

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA DI II° FASE

FERMATA AV FOGGIA - CERVARO

GEOTECNICA

Relazione geotecnica

SCALA:

-

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

I A Q 8 0 1 R 1 0 R G G E 0 0 0 6 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per revisione richiesta	L. Giannini 	Febbraio 2021	G.Scasserra 	Febbraio 2021	M. D'Avino 	Febbraio 2021	L. Berardi Febbraio 2021

File: IAQ801R10RGGE0006001A

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	3
2.2 DOCUMENTAZIONE PREGRESSA	3
2.3 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	3
2.4 BIBLIOGRAFIA.....	4
3. CAMPAGNE D'INDAGINE	6
3.1 INDAGINI PREGRESSE	6
3.2 INDAGINI DI PROGETTO ITALFERR 2020	8
3.3 LIVELLI PIEZOMETRICI	9
4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
4.1 GENERALITÀ	10
4.2 MATERIALI A GRANA FINE	10
4.2.1 <i>Classificazione</i>	10
4.2.2 <i>Stato tensionale iniziale</i>	11
4.2.3 <i>Resistenza al taglio in condizioni non drenate</i>	11
4.2.4 <i>Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci</i>	11
4.2.5 <i>Caratteristiche di deformabilità</i>	12
4.2.6 <i>Coefficienti di permeabilità</i>	13
4.3 MATERIALI A GRANA GROSSA	14
4.3.1 <i>Stato iniziale del deposito</i>	14
4.3.2 <i>Angolo di resistenza al taglio</i>	17
4.3.3 <i>Caratteristiche di deformabilità</i>	17

4.3.4	<i>Coefficienti di permeabilità</i>	20
5.	QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO	22
5.1	MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	22
5.2	DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	23
6.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE	24
6.1	RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI IN SITO	24
6.1.1	<i>Caratteristiche fisiche e parametri di stato</i>	24
6.1.2	<i>Caratteristiche di Resistenza</i>	27
6.1.3	<i>Caratteristiche di deformabilità</i>	28
6.1.4	<i>Permeabilità'</i>	32
6.2	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO	32
7.	ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE	34
7.1	PREMESSA.....	34
7.2	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	35
7.3	STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO	36
7.4	ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO	37
7.5	RISPOSTA SISMICA LOCALE	38
8.	STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	40
8.1	GENERALITÀ	40
8.2	CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE	41

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il Progetto di Fattibilità Tecnica Economica relativo alla realizzazione della Nuova fermata AV di Foggia nel quadrante sud-occidentale del territorio comunale.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

[1]. ITALFERR – Progetto Fattibilità Tecnico-Economica II FASE – Fermata AV Foggia-Cervaro – Relazione Geologica, Geomorfologica, Idrogeologica e Sismica (Doc IA8Q 01 R 69 RG GE0001 002 A);

2.2 DOCUMENTAZIONE PREGRESSA

[2]. ITALFERR – Progetto Esecutivo di Dettaglio – Linea Caserta-Foggia – Raddoppio della tratta Cervaro-Bovino. Geotecnica – Relazione geotecnica Generale (Doc IF17 00 C ZZ RB GE005 001 B);

[3]. ITALFERR – Progetto Esecutivo – Contratto istituzionale di sviluppo per la realizzazione della direttrice ferroviaria Napoli-Bari-Lecce-Taranto – Linea Potenza-Foggia – Ammodernamento. Sottoprogetto 2 – elettrificazione, rettifiche di tracciato, soppressione P.L. e consolidamento sede. Lotto 1.1: Elettrificazione P.M. Cervaro-Rocchetta-S.Nicola di Melfi. Cabina TE di PM Cervaro – Geotecnica – Relazione geotecnica e calcolo delle fondazioni (Doc IA4J 11 E 78 CL FA0300 001 A);

2.3 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

[4]. Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;

[5]. Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;

- [6]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [7]. RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”;
- [8]. RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.
- [9]. UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [10]. UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [11]. AGI (1977) Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- [12]. AGI (2005) Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida.

2.4 BIBLIOGRAFIA

- [13]. Clayton C.R.I. (1995) “The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use” CIRIA Report n° 143, 1995.
- [14]. Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) “New correlations of penetration tests for design practice” Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [15]. Koutsoftas D.C. and Ladd C.C. (1985) Design strength of an offshore clay. JGED, ASCE, 3,337–355.
- [16]. Lancellotta, R (2009). Geotechnical Engineering – Second Edition. Taylor & Francis.
- [17]. Ohta Y., Goto N. (1978) “Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.

- [18]. Schmertmann J.H. 1977. Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test. Univ. Of Florida, Gainesville (USA)
- [19]. Skempton A.W. (1986) "Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation" Geotechnique 36, n° 3.
- [20]. H. B. Seed, and I. M. Idriss, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis," Report EERC 70-10, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, 1970.
- [21]. Somerville S.H. (1986) "Control of groundwater for temporary works" CIRIA Report 113.
- [22]. Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [23]. Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.
- [24]. Vucetic M., Dobry R. (1991). Effects of the soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotech. Eng. Div. ASCE. Vol. 117.

3. CAMPAGNE D'INDAGINE

3.1 INDAGINI PREGRESSE

La presente relazione geotecnica generale, oltre alla interpretazione dei risultati disponibili dalla specifica campagna indagini eseguita nel 2020 (vedi paragrafo successivo), richiamerà, a titolo di confronto, quanto riportato nella documentazione pregressa (docc. [2] e [3]). Tale documentazione, a sua volta, è stata redatta sulla base di dati ricavati dalle indagini effettuate nei periodi precedenti.

Nella fattispecie, la relazione del 2010 (Doc.[1]) fa riferimento alle prove riassunte nella tabella seguente, stralciata dal citato documento, e riferite a 3 campagne di indagine condotte negli anni 2001, 2003 e 2005/6.

Per quanto riguarda le numerose prove di laboratorio disponibili, si rimanda alla relazione per i dettagli, richiamando che sono state eseguite:

- analisi granulometriche;
- limiti di Atterberg;
- Triassiali TxCIU, TxCID;
- Tagli diretti;
- Prove Edometriche.

La relazione pregressa più recente (Doc.[2]) si riferisce, invece, ad un sondaggio a carotaggio continuo (S30) da 30 m di profondità, durante il quale sono state eseguite 6 prove SPT e estratti 2 campioni indisturbati con prove di laboratorio di tipo granulometrico, limiti di Atterberg e Taglio Diretto.

PROVE IN SITU						
SONDAGGIO n°	PROGRESSIVA Km	SPT	CPTU	SCISSOMETRICA	PRESSIOMETRICA	PERM. LEFRANC
ST02	28+636	x	x			
ST03	28+053	x				
ST04	27+718	x		x		
ST05	27+703	X	x			
ST06	27+615	X		x		
ST07	27+549	X				
ST08	27+431	X	x			
ST09	27+337	X		x		
ST10	27+237	X				x
ST11	27+061	X		x		
ST12	26+172	X			x	
ST13	25+492	x				
ST14	25+419	x				
ST15	23+608	x		x		
ST16	22+952	x				
ST17	22+057	x		x		
ST18	21+131	x				
ST19	20+032	x		x	x	
ST20	20+587	X	X			
ST21	19+202	x				
ST22	18+580	x				
ST23	17+953	x				
ST24	17+001	x		x		
ST25	16+002	x				
ST26	15+480	x		x		
ST27	14+564	X		x		
ST28	14+303	X				
ST29	13+404	x				
ST30	11+761	X				
ST31	10+972	x				
ST32	9+779	x				
ST33	5	X		x		
ST34	8+681	x				
ST35	8+470	x				
ST36	8+484	X				
ST38	7+912	x				
ST39	7+890	x				
ST40	7+150	x				
ST41	6+543	X				
S1	FUORI LOTTO	x		x		
S2	71+826	x		x		
S3	9+175	x		x		
S4	11+795	x		x		x
S5	14+303	x		x		x
S6	16+960	x		x		
S7	20+085	x		x		x
S8	25+443	x		x		x
S9	27+725	x		x		

3.2 INDAGINI DI PROGETTO ITALFERR 2020

Come indicato nella Relazione Geologica di riferimento (doc [1]), in ambito della presente fase progettuale è stata eseguita una specifica campagna di indagine che ha previsto:

- n. 3 sondaggi verticali (S2, S3, S5) a carotaggio continuo tutti spinti sino alla profondità di 30 m con:
 - installazione di 1 piezometro nel sondaggio S3;
 - esecuzione di 31 prove penetrometriche in foro tipo SPT distribuite in tutti i sondaggi;
 - esecuzione di 4 prove di permeabilità tipo *Lefranc*;
 - prelievo di 44 campioni durante le perforazioni;
 - esecuzione di prove *Pocket Penetrometer* sul materiale in cassetta.

Al momento della redazione della presente relazione non risultano ancora disponibili i risultati delle prove di laboratorio previste sui campioni prelevati.

In Figura 3-1 si riporta l'ubicazione indagini.



Figura 3-1: Ubicazione delle indagini ITALFERR 2020 (vedi Doc. [1])

3.3 LIVELLI PIEZOMETRICI

L'indicazione dei livelli piezometrici indicati nella Relazione geologica (Doc.[1]) riferisce, con particolare riferimento alle misure effettuate durante le fasi di perforazione all'interno dei fori di sondaggio, di profondità di falda variabili tra -2.7m e -5.4m dal p.c., con quote variabili tra 58.9 m e 59.9 m s.l.m.

La quota massima si colloca a circa -5.4 m dal p.c. (vedi profilo idrogeologico allegato alla relazione geologica di cui al Doc.[1]) per cui, considerando che la massima profondità di scavo prevista per la realizzazione delle opere è di circa -6.0m dal p.c., è prevista in progetto la gestione dell'interferenza con la eventuale presenza d'acqua nella parte basale degli scavi stessi con un sistema di pompaggio provvisorio che possa garantire di operare "in asciutto".

4. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche eseguite nel 2020 (vedi allegati al Doc.[1]), di seguito descritti, tengono conto del fatto che, al momento della stesura del presente documento, non erano ancora disponibili i dati derivanti dalle prove di laboratorio, per cui verrà fatto riferimento alle prove in sito. L'assetto stratigrafico (vedi profilo geologico allegato al Doc.[1]) presenta essenzialmente depositi alluvionali con spessore variabile tra 20 e 40m circa, su argille plioceniche subappennine (**ASP**). I citati depositi, generalmente sovrastati da 1.0-1.5m di coperture di riporti antropici, sono distinti in due *litofacies*: una sabbioso-limoso (**bn2**) e l'altra limoso-argillosa (**bn3**) .

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica si distinguono due tipologie di materiale:

materiali a grana fine (**bn3** e **ASP**);

materiali a grana grossa (**bn2** e riporti).

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è stata fatta principalmente sulla base della descrizione stratigrafica dei sondaggi e da quanto indicato nella relazione geologica (Doc.[1]).

4.2 MATERIALI A GRANA FINE

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata all'interpretazione delle prove in sito; tali prove sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

lo stato iniziale;

i parametri di resistenza al taglio;

i parametri di deformabilità;

i coefficienti di permeabilità.

4.2.1 Classificazione

In assenza di risultati delle prove di laboratorio, la classificazione dei terreni a grana fine sarà valutata, per analogia, partendo da quanto indicato nelle relazioni pregresse (Doc. [1] e Doc[2]).

4.2.2 Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta analizzando quanto descritto nei documenti pregressi e valutando il grado di sovraconsolidazione $GSC=OCR=\sigma_{vmax}'/\sigma_{vo}'$ anche sulla base della seguente espressione (Koutsoftas and Ladd, 1985):

$$\frac{s_u}{\sigma_{vo}'} = (0.22 \pm 0.03) \cdot OCR^{0.8}$$

dove

$s_u=c_u$ = resistenza al taglio in condizioni non drenate in compressione e carico determinata da correlazioni con prove SPT in accordo a quanto descritto nel paragrafo successivo;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica.

4.2.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi sotto falda verrà valutata facendo riferimento principalmente ai risultati ottenuti dalle correlazioni con prove SPT.

Valutazione di c_u da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sotto falda, associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) (vedi anche Clayton, 1995). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (4,5 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

4.2.4 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci verranno individuati a partire dalla documentazione pregressa, dopo aver comunque effettuato specifiche valutazioni di confronto tra i terreni investigati in questa fase progettuale e quelli caratterizzati nelle relazioni già disponibili, in modo da dimostrare la congruenza del dato assunto.

4.2.5 Caratteristiche di deformabilità

Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3 ;
- ν' = rapporto di Poisson del terreno;
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s .

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata da misure dirette tramite prove geofisiche *Down-Hole*, *Cross-Hole*, *S-CPTU*, ecc. o eventualmente estratte da correlazioni con altre prove in sito tipo SPT e CPT.

Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate

La valutazione dei moduli operativi viene generalmente effettuata sulla base di quanto ottenuto da prove di laboratorio (es: prove edometriche) e prove in sito (es: pressiometriche, dilatometriche, ecc.), ed eventualmente da quanto ricavabile tramite correlazioni con altre prove (es: CPTU).

È sempre necessario, però, valutare criticamente i dati ricavati dalle diverse procedure, al fine di poter estrarre i valori maggiormente corrispondenti all'effettivo comportamento atteso in sito. Nel caso delle prove di laboratorio, ad esempio, è importante tenere conto del fattore di disturbo dovuto al campionamento, ovvero della effettiva rappresentatività del campione stesso rispetto alla unità geotecnica in valutazione.

Un ulteriore approccio per la determinazione dei moduli "operativi" è quello basato sulla valutazione delle curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto; si tratta di curve ottenute da specifiche prove di laboratorio o ricavabili dalla

letteratura tecnica. Tipiche curve di del modulo di taglio G in funzione del livello di deformazione di taglio γ indotto, sono quelle proposte da Vucetic & Dobry (1991), sono riportate nella Figura 4-1.

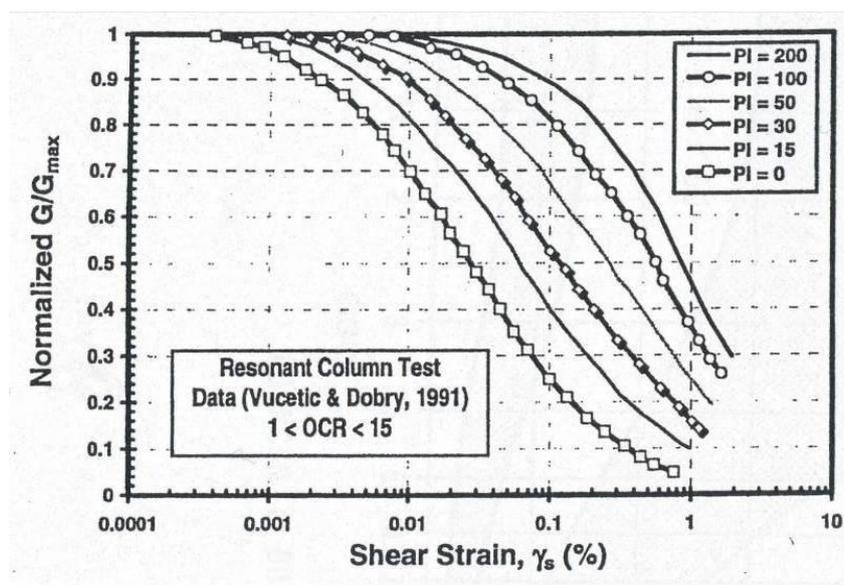


Figura 4-1: Curve $G/G_{\max} - \gamma$ di Vucetic & Dobry (1991)

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici i moduli di Young “operativi” E_{op} saranno convenzionalmente assunti pari a:

- $1/5 \cdot E_0$ o $(400 \div 500) \cdot c_u$ nel caso di problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non);
- $1/10 \cdot E_0$ o $(150 \div 200) \cdot c_u$ o quanto desumibile dai risultati delle prove edometriche nel caso di problemi di “primo carico” (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati).

4.2.6 Coefficienti di permeabilità

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si farà riferimento ai risultati delle prove di permeabilità tipo in foro ed a confronto con valori di bibliografia (si veda Tabella 4-4).

Si rileva che anche i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalla prove in foro si riferiscono a pressioni verticali efficaci pari a quelle geostatiche, ovvero ad indici dei vuoti pari a quelli iniziali e.

La variazione del coefficiente di permeabilità con l'indice dei vuoti corrente, potrà essere stimata sulla base della seguente espressione:

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k}$$

essendo:

- k = coefficiente di permeabilità corrente;
- k_0 = coefficiente di permeabilità corrispondente all'indice dei vuoti iniziale e_0 ;
- e = indice dei vuoti corrente;
- e_0 = indice dei vuoti iniziale;
- $C_k = 0.5 \cdot e_0$.

4.3 MATERIALI A GRANA GROSSA

Lungo il tracciato in oggetto i materiali a grana grossa sono essenzialmente costituiti da sabbie limose.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ (mediante correlazioni empiriche) e da eventuali prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati.

L'interpretazione delle prove in situ è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

stato iniziale del deposito;

parametri di resistenza al taglio;

parametri di deformabilità;

coefficienti di permeabilità.

4.3.1 Stato iniziale del deposito

In accordo con Jamiolkowski et al. (1988) ogni analisi geotecnica richiede la conoscenza dello stato iniziale del deposito in termini di:

Tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;

Pressioni interstiziali;

Macrostruttura;

Indice dei vuoti iniziale e_o e densità relativa D_r .

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate con una certa approssimazione dagli studi di carattere geologico. In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

I livelli prettamente sabbiosi non sono mai stati soggetti a pressioni litostatiche superiori a quelle attuali; essi verranno trattati pertanto come depositi normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo $k_0 = (1 - \sin\phi') = 0.4 \div 0.5$.

I livelli di sabbie limose e sabbie con limo hanno subito storie desumibili dall'interpretazione delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 4.2.2.

Le pressioni interstiziali possono essere ricavate sulla base della strumentazione (piezometri) messa in opera, nonché dalle risultanze dagli studi di carattere idrogeologico.

La macrostruttura del deposito può essere ricavata dall'analisi delle cassette catalogatrici e da osservazioni in sito su fronti di scavo, cave, etc..

L'indice dei vuoti in sito (e_o) e la densità relativa (D_r) possono essere ricavate con una certa approssimazione dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche e dalle prove geofisiche in foro di sondaggio come riportato nei paragrafi successivi.

Come noto, la densità relativa D_r è definita dal seguente rapporto:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_o}{e_{\max} - e_{\min}}$$

essendo:

- e_{\max} = indice dei vuoti massimo del materiale (-)
- e_{\min} = indice dei vuoti minimo del materiale (-)
- e_o = indice dei vuoti in sito del materiale (-)

La valutazione di e_{\max} ed e_{\min} è normalmente effettuata in laboratorio facendo riferimento alle seguenti procedure:

- ASTM D4253 e D4254 per i materiali sabbiosi;

- Kokusho & Tanaka (1994) per i materiali ghiaiosi.

Densità relativa dalle prove penetrometriche dinamiche in sabbia, SPT

In accordo a quanto indicato In Skempton (1986) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

$$D_r = \left(\frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

- A, B = costanti empiriche indicate in Tabella 4-1;
- σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm²)
- N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione
- $(K_o)_{nc}$ = $1 - \sin\phi'$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati (-)
- $(k_o)_{sc}$ = $(K_o)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$ = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovra consolidati (-)
- GSC = grado di sovra consolidazione (-)
- D_r = densità relativa (-)

In questa sede, ove non specificato espressamente, si assumeranno valori di A e B corrispondenti alle sabbie fini normalmente consolidate.

Tabella 4-1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovra consolidate	27,5÷43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

4.3.2 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' sarà determinato tramite la correlazione con la densità relativa D_r proposta da Schmertman (1977). Nel caso in esame è stato fatto riferimento alla formulazione valida per sabbie fini uniformi:

$$\varphi' = 28 + 0.14 D_r$$

4.3.3 Caratteristiche di deformabilità

Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

- γ_t = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3
- ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,30
- V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s.

La velocità di propagazione delle onde di taglio V_s può essere ricavata direttamente da prove geofisiche "Down-Hole", "Cross-Hole", ecc. o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT come descritto nei paragrafi successivi.

Moduli elastici iniziali da prove SPT

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base della correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) (vedi anche Baldi et al. 1989); in base a tale correlazione vale quanto segue:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

- $C = 67,3$
- z = profondità dal p.c. in metri
- f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi la Tabella 4-2)
- f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la Tabella 4-3)

Tabella 4-2: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A
(funzione dell'epoca geologica del deposito)

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 4-3: Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G
(funzione della composizione granulometrica del deposito)

f_G	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

Dai valori della velocità delle onde di taglio V_s si ottiene il modulo di taglio iniziale G_0 secondo quanto segue:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

essendo:

ρ = Densità del materiale

Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

- I moduli elastici iniziali, discussi nei paragrafi precedenti;

- Curve di decadimento del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di decadimento del modulo di taglio G per sabbie, in funzione del livello di deformazione γ indotto, tratte da Seed & Idriss (1970), sono riportate nella Figura 4-2.

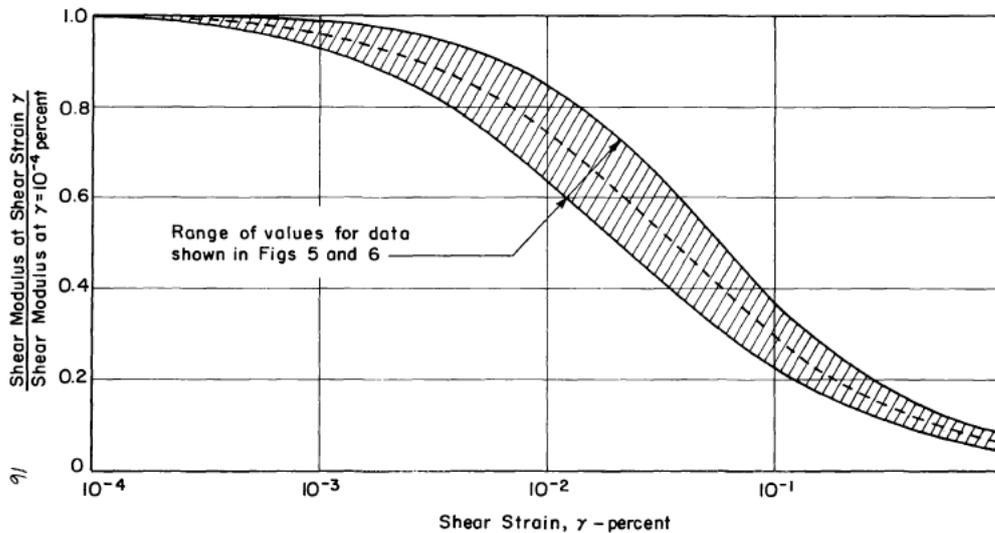


Figura 4-2: Curve di decadimento del modulo G per sabbie (Seed & Idriss, 1970)

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli “operativi” da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni “convenzionali”:

nell’analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $1/5 \cdot E_0$, ciò in considerazione del fatto che:

- gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l’opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a $0.01 \cdot B$, essendo B la dimensione minore della fondazione).
- da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a $2.5 \div 3$;

nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi” E_{op} sono pari a circa $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$ o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate successivamente;

per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

4.3.4 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base delle seguenti metodologie (vedi Sommerville, 1986):

1. Dati bibliografici riportati in Tabella 4-4;
2. Utilizzo della seguente procedura:
 - Valutazione del coefficiente di uniformità = D_{60}/D_{10} , essendo D_{60} il diametro corrispondente al 60% di passante e D_{10} il diametro corrispondente al 10% di passante;
 - Assegnazione del valore caratteristico di D_{50} , ovvero del diametro corrispondente al 50% di passante;
 - Utilizzo dei diagrammi riportati nella Figura 4-3.

Tabella 4-4: Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

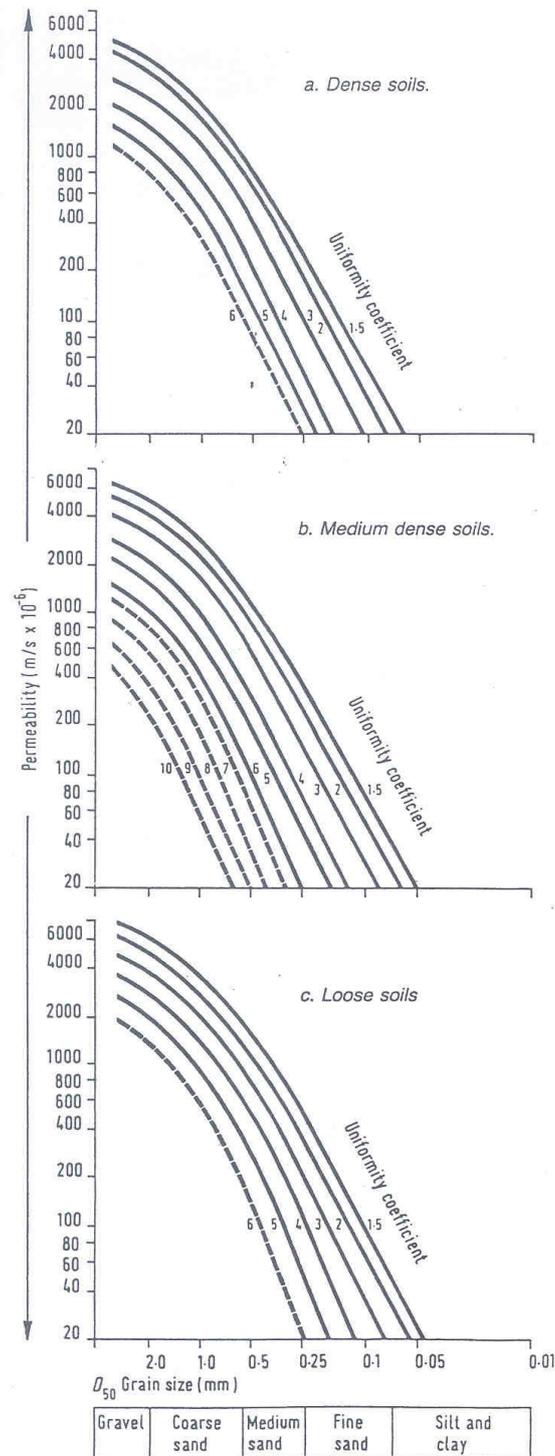


Figura 4-3: Coefficiente di permeabilità (k) in funzione del coefficiente di uniformità U ($U=D_{60}/D_{10}$) e del D_{50} (Sommerville, 1986)

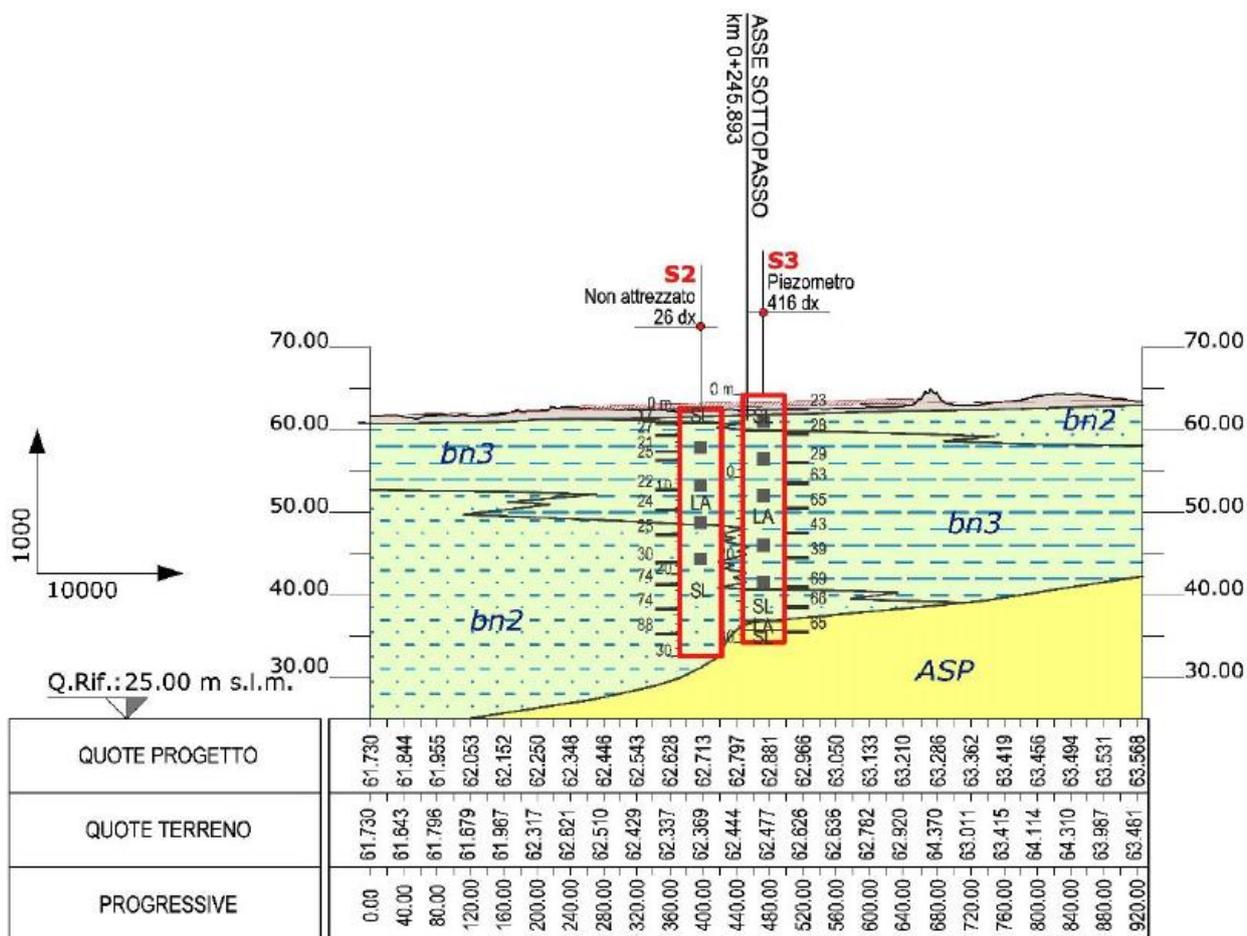
5. QUADRO DI RIFERIMENTO GEOLOGICO GEOTECNICO

5.1 MODELLO GEOLOGICO LOCALE

Sulla base di quanto riportato nella Relazione Geologica, nella Carta Geologica e nel Profilo Geologico (Doc.[1] e allegati), quest'ultimo riportato a seguire come stralcio delle citate tavole, le stratigrafie dei sondaggi disponibili indicano la presenza, nell'area di interesse, essenzialmente di:

- Depositi alluvionali terrazzati, composti da due distinte *litofacies*: la facies limoso-argillosa è formata da argille, argille limose e limi argillosi di colore grigio e marrone (**bn3**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con locali resti vegetali e rare ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate; la facies sabbioso-limosa è costituita principalmente da sabbie e sabbie limose di colore marrone, bruno e giallastro (**bn2**), a struttura indistinta o debolmente laminata, con locali resti vegetali e frequenti ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate;
- Argille Subappenniniche, rappresentano il substrato geologico di riferimento dell'area. Si tratta di depositi costieri, di scarpata superiore e di piattaforma, costituiti da una singola litofacies a composizione argilloso marnosa. Dal punto di vista litologico si tratta di argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro (**ASP**), in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione pianoparallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie limose e sabbie medio-fini più frequenti verso l'alto stratigrafico.

Sono inoltre presenti, in sovrapposizione ai citati depositi, minimi spessori di riporti antropici.



5.2 DESCRIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

A partire dal modello geologico riportato nel paragrafo precedente, mantenendo per chiarezza di esposizione le stesse denominazioni già utilizzate nel citato modello, sulla base delle descrizioni stratigrafiche riportate nei certificati dei sondaggi e dei risultati indicati nelle relazioni pregresse (Doc. [2] e [3]) sono stati differenziati i depositi in base al comportamento meccanico atteso: a grana grossa o a grana fina.

Rimandando al par. 8 per i passaggi di dettaglio sulla caratterizzazione, nella Tabella 5-1 vengono indicate le unità considerate con descrizione sintetica e comportamento atteso assunto.

Tabella 5-1: Sommario delle unità geotecniche e geologiche (vedi profilo geologico Doc.[1])

Unità	Descrizione	Grana Grossa (GG)
		Grana Fina (GF)
<i>R</i>	Riporti antropici	GF
<i>bn2</i>	Sabbia-Limosa	GG
<i>bn3</i>	Argille-Limose	GF
<i>ASP</i>	Argille	GF

La scarsità di informazioni riferibili ai terreni di riporto ha indotto, in questa sede, ad associare in via cautelativa il comportamento di tali materiali a quelli dei depositi superficiali a grana fina.

6. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITA' STRATIGRAFICHE GEOTECNICHE

La caratterizzazione stratigrafica è stata eseguita basandosi prevalentemente sui risultati delle prove penetrometriche standard (SPT) effettuate in nei fori di sondaggio S2, S3 e S5, seguita da un critico confronto con quanto indicato nelle relazioni geotecniche pregresse (Doc. [2] e [3]), per valutarne la congruenza e poterne estendere l'interpretazione al caso qui esaminato, vista anche l'importante mole di dati su cui le stesse (in particolare il Doc. [1]) sono state fondate.

Nei paragrafi seguenti si riportano, quindi, i risultati delle prove in sito, interpretati sulla base di quanto discusso nel capitolo 3 a seconda della natura dei terreni incontrati.

6.1 RISULTATI ED INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI IN SITO

Nel seguito sono presentati i risultati delle indagini in sito, riportandone la loro interpretazione. I risultati sono presentati tenendo in conto della suddivisione nelle unità geotecniche sopra descritte.

6.1.1 Caratteristiche fisiche e parametri di stato

Per quanto riguarda l'unità *bn2* considerata con prevalenza di grana grossa il parametro di stato più rappresentativo della reale condizione in sito è la Densità Relativa ottenuta da correlazioni con SPT di cui alla Figura 6-1. L'unità risulta tra "densa" e "molto densa", con valori di D_r generalmente tra 60% e 90%, in accordo con quanto riportato nella relazione

indagate, anche se, a meno dei valori massimi che potrebbero essere poco rappresentativi, si può individuare una vera tendenza verso la normal-consolidazione con la profondità. Anche questa conclusione è abbastanza coerente con quanto riscontrato nella già citata relazione pregressa (Doc.[2]).

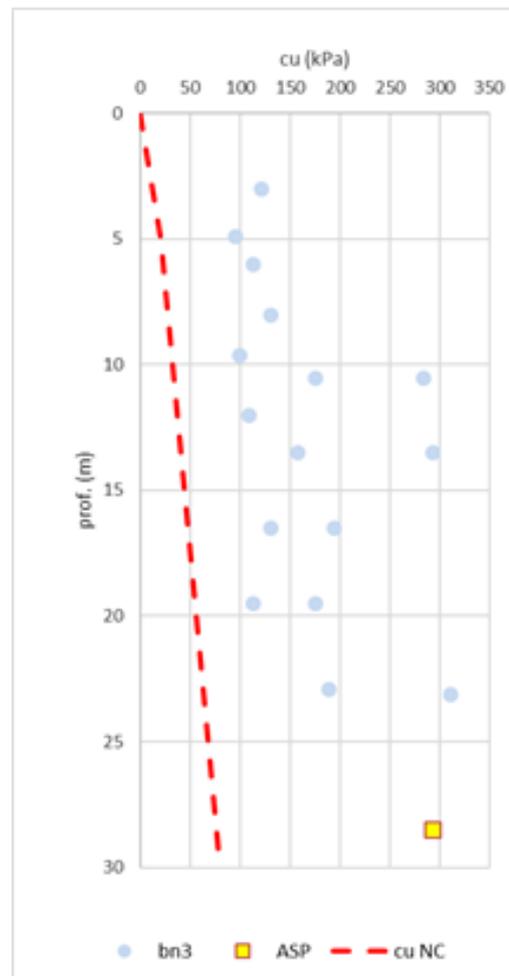


Figura 6-2: Unità *bn3* e *ASP* – andamento delle *Cu* ricavate da correlazioni con N_{SPT} e confronto con andamento di Koutsoftas and Ladd, 1985 per condizione normal-consolidata ($OCR=1$)

Anche questa conclusione è abbastanza coerente con quanto riscontrato nella già citata relazione pregressa (Doc.[2]), la quale distingue la *litofacies bn3* in “LA” e “LA-LS”, la prima più superficiale con OCR variabile tra 3 e 10, la seconda, più profonda che raggiunge anche $OCR=1$.

6.1.2 Caratteristiche di Resistenza

Unità a grana fina: Coesione non drenata

Partendo dalle unità prevalentemente a grana fina si richiamano gli andamenti già discussi della coesione non drenata c_u con la profondità, di cui alla Figura 5-2, ottenuti per le due unità (**bn3** e **ASP**) per le quali è stato possibile riferirsi a correlazioni con N_{SPT} . Il grafico mostra c_u variabili tra circa 100 e 200 kPa per **bn3** (trascurando i picchi massimi a circa 300 kPa) con un *trend* leggermente crescente con la profondità. Nel caso di **ASP**, l'unico valore di c_u risulta leggermente superiore e pari a circa 300 kPa.

I valori sopra discussi risultano sempre sovrastimare la coesione non drenata rispetto alla caratterizzazione degli studi precedenti (Doc.[2]), secondo la quale i valori caratteristici risultano $c_u=50-65$ kPa circa per **bn3** e $c_u=130-180$ kPa per **ASP**.

Unità a grana fina: Parametri di resistenza drenati

Come già precedentemente indicato, i risultati delle prove di laboratorio non sono risultati disponibili al momento della stesura della presente relazione per cui non si hanno indicazioni sui dati di resistenza drenati per i terreni a grana fine di interesse.

In ogni caso, potendo fare riferimento alla caratterizzazione effettuata negli studi pregressi (Doc.[2]) e basata su numerose prove di laboratorio, si riportano a seguire i valori di angolo di attrito e coesione efficaci per la litofacies limoso-argillosa delle alluvioni terrazzate e per le argille subappenniniche.

- bn3: $\varphi'=23-24^\circ$ e $c'=20 - 26$ kPa
- ASP: $\varphi'=23.5^\circ$ e $c'=34$ kPa

Unità a grana grossa: Parametri di resistenza drenati

I valori di resistenza drenati, in termini di angolo di attrito (Figura 6-3), sono stati ottenuti per la litofacies alluvionale considerata con comportamento a grana grossa (**bn2**) da correlazioni con prove in sito tipo N_{SPT} , nella fattispecie ricorrendo alla formulazione di Schmertmann (1977).

I dati sono poco variabili e inclusi generalmente in un intervallo $\varphi' = 36-41^\circ$, perfettamente coerente con la caratterizzazione progressa nella quale è stato assunto un angolo di attrito pari a 38° (unità GS in Doc.[2]).

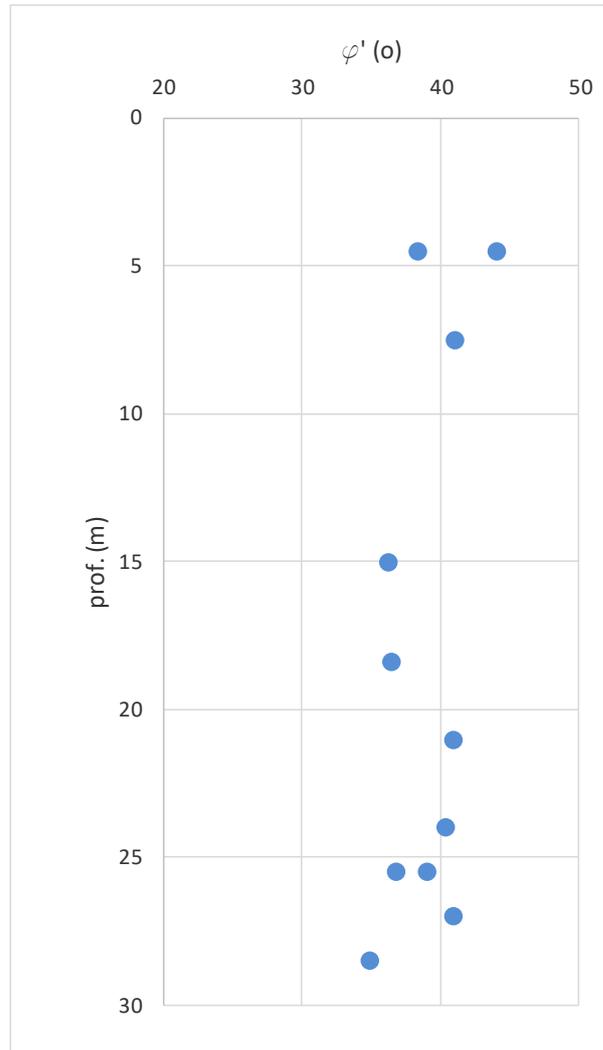


Figura 6-3: Unità *bn2* - valori dell'angolo di attrito da correlazione con N_{SPT} (Schmertmann, 1977)

6.1.3 Caratteristiche di deformabilità

Per la determinazione dei moduli operativi riferiti ai terreni a grana fine e a quelli a grana grossa, si è proceduto come specificato nel capitolo 3, nello specifico partendo dai dati relativi alle velocità delle onde di taglio V_s e risalendo ai valori di G_0 e E_0 , per poi ricavare $E_{op} = E_0/10$.

I dati di V_s , in particolare, sono stati calcolati a partire dalle correlazioni con N_{SPT} fornite da Otha e Goto (1978).

La Figura 6-4 che segue raccoglie graficamente tutti i profili di V_s che indicano valori minimi associabili alle unità **bn3** nei primi 10 m di profondità ($V_s=150-200$ m/s), che si incrementano leggermente più in profondità ($V_s=200-250$ m/s). L'unità **bn2** è caratterizzata da velocità di poco superiori alle precedenti, con un intervallo $V_s=200-300$ m/s, così come l'unico valore ottenuto per ASP ($V_s=260$ circa).

Le velocità di taglio calcolate per le alluvioni terrazzate risultano coerenti con la classe di sottosuolo C suggerita nella Relazione Geologica (Doc.[1]), peraltro confermata dalla relazione pregressa di cui al Doc.[3] nella quale è stata calcolata una $V_{s30}=352$ m/s sulla base di una prova MASW che, seppur non abbastanza lontana dalla zona di interesse del presente progetto, risulta comunque rappresentativa della area in termini di rigidità dei depositi alluvionali.

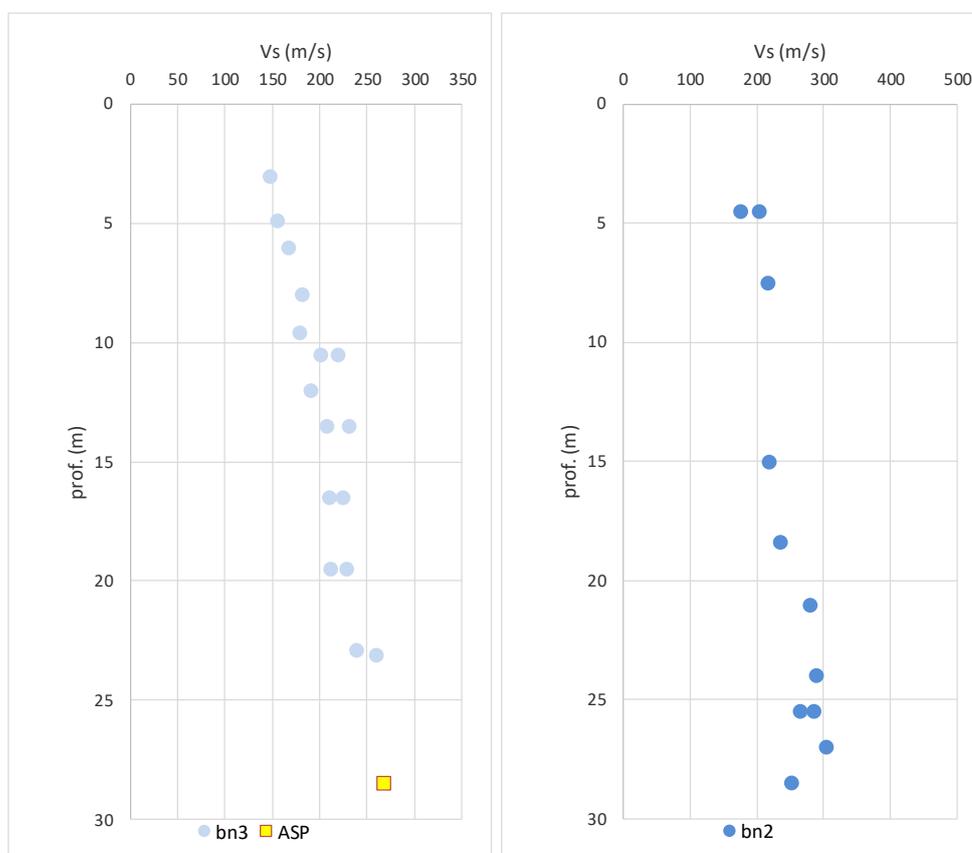


Figura 6-4: Valori di V_s ottenuti da correlazioni con N_{SPT} per le varie unità

Nella Figura 6-5 sono quindi riportati gli andamenti di G_0, E_0 e $E_{op}=E_0/10$ per entrambe le varie unità; se ne possono dedurre i seguenti valori dei moduli,:

- **bn3:** $E_{op}=10-20$ MPa (prof. da da 0 a 10m)
 $E_{op}=20-30$ MPa (prof. > 10m)
- **ASP:** $E_{op}=30-40$ MPa;
- **bn2:** $E_{op}=20-40$ MPa;

Sempre a titolo di confronto, è utile riportare in questa sede anche i valori dei moduli di Young assunti nella relazione pregresse di cui al Doc.[2] che, per la litofacies a grana fina delle alluvioni terrazzate indica $E'=5$ MPa per la parte superficiale e $E'=9.2$ MPa per quella più profonda, corrispondente ad una leggera sottostima rispetto ai grafici qui discussi. Per le argille subappenniniche la citata relazione fornisce un E' con legge lineare crescente con la profondità che, a 25 metri fornisce $E'=14.3$ MPa, confermando la sottostima rispetto al valore ottenuto in questa sede. L'unico caso in cui la caratterizzazione precedente risulta sovrastimare è per la litofacies più grossolana qui indicata come **bn2**, per la quale viene fornito $E'=52$ MPa.

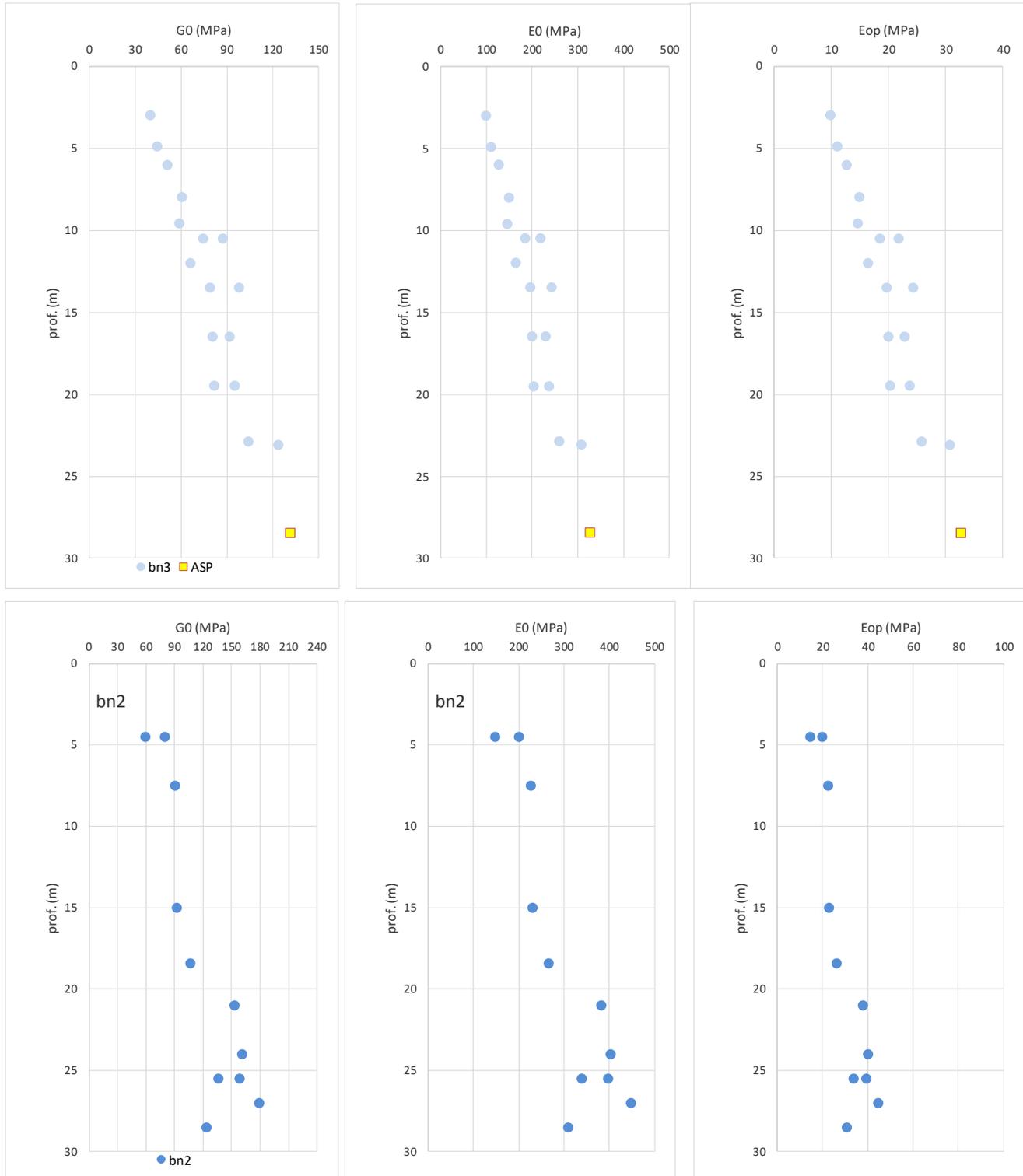


Figura 6-5: Confronto tra valori di G_0 , E_0 e E_{op} per bn3 e ASP (in alto) e bn2 (in basso)

6.1.4 Permeabilità

Nell'ambito della campagna d'indagine sono state eseguite 4 prove di permeabilità tipo Lefranc a carico variabile. In Tabella 6-1 sono riportati i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti dalle prove e riferibili alle varie unità indagate.

Tabella 6-1 Risultati delle prove Lefranc

sondaggio	Prof. (m)	Unità	k (m/s)
S2	6.0-7.5	bn3	1.26E-06
S2	13.5-15.0	Bn2	1.16E-05
S3	8.0-9.0	bn3	9.9E-06
S5	4.5-5.5	bn2	5.23E-04

6.2 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI E DEI LIVELLI DI FALDA DI PROGETTO

Dall'analisi delle prove ad oggi disponibili, condotte in sito e presentate ai paragrafi precedenti, e richiamando le caratterizzazioni riportate negli studi pregressi (Doc.[2] e Doc.[3]) sono stati determinati i parametri geotecnici associati alle diverse unità stratigrafiche, come riportato nella successiva Tabella 6-2.

Nel caso del riporto, non avendo disponibilità di un numero sufficiente di informazioni, lo stesso è stato cautelativamente assunto con caratteristiche simili a quelle dei depositi a grana fina, con abbattimento della coesione.

L'andamento della falda assunto nei calcoli è quello riportato nel profilo geologico (Rif.**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) e ricostruito sulla base di quanto già discusso nel par 3.3.

La quota massima si colloca a circa -5.4 m dal p.c. (vedi profilo idrogeologico allegato alla relazione geologica di cui al Doc.[1]) per cui, considerando che la massima profondità di scavo prevista per la realizzazione delle opere è di circa -6.0m dal p.c., è prevista in progetto la gestione

dell'interferenza con la presenza d'acqua nella parte basale degli scavi stessi con un sistema di pompaggio provvisorio che possa garantire di operare "in asciutto".

Tabella 6-2: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

Unità	γ kN/m ³	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	E_{op} (MPa)	k (m/s)
Riporto	18	22-24	0-10	50	5-10	-
bn2	20	36-38	0	-	30-50	1E-04 - 1E-05
bn3	19	22-24	20-25	50-100	5-20	1E-05 - 1E-06
ASP	20	23-25	30-35	150-200	15-30	1E-06- 1E-08

7. ACCELERAZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1 PREMESSA

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto è definita dai seguenti parametri:
 a_g accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie topografica orizzontale;
 F_0 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.

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica, in base alla classificazione delle opere in progetto. Successivamente, verranno definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, arrivando a definire i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica da considerare, determinata a sua volta per condizioni di suolo rigido ed a livello del piano campagna in corrispondenza di alcuni punti di interesse.

L'inquadramento sismo-tettonico, sismologico dell'area sono oggetto della relazione geologica a cui qui si fa diretto riferimento. Sempre oggetto della relazione geologica è la definizione della categoria di suolo e topografica di riferimento e della magnitudo sempre di riferimento per la verifica a liquefazione.

7.2 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

$V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;

$V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;

$V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U=0.7$.

Classe II: ... omissis ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... omissis Per le quali $C_U = 1.0$.

Classe III: ... omissis ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... omissis ... Per le quali $C_U = 1.5$.

Classe IV: ... omissis ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico ... omissis ... Per le quali $C_U = 2$.

Nel caso in esame si assume:

- Classe d'uso II ($C_U = 1.0$)

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento V_R pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

7.3 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

L'azione sismica di progetto deve essere determinata in funzione degli Stati Limite di verifica ed alle corrispondenti probabilità P_{VR} di realizzarsi nel periodo di riferimento V_R sopra definito.

Gli Stati Limite di riferimento per verifiche in presenza di sisma, così come definiti nelle NTC2018 al par. 3.2.1 sono:

- Stato Limite Ultimo (SLU):
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, SLV, definito come lo stato limite in corrispondenza del quale la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.
- Stato limite di Esercizio (SLE):
 - Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico.
 - Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

Il tempo di ritorno T_R dell'azione sismica di verifica è legato al periodo di riferimento V_R ed alla probabilità di superamento P_{VR} dalla relazione:

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

I valori di periodo di ritorno dell'azione sismica, per i diversi Stati Limite e classi d'uso delle strutture sono riportati in Tabella 7-1.

Tabella 7-1: Periodi di ritorno per l'azione sismica di progetto, per i diversi stati limite.

STATO LIMITE	T_R , anni
SLO	30
SLD	50
SLV	475
SLC	975

7.4 ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO SU SUOLO RIGIDO

In allegato alle NTC2018, i valori a_g , F_0 e T_c^* sono forniti per ognuno dei 10751 nodi di un reticolo di riferimento che copre il territorio nazionale. I valori corrispondenti a punti intermedi ai nodi di griglia si ottengono per interpolazione sui quattro punti adiacenti. Per definire i valori della pericolosità sismica di base, è stata selezionata l'opzione di scelta "per coordinate" sul foglio di calcolo Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v.1.0.3b distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009), avendo scelto di valutare i valori del parametro a_g calcolati per diversi tempi di ritorno nel punto caratteristico Lat: 41.437629 – Long: 15.580577 (Figura 6-1).



Figura 7-1 Locazione del punto di calcolo dell'azione sismica

Nella successiva Tabella 7-2 sono riportati i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per lo stato limite SLV.

Tabella 7-2: Valori di a_g , F_0 e T_c^* per SLV

Stato Limite	SLV
a_g	0.133g
F_0	2.614
T_c^*	0.439s

7.5 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per i fini del presente studio, gli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica sono stati valutati sulla base delle indicazioni delle NTC2018, le quali definiscono un fattore di sito S di amplificazione sismica come funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s), sia dell'andamento della superficie topografica (attraverso il coefficiente S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

In particolare, il sottosuolo viene categorizzato a fini sismici in base alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) definita come:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

h_i = spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ = valore di velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati.

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per quanto discusso nei paragrafi precedenti, e richiamando anche quanto indicato nella Relazione Geologica (Doc.[1]) viene di seguito considerata una categoria di sottosuolo C.

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, il relativo fattore risulta pari a:

$$S_T = 1$$

L'accelerazione a_g , il fattore di sito S e l'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ è riportati in Tabella 7-3 per i vari tempi di ritorno.

Tabella 7-3: Valori dei coefficienti di sito S e dell'accelerazione di progetto a_{max}

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	30	0.045	1.5	0.068
SLD	50	0.057	1.5	0.085
SLV	475	0.133	1.491	0.199
SLC	975	0.169	1.434	0.243

8. STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

8.1 GENERALITÀ

Le NTC 2018, al par. 7.11.3.4.1 stabiliscono che:

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

Si ricorda come, a causa della breve durata del moto sismico, il terreno reagisca in condizioni sostanzialmente non drenate. In tali condizioni, il comportamento non lineare dei materiali sabbiosi e sabbioso/limosi saturi, sottoposti a carichi ciclici indotti dal terremoto, porta alla generazione di sovrappressioni interstiziali con diminuzione anche significativa di resistenza e rigidità apparente. Alla successiva dissipazione di tali sovrappressioni, corrisponde una riduzione di volume con la generazione di deformazioni permanenti in grado di causare, nello specifico, problematiche di esercizio post-sisma, stabilità dei rilevati, delle opere di sostegno e di attraversamento.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli del moto sismico del suolo, dalla densità relativa D_r e dalla granulometria del terreno. Un terreno a grana grossa, 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 del numero di cicli, ossia del valore di magnitudo sismica di riferimento.

Il problema principale che si pone in fase di progettazione è valutare la stabilità del sito di progetto rispetto alla liquefazione quando il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sottofalda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

8.2 CONDIZIONI DI ESCLUSIONE DA VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve rappresentate in Figura 8-1 (coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$) e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** (coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$).

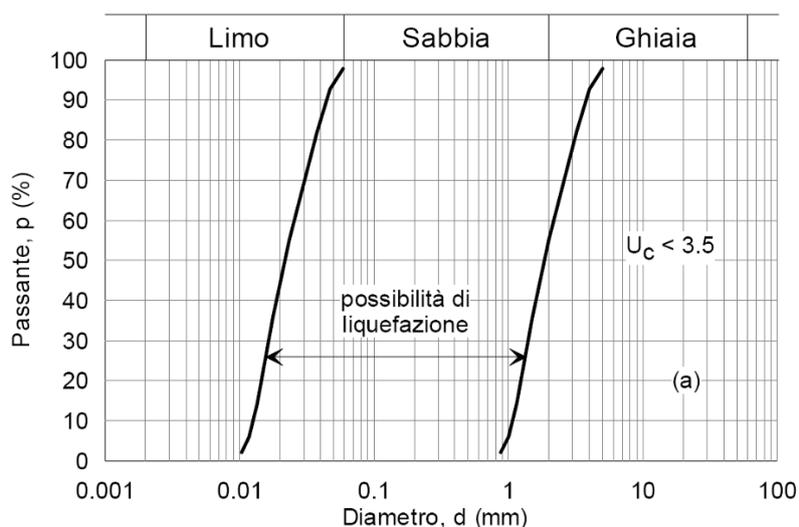


Figura 8-1: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c < 3.5$)

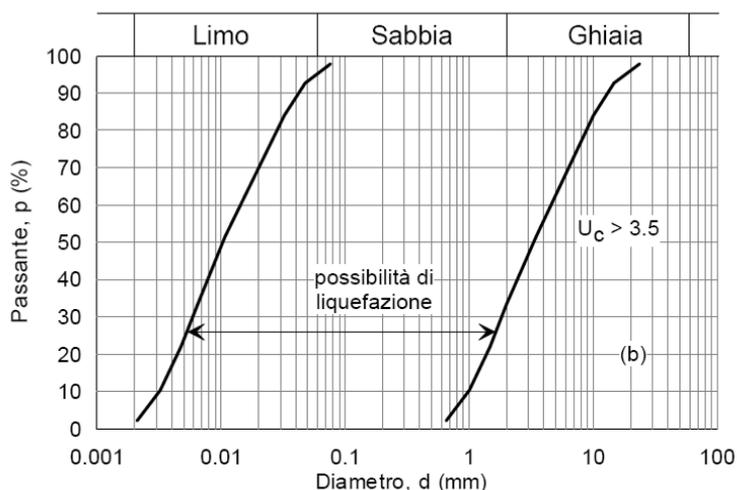


Figura 8-2: Dominio di suscettibilità alla liquefazione dei terreni ($U_c > 3.5$)

Sulla base delle informazioni disponibili, l'unica unità che per caratteristiche granulometriche potrebbe rientrare nel rischio liquefazione è quella relativa alla litofacies più grossolana delle alluvioni terrazzate, cioè la **bb2**.

Il calcolo degli $N1(60)$ associati a tali unità è riportato nella Figura 8-3 e mostra valori generalmente superiori alla soglia di 30 individuata come condizione di esclusione, a meno di alcuni valori a profondità superiori a 15 m. Per quanto detto, sulla base di tali dati e tenendo presente anche il fatto che l'unità qui considerata presenta anche abbondante matrice a grana fina, si può confermare quanto già indicato nella Relazione Geologica (Doc.[1]) in merito alla suscettibilità "bassa-nulla" dei depositi considerati; se ne può concludere la esclusione di possibili fenomeni di liquefazione.

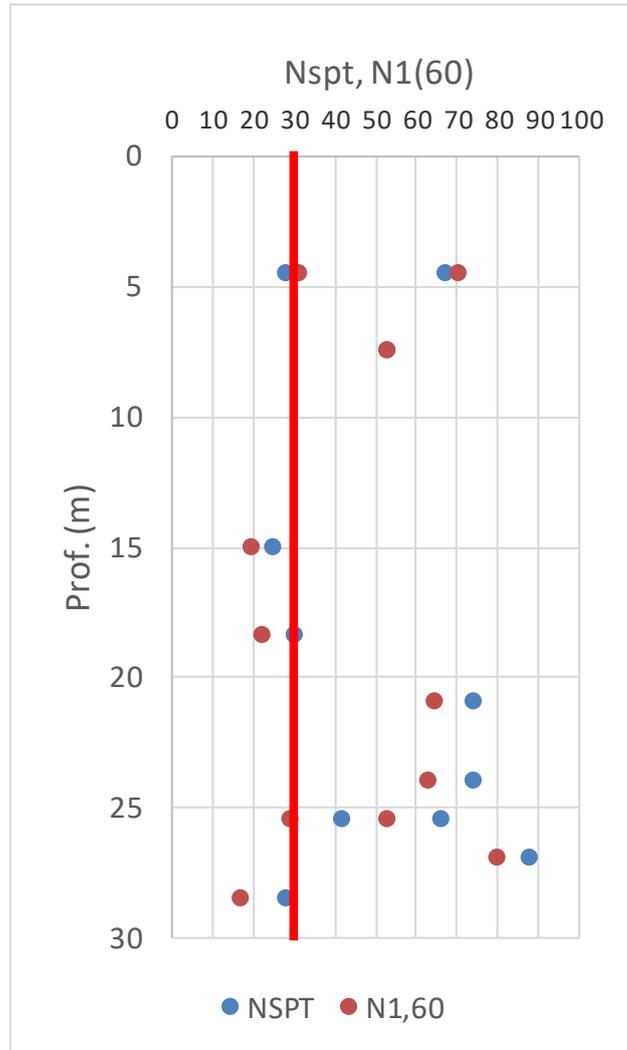


Figura 8-3: Andamento con la profondità dei valori di NSPT e N1(60) relativi alla unità bb2 e confronto con la soglia di esclusione indicata da NTC18