche e prove di laboratorio").

È presente un'unica unità litostratigrafica ascrivibile a riporti sabbiosi limosi.

I parametri medi di progetto, estesi sino ad almeno 6,50 m di profondità, risultano compresi entro i seguenti campi di valori:

- peso di volume  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'_p = 34 \div 35^\circ$
- angolo di resistenza al taglio a volume costante  $\phi'_{cv} = 30 \div 32^\circ$
- modulo di elasticità drenato  $E' = 6-8 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson  $\nu = 0,35$
- Indice CBR I = 8 %

Sono state inoltre effettuate le verifiche a capacità portante dei terreni per i plinti di fondazione dei pali di illuminazione.

Le verifiche hanno fatto riferimento all'attuale normativa vigente, il D.M. 17/01/2018.

Per un plinto di dimensioni 1m x 1m x 1m la massima pressione scaricabile risulta essere di 165 kPa.