

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NN1X
 10
 D
 78
 RH
 GE0600
 002
 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E. Pasquali S. Babucci	Dicembre 2020	G. Ficorilla	Dicembre 2020	M. Marino	Dicembre 2020	 ITALFERR S.p.A. Gruppo Infrastrutture Sud Direzione Infrastrutture Sud UO Infrastrutture Sud P.zza Log. Mario Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 70476

File: NN1X.10.D.78.RH.GE0600.002.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	5
3.1	RISPOSTA SISMICA.....	5
3.1.1	<i>Categoria di sottosuolo</i>	<i>6</i>
3.1.2	<i>Azioni sismiche di progetto</i>	<i>8</i>
3.1.3	<i>Magnitudo</i>	<i>9</i>
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
4.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOLOGICHE INTERCETTATE	10
4.2	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE	15
4.3	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	17
4.4	FALDA	19
5	ANALISI DI LIQUEFAZIONE.....	20
5.1	GENERALE	20
5.2	METODOLOGIE DI ANALISI	25
5.3	ANALISI BASATE SU PROVE SPT	27
5.4	ANALISI BASATE SU PROVE CPT	29
5.4.1	<i>Effetto tensione di confinamento (coefficiente $k\sigma$).....</i>	<i>31</i>
5.5	ANALISI BASATE SULLE ONDE DI TAGLIO VS.....	32
5.6	INDICE POTENZIALE LIQUEFAZIONE	33
5.7	RISULTATI	34
5.7.1	<i>Risultati prove lungo il tracciato.....</i>	<i>35</i>
5.7.1.1	<i>Risultati prove CPTU.....</i>	<i>35</i>
5.7.1.2	<i>Risultati prove DH</i>	<i>36</i>
5.7.1.3	<i>Risultati prove SPT</i>	<i>37</i>
5.7.1.4	<i>Grafici prove CPTU.....</i>	<i>37</i>
5.8	CONCLUSIONI	40
6	CEDIMENTI POST LIQUEFAZIONE	41

1 PREMESSA

Il presente documento illustra le valutazioni effettuate in merito alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione in relazione alla pericolosità sismica dei siti nel contesto dell'Adeguamento del PRG di Pontecagnano, ovvero inerente ai lavori compresi nel Lotto 10 del Progetto Definitivo del collegamento della Linea metropolitana di Salerno.

Lo studio descrive i risultati delle analisi di suscettibilità alla liquefazione dei terreni costituenti il sottosuolo, sviluppate attraverso l'interpretazione delle indagini eseguite relative al PFTE e ai nuovi dati relativi alle indagini svolte per questa fase progettuale, comprendenti indagini di tipo SPT, CPTU e Down Hole.

L'intervento di Adeguamento del PRG di Pontecagnano ricade tra le progressive pk 3+673 – 5+306 (progressive relative al PD Metropolitana di Salerno Lotto 00).

In sintesi, nei paragrafi seguenti, verranno approfondite le seguenti tematiche:

1. Inquadramento generale
2. Inquadramento sismico con definizione dell'azione sismica e della magnitudo di riferimento
3. Analisi del rischio di liquefazione per il settore in esame
4. Conclusioni

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l’Applicazione dell’aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea.

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 – Manuale di Progettazione delle Opere Civili

[N.6]. UNI EN 1997-1 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

2.2 **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

La presente relazione è stata redatta con riferimento ai seguenti documenti.

Relazione Geotecnica	---	A4	NN1X10D78RHGE0600001
Profilo Geotecnico Linea - Tav. 1	1:2000/1:200	A0	NN1X10D78L6GE0600001
Profilo Geotecnico Linea - Tav. 2	1:2000/1:200	A0	NN1X10D78L6GE0600002

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

3.1 RISPOSTA SISMICA

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* ;
- per diverse probabilità di superamento in 75 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 45 e 1462 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento $V_{R,TR}$ è esprimibile in funzione di P_{VR} mediante l'espressione:

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

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U la classe d'uso.

Per le opere della linea ferroviaria del presente progetto si ha in linea generale: $V_N=75$ anni e $C_U=1.5$ (classe d'uso III).

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g , l'accelerazione di picco a_{max} è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_T \cdot S_S \cdot a_g$$

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica. Nel seguito viene definita la categoria di sottosuolo e le azioni sismiche di progetto.

3.1.1 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $V_{s,eq}$, poiché la profondità del substrato superiore a 30 m. Si può ricavare il parametro $V_{s,eq}$ mediante la relazione:

$$V_{s,eq} = V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della $V_{s,eq}$, in particolare sono state eseguite prove sismiche di tipo Down Hole e MASW.

I risultati ricavati dalle prove geofisiche in termini di valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ sono riportati in Tabella 3-1 con le categorie di suolo corrispondenti (da Tabella 3-2). Le prove sono riportate in ordine di posizione progressiva.

Tabella 3-1 – Risultati delle prove geofisiche in termini di $V_{s,eq}$ e loro categorie di sottosuolo (da Tabella 3-2).

Tratto	Prova	Data di esecuzione	$V_{s,eq}$ (m/s)	Tipo di suolo
Sezione A2 (da pk 3+673 a pk 4+722)	MASW 2	2019	346	E
	MASW 3	2019	324	C
	MASW 4	2019	356	E
	MASW 5	2019	375	B
	MASW 6	2019	336	E
	MASW 7	2019	334	E
	DH_13	2020	343	C
	MASW8	2019	313	E
Sezione A3 (da pk 4+722 a pk 5+306)	S3_DH (pk 63+703)	2002	229	C
	MASW 9	2019	292	C
	DH_16	2020	258	C
	MASW BH15	2020	266	C
	DH_19	2020	270	C
	MASW 10	2019	271	C
	MASW BH20	2020	262	C
	MASW 11	2019	267	C
	S3_DH (pk 66+406)	2002	191	C

Tratto	Prova	Data di esecuzione	$V_{s,eq}$ (m/s)	Tipo di suolo
	DH_23	2020	256	C
	MASW 12	2019	275	C
	DH_24	2020	231	C

Lungo il tracciato i valori delle velocità delle onde di taglio identificano quindi terreni di tipo B, C e E.

**Tabella 3-2 – Categorie di sottosuolo che permettono l'uso dell'approccio semplificato.
 (Tabella 3.2.II delle NTC2018).**

Suolo	Descrizione geotecnica
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.

3.1.2 Azioni sismiche di progetto

Sulla base di quanto sopra, i valori del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite sono riportati in Tabella 3-3 (per opere di protezione, muri di sostegno), Tabella 3-4 (per fabbricati) e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (per passarelle, sottopassi e cavalcaferrovia).

Si rimanda al testo delle NTC2018 per ogni altra indicazione, ad esempio in merito alla definizione degli spettri elastici di risposta e alla relazione geologica per ulteriori approfondimenti.

Tabella 3-3 – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c , S_s , S_T , S , a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per opere di protezione, muri di sostegno e ponti ($V_R = 112.5$ anni).

Tratto	Nome di opera	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
Sezione 2	da pk 3+673 a pk 4+722	SLO	68	0.052	1.600	0.083
		SLD	113	0.063	1.600	0.101
		SLV	1068	0.132	1.600	0.212
		SLC	2193	0.160	1.512	0.242
Sezione 3	da pk 4+722 a pk 5+306	SLO	68	0.052	1.500	0.078
		SLD	113	0.063	1.500	0.094
		SLV	1068	0.132	1.486	0.196
		SLC	2193	0.160	1.434	0.229

Tabella 3-4 – Valori dei parametri a_g , F_o , T_c , S_s , S_T , S , a_{max} per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per fabbricati ($V_R = 100$ anni).

Tratto	Nome di opera	SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
Sezione 2	da pk 3+673 a pk 4+722	SLO	60	0.050	1.600	0.079
		SLD	101	0.060	1.600	0.096
		SLV	949	0.128	1.600	0.205
		SLC	1950	0.155	1.529	0.229
Sezione 3	da pk 4+722 a pk 5+306	SLO	60	0.050	1.500	0.074
		SLD	101	0.060	1.500	0.090
		SLV	949	0.128	1.494	0.191
		SLC	1950	0.155	1.443	0.224

3.1.3 Magnitudo

Per la definizione del valore di magnitudo di riferimento per le verifiche a liquefazione, oltre al quadro sismo-tettonico esposto ai paragrafi precedenti, può essere considerata l'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica (accelerazione su suolo rigido orizzontale) di cui alle NTC2018, fornita quale elaborazione aggiuntiva direttamente dal progetto INGV-DPC S1 (vedi Figura 3.1), qui considerata per il punto P2 (fine tracciato). La valutazione del potenziale di liquefazione è stata condotta per il periodo di ritorno dell'azione sismica più prossimo a quello dello stato limite ultimo di verifica (SLV, cfr. i valori di pericolosità sismica riportati in Tabella 3-3, Tabella 3-4). I risultati di tale analisi, svolta per il punto di griglia più prossimo al sito di progetto (N. 34099) per un periodo di ritorno di 975 anni (probabilità di superamento di 5 % in 50 anni) mostrano come siano dominanti terremoti con valori di magnitudo compresi tra 6-7.5 ed epicentro a distanza 30-60 km. I valori medi di magnitudo e distanza da analisi di disaggregazione sono rispettivamente $M=6.67$ e $d=44.5$ km.

Sulla base della sismicità storica, la magnitudo di riferimento da considerare risulta generalmente più elevata. Tenendo conto dei terremoti con maggiore risentimento nell'area di progetto (cfr. paragrafi precedenti) è ragionevole assumere, una magnitudo di riferimento per la verifica a liquefazione pari a **6.8**.

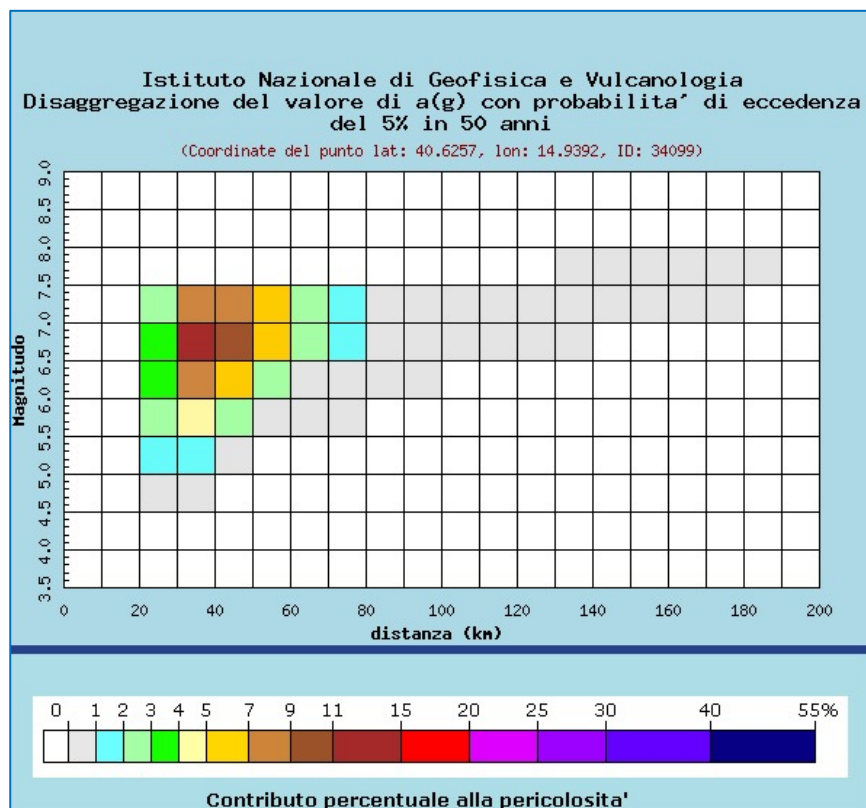


Figura 3.1 – Analisi di disaggregazione del dato di pericolosità per il punto di griglia 34099 (per $T_R = 975$ anni), da elaborazioni DPC-INGV S1 (<http://zonesismiche.mi.ingv.it/>).

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico-geomorfologici.

Nel seguito vengono definite le unità geologiche e geotecniche intercettate, individuabili graficamente nei rispettivi profili longitudinali a cui si rimanda.

4.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOLOGICHE INTERCETTATE

Il territorio oggetto degli interventi in progetto si sviluppa lungo la Piana del Sele, nel settore centro settentrionale della pianura, per una lunghezza di 8,8 km circa ed affiancherà la linea ferroviaria Salerno – Battipaglia nei pressi del comune di Pontecagnano. Per quanto concerne la cartografia geologica di riferimento, la cartografia CARG in scala 1: 50.000 copre l'intero territorio oggetto del presente studio. Lo stralcio delle Carta Geologica, Foglio 467 "Salerno", scala 1: 50.000, ISPRA, in Figura 3-4 (legenda nelle Figure 3-5a e 3-5b), è localizzato lungo il tratto campano del margine tirrenico dell'Appennino meridionale. Questo settore si presenta alquanto articolato per la presenza dei golfi di Napoli e Salerno, individuati da NW a SE dal settore vulcanico Flegreo, dalla Penisola di Sorrento e dal promontorio del Cilento. La penisola Sorrentina insieme all'isola di Capri, sua naturale estensione nel Tirreno, si protende per oltre 30 km in direzione NE-SW e, a differenza del Promontorio Flegreo legato al vulcanismo omonimo di età quaternaria e del Promontorio del Cilento, costituito da successioni bacinali e silicoclastiche di età giurassico-miocenica, è formata da successioni di piattaforma e di rampa carbonatica di età mesozoica. La Piana del Sele e l'antistante Golfo di Salerno costituiscono rispettivamente la porzione emersa e la porzione sottomarina di una importante depressione morfostrutturale (depressione del Sele) evidenziata da una forte anomalia gravimetrica negativa che si allunga in direzione WSW-ENE lungo il lato meridionale della penisola di Sorrento (Marani et alii, 2004). Tale depressione è riempita da alcune migliaia di metri di depositi quaternari, in larga parte di natura epiclastica (es. supersintema Eboli), derivanti dalla rapida erosione dei rilievi carbonatici durante fasi di sollevamento iniziate a partire dal Pleistocene inferiore (Brancaccio et alii, 1991), di fatto contemporaneamente all'inizio della subsidenza nella depressione del Sele. Nel Quaternario assieme alla depressione della Piana del Sele-Golfo di Salerno si delineano anche le depressioni del Golfo di Napoli e, più a nordovest, della piana del Volturno (Milia & Torrente, 2000). Queste depressioni costiere riflettono una forte tettonica estensionale quaternaria a cui si è accompagnata l'attività vulcanica dei Campi Flegrei e del complesso Somma-Vesuvio, responsabile della spessa coltre di vulcanoclastiti che ricoprono quasi ubiquitariamente i rilievi del territorio campano.

La Piana del Sele, come detto, è una pianura alluvionale che occupa la parte emersa del graben peritirrenico del Golfo di Salerno. La parte più interna di questo graben a partire dal Pliocene fu riempita da un'enorme quantità di

sedimenti (dello spessore di 2000 m), associata ad una lenta e progressiva subsidenza Quaternario. All'interno della piana la distribuzione spaziale ed altimetrica di questi depositi è molto caratteristica ed appare strettamente influenzata dall'evoluzione tettonica dell'area: i terreni più recenti sono incastrati in quelli più antichi procedendo dalla periferia verso il centro della depressione (Brancaccio et al., 1995). Il basamento della piana (del Miocene superiore) è formato da argille marnose con frequenti intercalazioni arenacee, alla cui sommità sono presenti calcari evaporitici e sedimenti derivati dall'accumulo dei frustoli di diatomee (Ortolani et al., 1979). La parte più interna di tale depressione è occupata da successioni conglomeratiche che si estendono da Salerno ad Eboli, frutto dell'erosione che ha interessato i Monti Picentini in seguito alle condizioni climatiche fredde e ai movimenti tettonici del Pleistocene inferiore (Sintema di Eboli) (Pappone et al., 2009). Questi depositi alluvionali, in massima parte in facies di media e bassa conoide, testimoniano, come accennato in precedenza, le fasi di più forte e rapido sollevamento dei massicci carbonatici bordieri (Monti Picentini) e la contemporanea subsidenza anche sul settore orientale del graben (Brancaccio et al., 1987).

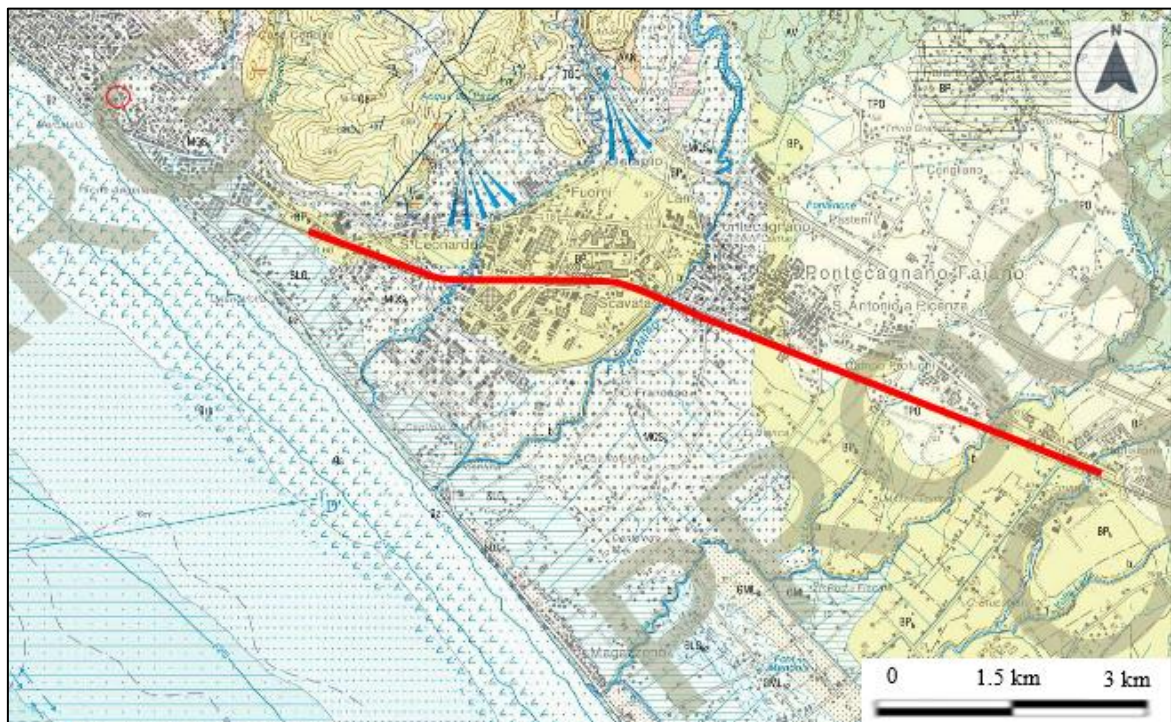


Figura 4.1 – Stralcio, non in scala, della Carta Geologica, Foglio 467 “Salerno”, scala 1: 50.000, ISPRA. Il tracciato oggetto di intervento è stato evidenziato in rosso.

Di seguito si descrivono le formazioni affioranti presso l'area di progetto, le quali si succedono dal basso verso l'alto secondo il seguente ordine stratigrafico:

- **Subunità della Piana del Sele (Settore Salerno – Pontecagnano – Battipaglia):** depositi di questa Subunità rappresentano tutto il Pleistocene e l'Olocene e costituiscono le principali unità di paesaggio della Piana alluvionale e costiera del Sele. Questa subunità è costituita da due importanti supersintemi (supersintema Battipaglia-Persano; supersintema Eboli), da due unità sintemiche (sintema Campolongo; sintema Gromola) e da due unità litostratigrafiche (Travertini di Pontecagnano; unità di Ariano-Torrente Cornea), di cui seguono le descrizioni delle unità riscontrate nell'area di studio:
 - **Supersintema Battipaglia – Persano (BP):** I sedimenti del supersintema occupano una posizione morfo-crono-stratigrafica compresa tra i conglomerati del supersintema Eboli (CE), a monte, ed i primi depositi tirreniani del sintema Gromola (GML), a valle. In relazione agli ambienti di sedimentazione la porzione più recente, di questo supersintema viene distinta nelle seguenti associazioni di litofacies, probabilmente fra loro eteropiche: **BPa)** Porzione deposta in ambiente di conoide alluvionale - Alternanze latero verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e, subordinatamente, peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica proveniente dalle locali serie mesozoiche. Verso l'alto passano a sedimenti alluvionali sabbioso-limoso-argillosi con componente piroclastica e con frequenti episodi pedogenici intercalati. In sommità è spesso conservato un paleosuolo bruno scuro, ben strutturato, molto decalcificato ed argillificato. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?); **BPb)** Porzione deposta in ambiente di piana costiera - Sedimenti sabbiosi e pelitici, eteropici di quelli della porzione precedente. Si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali (evidenti sono le tracce morfologiche di antichi cordoni litoranei disposte a quote intorno ai 25 m) alternati a complessi pelitici e pelitico-sabbiosi di laguna e/o stagno costiero con associati sedimenti sabbioso-pelitici di ambienti fluvio-palustri. Localmente sono intercalate lenti ghiaiose e sabbioso-ghiaiose di ambiente alluvionale. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?); **BPc)** Depositi travertinosi (travertino di Faiano). Questi depositi, affioranti nell'area di Pontecagnano-Faiano, sono costituiti in gran parte da incrostazioni carbonatiche su supporti vegetali di varia natura (piante superiori, muschi, alghe e cianobatteri) e subordinatamente da sabbie calcaree. Tali depositi formano corpi sedimentari terrazzati, la cui origine è da ricondursi ad acque scorrenti sovrassature in carbonato di calcio. Al Supersintema Battipaglia-Persano è ascritta la seguente unità litostratigrafica:
 - **Travertini di Pontecagnano (TPO):** Costituisce un'unità di tipo litostratigrafico rappresentata da un'associazione di litofacies travertinose formatesi in ambiente di piana fluvio-lacustre ed alluvionale s.l. Essa si colloca dal punto di vista crono-stratigrafico tra il sintema Gromola e il sintema Campolongo; gli affioramenti sono rari e non sono esclusi possibili passaggi eteropici con i sedimenti ghiaioso-sabbiosi del sintema Masseria Acqua Santa. Questa unità si sviluppa esclusivamente in pianura (Pontecagnano) ed a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC). La potenza, stimata per mezzo di alcuni sondaggi, non supera la ventina di metri. Tardo Pleistocene superiore-Olocene *p.p.*)
 - **Sintema Campolongo (SLG):** I depositi di questo sintema costituiscono un prisma di sedimenti trasgressivi e progradazionali accrezionato sul fronte della Piana nel corso dell'Olocene, con spessore crescente da terra, dove sono ubicati i depositi più antichi, verso mare. Tale spessore è stimabile in circa 20 m all'altezza della costa attuale. Si tratta di una successione sedimentaria di depositi eolici, marino costieri, lagunari e palustri di età olocenica s.l., organizzati in più cicli sedimentari separati da discordanze di natura erosionale rappresentate da superfici di discontinuità connesse alle fasi trasgressivo-regressive

responsabili della loro genesi. Il sintema è limitato a tetto dalla superficie topografica, con morfologie dunari ben conservate ed estese su tutta la piana costiera del Sele, da Paestum a Salerno. La base è rappresentata, nel sottosuolo, dalla superficie erosionale determinata dalla regressione tardo-wurmiana. In definitiva, le associazioni di litofacies presenti nel sintema Campolongo possono essere così di seguito sintetizzate. **SLGd)** Sabbie eoliche medie e fini a luoghi rubefatte formanti un cordone dunare costiero potente pochi metri; verso il basso passano a sabbie fossilifere, a luoghi debolmente ghiaiose, di spiaggia s.l. e di spiaggia sommersa. Verso terra sono eteropiche di “e”. Età compresa tra 2,5 ka ed il XX secolo. **SLGe)** Depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille-siltose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con *Cardium spp.*, evolventi verso l’alto ad argille, limi e limi torbosi limno-palustri con rare e sottili intercalazioni di livelli sabbiosi (tempestiti?). Lo spessore complessivo non supera i 10 m. Sono particolarmente evidenti i rapporti di eteropia con gli altri sedimenti del sintema. Età compresa tra circa 9 ka e l’epoca moderna. **SLGb2)** Depositi colluviali sabbioso-limosi ricchi di sedimenti di suolo e di frazione organica; disposti lungo il margine interno della depressione retrodunare, mantellano i fianchi di deboli pendii o rivestono il fondo di vallecole, dove comprendono rari e modesti episodi alluvionali debolmente ghiaiosi. Nel complesso sono eteropici dei sedimenti in facies lagunare e limno-palustre del sintema e presentano uno spessore massimo di alcuni metri. (Olocene).

- **Subunità delle Valli fluviali in destra del Sele (Fiumi Irno, picentino e Tusciano):** I depositi di questa subunità sono riferibili a tutto il Pleistocene e sono pertinenti le principali unità di paesaggio fluviali che caratterizzano indistintamente tanto la Piana del Sele che i settori vallivi solcanti il rilievo dei Monti Picentini. In particolare, nell’area di Piana dominano le più recenti facies fini alluvionali e marino-transizionali spesso eteropiche di facies esclusivamente di ambiente di piana costiera. Segue la descrizione dell’unità riscontrata nell’area di studio:

- **Sintema Masseria Acqua Santa (MQS):** Questo sintema caratterizza la complessa sedimentazione delle basse valli dei fiumi Irno, Picentino e Tusciano con passaggi eteropici a sedimenti detritico-alluvionali disposti al piede dei rilievi. Cronostratigraficamente i sedimenti si collocano a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC), nel tardo Pleistocene sup.-Olocene inf. A valle la superficie-limite superiore di origine deposizionale scompare sotto i sedimenti del sintema Campolongo (SLG); nella zona del Tusciano, morfologicamente, essa dà luogo ad un corpo alluvionale che si incastra nel sintema Fasanara (NSR) e la cui base scende al di sotto del livello del mare attuale. Nelle valli del Picentino e dell’Irno, la superficie-limite superiore coincide o con la superficie dei conetti detritico-alluvionali laterali o con le spianate dei terrazzi fluviali (almeno due ordini di cui uno ben evidente). La superficie limite-inferiore è una superficie erosiva impostata tanto sui depositi del substrato calcareo mesozoico locale e tanto sui depositi conglomeratici e travertinosi più antichi (BP, CE, GML e NSR) sospesi sul fondovalle. Nel complesso il sintema è composto da ghiaie e sabbie poligeniche fluviali s.l., con subordinati episodi pelitici. I conoidi alluvionali sono costituiti prevalentemente da ghiaie calcaree poligeniche fini supportate da matrice piroclastica, alternate a colluvioni vulcanoclastiche e sedimenti di suolo. Le falde detritiche sono composte prevalentemente da breccie stratoidi incoerenti a matrice piroclastica e con clasti calcarei centimetrici spigolosi. A luoghi nella successione si riscontrano livelli di corpi di frana s.l. del tipo *debris-mud-earth flows*. Sono eteropici di conglomerati e sabbie fluviali, colluvioni

vulcanoclastiche, livelli limno-palustri, vulcanitici e di travertino nel sottosuolo. Nel complesso la potenza dei depositi di questo sistema, estrapolata mediante stratigrafie di sondaggi geognostici, si aggira mediamente intorno ai 20 m. (Tardo Pleistocene sup.-Olocene).

- **Unità ubiquitarie non completamente formate dell'area continentale:**

- *Depositi alluvionali (b):* Sedimenti fluviali e alluvioni ghiaiose; sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali dei principali corsi d'acqua (F. Irno, F. Picentino, F. Tusciano, T. Asa, T. Cornea, ecc.); a luoghi appaiono disposti in modesti, limitati e discontinui terrazzamenti in alveo o chiaramente re-incise. (Olocene).

Riassumendo, la tratta in esame, che si sviluppa lungo il tracciato evidenziato in rosso in Figura 4.1, interseca i depositi alluvionali caratterizzati da ghiaie, sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi alluvionali di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali (**b**); depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille limose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con spessori inferiori a 10 m (**SLGe**); depositi fluvio-lacustri e travertini rappresentati da livelli fitoclastici, fitotermali e sabbiosi, stratoidi da medi a sottili e talvolta separati da orizzonti pedogenici o da depositi colluviali o piroclastici, lo spessore complessivo è di circa 20 m (**TPO**); due litofacies del supersistema Battipaglia – Persano: alternanze latero-verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica con spessore non inferiore a 30 m (**BPa**) e sedimenti prevalentemente fini di ambiente di piana costiera, si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali con spessori non inferiori a 30 m (**BPb**); ghiaie calcaree fini con matrice piroclastica e sedimenti di suolo depositi in contesti di conoide alluvionale, lo spessore è di circa 20 m (**MQSb**).

4.2 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geologiche, definite in precedenza e qui di seguito elencate.

Unità geologica	Descrizione	Unità geotecnica di riferimento
-	Coltre vegetale e materiale antropico	Riporto, R
MQS: Sintema Masseria Acqua Santa	Ghiaie e sabbie fluviali. Ghiaie calcaree poligeniche fini con matrice piroclastica alternate a colluvioni vulcanoclastiche. Spessore medio 20 m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G
TPO: Travertini di Pontecagnano	Depositi fluvio-lacustri e travertini stratoidi da medi a fini. Non si escludono possibili passaggi eteropici con MQS, spessore medio 20 m.	Argilla, A
		Limo, L
		Sabbia, S
		Ghiaia/ciottoli/travertini, G
BPa: Supersintema Battipaglia – Persano	Alternanze di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose. Spessore non inferiore a 30 m.	Limo, L
		Argilla, A
		Sabbia, S
BPb: Supersintema Battipaglia – Persano	Complessi sabbioso-ghiaiosi e sabbia di spiaggia e dune litorali alternati a complessi pelitici e pelitici sabbiosi di laguna. Spessore non inferiore a 30 m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G

Per quanto riguarda le unità geotecniche, data la ricorrenza della medesima tipologia di materiale all'interno delle diverse unità geologiche, si è deciso di procedere ad una classificazione sulla base della granulometria e dei risultati delle prove penetrometriche (SPT); sulla base dei nuovi dati raccolti si mantiene la classificazione geotecnica indicata nel Progetto di Fattibilità Tecnico Economica, in cui si distinguevano le seguenti sub-unità geotecniche:

- **Argilla (A)**
 - Di scarsa consistenza (A1)
 - Di media consistenza (A2)
- **Limo (L)**
 - Di scarsa consistenza (L1)
 - Di media consistenza (L2)
 - Di alta consistenza (L3)

RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10 D 78	RH	GE0600 002	A	16 di 43

- **Sabbia (S)**
 - Sabbia media (S)
 - Sabbia limosa (SL)
- **Ghiaia (G)**
 - Ghiaia e sabbia (G/S)

Le principali caratteristiche delle unità geotecniche intercettate, si presentano praticamente omogenee (nell'ambito della normale variabilità geotecnica) lungo tutto lo sviluppo del tracciato.

4.3 SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità media
	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]	C_u [kPa]	$E_0^{(1)}$ [MPa]	[colpi/30 cm]	k [m/s]
Riporto R⁽²⁾	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	$\sim 1.0 E^{-05}$
Argilla scarsa consistenza A1⁽³⁾	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	$5.6 E^{-08}$
Argilla media consistenza A2⁽⁴⁾	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	$5.6 E^{-08}$
Limo scarsa consistenza L1⁽⁵⁾	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	$3.5 E^{-06}$
Limo media consistenza L2⁽⁵⁾	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 z<30 m 350-850 30<z<50 m	10-20	$3.5 E^{-06}$
Limo alta consistenza, L3⁽⁵⁾	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 z<30 m 470-1000 30<z<50m	20-40	$3.5 E^{-06}$
Sabbia Limosa SL⁽⁶⁾	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	$1.2 E^{-07} - 3.6 E^{-06}$
Sabbia media S⁽⁶⁾	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	$3.6 E^{-06} - 1.4 E^{-05}$
Ghiaia/sabbia G/S⁽⁷⁾	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	$7.8 E^{-05} - 1.5 E^{-04}$

RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10 D 78	RH	GE0600 002	A	18 di 43

I moduli di deformabilità “operativi” (E’) da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

I valori delle proprietà geotecniche indicate sono da intendersi come range di valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle varie opere andranno calibrati sulla base delle condizioni geotecniche locali, delle specifiche situazioni locali, oltre che rapportati alla tipologia di opere (fondazioni pali o opere di sostegno), alle ipotesi di calcolo assunte.

4.4 FALDA

Nel tracciato in progetto sono stati installati piezometri per il monitoraggio del livello della falda iniziato a marzo 2020.

Nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda, sono riportate tutte le letture piezometriche eseguite mentre nel profilo stratigrafico longitudinale è rappresentato graficamente l'andamento del livello di falda lungo il tracciato da considerare per il dimensionamento delle opere definitive a lungo termine.

In generale il livello massimo della falda è variabile lungo il tracciato con andamento oscillante tra 5 m e 8 m di profondità da p.c.

Per il dimensionamento delle opere si farà riferimento al valore di falda delle indagini più vicine, in accordo a quanto riportato nel profilo geotecnico.

I valori di soggiacenza della falda si mantengono praticamente costanti con una variazione compresa in generale tra 0.05-0.5 m, presentando un abbassamento nelle ultime misure, legata probabilmente al periodo estivo.

Per le analisi di liquefazione si è fatto riferimento al valore massimo di falda riportato nel profilo stratigrafico longitudinale.

Le letture sono graficate nella figura seguente.

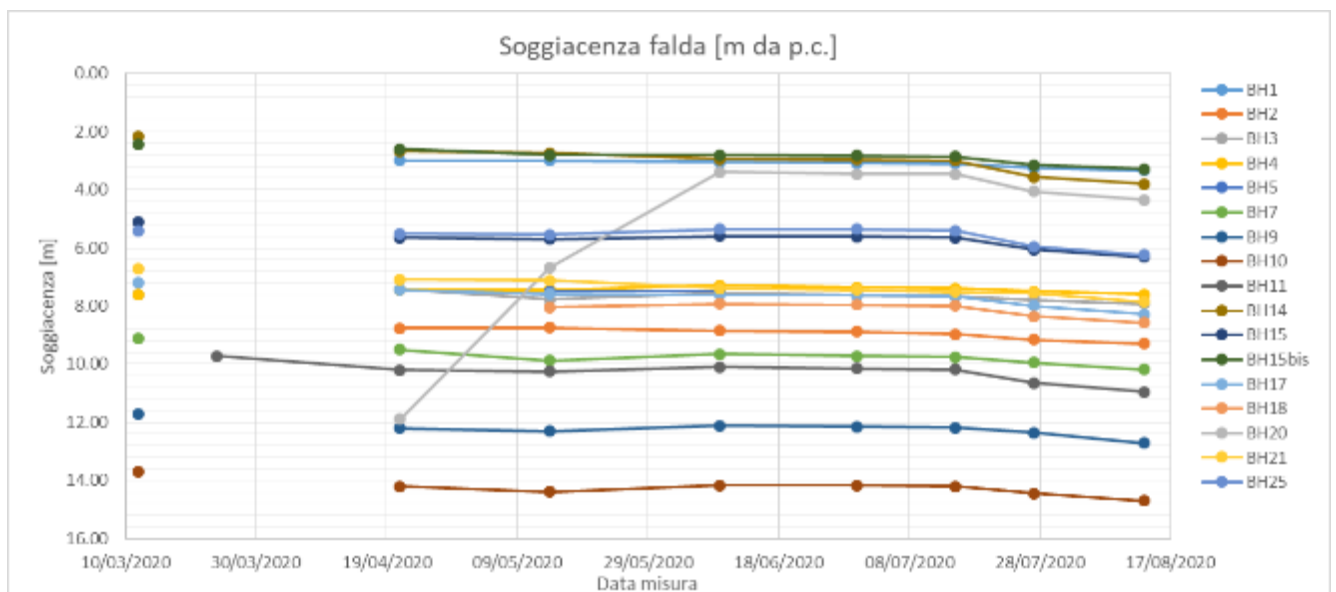


Figura 2 – Andamento del livello piezometrico

5 ANALISI DI LIQUEFAZIONE

5.1 GENERALE

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per il sito in esame sono state effettuate delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni.

La liquefazione è infatti un fenomeno per cui durante un sisma la rigidezza e la resistenza del terreno possono ridursi significativamente. Ad essa sono associati la perdita di resistenza al taglio o l'accumulo di deformazioni plastiche che avvengono in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, a causa delle azioni cicliche e dinamiche che si verificano in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una diminuzione della tensione media efficace nel terreno e una riduzione della resistenza al taglio. Questa riduzione può essere una condizione temporanea o può indurre una condizione di collasso definitiva.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli N del terremoto, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di N (cicli del terremoto).

Il raggiungimento della condizione di liquefazione può dare origine ad effetti di varia natura, quali, nei casi più eclatanti:

- affondamento di edifici nel terreno;
- scorrimento di pendii;
- collasso di terrapieni, rilevati stradali e opere di terra in genere;
- collasso di palificate per perdita di connessione laterale;
- zampillio di copiosi getti d'acqua e di sabbia con formazione dei caratteristici coni eruttivi;
- collasso di opere di sostegno per sovraspinta del terreno a monte.

In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa. In altre parole, è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove devono essere realizzate le opere in progetto.

Le NTC18 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{cIN} > 180$ 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_{cIN} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in tabella seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

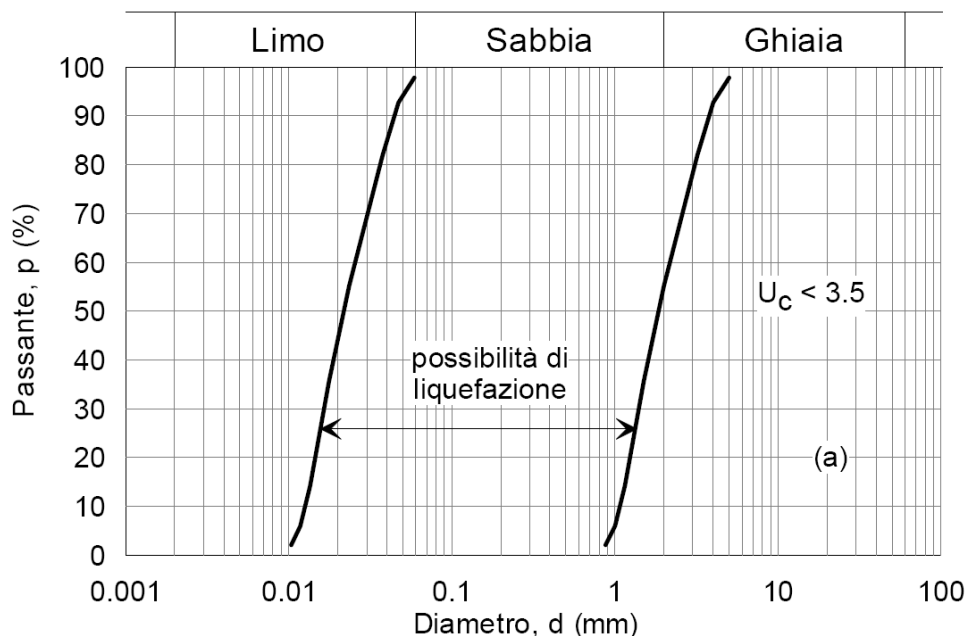


Figura 5.1 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

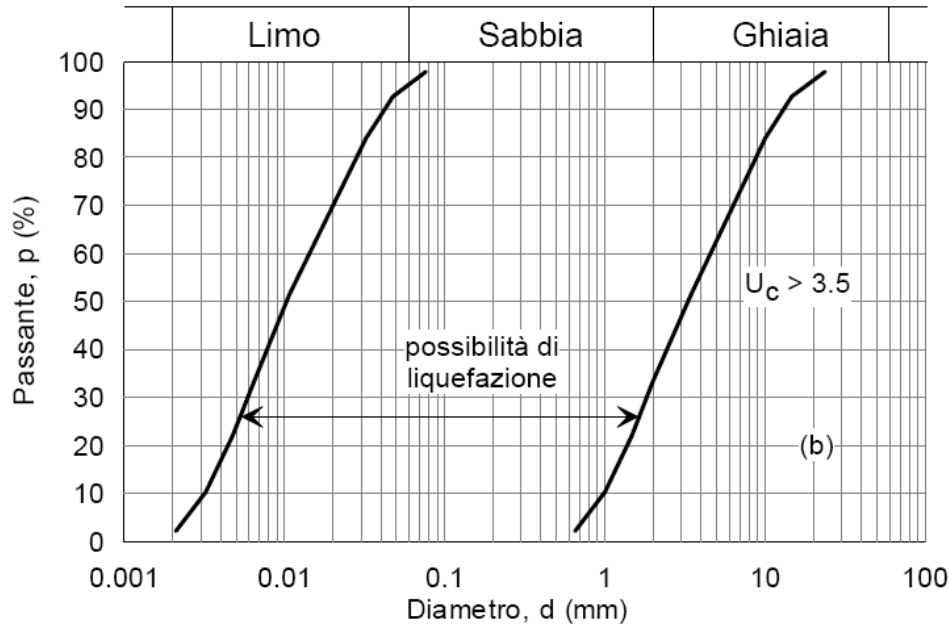


Figura 5.2 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti e nella Relazioni Geotecnica, risulta che:

- l'evento sismico atteso è di magnitudo di progetto pari a $M = 6.8$;
- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono superiori a 0.1 g, raggiungendo massimi di 0.212 (vedasi tabelle Tabella 3-3, Tabella 3-4 e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)
- La falda risulta sempre ubicata nei primi 5-7 m da piano campagna, pertanto inferiore a 15 m dal piano campagna
- in alcune zone sono presenti strati sabbiosi e/o limo-sabbiosi di bassa plasticità con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} < 30$.

Quindi per quanto previsto da normativa vigente, non è possibile escludere a priori la liquefazione; è necessario eseguire le dovute verifiche con i dati a disposizione a partire da prove SPT, CPTU e Down Hole.

Per il tracciato in esame la stima del potenziale rischio di liquefazione è stata eseguita sulle unità geotecniche ritenute suscettibili alla liquefazione, ovvero le unità S (sabbia) e SL (Sabbia Limosa), per una profondità massima di 20 m dal pc.

Dalle analisi granulometriche svolte nei campioni appartenenti a queste unità, completamente riportate nei documenti di riferimento per le analisi geognostiche, si evince una percentuale molto variabile e che in alcuni sondaggi predomina la frazione fine.

Le verifiche a liquefezione sono state eseguite lungo lo sviluppo del tracciato compreso tra le progressive 3+673 e 5+306 attraverso le prove CPTU, DH e SPT disponibili delle campagne indagini effettuate.

Si è considerato come valore limite una percentuale di fine (L+A) inferiore al 67% nei campioni prelevati in corrispondenza delle verticali indagate: per valori superiori di fine si riduce completamente la suscettibilità delle particelle alla liquefazione poiché al diminuire della dimensione delle particelle aumentano i legami intramolecolari.

In particolare, per la definizione dei tratti di tracciato e la potenza dello strato interessato dal fenomeno della liquefazione sono stati usati i seguenti criteri:

- sono stati trascurati gli strati di terreno Sabbioso o Sabbioso Limoso al di sopra del livello massimo di falda (considerando inoltre un franco minimo di 0.5 m rispetto alla misura ottenuta dal profilo geologico) non essendo sabbie sature (7.11.3.4.1 NTC2018);
- in corrispondenza delle verticali dove le analisi granulometriche effettuate nei campioni prelevati hanno fornito valori della percentuale di fine superiore al 67% non sono state effettuate le verifiche ed è stato considerato assente il rischio a liquefazione. In accordo alla Classificazione Unificata, di validità generale, sviluppata dal Bureau of Reclamation e il Corps of Engineers, a favore di sicurezza escludiamo a priori le granulometrie con frazione passante al vaglio 0.075 mm maggiori dei 2/3 della curva (per cui $L+A > 67\%$), perché non liquefacibile (Tab. 11.4);

Tab. 11.4 - Valutazione della Probabilità di liquefazione in funzione della classificazione dei suoli /depositi - Frazione passante al vaglio 0,075 mm min

MAGGIORI DIVISIONI	CLASSE	TIPO DI SUOLO	PROBABILITÀ DI LIQUEFAZIONE		
Frazione passante al vaglio 0,075 mm ≤ al 50%	Ghiaie pulite Niente o poco fino	GW	Ghiaie ben graduate Mistura di sabbia e ghiaia	Da bassa a moderata	
		GP	Ghiaie graduate male Mistura di sabbia e ghiaia	Bassa	
	Ghiaie con fino	GM	Ghiaie limose Mistura di ghiaia sabbia e limo	Moderata	
		GC	Ghiaie argillose Mistura di ghiaia sabbia e limo	Bassa	
	Sabbie pulite Niente o poco fino	SW	Sabbie ben graduate, sabbie ghiaiose	Alta	
		SP	Sabbie graduate male, sabbie ghiaiose	Da moderata ad alta	
	Sabbie con fino	SM	Sabbie limose Mistura di sabbia e limo	Da moderata ad alta	
		SC	Sabbie argillose Mistura di sabbia e argilla	Da bassa a moderata	
	Frazione passante al vaglio 0,075 mm > al 50%	Limi ed argille	ML	Limi inorganici con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose, argille magre	Da bassa
			CL	Argille inorganiche con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose, argille magre	Non liquefacibile
OL		Limi organici ed argille limose organiche a bassa plasticità	Non liquefacibile		
Limi ed argille		MH	Limi inorganici, sabbie fini micacee o suoli limosi	Non liquefacibile	
		CH	Argille inorganiche ad alta plasticità, argille grasse	Non liquefacibile	
OH		Argille organiche da media ad alta plasticità, limi organici	Non liquefacibile		

- nel caso di percentuale di fine inferiore al 67% sono state eseguite le verifiche con i criteri in seguito esposti;

Per rimanere dal lato della sicurezza, si è stimato il potenziale rischio di liquefazione in base a tutti i risultati delle indagini sismiche Down-Hole disponibili, nonostante si siano riscontrati valori della velocità delle onde di taglio Vs anche superiori a 215 m/s (ed i corrispondenti valori della velocità delle onde di taglio normalizzata Vs1 sono superiori a 200 m/s).

A tal fine, le analisi sono state condotte valutando le prove SPT, le prove CPTU e le indagini sismiche Down-Hole riguardanti l'unità litologiche interessate.

5.2 METODOLOGIE DI ANALISI

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudo-statica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata ricavando il fattore di sicurezza FL nei confronti della liquefazione dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$ è l'accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica r_d si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger (2004):

$$r_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

dove:

- z è la profondità dal piano campagna;
- M magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Nel caso delle analisi delle CTPU, il coefficiente dell'azione sismica r_d è stato valutato con la seguente espressione (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, CPT o indagini sismiche Down-Hole, come meglio descritto nel seguito.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Dato che CRR dipende dal numero di cicli significativi, che a sua volta dipende dalla magnitudo M , è necessario rivalutare CRR per ricondurlo ad un valore costante di M , (nel caso in esame $M = 6.8$, come riportato in precedenza), introducendo un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CRR_M}{(CRR)_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove CRR_M e N_M rappresentano i valori di CRR e numero di cicli equivalenti in condizione di liquefazione per il valore di magnitudo di progetto, mentre $(CRR)_{M=7.5}$ e $N_{M=7.5}$ sono riferiti all'evento con $M=7.5$.

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$\left\{ \begin{array}{l} MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \\ MSF \leq 1.8 \end{array} \right.$$

Per l'interpretazione dai dati di V_s , la bibliografia suggerisce di utilizzare la seguente correlazione di Andrus e Stock, 1997:

$$MSF = (M/7.5)^{-2.56}$$

5.3 ANALISI BASATE SU PROVE SPT

Avendo a disposizione i risultati delle prove SPT, si è proceduto nel seguente modo:

1. il numero di colpi N_{SPT} è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

2. il coefficiente C_N , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato con la seguente relazione:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma_v} \right)^{0.5}$$

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa). Tale coefficiente non deve comunque superare il valore di 1.7

3. il fattore C_E è un fattore correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

in cui ER_m è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

4. i coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).
5. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$(N_1)_{60_{cs}} = (N_1)_{60} + \exp \left(1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right)$$

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

Il contenuto di materiali fini (FC) è stato assunto dalle analisi granulometriche eseguite sul campione prelevato in corrispondenza della quota SPT o comunque entro lo strato analizzato;

6. dal valore di $(N_1)_{60}$ può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC:

$$CRR = \exp \left[\frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR.

7. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

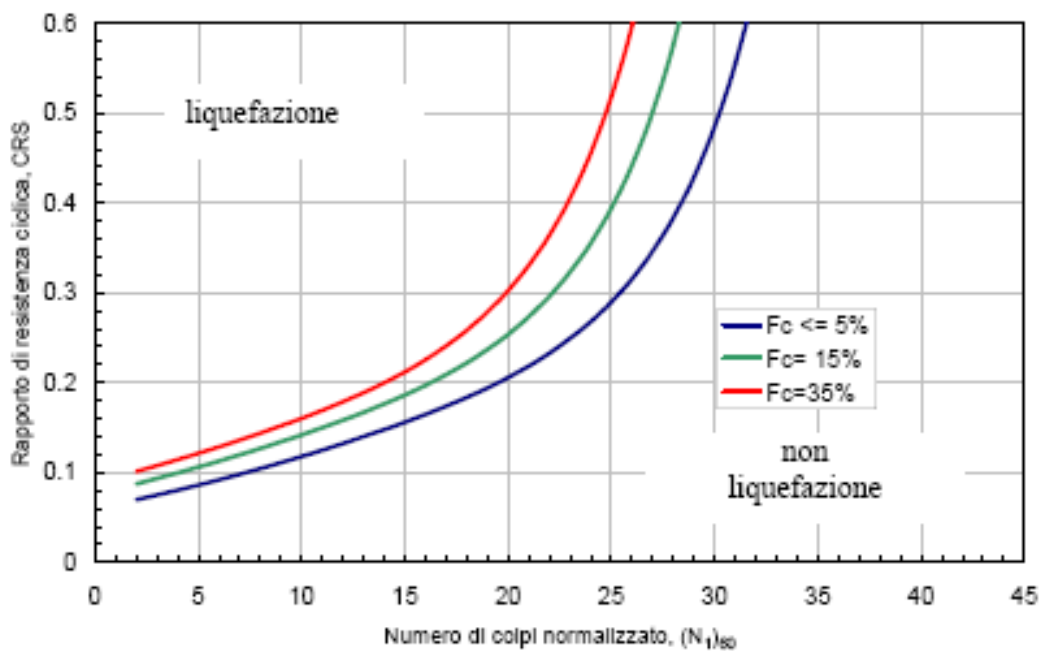


Figura 5.3 - Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

5.4 ANALISI BASATE SU PROVE CPT

Avendo a disposizione i risultati di prove CPT, si è proceduto in maniera del tutto analoga, analizzando ciascuna coppia di valori q_c/fs , valori rilevati a intervalli di 1.0 cm, come segue:

1. Il valore della resistenza alla punta q_c è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto q_{c1N} mediante la seguente relazione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c C_N}{p_a}$$

2. il coefficiente C_N , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato con la seguente relazione:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^n$$

dove p_a è la pressione atmosferica (100 kPa), l'esponente n può variare tra 0.5 e 1.0 in base alla granulometria, si è preso lo stesso esponente determinato per il calcolo di Q (vedi dopo).

3. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata q_{c1N} è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} \cdot k_c$$

dove

$$k_c = -17,88 + 33,75 \cdot I_c - 21,63 \cdot I_c^2 + 5,581 \cdot I_c^3 - 0,403 \cdot I_c^4$$

Il parametro I_c , che riflette il contenuto presunto di fini, viene determinato come descritto nel seguito.

4. dal valore di q_{c1Ncs} può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Nella fattispecie, si è fatto riferimento alla curva limite proposta da Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001:

$$\text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7,5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{per } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7,5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR. L'analisi è stata condotta tenendo conto del livello medio della falda ottenuto dal profilo geologico.

5. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

Il metodo di analisi, descritto compiutamente nelle citate raccomandazioni AGI (2005), tiene conto automaticamente del presunto contenuto di fini mediante il parametro I_c , determinato come segue:

$$I_c = [(3,47 - \log(Q))^2 + (1,22 + \log(F))^2]^{0,5}$$

dove:

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \right) \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \right) \cdot 100$$

Tanto maggiore è il valore di I_c , tanto maggiore il contenuto presunto di fini. Nell'analisi un valore di $I_c = 2.6$ è considerato lo spartiacque tra terreni con contenuto di fini inferiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni con contenuto di fini superiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle argille.

I valori effettivi di n e I_c sono determinati al termine di una procedura iterativa, ipotizzando in prima istanza $n=1$. Se I_c così calcolato è superiore a 2.6, il risultato è consolidato. In caso contrario, il calcolo viene ripetuto ipotizzando $n = 0.5$. Se in questo secondo calcolo I_c è ancora inferiore a 2.6, i nuovi valori di n e I_c sono confermati. In caso contrario si è in presenza di terreni intermedi e il calcolo finale viene svolto con $n = 0.75$.

La distinzione operata nell'analisi tra terreni con comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni con comportamento equivalente a quello delle argille è necessariamente semplicistica e va applicata con giudizio, in quanto la correlazione tra I_c e il contenuto di fini presenta una forte dispersione e può essere considerata affidabile solo dopo attenta calibrazione sito-specifica.

L'effettiva transizione tra terreni caratterizzati da un comportamento equivalente a quello delle sabbie e comportamento equivalente a quello delle argille può avvenire anche a valori di $I_c < 2.6$.

D'altra parte, si rileva che anche terreni con contenuto di fini superiore a 35% possono essere suscettibili alla liquefazione con comportamento analogo a quello delle sabbie, se i fini sono non plastici o di bassissima plasticità.

5.4.1 Effetto tensione di confinamento (coefficiente k_σ)

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

Dove:

- σ'_{v0} = tensione verticale effivace;
- p_a = pressione atmosferica di riferimento (100 kPa)
- f = fattore che dipende dalla densità relativa del materiale in sito

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore "f" si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$$40\% < DR < 60\% \quad f = 0.7 \div 0.8$$

$$60\% < DR < 80\% \quad f = 0.6 \div 0.7$$

5.5 ANALISI BASATE SULLE ONDE DI TAGLIO VS

L'utilizzo delle velocità delle onde di taglio V_s per valutare la resistenza alla liquefazione è ugualmente valido perché sia la velocità V_s sia la resistenza alla liquefazione CRR sono similmente influenzate da stessi fattori (rapporto dei vuoti, stato di sforzo, storia dello sforzo, età geologica, ecc.).

Disponendo delle misure di V_s effettuate con prove Down Hole si è proceduto nel seguente modo:

1. La velocità V_s è corretta dalla sovrappressione usando l'equazione (Scora, 1987; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove

- V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione;
- V_s = velocità delle onde di taglio misurate in situ da prova;
- P_a = pressione atmosferica approssimativamente pari a 100 kPa;
- σ'_{v0} = pressione effettiva iniziale alla stessa unità di misura di P_a .

2. da V_{s1} può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante la seguente equazione (Andrus e Stokoe, 1997):

$$CRR = \left[a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right]$$

dove

- V_{s1}^* = limite superiore critico del valore della velocità delle onde di taglio necessario per la liquefazione
- a e b = valori usati per tracciare le curve pari rispettivamente a 0.022 e 2.8;
- V_{s1} = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione.

I valori di V_{s1}^* variano linearmente da 200 m/s per suoli con contenuto di fini pari al 35% a 215 m/s per suoli con contenuto di fini del 5% o meno. Il valore di V_{s1}^* è ottenuto dalla seguente formula:

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)$$

Dove FC = contenuto di fini in percentuale.

Le analisi sono state effettuate considerando tutti i risultati disponibili dalle prove Dowh Hole; a titolo cautelativo, si sono sommati gli indici del potenziale di liquefazione (vedasi il capitolo successivo) corrispondenti a valori di $V_s < 250$ m/s.

5.6 INDICE POTENZIALE LIQUEFAZIONE

L'indice del potenziale di liquefazione, da valutare all'interno della verticale indagata, è definito dalla seguente espressione:

$$IPL = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui $F(z)$ è una funzione che per $FSL > 1$ assume il valore zero e per $FSL \leq 1$ ne è il complemento ad 1, e $w(z)$ vale:

$$w(z) = 10^{-10} \cdot (z/z_{crit})$$

La profondità z_{crit} è quella oltre la quale sono da escludersi fenomeni di liquefazione, che si può assumere pari a 20.0 m.

Nella tabella seguente sono indicate le classi di severità del rischio in funzione del valore dell'indice del potenziale di liquefazione calcolato per $z_{crit} = 20.0$ m.

Tabella 5-1 – Indice di liquefazione e livello associato di rischio (Sommez 2003)

IPL \approx 0	NULLO
$0 < IPL \leq 2$	BASSO
$2 < IPL \leq 5$	MODERATO
$5 < IPL \leq 15$	ALTO
IPL > 15	MOLTO ALTO

5.7 RISULTATI

Nel seguito sono riportate le analisi di liquefazione eseguite per le opere d'arte maggiori in cui sono stati intercettati terreni appartenenti alle unità geotecniche **Sabbie [S] e Sabbie Limose [SL] sotto falda**.

Ai fini dell'analisi a liquefazione, nell'elaborazione delle prove si è considerato:

- il livello di falda indicato nel profilo geotecnico longitudinale con un ulteriore franco di 0.5 m;
- il contenuto di fine (FC) misurato da analisi granulometrica di laboratorio nei campioni analizzati disponibili.

Per tutte le opere analizzate bisogna fare le seguenti precisazioni:

Per l'interpretazione mediante l'analisi dei valori di Spt si è associato uno spessore caratteristico al valore di Spt a disposizione, in modo da calcolare l'Indice Potenziale Liquefazione tenendo conto dello spessore degli strati sabbiosi o sabbioso/limosi in cui la prova veniva effettuata.

Per quanto riguarda le prove CTPU esse non sempre raggiungono la profondità critica oltre la quale il fenomeno della liquefazione può considerarsi nullo (ovvero $z > 20$ m), i risultati quindi sono parziali e non esaustivi. Verranno riportati i risultati relativi alla profondità investigata.

Per quanto riguarda l'interpretazione delle prove DH, pur raggiungendo sempre i 20 m, il problema è legato alla velocità delle onde di taglio. In terreni poco consistenti si avranno onde di taglio basse, anche in terreni con elevato contenuto di fine e quindi poco suscettibili al fenomeno della liquefazione. Questo può portare ad avere FS bassi anche in strati limosi o argillosi e di conseguenza IPL elevati.

5.7.1 Risultati prove lungo il tracciato

Di seguito vengono analizzati i risultati per le prove CPTU, SPT e DH dei sondaggi effettuati lungo la linea e ricadenti all'interno delle progressive relative al Lotto 10, Adeguamento del PRG di Pontecagnano (pk 3.673 – 5+306).

5.7.1.1 Risultati prove CPTU

Con la stessa procedura precedentemente indicata sono state analizzate tutte le prove CPTU disponibili lungo il tracciato.

Per tutte le prove si è utilizzato un valore massimo di accelerazione pari a 0.212, ovvero il valore massimo possibile per gli SLV lungo tutto la tratta.

Nella tabella seguente viene indicato il valore di IPL ottenuto per ogni prova e la classe corrispondente. Come si può notare tutte le prove ricadono nella categoria 0-5 “rischio di liquefazione compreso tra nullo e moderato”.

	Falda	IPL	
CPTU_6	6	0,2	NULLO
CPTU_7	8	0,0	NULLO
CPTU_8	8	4,4	MODERATO
CPTU_9	7	4,2	MODERATO
CPTU_15	7	2,6	MODERATO

Tabella 5-2 – Riepilogo risultati prove CPTU

5.7.1.2 Risultati prove DH

Nella tabella seguente viene indicato il valore di IPL ottenuto per ogni prova e la classe corrispondente. Come si può notare le prove ricadono nella categoria 0 “rischio di liquefazione nullo”.

Tabella 5-3 – Riepilogo risultati prove DH

	Falda	IPL	
BH12_DH	6	0,0	NULLO
BH13_DH	9	0,0	NULLO

5.7.1.3 Risultati prove SPT

Nella tabella seguente viene indicato il valore di IPL ottenuto per ogni prova e la classe corrispondente. Come si può notare tutte le prove ricadono nella categoria 0-2 “rischio di liquefazione compreso tra nullo e basso”.

Tabella 5-4 – Riepilogo risultati prove SPT

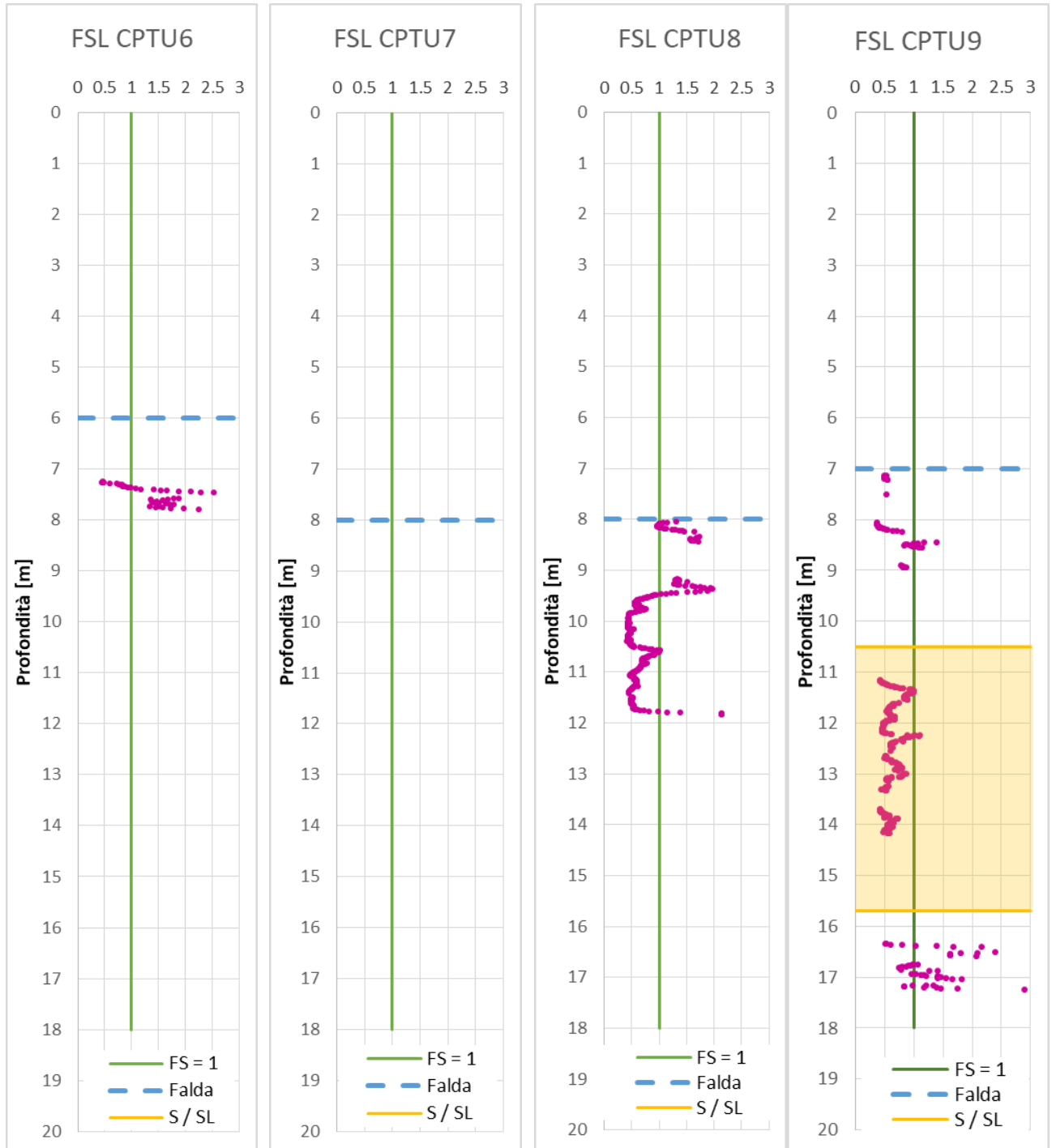
Sond	IPL	
BH11	1.7	BASSO
BH12	no SPT	
BH13	0	NULLO
S4_SerieS	NO SPT IN SABBIA	

5.7.1.4 Grafici prove CPTU

Di seguito vengono indicati i grafici corrispondenti all’andamento del FSL nelle prove CPTU disponibili.

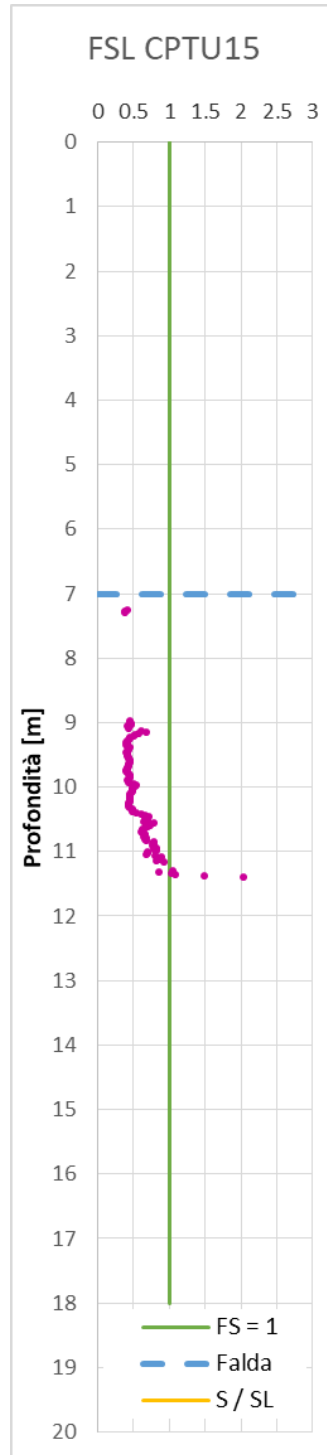
RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10 D 78	RH	GE0600 002	A	38 di 43



RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10 D 78	RH	GE0600 002	A	39 di 43



5.8 CONCLUSIONI

La verifica della suscettibilità alla liquefazione è stata condotta secondo gli approcci illustrati nella presente relazione, basati sui risultati delle prove in situ prove SPT, CPTU e DH.

In particolare, le prove CPTU, equamente distribuite lungo il tracciato ed eseguite fino a profondità media di circa 13 m dal piano campagna (da 8 m a 20 m) sono state ritenute rappresentative per il settore analizzato.

Le opere civili da realizzare in questa fase (i.e. muri di recinzione e sostegno, fondazioni di fabbricati tecnologici ad un piano) presentano fondazioni superficiali o, se su pali, sopra falda, non si prevede che l'evento della liquefazione possa generare un rischio di stabilità significativo.

6 CEDIMENTI POST LIQUEFAZIONE

Sulla base dei risultati delle prove eseguite in sito (CPT) è possibile stimare, seppure su basi empiriche e con una certa approssimazione, i cedimenti permanenti potenzialmente indotti dalla dissipazione delle sovrappressioni generate dalla liquefazione (a meno di maggiori deformazioni dovuti a instabilità e spandimento laterale).

In particolare, per la stima di tali cedimenti, nel seguito si farà riferimento al metodo proposto da Idriss and Boulanger (2008) a partire dai dati di prove CPT.

La stima dei cedimenti nel caso in esame è stata svolta per alcune indagini in corrispondenza delle opere ai fini delle analisi/verifiche che verranno di seguito eseguite per i dimensionamenti delle palificate in presenza di liquefazione dei terreni.

Metodo proposto da Idriss and Boulanger (2008)

La stima dei cedimenti verticali post-liquefazione S_v è stata eseguita a partire dai risultati delle prove CPT secondo le procedure proposte da Idriss and Boulanger (2008) sulla base delle relazioni inizialmente sviluppate da Ishihara e Yoshimine (1992) che, sulla base di numerose prove di laboratorio, osservarono come le deformazioni volumetriche ε_v , che hanno luogo durante la riconsolidazione post-liquefazione dei campioni di sabbia siano correlabili direttamente alle deformazioni di taglio massime sopportate dal campione durante lo scuotimento (carico ciclico non drenato) γ_{max} e alla densità relativa D_R del campione. Gli stessi autori hanno inoltre osservato come le deformazioni di taglio massime sopportate dal campione durante lo scuotimento siano correlabili al coefficiente di sicurezza alla liquefazione FL e alla densità relativa del terreno.

Combinando tali relazioni, per le prove CPT si ha (Yoshimine et al., 2006; Idriss and Boulanger, 2008):

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp\left(2.551 - 1.147(q_{cINcs})^{0.264}\right) \cdot \min(0.08; \gamma_{max})$$

dove, posti

$$F_\alpha = -11.74 + 8.34(q_{cINcs})^{0.264} - 1.371(q_{cINcs})^{0.528}$$

$$\gamma_{lim} = 1.859\left(2.163 - 0.478(q_{cINcs})^{0.264}\right)^3 \geq 0$$

per $FL > 2$ $\gamma_{max} = 0$; per $FL < F_{\alpha}$ $\gamma_{max} = \gamma_{lim}$ e per $2 > FL > F_{\alpha}$ γ_{max} è dato dalla seguente espressione:

$$\gamma_{max} = \min \left(\gamma_{lim}; 0.035(2 - FL) \left(\frac{1 - F_{\alpha}}{FL - F_{\alpha}} \right) \right)$$

I cedimenti post-liquefazione sono dati dall'integrazione lungo la verticale considerata delle deformazioni verticali ev calcolate con le relazioni sopra esposte:

$$ced, tot = \sum \varepsilon_v \text{ [cm]}$$

Nei paragrafi seguenti è riportata la stima dei cedimenti eseguita per le zone individuate come potenzialmente suscettibili a liquefazione.

	Prof indagine	Soggiacenza [m]	IPL		Ced [cm]	
CPTU_6	7.88	6	0.2	NULLO	0.5	*
CPTU_7	6.72	8	0.0	NULLO	0.0	*
CPTU_8	11.94	8	4.4	MODERATO	5.3	*
CPTU_9	17.43	7	4.2	MODERATO	1.9	
CPTU_15	11.40	7	2.6	MODERATO	4.4	*

*significa che la prova CPTU non raggiunge i 15 m di profondità

RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10 D 78	RH	GE0600 002	A	43 di 43

Il calcolo dei cedimenti post-liquefazione è stato effettuato sulle CPTu presenti all'interno del settore in esame, adottando le seguenti accortezze:

- Il calcolo si è effettuato lungo la verticale per i primi 15 m, considerata come profondità di influenza delle opere con fondazioni superficiali;
- Laddove la prova CPTU non raggiunga tale profondità (nella tabella sono indicate con *), è stata effettuata un'interpolazione dei possibili cedimenti in relazione alla presenza o meno di strati liquefacibili in base ai sondaggi adiacenti ed in base ai cedimenti riscontrati lungo la verticale;
- Si è ipotizzato il limite $I_c = 2.05$ come discriminante per il calcolo, ovvero “*da sabbie pulite a sabbie limose*” e solamente al di sotto del livello della falda.

Come si evince dalla tabella precedente, il calcolo dei cedimenti post-liquefazione ha fornito come risultato cedimenti accettabili, in genere minori di 5 cm.