

**ACCESSIBILITA' DA NORD ALLA REGGIA DI VENARIA REALE
NUOVO PONTE SUL TORRENTE CERONDA**

PROGETTO ESECUTIVO

Il Responsabile del Procedimento
arch. Maurizio REGGI

rev.	descrizione	redatto	controllato	approvato	data
0	EMISSIONE	GI	AM	AM	30/09/2019

INDAGINI PRELIMINARI
IND.1 - Relazione geologica, geotecnica e sismica

COMMESSA 0 9 M 0 1 1 a FASE P E FILE: IND.1_Relazione geologica, geotecnica e sismica SCALA:

Progettazione:



Via Lamarmora 80
10128 Torino
tel: +39 011 58 14 511
e-mail: posta@aigroup.it
website: www.aigroup.it

AREA VIABILITA'

SERVIZIO PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE INTERVENTI VIABILITA' II

ACCESSIBILITA' DA NORD ALLA REGGIA DI VENARIA REALE
NUOVO PONTE SUL TORRENTE CERONDA

PROGETTO DEFINITIVO

Il Responsabile del Procedimento
dott. ing. Francesco PERNICE

rev.	descrizione	redatto	controllato	approvato	data
0	EMISSIONE	JT	AM	AM	18.02.2011

ELABORATI GENERALI GEN.7 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

COMMESSA	0	9	M	0	1	1	a	FASE	P	D	FILE: GEN.7_Relazione geologica, geotecnica e sismica	SCALA:
----------	---	---	---	---	---	---	---	------	---	---	--	--------

Progettazione: Associazione Temporanea di Imprese



Ai Engineering s.r.l.

Via Lamarmora 80
10128 Torino
tel. 011/58.14.511 fax 011/56.83.482
(MANDATARIA)

Ai Studio

Via Lamarmora 80
10128 Torino
tel. 011/58.14.511 fax 011/56.83.482

GeoEngineering

Via Cibrario 68
10144 Torino
tel. 011/48.14.122

ing. Anna Lisa SINI

Via Pitz'e Serra 33
09045 Quartu Sant'Elena (CA)

Indice

1. UBICAZIONE DEL SITO E NATURA DELL'INTERVENTO	3
2. ASPETTO GEOLOGICO	4
2.1 QUADRO GEOLOGICO GENERALE	4
2.1.1 Unità quaternarie	4
2.1.2 Unità prequaternarie	5
2.2 GEOLOGIA DEL SITO DI PROGETTO	5
2.2.1 Litologia.....	5
2.3 GEOIDROLOGIA	7
2.4 IDROGRAFIA.....	7
2.5 PIANO REGOLATORE E VINCOLI A CARATTERE GEOLOGICO	8
2.6 QUADRO DEL DISSESTO.....	8
2.7 MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO.....	8
2.8 FATTIBILITA' GEOLOGICA DEL PROGETTO.....	8
3. INQUADRAMENTO SISMICO	9
3.1 PERICOLOSITA' SISMICA.....	9
3.2 AZIONE SISMICA DI BASE.....	10
3.2.1 Valore dei parametri dell'azione sismica di base	10
3.2.2 Categoria di sottosuolo	11
3.2.3 Condizioni topografiche	13
3.3 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	13
4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DEL SUBSTRATO	14
4.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE	14
4.1.1 Sondaggi meccanici	14
4.1.2 Prove penetrometriche - criteri di correlazione e normalizzazione	15
4.2 INTERPRETAZIONE DEI DATI E VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI.....	15
4.3 MODELLO GEOTECNICO	24
4.4 SUSCETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEL SUBSTRATO	25

PREMESSA

La presente relazione tecnica espone i risultati dell'indagine geologica, geognostica e sismica per il progetto definitivo del nuovo ponte stradale sul Torrente Ceronda, struttura facente parte del piano di "Realizzazione parcheggi e viabilità nel complesso della Venaria Reale".

Viene descritto l'assetto geologico-morfologico generale del contesto in cui il sito di progetto si colloca, viene fornita la caratterizzazione degli aspetti locali di natura morfologica, litologica, geoidrologica e di propensione al dissesto.

E' inoltre valutata la fattibilità geologica dell'opera.

L'indagine e la memoria tecnica ottemperano a quanto prescritto dalla normativa vigente in merito alle indagini geologiche di progetto.

Infine vengono forniti l'inquadramento sismico de sito e la definizione dell'azione sismica fondamentale, nonché la caratterizzazione geotecnica di base dei materiali costituenti il substrato dell'opera in progetto.

1. UBICAZIONE DEL SITO E NATURA DELL'INTERVENTO

Si espone la caratterizzazione geologica di progetto di un ambito compreso nel territorio del Comune di Venaria Reale (TO), in cui è prevista la realizzazione di un nuovo ponte stradale in sostituzione dell'attuale "Ponte Castellamonte", strutturalmente inadeguato rispetto al previsto incremento del volume di traffico, nonché delle relative opere accessorie.

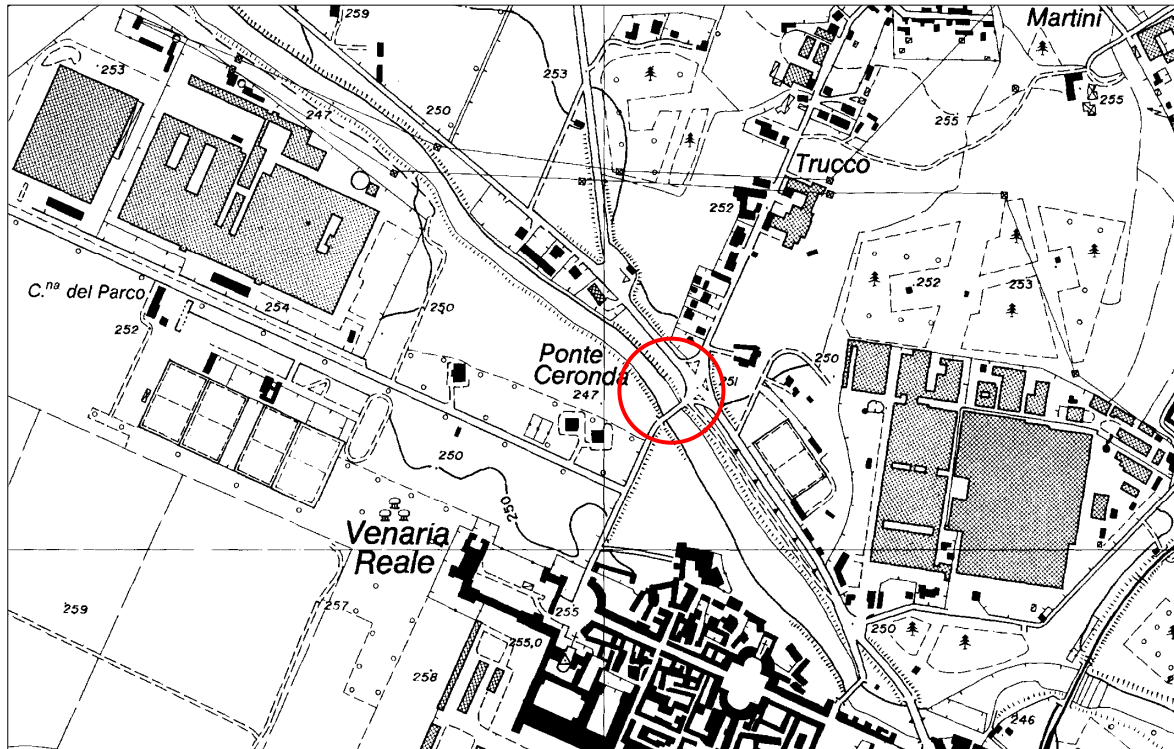


Fig. 1 - Sito di intervento (estratto dalla Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000)

2. ASPETTO GEOLOGICO

2.1 QUADRO GEOLOGICO GENERALE

Come documenti di base per la definizione del quadro geologico del settore di territorio che comprende il sito di progetto ci si è riferiti al F° 56 “Torino”, II edizione, della Carta Geologica d’Italia alla scala di 1:100.000, nonché al recente F° 155 “Torino Ovest” alla scala di 1:50.000. Le informazioni attinte sono state verificate ed integrate alla luce di rilievi diretti e di dati di letteratura, per la maggior parte inediti, relativi all’ambito in esame.

2.1.1 Unità quaternarie

Il sito di progetto si estende in un contesto geo-morfologico riferibile al settore marginale settentrionale dell’ampio conoide fluvioglaciale che origina dall’Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana, ampio corpo sedimentario composto di differenti unità, ciascuna delle quali è la testimonianza di altrettanti episodi erosionali e deposizionali legati ai corsi d’acqua principali, nonché alla rete idrografica minore che drenava i rilievi della porzione frontale dell’edificio glaciale.

In particolare, verso Nord, l’unità fluvioglaciale su cui si sviluppa la maggior parte della Città di Venaria Reale è incisa e terrazzata dal Torrente Ceronda, prossimo alla sua confluenza con il T.Stura di Lanzo.

Va per altro sottolineato che, nell’area, le trasformazioni susseguitesesi nel tempo, sino a quelle connesse all’attuale restauro e rifunzionalizzazione del complesso della Venaria Reale, hanno localmente portato all’offuscamento delle espressioni morfologiche originarie.

Con riferimento alla nomenclatura adottata nella recente cartografia geologica, nell’ambito di interesse si riconoscono le seguenti unità (si veda la tavola allegata):

- Sintema di Frassinere-Subsintema di Col Giansesco

Rappresenta l’unità su cui si estende buona parte del nucleo urbano di Venaria Reale, ed è geneticamente legata agli apporti fluvioglaciali della Dora Baltea.

L’espressione morfologica della sommità, che corrisponde alla superficie topografica, è a piana regolare, molto poco inclinata verso E-SE.

Litologicamente l’unità è rappresentata da sabbie ghiaiose e da ghiaie ciottolose più o meno sabbiose, sciolte, debolmente alterate, per uno spessore complessivo dell’ordine di poche decine di metri; l’appoggio basale è di tipo erosionale, ed è modellato nei depositi di piana deltizia plio-pleistocenici in facies “villafranchiana”. E’ presente una esigua coltre sommitale di depositi fini, limosi, riferibili a prodotti di esondazione a bassa energia e ad associati depositi eolici (loess) o loessico-derivati.

- Sintema della Regia Mandria -Subsintema di Venaria Reale

Unità più recente ed estesa a quote di poco inferiori alla precedente, da cui è separata da una scarpata di terrazzo di altezza non superiore a 2-3 m, a tratti oblitterata, è costituita da depositi alluvionali ghiaioso-ciottolosi, mediamente alterati, spessi da 20 a 30 m e poggiati con contatto erosionale sui sedimenti “Villafranchiani”. Alla sommità si estende un sottile livello di limi sabbiosi bruni.

- Sintema di Palazzolo – Subsintema di Ghiaia Grande

Incastrata di un paio di metri nella precedente, corrisponde all’unità in cui è inciso l’alveo del T.Ceronda ed in cui sono modellati i relativi ambiti perfluviali.

Litologicamente è costituita da una monotona successione di sedimenti alluvionali ghiaioso-ciottolosi, sciolti e non alterati, con frazione fine sabbiosa più o meno espressa. Alla sommità si

estende una coltre di limi spessa da qualche centimetro a pochi decimetri, legata alla sedimentazione di materiali fini per esondazione di acque a bassa energia. Lo spessore, stimato, è dell'ordine della ventina di metri; il limite basale è erosionale ed è sviluppato nell'unità in facies "villafranchiana". L'unità è da considerarsi tutt'ora in via di formazione, poiché soggetta alla dinamica erosionale-depositiva del T.Ceronda.

2.1.2 Unità prequaternarie

Nel sito di indagine e nell'area circostante non affiorano i termini relativi al substrato prequaternario, che viene intercettato unicamente dalle perforazioni per ricerca idrica o dai sondaggi meccanici più profondi, come testimoniato dai relativi riscontri stratigrafici che individuano, alla base dell'unità ghiaioso-ciottolosa-sabbiosa di età quaternaria, intercalazioni sabbioso-limose-argillose e sabbioso-ghiaiose, interpretabili come sedimenti di ambiente lacustre e fluvio-deltizio (facies "Villafranchiana").

La profondità del limite tra le unità quaternarie ed il substrato prequaternario è qui stimabile nell'ordine della trentina di metri, in corrispondenza dell'esordio di intercalazioni francamente argillose.

2.2 GEOLOGIA DEL SITO DI PROGETTO

Come detto, lo stato di naturalità dei luoghi risulta almeno in parte alterato in seguito agli interventi che si sono susseguiti nei secoli, connessi alla realizzazione della Venaria Reale e delle sue pertinenze.

In particolare, l'attuale configurazione del corso del T.Ceronda risulta qui significativamente modificata rispetto all'andamento naturale, con diversione artificiale verso NE del tratto che, verosimilmente, originariamente decorreva in corrispondenza del Parco Basso della Reggia.

L'espressione morfologica è pertanto caratterizzata da una certa artificialità, sebbene mantenga i tratti fondamentali propri delle aree alluvionali perifericali.

2.2.1 Litologia

Per la caratterizzazione litologica del sottosuolo ci si è riferiti ai risultati di tre sondaggi meccanici a rotazione, di cui due a carotaggio continuo ed uno a distruzione di nucleo, eseguiti secondo gli indirizzi forniti dal progettista strutturale (per l'ubicazione si rimanda alle tavole di progetto).

In particolare:

SONDAGGIO	PROFONDITA' (m dal p.c.)	QUOTA (m s.l.m.m.)	METODOLOGIA DI PERFORAZIONE
S1	15	251.0	Rotazione con carotaggio continuo
S2	35	250.4	Rotazione con carotaggio continuo
S3	10	250.0	Rotazione a distruzione di nucleo

Le stratigrafie sono state inquadrare in un contesto più esteso, ricavato da dati bibliografici, editi ed inediti, relativi a sondaggi meccanici ed a pozzi per approvvigionamento idrico ubicati in settori immediatamente limitrofi compresi nel medesimo contesto geologico¹. Viene riportata una lettura di sintesi dei dati ottenuti dai sondaggi a carotaggio continuo.

¹ Tra tutti, si citano i dati reperibili attraverso la Banca-dati geotecnica della Regione Piemonte. In particolare, le stratigrafie con codice: 101107; 101108; 100144; 100145; 106347; 106354; 106355; 106357; 106358

SONDAGGIO S1	Quota : 251 m -1,8 m*	Profondità: 15 m	Soggiacenza della falda idrica:
0,0 – 0,30	<i>Materiali di riporto</i>		
0,30 - 1,50	<i>Sabbia e ghiaia eterometrica debolmente limosa con sporadici ciottoli</i>		
1,50 – 3,10	<i>Ghiaia eterometrica con subordinata frazione sabbiosa</i>		
3,10 – 3,40	<i>Limo argilloso</i>		
3,40 – 5,90	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
5,90 – 7,20	<i>Sabbia limosa con subordinata ghiaia eterometrica</i>		
7,20 – 15,0	<i>Ghiaia eterometrica con ciottoli in frazione sabbiosa e sabbioso-limosa</i>		
SONDAGGIO S2	Quota : 250,4 m idrica: -1,65 m*	Profondità: 35 m	Soggiacenza della falda
0,0 – 0,20	<i>Materiali di riporto</i>		
0,20 – 5,60	<i>Ghiaia in matrice sabbiosa con ciottoli e trovanti</i>		
5,60 – 6,30	<i>Limo da sabbioso ad argilloso</i>		
6,30 – 7,80	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
7,80 – 10,0	<i>Limo da debolmente argilloso a sabbioso con subordinata ghiaia fine</i>		
10,0 – 12,70	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
12,70 – 13,0	<i>Sabbia fine limosa con ciottoli</i>		
13,0 – 18,40	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
18,40 – 19,80	<i>Sabbia fine limosa</i>		
19,80 – 20,80	<i>Ghiaia eterometrica in matrice sabbiosa debolmente limosa</i>		
20,80 – 21,60	<i>Sabbia eterometrica limosa</i>		
21,60 – 25,50	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
25,50 – 27,0	<i>Sabbia eterometrica debolmente limosa</i>		
27,0 – 27,40	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
27,40 – 28,10	<i>Sabbia grossolana e ghiaia fine</i>		
28,10 – 29,90	<i>Argilla limosa e limo debolmente sabbioso</i>		
29,90 – 35,0	<i>Sabbia da fine a medio grossolana, limosa</i>		

* per entrambi i sondaggi il rilievo piezometrico è stato eseguito nel mese di Novembre 2010

In sintesi, i dati individuano un'unità prevalentemente ghiaioso-ciottolosa, con frazione fine sabbiosa e sabbiosa limosa più o meno espressa, con intercalazioni di potenza variabile tra 0,50 e 3,0 m circa di sabbie più o meno limose e da limi sabbiosi debolmente argillosi.

Dal sondaggio S2 si rileva che dalla profondità di 28 m circa dal piano di campagna e sino alla quota di fondo della perforazione prevalgono sedimenti limoso-sabbioso-argillosi.

In base al quadro stratigrafico generale è ragionevole interpretare il loro esordio come il reperi che individua il limite tra un'unità superiore di natura alluvionale e riferibile al quaternario

(Sintema di Palazzolo-Subsintema di Ghiaia Grande), ed il substrato in facies “villafranchiana” di età plio-pleistocenica .

2.3 GEOIDROLOGIA

Per la definizione del quadro geoidrologico generale si è fatto ricorso alla documentazione tecnica esistente, con particolare riferimento per gli elaborati geologici del vigente Piano Regolatore Generale della Città di Venaria Reale².

Le unità alluvionali-fluvioglaciali quaternarie comprendono una falda idrica di tipo libero (“falda freatica”), sostenuta dal substrato plio-pleistocenico, nettamente meno permeabile che, pertanto, svolge ruolo di “limite di permeabilità definito” (nell’area di progetto la base dell’acquifero freatico è collocata ad una quota assoluta di 215 m s.l.m. circa³). Tale falda trae alimentazione diretta dalle precipitazioni meteoriche nonché dall’infiltrazione di sub-alveo dei corsi d’acqua, con i quali sviluppa stretti rapporti idrodinamici; ne consegue una diretta correlazione tra l’andamento stagionale delle piogge ed il regime dei deflussi, che si traduce in oscillazioni della superficie piezometrica (anche dell’ordine di 1-2 metri).

Per quanto concerne l’area di interesse progettuale, l’andamento delle linee isopiezometriche mostra che il T.Ceronda induce un netto effetto di drenaggio della falda freatica, con depressione piezometrica in corrispondenza dell’asse torrentizio.

La tabella individua i risultati delle misure piezometriche condotte nei sondaggi.

SONDAGGIO	QUOTA P.C. (m s.l.m.m.)	SOGGIACENZA (m dal p.c.)	QUOTA PIEZOMETRICA	DATA RILIEVO
S1	251.0	1,80	249.20	
S2	250.4	1,65	248.75	Novembre 2010
S3	250.0	1,65	248.35	

E’ da sottolineare che, in virtù della prossimità tra il sito ed il T.Ceronda, sono da prevedersi dirette e rapide oscillazioni della falda, legate all’andamento dei deflussi del corso d’acqua, che si sovrappongono alle variazioni piezometriche stagionali riconducibili alla dinamica della falda libera a scala territoriale.

A tale proposito, si citano i dati acquisiti in corrispondenza del piezometro P30 installato in prossimità del cimitero di Venaria (quota 262 m s.l.m.) nell’ambito del progetto interregionale PRISMAS, che individua un campo di variazione temporale della soggiacenza compreso tra 13 e 16,5 m dal piano di campagna (ovvero, un’oscillazione dell’ordine di tre metri).

Poiché in tali contesti la superficie freatica riflette l’andamento topografico, attenuandone le asperità, il dato al piezometro è congruente con quello rilevato in corrispondenza dell’area di progetto.

2.4 IDROGRAFIA

Come accennato, sebbene manchino a proposito testimonianze cartografiche o documenti storici, è pressochè certo che questo tratto del torrente risulti modificato rispetto all’andamento naturale.

Il torrente Ceronda decorre immediatamente a margine con l’area di previsto intervento che, sostanzialmente, va considerata come ambito di pertinenza perifluviale.

² Adozione Progetto Definitivo: D.C.C. n. 19 del 28.1.2002; Approvazione definitiva: D.C.R. n. 32-14962 del 7.3.2005. Elaborati geologici redatti dal dott.geol. Paolo Quagliolo.

³ Regione Piemonte. Piano di Tutela delle Acque. Monografia B3 “Acque Superficiali” - Area MS06 Tav. 2 .

2.5 PIANO REGOLATORE E VINCOLI A CARATTERE GEOLOGICO

Il Comune di Venaria Reale è dotato di P.R.G.C. approvato dalla Regione Piemonte con deliberazione G.R. n. 32-14962 del 7 marzo 2005.

La relativa “Carta di Sintesi della pericolosità geologica e dell’idoneità all’uso urbanistico” colloca l’area di previsto intervento in Classe IIIA ex Circolare n.7/LAP/96 e sua Nota tecnica esplicativa del 1999.

Il sito è non è sottoposto a vincolo idrogeologico ai sensi del R.D. n° 3267 del 30/12/1923;

2.6 QUADRO DEL DISSESTO

Il Torrente Ceronda determina situazioni di significativa pericolosità idraulica in corrispondenza dei centri abitati di Venaria e di Druento, come evidenziatosi in occasione degli eventi del Novembre 1994 e (con intensità minore) dell’Ottobre 2000. Le esondazioni hanno coinvolto aree estese, e sono attribuibili al sommarsi dell’onda di piena del torrente con gli apporti dei numerosi tributari minori, nonché agli effetti di interferenza dovuti alla confluenza nel T.Stura .

Durante l’alluvione del 1994 il tratto di alveo compreso tra il Ponte Verde e il Ponte Castellamonte è stato ampiamente inondato. In particolare, in sponda destra sono stati interessati gli insediamenti produttivi e gli edifici residenziali realizzati nelle aree prospicienti il corso d’acqua, comprese tra questo ed il terrazzo di poco più elevato su cui si estende la Reggia.

Stante tali condizioni di vulnerabilità idraulica, l’area di progetto risulta compresa nell’ambito della fascia fluviale A del T.Ceronda, come definito dal documento di variante al PAI (deliberazione n.6/2007).

2.7 MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

E’ possibile descrivere il quadro geologico attraverso il seguente modello di sintesi:

- **Morfologia** – L’area è parte dell’ambito perfluviale del T.Ceronda. E’ verosimile ritenere che lo stato dei luoghi risenta degli interventi sul territorio che si sono susseguiti per secoli, in relazione all’insediamento della Reggia della Venaria Reale.
- **Litologia** – Il substrato dell’area è riconducibile ad un’unità alluvionale recente (Olocene-Attuale) costituita di ghiaie ciottolose con frazione fine sabbiosa, sciolte, prive di stratificazione, spessa circa 30 m. Alla base, con contatto erosionale, si rinviene una sequenza di intercalazioni ghiaioso-sabbiose, limose ed argillose in facies “Villafranchiana”
- **Geoidrologia** – L’unità alluvionale definisce un acquifero che ospita una falda idrica di tipo libero, la cui soggiacenza media è nel sito dell’ordine di 1,6 m (rilievo condotto nel mese di Novembre 2010). Poiché la falda idrica è in stretto rapporto idrodinamico con il corso d’acqua, sono possibili oscillazioni piezometriche in risposta al regime dei deflussi.
- **Dissestabilità** – Il sito è inondabile da parte del T.Ceronda, ed è compreso nella Fascia fluviale A, come definita dall’Autorità di Bacino del F.Po.

Si sottolinea che in fase di realizzazione della struttura in progetto, andrà condotta una verifica diretta della rispondenza della situazione riscontrata con quanto rappresentato attraverso il modello geologico concettuale.

2.8 FATTIBILITA’ GEOLOGICA DEL PROGETTO

Alla luce dei risultati emersi dall’indagine geologica non si ravvisano elementi di ordine geologico, morfologico, geoidrologico o di dissestabilità tali da ostare alla realizzazione alla specifica struttura in progetto.

3. INQUADRAMENTO SISMICO

3.1 PERICOLOSITA' SISMICA

Con deliberazione 19/01/10, n.11-13058 la Giunta della Regione Piemonte ha provveduto all'aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche in virtù delle disposizioni dell'O.P.C.M. 3519/06.

Secondo tale documento il territorio comunale della Città di Venaria Reale viene confermato nella sua appartenenza alla Zona 4, alla quale corrisponde una "pericolosità sismica molto bassa".

Il grado di pericolosità sismica viene correlato alla risposta sismica di sito a_g , valore di accelerazione orizzontale massima attesa per eventi con differente tempo di ritorno T_R , espresso in termini di g (accelerazione di gravità), definita per ciascun punto del reticolo di riferimento nazionale rappresentato da una maglia regolare i cui nodi sono reciprocamente spazati di circa 10 km.

La figura 1 rappresenta la porzione del reticolo che comprende il sito di progetto, nel territorio della Città di Venaria Reale, con valori di a_g riferiti ad una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, equivalente a $T_R=475$ anni, e corrispondente frequenza annuale di superamento pari a 0,0021.

Si è infatti assunto, in prima istanza:

- Vita nominale $V_N=50$ (opere ordinarie)
- Classe d'uso II a cui compete un valore del coefficiente d'uso $C_U=1,0$
- Condizione prestazionale SLV (Stato limite di salvaguardia della vita), a cui compete una probabilità di eccedenza $P_{VR}=10\%$

Pertanto , il periodo di riferimento V_R sarà :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

ed i tempo di ritorno T_R :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 475 \text{ anni}$$

Per tali condizioni, la maglia elementare del reticolo che comprende il sito di progetto è caratterizzata da un valore di a_g di picco compreso tra 0,050 e 0,075 g .

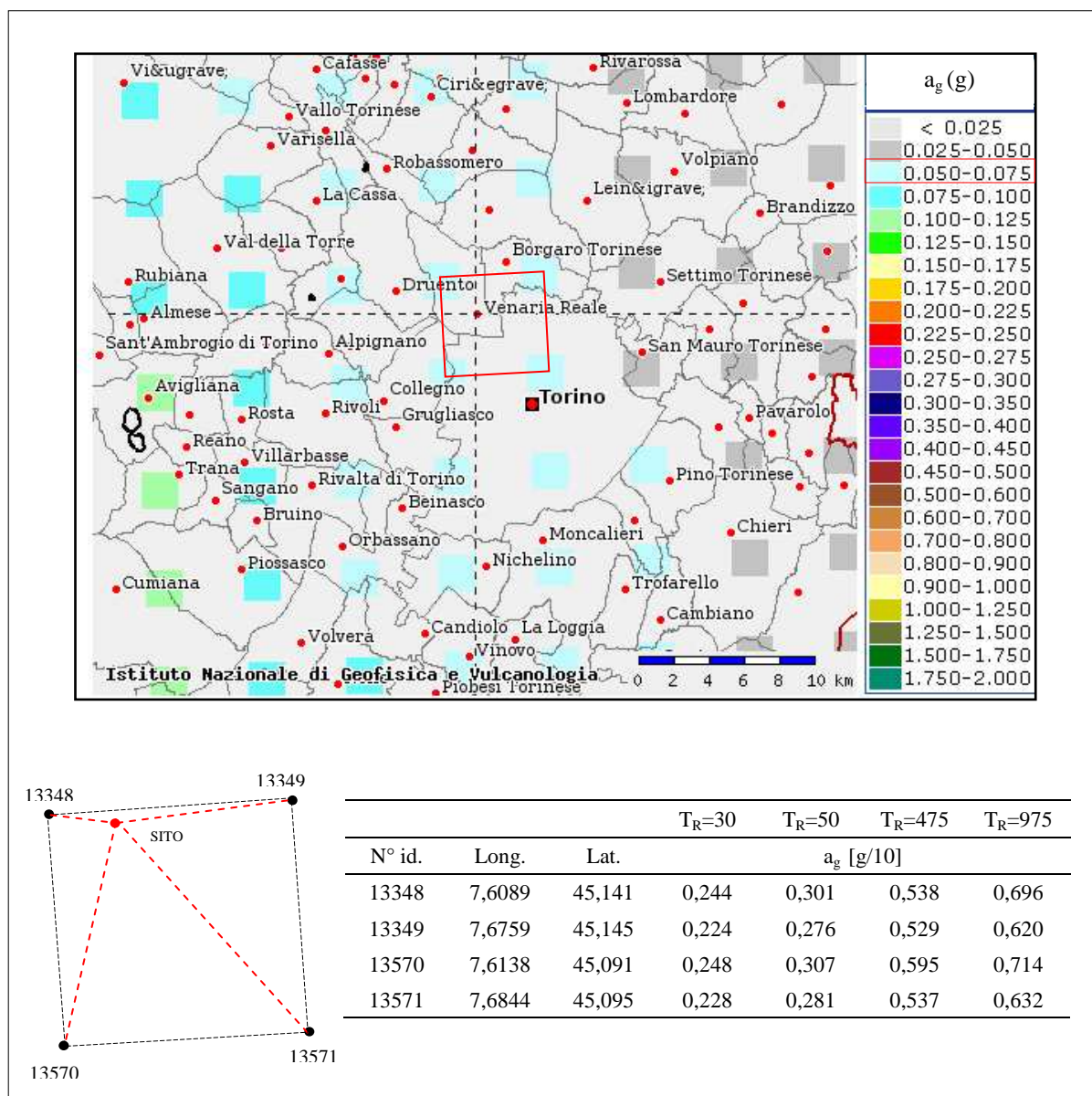


Fig. 2 – Reticolo di riferimento della pericolosità sismica $T_R=475$ anni (da INGV) ed individuazione dei nodi della locale maglia elementare con i relativi valori di a_g per differenti tempi di ritorno T_R

La tabella in figura, elaborata dall’Allegato B delle NTC 2008, fornisce i valori di a_g (g/10) per ciascuno dei quattro nodi del reticolo sismico che sottendono il sito di progetto e per i tempi di ritorno dati. Per T_R intermedi è possibile ottenere il relativo valore di a_g tramite interpolazione (cfr Allegato A alla NTC/08).

3.2 AZIONE SISMICA DI BASE

3.2.1 Valore dei parametri dell’azione sismica di base

Viene definita l’azione sismica di base (substrato rigido e superficie topografica orizzontale) per il sito di progetto, per differenti condizioni prestazionali (SLO, SLD,SLV,SLC), diversi tempi di ritorno T_R e relative probabilità di eccedenza P_{VR} , con riferimento ad una vita nominale dell’opera $V_N=50$ anni, classe dell’edificio = II e coefficiente d’uso $C_U=1,0$.

Le coordinate individuano il baricentro dell’area di progetto, e sono date con riferimento al

sistema UTM-ED50.

La tabella riporta il valore dei seguenti parametri spettrali:

- a_g accelerazione orizzontale massima attesa su riferimento rigido
- F_O valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

SITO DI PROGETTO – Venaria Reale (TO) Ponte T.Ceronda					
Coordinate UTM-ED50 Lat 45,13912 Long 7,62848					
	T_R [anni]	P_{VR50} (%)	a_g [g]	F_O [-]	T_C^* [s]
SLO	30	81	0,024	2,573	0,178
SLD	50	63	0,029	2,580	0,199
SLV	475	10	0,057	2,753	0,271
SLC	975	5	0,068	2,798	0,287

Fig. 3 – Parametri di pericolosità sismica per il sito di progetto

3.2.2 Categoria di sottosuolo

Nel mese di Dicembre 2010 è stata condotta una prova geofisica sismica nel foro di sondaggio S2 (prova *down-hole*), per la determinazione dei profili di velocità V_S di propagazione delle onde sismiche di taglio (onde S).

Con riferimento alle specifiche fornite dalle normativa, dai risultati della prova è possibile pervenire alla velocità equivalente $V_{S,30}$ in una sezione di sottosuolo di spessore pari a 30 ($V_{S,30}$) attraverso la seguente relazione:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1...N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} = \frac{30}{\sum_{i=1...N} t_i} \quad \text{dove} \quad t_i = \frac{h_i}{V_{S,i}}$$

in cui h_i e $V_{S,i}$ rappresentano rispettivamente lo spessore e la propagazione delle onde di taglio dello strato i -esimo degli N che costituiscono la sezione di riferimento profonda 30 m.

In relazione al valore di $V_{S,30}$ le NTC/08 articolano sette categorie di sottosuolo, (A÷E + S1,S2), caratterizzate da un comportamento meccanico via via più scadente.

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

Fig. 4 – *Categorie di sottosuolo ex NTC08*

Dal rapporto di indagine (al quale si rimanda per ulteriori informazioni) si rileva che nella sezione compresa tra -1m e -35 m dal piano di campagna il profilo di velocità delle onde S è riconducibile al seguente modello concettuale a quattro intervalli omogenei, ciascuno caratterizzato da un proprio valore di V_S :

Intervallo (m da p.c.)	Spessore (m)	Velocità V_S (m s ⁻¹)
1 - 6	5	227
6 - 14	8	455
14 - 19	5	143
19 - 35	16	417

Fig. 5 – *Risoluzione in termini di VS della sezione esaminata*

Pertanto, applicando l'equazione riportata in precedenza si ricava un valore rappresentativo di $V_{S,30}$ per l'intera sezione pari a 285 m s⁻¹.

Con riferimento alla Tab.2, tale velocità di propagazione delle onde di taglio è compatibile con un substrato di Categoria C, ovvero a: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s, (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)*” (cfr NTC/08).

Si intende segnalare, per altro, la singolarità legata al netto decremento di velocità (ovvero, di rigidità del mezzo) che caratterizza l'intervallo compreso tra 14 e 19 m, non correlabile ad alcun significativo cambio di litologia o di resistenza penetrometrica, come testimoniato dai dati di sondaggio meccanico.

Si suggerisce di investigare tale aspetto con maggior dettaglio nella successiva fase progettuale, eventualmente attraverso prove geofisiche svedite di superficie (ad esempio, SASW multicanale).

3.2.3 Condizioni topografiche

La configurazione plano-altimetrica locale è compatibile con la Categoria T1 “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”

3.3 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Secondo le NTC08 l'azione sismica di riferimento può essere descritta per mezzo del valore di accelerazione orizzontale di picco attesa in superficie, definita dall'azione sismica di base, modificata per tener conto degli effetti litologici e topografici di sito.

Convenzionalmente, in assenza di valutazioni più specifiche, viene assunto un valore dello smorzamento pari al 5% .

La tabella seguente caratterizza la risposta sismica locale con riferimento ai valori dei parametri spettrali di base, alla categoria di sottosuolo ed alle condizioni topografiche esposte in precedenza.

	S_s [-]	S_t [-]	S [-]	C_c [-]	η	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	a_{max} [g]	a_{max} [m s ⁻¹]
SLO	1,500	1,000	1,500	1,860	1,000	0,110	0,330	1,697	0,036	0,353
SLD	1,500	1,000	1,500	1,790	1,000	0,118	0,355	1,720	0,044	0,432
SLV	1,500	1,000	1,500	1,610	1,000	0,146	0,437	1,832	0,086	0,844
SLC	1,500	1,000	1,500	1,590	1,000	0,152	0,456	1,876	0,102	1,001

Fig.6 – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione (componente orizzontale)

Con:

- S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_t coefficiente di amplificazione topografica
- S $S_s \cdot S_t$
- C_c coefficiente di amplificazione di T_C^* , funzione della categoria di sottosuolo
- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento
- a_{max} accelerazione massima attesa al sito ($a_{max} = S \cdot a_g$)

Per quanto concerne lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale, indipendentemente dalla categoria di sottosuolo: $S_s=1,0$; $T_B=0,05$; $T_C=0,15$; $T_D=1,0$.

Pertanto:

	S [-]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	F_V [-]
SLO	1,0	0,05	0,15	1,00	0,538
SLD	1,0	0,05	0,15	1,00	0,593
SLV	1,0	0,05	0,15	1,00	0,887
SLC	1,0	0,05	0,15	1,00	0,985

Fig. 7 – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione (componente verticale)

Dove F_V rappresenta il fattore di amplificazione spettrale verticale massima

Si rimanda agli elaborati di calcolo strutturale per la definizione dell'azione sismica di progetto.

4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI DEL SUBSTRATO

4.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la caratterizzazione dei materiali costituenti il substrato dell'area di progetto sono state condotte le seguenti indagini in sito e di laboratorio

- 2 sondaggi meccanici a rotazione con carotaggio continuo (S1-S2) spinti rispettivamente a -15 e -35 m dal piano di campagna;
- 1 sondaggio meccanico a rotazione con distruzione di nucleo (S3) spinto a -10 m dal piano di campagna e strumentato con piezometro a tubo aperto;
- prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite in S1 e S2;
- analisi granulometriche e limiti di Atterberg su campioni prelevati in S2;
- 2 prove penetrometriche dinamiche DPHS (P1-P2) spinte rispettivamente a -8,1m e -11,1 m dal piano di campagna

Il sondaggio S1 e la prova P1 sono stati ubicati presso il punto di installazione di una struttura provvisoria per il transito stradale durante la costruzione del nuovo ponte; i sondaggi S2-S3 e la prova P2 sono prossimi alla spalla destra del ponte in progetto.

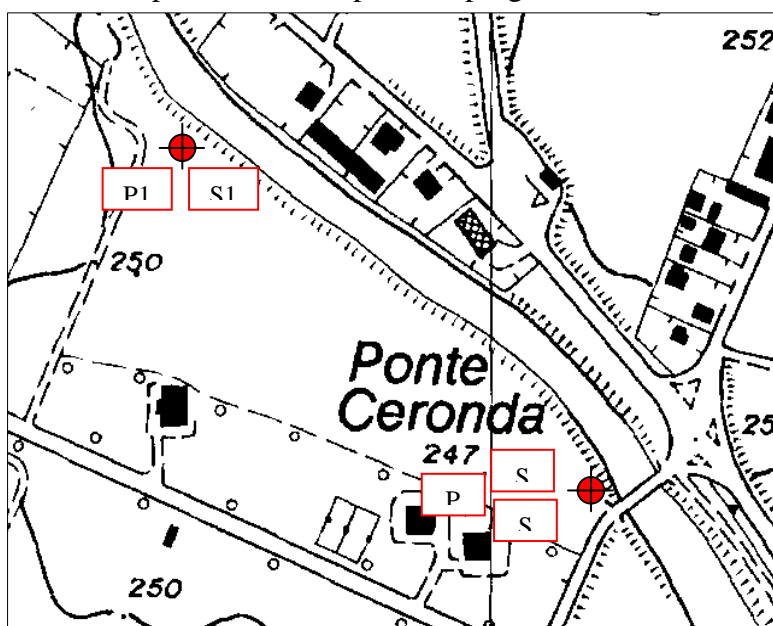


Fig.8 – Ubicazione dei sondaggi meccanici e delle prove DPHS

4.1.1 Sondaggi meccanici

La tabella riassume le caratteristiche salienti dei sondaggi meccanici.

SONDAGGIO	PROFONDITA' (m dal p.c.)	QUOTA (m s.l.m.m.)	METODOLOGIA DI PERFORAZIONE
S1	15	251.0	Rotazione con carotaggio continuo
S2	35	250.4	Rotazione con carotaggio continuo
S3	10	250.0	Rotazione a distruzione di nucleo

Fig. 9 – Sondaggi meccanici a rotazione

Nei sondaggi S1 ed S2 sono state eseguite rispettivamente 5 e 10 prove SPT, con cadenza di 3m;

in S2 sono stati prelevati 9 campioni rimaneggiati da sottoporre ad analisi di laboratorio.

4.1.2 Prove penetrometriche - criteri di correlazione e normalizzazione

- **CORRELAZIONE TRA N_{SCPT} E N_{30}**

Dalle analisi comparative disponibili in letteratura ⁽⁴⁾ tra i risultati della prova SCPT-DPSH e la prova penetrometrica standard in foro SPT risulta applicabile la seguente relazione:

$$N_{30} \cong 0,6 N_{SCPT}$$

alla quale ci si è attenuti nell'interpretazione dei dati .

- **NORMALIZZAZIONE DEL DATO PENETROMETRICO**

Per la normalizzazione dell'indice N_{SPT} ci si è ricondotti alla procedura ordinaria, che prevede la correzione del dato ottenuto in sito attraverso un coefficiente riferito ad un rendimento effettivo del dispositivo di infissione rispetto a quello teorico; tra i vari metodi proposti, si veda Ghionna V.N. & Robertson P.K. 1987 ⁽⁵⁾ :

$$N_{60} = \frac{ER_{iM}}{60} \cdot N_{SPT}$$

Con riferimento al rendimento medio del sistema penetrometrico, nello sviluppo del procedimento si è assunto $ER_{iM} = 60\%$; si veda Lo Presti e Puci, 2001 ⁽⁶⁾ .

Il valore normalizzato di N_{60} per la tensione verticale agente σ_v è dato da:

$$N'_{60} = C_N \cdot N_{60}$$

con C_N definito secondo Skempton, 1986 in funzione della granulometria del materiale.

L'analogia relazione proposta da Liao e Whitman, 1986 ⁽⁷⁾:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma_{v0}} \right)^{0,5}$$

porta a risultati strettamente confrontabili. Applicando tali correzioni, il dato penetrometrico risulta dipendere unicamente dalle caratteristiche del mezzo esaminato.

È per altro utile ricordare che ciascun terreno segue percorsi degli sforzi efficaci diversi (ovvero, ciascun terreno ha una sua propria storia) ed i risultati della prova penetrometrica possono essere correlati solo empiricamente con le specifiche proprietà del terreno in sito (Jamolkowsky et al., 1985); inoltre, tali correlazioni empiriche sono usualmente riferite a materiali omogenei fini e, pertanto, la loro trasposizione a materiali con diversa granulometria comporta un certo grado di imprecisione.

Nell'elaborare i valori penetrometrici, il dato comprendente il "rifiuto" è stato interpretato come $N_{SPT}=50$ (in terreni ghiaioso-ciottolosi tale scelta è opportuna e conservativa).

4.2 INTERPRETAZIONE DEI DATI E VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI

⁴ CESTARI F. - *Le prove geotecniche in sito* - ed. Geo-Graph s.n.c., Segrate 1990

TISSONI A. - *La "prova SPT e SCPT" a confronto nei terreni fluvioglaciali della pianura*

torinese - Geologia

Tecnica, 4/87, Roma 1987

⁵ GHIONNA V.N. & ROBERTSON P.K. (1987) - *Capability of In Situ Testing* - XIII Ciclo di Conferenze di Torino - Torino

⁶ LO PRESTI D. & PUCI I., 2001 - *Impiego delle prove penetrometriche dinamiche per la caratterizzazione meccanica dei terreni* - XVIII Ciclo delle Conferenze di Geotecnica di Torino.

⁷ LIAO, S.S.C & WHITMAN, R.V., 1986 - *Overburden Correction Factors for SPT in Sand* - JGED-ASCE - Vol 112 n° 3.

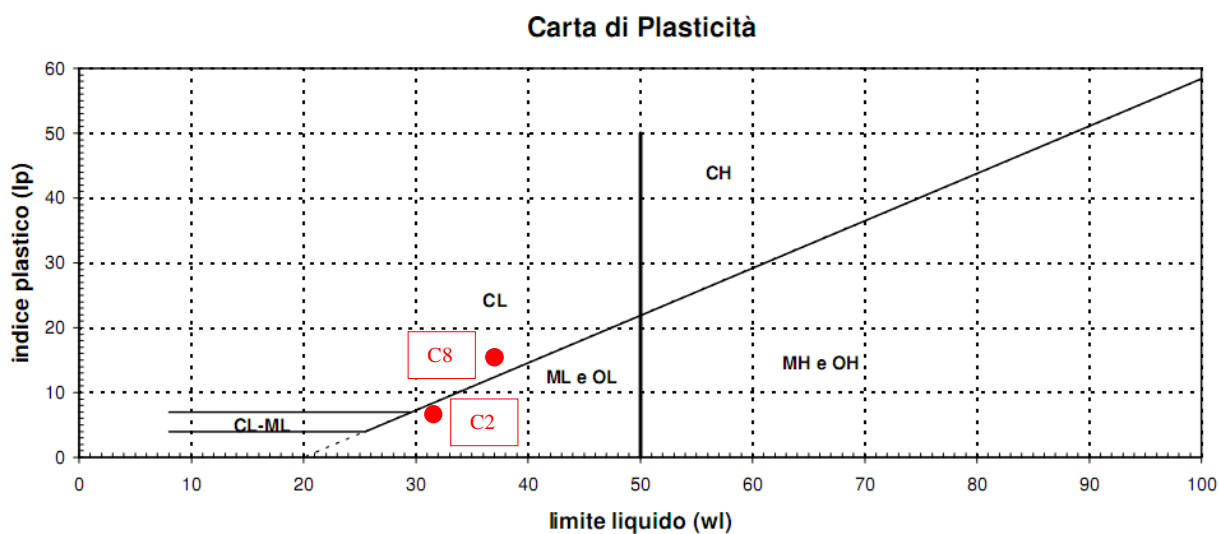
• NATURA LITOLOGICA

La tabella riporta la classificazione AGI dei campioni rimaneggiati sottoposti ad analisi granulometrica per setacciatura e per via aerometrica (si vedano i certificati di analisi):

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITÀ	CLASSIFICAZIONE AGI
S2	C1	2,50 - 2,70	ghiaia sabbiosa debolmente limoso-argillosa
S2	C2	8,40 - 8,60	limo e sabbia
S2	C3	10,40 - 10,70	ghiaia sabbiosa limoso-argillosa
S2	C4	16,60 - 16,90	sabbia con ghiaia limoso-argillosa
S2	C5	19,00 - 19,30	sabbia con limo
S2	C6	22,70 - 23,00	ghiaia sabbiosa debolmente limoso-argillosa
S2	C7	27,60 - 28,00	ghiaia sabbiosa debolmente limoso-argillosa
S2	C8	28,80 - 29,00	limo sabbioso debolmente argilloso
S2	C9	31,70 - 31,90	sabbia con limo

I campioni C2 e C8, a granulometria limoso-argillosa, sono stati sottoposti alla determinazione dei limiti di Atterberg; ne risulta:

SONDAGGIO	CAMPIONE	LIMITI DI ATTERBERG [%]	CLASSIFICAZIONE
S2	C2	wl=31,0 wp=24,81 ip=6,19	Campo ML : limo inorganico di media compressibilità
S2	C8	wl=37,0 wp=21,60 ip=15,40	Campo CL : argilla inorganica di media plasticità



Si riporta di seguito la stratigrafia sintetica dei sondaggi, rimandando alla nota tecnica redatta dalla Ditta di perforazione per ulteriore documentazione.

SONDAGGIO S1	Quota : 251 m	Profondità: 15 m	Soggiacenza della falda idrica: -1,8 m*
0,0 – 0,30	<i>Materiali di riporto</i>		
0,30 - 1,50	<i>Sabbia e ghiaia eterometrica debolmente limosa con sporadici ciottoli</i>		
1,50 – 3,10	<i>Ghiaia eterometrica con subordinata frazione sabbiosa</i>		
3,10 – 3,40	<i>Limo argilloso</i>		
3,40 – 5,90	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
5,90 – 7,20	<i>Sabbia limosa con subordinata ghiaia eterometrica</i>		
7,20 – 15,0	<i>Ghiaia eterometrica con ciottoli in frazione sabbiosa e sabbioso-limosa</i>		

SONDAGGIO S2	Quota : 250,4 m	Profondità: 35 m	Soggiacenza della falda idrica: -1,65 m*
0,0 – 0,20	<i>Materiali di riporto</i>		
0,20 – 5,60	<i>Ghiaia in matrice sabbiosa con ciottoli e trovanti</i>		
5,60 – 6,30	<i>Limo da sabbioso ad argilloso</i>		
6,30 – 7,80	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
7,80 – 10,0	<i>Limo da debolmente argilloso a sabbioso con subordinata ghiaia fine</i>		
10,0 – 12,70	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
12,70 – 13,0	<i>Sabbia fine limosa con ciottoli</i>		
13,0 – 18,40	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
18,40 – 19,80	<i>Sabbia fine limosa</i>		
19,80 – 20,80	<i>Ghiaia eterometrica in matrice sabbiosa debolmente limosa</i>		
20,80 – 21,60	<i>Sabbia eterometrica limosa</i>		
21,60 – 25,50	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
25,50 – 27,0	<i>Sabbia eterometrica debolmente limosa</i>		
27,0 – 27,40	<i>Ghiaia eterometrica in abbondante matrice sabbioso limosa</i>		
27,40 – 28,10	<i>Sabbia grossolana e ghiaia fine</i>		
28,10 – 29,90	<i>Argilla limosa e limo debolmente sabbioso</i>		
29,90 – 35,0	<i>Sabbia da fine a medio grossolana, limosa</i>		

SONDAGGIO S3	Quota : 250 m	Profondità: 10 m	Soggiacenza della falda idrica: -1,65 m*
0,0 – 5,50	<i>Materiali di riporto</i>		
5,50 – 6,50	<i>Sabbia e ghiaia eterometrica debolmente limosa con sporadici ciottoli</i>		
6,50 – 8,00	<i>Ghiaia eterometrica con subordinata frazione sabbiosa</i>		
8,00 – 10,00	<i>Limo argilloso</i>		

trattandosi di perforazione a distruzione di nucleo il dato litologico è interpretato

* per tutti i sondaggi il rilievo piezometrico è stato eseguito nel mese di Novembre 2010

A scala del sondaggio i repere stratigrafici denunciano una correlazione pressochè nulla, condizione usuale in ambito di depositi fluvio-torrentizi caratterizzati da spiccata variabilità granulometrica verticale e da eteropie (disomogeneità laterali).

Per altro, a scala maggiore i materiali possono essere complessivamente ricondotti a depositi eterogranulari ghiaioso-sabbiosi, più o meno limosi, con subordinate intercalazioni limoso-sabbioso- argillose⁸.

Nell’insieme, si tratta di materiali granulari medio grossolani (sabbia-ghiaia-ciottoli) e granulari fini (limo e limo argilloso), privi di coesione o dotati di debole coesione attiva unicamente a breve termine. Il contesto va quindi considerato come un “sistema aperto”, tale da consentire la dissipazione in tempi relativamente rapidi delle sovrappressioni interstiziali indotte dall’applicazione di un carico, e può essere descritto in termini di tensioni efficaci.

• PESO DI VOLUME

In assenza di dati specifici, il peso di volume dei materiali è stato assegnato con riferimento ai dati disponibili in letteratura; la distinzione in termini di profondità vuole tenere in conto dell’effetto connesso al grado di consolidazione (valori espressi in $kN\ m^{-3}$):

	ghiaie ciottolose ghiaie sabbiose	sabbie limose sabbie ghiaiose	limi sabbiosi limi argillosi
sino a 10 m da p.c.	19	18	19
oltre i 10 m da p.c.	20	19	20

Nelle elaborazioni dei dati, per i materiali sotto falda si è considerato un peso di volume saturo.

• DENSITA’ RELATIVA

Il grado di addensamento naturale del materiale, definito dal parametro D_r "densità relativa" è stato definito attraverso le correlazioni proposte dalla letteratura, dove A è una costante empirica dipendente dalla granulometria ($A=55$ per sabbie fini ; $A=65$ per sabbie ghiaiose).

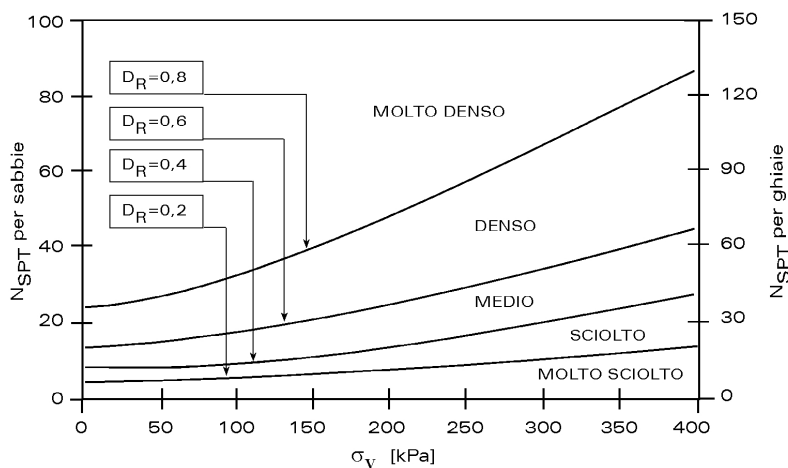


Fig.10 – Relazione tra NSPT e D_r (in Viggiani, 2000)

Va precisato che per materiali ghiaioso-ciottolosi le relazioni disponibili in letteratura tendono a sovrastimare D_r ; per essi è quindi opportuno utilizzare il valore minimo ottenuto attraverso le differenti relazioni disponibili.

⁸ S2 intervalli -7,8 ÷ -10,0 m e -28,1 ÷ -35,0 m (fondo foro); S3: intervallo -8,0 ÷ -10 m (fondo foro).

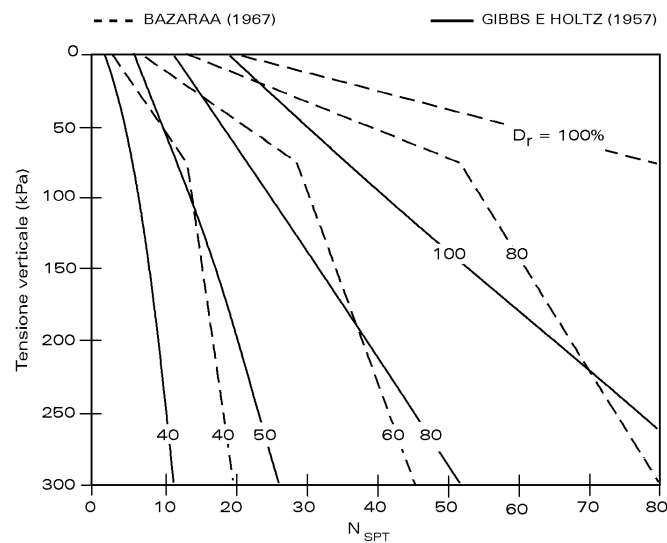


Fig. 11 – Confronto tra la relazione di Gibbs e Holtz (1957) e quella di Bazaraa (1967)

• COESIONE

La natura granulometrica dei materiali esclude contributi di natura coesiva e, quindi, per essi $c' = 0$. Può per altro agire una “pseudocoazione” legata alle frazioni granulometriche più fini e al grado di addensamento, attiva a breve termine e, in via conservativa, trascurabile.

• RESISTENZA AL TAGLIO

In assenza di dati di laboratorio è necessario ricorrere ad un procedimento indiretto per la determinazione dell’angolo di resistenza al taglio, intesa come “valore nominale”.

Per la determinazione dell’angolo di resistenza al taglio di picco sono possibili tre differenti approcci:

- Uno usa le correlazioni tra NSPT e ϕ' , quale quella della Japan Road Association

$$\phi'_{\text{picco}} = \sqrt{15 \cdot N_{\text{SPT}}} + 15$$

o quella proposta da Peck

$$\phi' = 0,3 \cdot N_{\text{SPT}} + 20$$

- Un secondo fa riferimento a correlazioni che esprimono ϕ' come funzione di N_{SPT} e della tensione verticale efficace litostatica, come quella recentemente proposta da Hatanaka e Uchida (1996) e Hatanaka & al (1998) nella forma:

$$\phi'_{\text{picco}} = \sqrt{20 \cdot N'_{60}} + 20$$

in cui N'_{60} è il numero di colpi normalizzato rispetto alla pressione atmosferica, oppure utilizzando altre correlazioni, come ad esempio quella di De Mello (1971).

- Un terzo utilizza le relazioni lineari proposte da Schmertmann (1978) tra ϕ' e la densità relativa DR , le cui costanti dipendono dalla granulometria del terreno. La densità relativa è stimata attraverso le correlazioni proposte da Skempton (1986).

La figura alla pagina seguente rappresenta i valori di ϕ' relativi a materiali sabbiosi secondo differenti correlazioni (Squeglia, 2006).

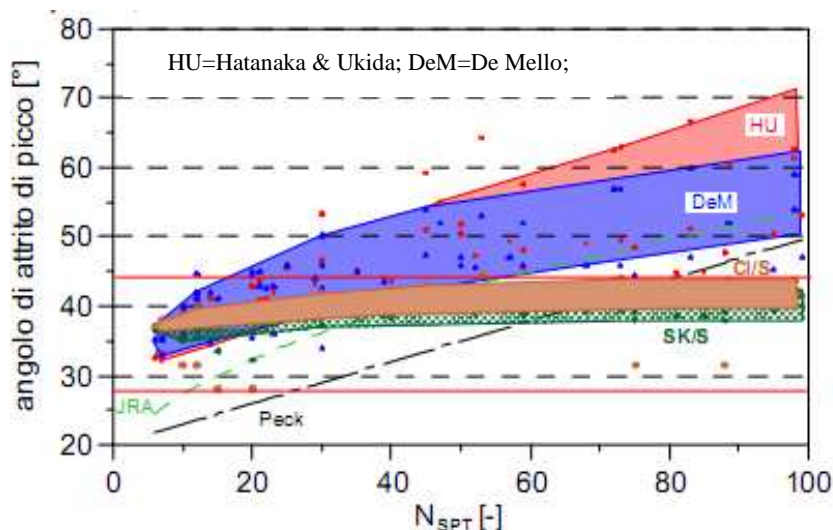


Fig.12 – Stima dell'angolo di resistenza al taglio di picco mediante diverse correlazioni

Nel caso specifico è stata utilizzata la relazione di Hatanaka e Uchida, poiché la si ritiene particolarmente adeguata ai contesti litologici quali quello in esame (almeno per N_{60} inferiori a 50, oltre ai quali i valori di resistenza al taglio raggiungono il limite superiore del campo di esistenza).

In ogni caso, va considerato che, poiché il terreno non è omogeneo, i valori di N_{SPT} ottenuti lungo verticali diverse della medesima unità possono essere sensibilmente diversi fra loro, e che la presenza di ciottoli e ghiaia può determinare valori di N_{SPT} erratici.

• **INTERPRETAZIONE DEI DATI IN TERMINI DI D_R E ϕ'**

Si riporta l'interpretazione delle prove DPHS P1-P2, nonché delle prove SPT eseguite in foro di sondaggio S1 e S2.

Prova DPHS P1													
Prof. m	γ' (kNm ⁻³)	σ_v kPa	N_{SPT}	N'_{60}	D_R %	ϕ'_{picco} (°)	Prof. m	γ' (kNm ⁻³)	σ_v kPa	N_{SPT}	N'_{60}	D_R %	ϕ'_{picco} (°)
0,3	19,0	5,7	13	13	85	38	4,2	20,0	55,4	34	34	96	45
0,6	19,0	11,4	10	10	74	35	4,5	20,0	58,5	32	32	93	44
0,9	19,0	17,1	5	5	53	30	4,8	20,0	61,5	21	21	78	39
1,2	19,0	22,8	2	2	28	26	5,1	20,0	64,6	24	24	80	40
1,5	19,0	28,5	2	2	27	26	5,4	20,0	67,7	17	17	70	37
1,8	20,0	32,5	3	3	24	28	5,7	20,0	70,7	13	13	61	35
2,1	20,0	35,6	5	5	48	30	6,0	20,0	73,8	6	6	43	30
2,4	20,0	38,7	5	5	47	30	6,3	20,0	79,9	8	8	47	32
2,7	20,0	41,7	5	5	46	30	6,6	20,0	82,9	10	10	51	33
3,0	20,0	44,8	6	6	52	31	6,9	20,0	86,0	24	21	69	38
3,3	20,0	46,3	5	5	44	29	7,2	20,0	89,1	27	21	70	38
3,6	20,0	49,3	11	11	64	34	7,5	20,0	92,1	54	54	99	49
3,9	20,0	52,4	22	22	83	40	7,8	-	-	-	-	-	-

Prova DPHS P2													
Prof. m	γ' (kNm ⁻³)	σ_v kPa	N _{SPT}	N' ₆₀	D _R %	ϕ' piccolo (°)	Prof. m	γ' (kNm ⁻³)	σ_v kPa	N _{SPT}	N' ₆₀	D _R %	ϕ' piccolo (°)
0,3	19,0	5,7	8	8	71	33	5,7	20,0	72,3	14	14	64	36
0,6	19,0	11,4	5	5	55	30	6,0	20,0	75,3	16	16	65	36
0,9	19,0	17,1	10	10	72	34	6,3	20,0	78,4	18	16	66	36
1,2	19,0	22,8	21	18	90	39	6,6	20,0	81,4	10	10	51	33
1,5	19,0	28,5	29	29	100	44	6,9	20,0	84,5	19	17	65	37
1,8	20,0	32,5	30	23	95	41	7,2	20,0	87,6	34	24	75	40
2,1	20,0	35,6	22	19	86	39	7,5	20,0	90,6	48	45	85	46
2,4	20,0	38,7	27	21	88	40	7,8	20,0	93,7	54	32	84	43
2,7	20,0	41,7	38	27	95	43	8,1	20,0	96,7	66	40	88	45
3,0	20,0	44,8	32	24	89	41	8,4	20,0	99,8	48	32	79	42
3,3	20,0	47,8	30	23	86	41	8,7	20,0	102,8	22	19	63	37
3,6	20,0	50,9	46	31	95	44	9,0	20,0	105,9	27	21	66	38
3,9	20,0	53,9	21	18	76	38	9,3	20,0	109,0	32	24	68	39
4,2	20,0	57,0	14	14	69	36	9,6	20,0	112,0	24	20	62	37
4,5	20,0	60,0	16	16	71	37	9,9	20,0	115,1	27	21	64	38
4,8	20,0	63,1	11	11	60	34	10,2	20,0	118,1	30	23	65	38
5,1	20,0	66,2	24	20	75	38	10,5	20,0	121,2	46	46	86	46
5,4	20,0	69,2	21	18	71	38	10,8	20,0	124,2	69	42	82	44

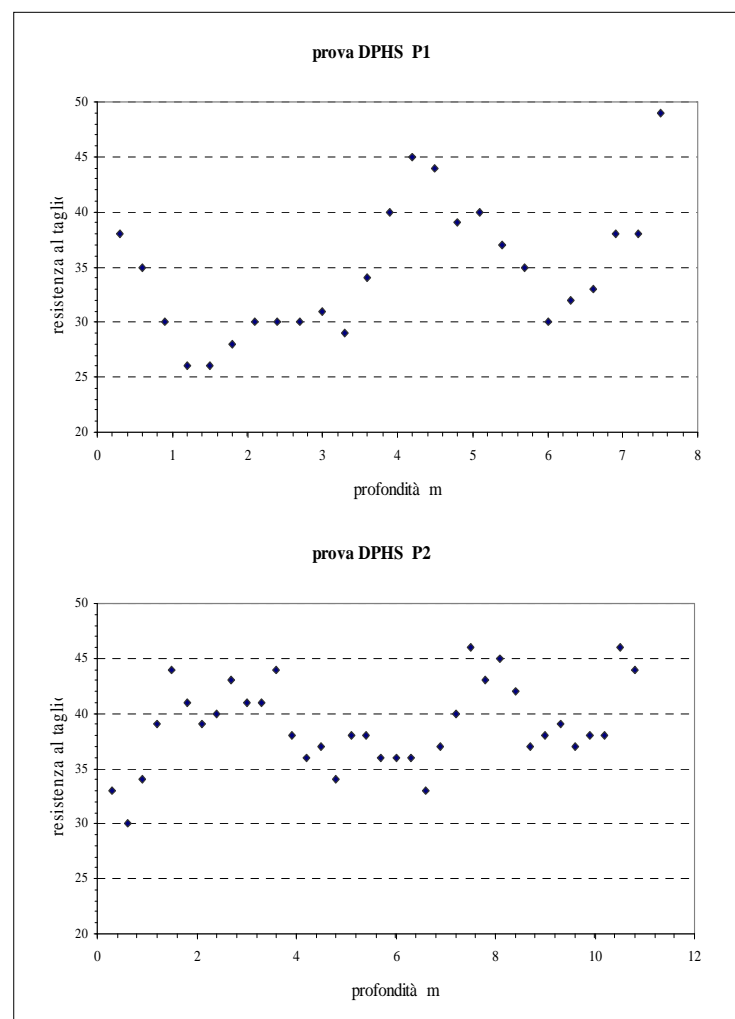


Fig.13 – Prove P1 e P2 : fluttuazione del valore di resistenza al taglio con la profondità

Interpretando i dati in termini di grado di addensamento (secondo le correlazioni qualitative di Terzaghi e Peck) è possibile individuare i seguenti livelli omogenei, validi unicamente a livello della singola prova e non correlabili spazialmente.

PROVA DPHS S1		
Livello	Intervallo	Addensamento
1	0,5 – 3,5	basso
2	3,5 – 5,5	medio elevato
3	6,0 -8,0	medio

PROVA DPHS S2		
Livello	Intervallo	Addensamento
1	0,5 – 3,5	elevato
2	3,5 – 7,5	medio
3	7,5 – 8,5	medio elevato
4	8,5 -10,0	medio

Per quanto riguarda le prove penetrometriche in foro di sondaggio:

SONDAGGIO S1						
Prof. m	γ' (kNm ⁻³)	σ_v kPa	N_{SPT}	N'_{60}	D_R %	ϕ'_{picco} (°)
2,90	20,0	47,2	13	13	71	36
6,25	20,0	81,3	6	65	41	30
9,30	20,0	112,4	50*	33	76	42
11,60	20,0	135,9	50*	33	73	41
14,60	20,0	166,4	50*	49	80	45

SONDAGGIO S2						
Prof. m	γ' (kNm ⁻³)	σ_v kPa	N_{SPT}	N'_{60}	D_R %	ϕ'_{picco} (°)
2,90		<i>dato non significativo</i>				
6,10		<i>dato non significativo</i>				
9,00	20,0	109,4	11	11	49	33
12,00	20,0	139,9	28	22	60	37
15,00	20,0	170,5	50*	50	79	45
18,00	20,0	201,1	40	28	57	38
21,00	20,0	231,6	60	38	62	40
24,00	20,0	262,2	50*	50	66	43
27,00	20,0	292,8	58	58	67	49
30,00	20,0	323,3	82	82	74	47

(*) dove la prova ha dato “rifiuto” si è considerato un valore di $N_{SPT} = 50$

• **VALORE CARATTERISTICO DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

A partire dai valori nominali individuati in precedenza viene definito il valore dei parametri geotecnici caratteristici, definiti come una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite, inteso come frattile 5% della popolazione (Norme Tecniche per le Costruzioni - DM 14/01/2008 e Eurocodice 7-UNI ENV 1997-1/2/3).

A tale scopo si è fatto ricorso alla seguente relazione:

$$X_k = \mu \pm t_{n-1}^{0,95} \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove:

X_k = valore caratteristico

μ = media del campione

n = numero degli elementi del campione

t = distribuzione di Student di ordine $n-1$ con livello di significatività=5%

σ = scarto quadratico medio della media del campione

Per altro, qualora il volume interessato dalla potenziale rottura sia piccolo risulta più opportuno ricorrere all'espressione:

$$X_k = \mu + z_{0,05} * \sigma \approx \mu - 1,645 \cdot \sigma$$

con z = distribuzione gaussiana standard.

Per i campioni poco numerosi (indicativamente inferiori a 5) ci si è avvalsi alla relazione (SCHNEIDER, 1997):

$$X_k = \mu \cdot \left(1 - \frac{COV}{2} \right)$$

essendo COV (coefficiente di variazione) pari al rapporto tra la deviazione standard e la media del campione.

La procedura sarà applicata unicamente alla resistenza al taglio, poiché, per quanto riguarda il peso di volume, costituendo una grandezza con basso coefficiente di variazione (COV%= 0-10 secondo LACASSE & NADIM, 1966), si assumono come caratteristici i relativi valori nominali riportati in precedenza.

Pertanto, elaborando i dati in modo ragionato:

PROVA DPHS S1				
Livello	Intervallo	μ	σ	$\varphi^{\text{picco}} X_k$
1	0,5 – 3,5	28,8	2,37	28,6
2	3,5 – 5,5	41,6	2,70	38,7
3	6,0 -8	34,0	2,90	31,4

PROVA DPHS S2				
Livello	Intervallo	μ	σ	$\varphi'_{\text{picco Xk}}$
1	0,5 – 3,5	39,3	2,51	37,3
2	3,5 – 7,5	36,3	1,62	35,3
3	7,5 – 8,5	43,3	COV=10%	36,2
3	8,5 -10,0	37,8	0,75	37,2

Per profondità superiori a quelle raggiunte dalle prove penetrometriche continue ci si è riferiti ai risultati delle SPT in foro di sondaggio, che sono stati statisticamente elaborati sia in termini di 5° percentile della distribuzione della media che della distribuzione dei dati, quest'ultima soluzione maggiormente opportuna qualora la superficie di rottura interessi un limitato volume di terreno (per esempio, in ambito di pali di fondazione singoli).

Pertanto:

PROVE SPT IN S1 E S2				
PROFONDITA'	M	σ	$\varphi'_{\text{picco Xk}}$ (distr.media)	$\varphi'_{\text{picco Xk}}$ (distr.dat)
Sino a 12 m circa	$\mu = 34,00$	COV=10%	31,2	28,8
12 – 30 m	$\mu = 43,33$	$\sigma = 3.5$	41,0	37,6

Gli elevati valori di deviazione standard testimoniano ulteriormente della dispersione dei dati, situazione caratteristica dei terreni fortemente eterogranulari quali quelli in questione.

4.3 MODELLO GEOTECNICO

I risultati delle indagini espone nella relazione geologica e di caratterizzazione dei materiali sono tradotti nel seguente modello geotecnico rappresentativo costituito da un unico livello:

Sino alla profondità massima riscontrata di 28 m dal piano di campagna.

Materiali granulari a grana grossa (ghiaia e ciottoli) con frazione (sabbia e limo) ben rappresentata, in elementi di spessore da decimetrico a metrico, da poco addensati ad addensati privi di coesione, privi di cementazione.

Locali intercalazioni di spessore da decimetrico a pluridecimetrico di materiali a granulometria prevalentemente fine (limi sabbioso-argillosi) da poco a mediamente densi, non coesivi o debolmente coesivi per pseudo-coesione, non cementati.

I termini litologici che compongono il livello sono tipicamente caratterizzati da spiccata variabilità verticale ed orizzontale, tali da non consentire alcuna utile correlazione anche su brevi distanze, né alcuna ripartizione generale in senso verticale poiché eventualmente significativa unicamente alla scala della singola verticale di prova .

Alla base del livello, a profondità maggiore di 28 m circa, si rileva un'unità prevalentemente sabbioso-limoso-argillosa, non caratterizzata in quanto ininfluenza ai fini del progetto.

E' presente una falda idrica di tipo libero (falda freatica) che si livella tra 1,5 e 2 m dalla quota di piano di campagna (riferito ai nei punti di rilievo piezometrico).

Si sottolinea che in fase di realizzazione della struttura in progetto andrà condotta una verifica diretta della rispondenza della situazione riscontrata con quanto rappresentato attraverso il modello geotecnico.

4.4 SUSCETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEL SUBSTRATO

Dal paragrafo 7.11.3.4.2 “Esclusione della verifica a liquefazione” delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC/2008:

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Nel caso specifico, la presenza di livelli sabbioso-limosi saturi poco addensati (intercettati dai sondaggi meccanici) e valori massimi di accelerazione sismica attesa dell'ordine di 0,1g (SLV e SLC) hanno suggerito di condurre la verifica di potenzialità alla liquefazione.

Tra i vari metodi disponibili in letteratura si è utilizzato quello di Seed e Idriss, 1982⁹, che si basa su risultati di prove penetrometriche dinamiche e determina il fattore di sicurezza F_s alla liquefazione di un livello granulare come il rapporto tra la capacità di resistenza, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica CRR e la richiesta di resistenza, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica CSR.

Ovvero:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

La variabile CSR può essere calcolata attraverso la relazione

$$CSR = \frac{\tau_{AV}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

con:

a_{max} = accelerazione orizzontale di picco al suolo

g = accelerazione di gravità

σ'_v = tensione verticale litostatica totale e efficace

r_d = coefficiente di riduzione delle tensioni

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo sismica attesa

⁹ SEED H. B. SEED & IDRIS I.M. - *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, 134 pp., 1982

La variabile CRR è calcolata come:

$$\text{CRR} = \frac{\text{Na}}{90}$$

con Na = fattore dipendente dall'indice N_{SPT} , da σ_v e dal valore granulometrico d_{50}

Escludendo a priori la suscettibilità alla liquefazione dei sedimenti ghiaioso-ciottolosi, per l'analisi ci si è riferiti al livello limoso-sabbioso-argilloso intercettato nel sondaggio S2 tra -7,80 e -10,00 dal p.c., in presenza di falda a -1,65 m dal p.c., del quale si dispone dell'analisi granulometrica (campione C2: limo e sabbia) e del valore di resistenza penetrometrica.

L'applicazione del metodo di Seed & Idriss porta a:

$$F_s = \frac{\text{CRR}}{\text{CSR}} = \frac{0,0993}{0,0596} = 1,667$$

Pertanto, il livello esaminato non è suscettibile di potenziale liquefazione.