



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



PROGETTO DEFINITIVO DELLA NUOVA CALATA AD USO  
CANTIERISTICA NAVALE ALL'INTERNO DEL PORTO PETROLI  
DI GENOVA SESTRI Ponente E DELLA SISTEMAZIONE  
IDRAULICA DEL RIO MOLINASSI

LOTTO 2

NUOVA CALATA AD USO CANTIERISTICA NAVALE

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E SISMICA

PROGETTISTA INCARICATO DA COCIV



COMMESSA: 4 5 5 0 2 3 7 6     
 FASE: D     
 LOTTO: 2     
 TIPO DOC.: R     
 Progr.: 0 0 2     
 REV.: B

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA  Dott. Ing. S. Susani
Rev.	Descrizione Emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	
A	Prima Emissione	Polli	30/09/2014	Lo Turco	30/09/2014	Susani	30/09/2014	
B	Recepimento Progetto di Risoluzione Oleodotti	Polli	05/12/2014	Lo Turco	05/12/2014	Susani	05/12/2014	
VERIFICATO:				VALIDATO: AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA				
				IL RUP		ASSISTENTI AL RUP		
				Dott. Ing. A. Pieracci		Dott. Geol. G Canepa Geom. I. Dellepiane Geom. G. Di Luca P.I. F. Piazza Dott. Ing. D. Sciutto Dott. Ing. M. Vaccari Dott. Ing. C. Vincenzi		





## INDICE

1.	PREMESSA .....	5
2.	DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2.1.	Documentazione .....	6
2.2.	Normative e raccomandazioni .....	6
2.3.	Bibliografia .....	7
3.	INDAGINI GEOTECNICHE EFFETTUATE .....	9
4.	BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO .....	10
4.1.	Inquadramento geologico in area vasta .....	10
4.2.	Inquadramento geologico locale .....	10
4.3.	Inquadramento geomorfologico .....	11
5.	SISMICITÀ DELL'AREA .....	12
6.	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI .....	19
6.1.	Generalità .....	19
6.2.	Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie) .....	19
6.2.1.	Introduzione .....	19
6.2.2.	Stato iniziale del deposito .....	19
6.2.3.	Deteminazione della densità relativa $D_r$ da prove SPT .....	20
6.2.4.	Angolo di resistenza al taglio .....	22
6.2.5.	Caratteristiche di deformabilità .....	23
6.2.5.1.	Moduli elastici iniziali .....	23
6.2.5.2.	Velocità delle onde di taglio .....	24
6.2.5.3.	Moduli elastici "operativi" .....	25
6.2.6.	Coefficienti di permeabilità .....	26
6.3.	Materiali a grana fine (limi e argille) saturi .....	26
6.3.1.	Classificazione .....	26
6.3.2.	Stato tensionale iniziale .....	27
6.3.3.	Resistenza al taglio non drenata .....	27
6.3.4.	Caratteristiche di deformabilità .....	28
6.3.4.1.	Moduli elastici iniziali .....	28
6.3.4.2.	Moduli elastici "operativi" in condizioni drenate .....	28
7.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	30
7.1.	Introduzione .....	30
7.2.	Sabbie fini marine (B3) .....	31
7.2.1.	Densità relativa .....	32
7.2.2.	Caratteristiche di resistenza al taglio .....	33



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione geotecnica generale e sismica

7.2.3.	Caratteristiche di deformabilità .....	34
7.2.4.	Coefficienti di permeabilità.....	40
7.2.5.	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica .....	40
7.3.	Argille di Ortovero (A) .....	41
7.3.1.	Caratteristiche fisiche .....	41
7.3.2.	Stato iniziale .....	44
7.3.3.	Resistenza al taglio non drenata .....	47
7.3.4.	Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci .....	47
7.3.5.	Caratteristiche di deformabilità .....	47
7.3.6.	Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica .....	53
8.	VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE .....	54
9.	SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....	56
9.1.	Introduzione .....	56
9.2.	Criteri per la valutazione del potenziale di liquefazione .....	57



## 1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica illustra ed interpreta i risultati delle indagini geotecniche eseguite dell'area interessata dal progetto definitivo della formazione di una nuova calata ad uso cantieristica navale, nell'area compresa tra il pontile Delta ed il bacino di carenaggio n.1 di Fincantieri a Genova.

La relazione si articola come segue:

- Il capitolo 2 elenca i documenti, le normative e la bibliografia di riferimento;
- Il capitolo 3 riporta un riepilogo delle indagini geotecniche effettuate;
- Il capitolo 4 riporta un breve inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico dell'area;
- Il capitolo 5 riporta le indicazioni sui parametri sismici quali risultano dall'applicazione della normativa vigente;
- Il capitolo 6 descrive i criteri di interpretazione delle indagini geotecniche effettuate.
- Il capitolo 7 riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni indicate nei documenti di riferimento, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità) quale risultano dall'interpretazione delle indagini effettuate.



## 2. DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### 2.1. Documentazione

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

- Relazione Geologica ed idrogeologica allegata al presente progetto definitivo;
- Planimetria delle indagini e Profilo Geologico allegati al presente progetto definitivo;
- Rapporto delle indagini:
  - Stratigrafie dei sondaggi SM1, SM2, SM3, SM4, SM5, SM6, SM7, ST8, ST9, ST10, ST11;
  - Prove di laboratorio sui campioni dei sondaggi SM1, SM2, SM3, SM4, SM5, SM6, SM7, ST8, ST9, ST10, ST11;

### 2.2. Normative e raccomandazioni

1. Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). “Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
2. Istruzioni relative alle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
3. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
4. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. “Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03”.
5. D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
6. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche” per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
7. EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”
8. Part 1: General rules
9. Part 2: Standards for laboratory testing
10. Part 3: Standards for field testing.



### 2.3. Bibliografia

1. Andrus R.D., Youd T.L. (1989) "Penetration tests in liquefiable gravels" Technical Papers, Proceedings XII ICSMFE, vol.1, Rio de Janeiro.
2. Baldi G., Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manfredini G., Rix G.J. (1989) "Italian experiences in assessing shear wave velocity from CPT and SPT" Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12<sup>th</sup> Int. Conf. on S.M.F.E., Rio de Janeiro, Brasil, pp. 157-168.
3. Chandler R.J., de Freitas M.H., Marinos P. (2004) "Geotechnical characterisation of soils and rocks: a geological perspective" Advances in Geotechnical Engineering, The Skempton Conference, 2004, Thomas Telford, London.
4. Charles J.A. (1989) "Geotechnical properties of coarse grained soils" General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
5. Clayton C.R.I. (1995) "The Standard Penetration Test (SPT): Methods and use" CIRIA Report n° 143, 1995.
6. Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" Soils and Foundations, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
7. Durgunoglu H.T., Mitchell J.K. (1975) "Static penetration resistance of soils, I -Analyses, II - Evaluation of the theory and interpretation for practice" aSCE Specialty Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, Raleigh NC, V.I..
8. Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) "Estimate of relative density from in-situ penetration tests" Proceedings In-situ 2001, Bali.
9. 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.
10. Lo Presti D.C.F. (1989) "Proprietà dinamiche dei terreni" Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14<sup>th</sup> Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
11. Marchetti S. (1985) "On the field determination of  $k_0$  in sand" Discussion Session 2A, 11<sup>th</sup> ICSMFE, S. Francisco.
12. NAVFAC (1971) "Design Manual DM7" U.S. Naval Publication and Formations Center, Philadelphia.
13. Robertson P.K., Campanella R.G., Wightman A. (1983) "SPT-CPT Correlations" Journal of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, Vol. 109.
14. Seed H.B., De Alba P. (1986) "Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands" Proceedings of In-Situ '86, Virginia Tech., Blacksburg, Geotechnical Special Publication n° 6, ASCE.



15. 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.
16. 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.*





### 3. INDAGINI GEOTECNICHE EFFETTUATE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili stratigrafico-geotecnici sono stati desunti dai risultati delle indagini geotecniche condotte nell'area durante le campagne di indagine di Febbraio - Marzo 2014.

L'indagine, nel tratto oggetto di interesse è consistita nell'esecuzione di:

- Sondaggi a carotaggio continuo: SM1, SM2, SM3, SM4, SM5, SM6, SM7, ST8, ST9, ST10, ST11;
- Prove di laboratorio sui campioni dei sondaggi SM1, SM2, SM3, SM4, SM5, SM6, SM7, ST8, ST9, ST10, ST11;

La seguente tabella riassume le prove fatte.

Sigla	Quota	Tipo	D (m)	C.I.	C.R.	SPT	P.P.
	(m s.l.m.)						
SM1	0,00	C.C.	24,4	3	3	4	0
SM2	0,00	C.C.	25,8	3	3	5	0
SM3	0,00	C.C.	23,9	3	3	5	0
SM4	0,00	C.C.	26,2	2	2	3	0
SM5	0,00	C.C.	25,6	2	2	4	0
SM6	0,00	C.C.	26,5	3	3	4	0
ST8	3,90	C.C.	20	3	2	5	0
ST9	3,25	C.C.	20	3	3	6	0
ST10	4,40	C.C.	20	0	0	5	1
ST11	6,08	C.C.	20	3	3	5	0
ST2	2,00	C.C.	30	1	2	5	0
C.C.	Perforazione a carotaggio continuo						
D.N.	Perforazione a distruzione di nucleo						
D	Profondità in metri da piano campagna						
C.I.	N. di campioni indisturbati						
C.R.	N. di campioni rimaneggiati						
S.P.T.	N. di prove penetrometriche dinamiche in foro di sondaggio						
P.P.	N. di prove di permeabilità a carico costante "Lefranc"						



## 4. BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

### 4.1. Inquadramento geologico in area vasta

Il settore ligure compreso fra Varazze e Genova è geologicamente caratterizzato da Unità tettoniche impilate una sull'altra, appartenenti al Dominio ligure – piemontese, di pertinenza oceanica: si tratta di falde ofiolitifere prececeomaniane che iniziano con la classica associazione ofiolitica a peridotiti, gabbri e basalti trasformati dal metamorfismo in serpentiniti, metagabbri e metabasalti.

A tetto delle ofioliti si trova una copertura sedimentaria di età giurassica superiore – cretacea inferiore, composta da depositi pelagici silicei e carbonatici trasformati durante l'orogenesi in quarzosisti e calcescisti.

Partendo da ponente verso levante coesistono, a contatto tra loro, le formazioni del Bacino Terziario Piemontese e le rocce appartenenti a diverse Unità del Gruppo di Voltri che, a loro volta, sono collegate tettonicamente a quelle del sistema strutturale della zona della Linea Sestri – Voltaggio", che soggiace ad est alle falde dell'areale del Flysch di M. Antola.

Localmente, lungo tutto il settore in esame, vi sono inoltre lembi poligenici rappresentati da depositi sedimentari di mare aperto, costituiti da litotipi marnoso-argillosi e conglomeratici.

### 4.2. Inquadramento geologico locale

A scala di maggior dettaglio, l'area di indagine dal punto di vista geologico risulta piuttosto complessa, essendo presenti rocce appartenenti alle Unità metamorfiche del Gruppo di Voltri e della Zona Sestri – Voltaggio.

In dettaglio, la gran parte del bacino idrografico del rio Molinassi si sviluppa all'interno del complesso dei Calcescisti con Pietre Verdi all'interno del Gruppo di Voltri.

Nel settore più a valle in corrispondenza della piana costiera, il substrato è rappresentato da un complesso di breccie ofiolitiche eterogenee, sia per quanto riguarda la natura litologica dei clasti che le compongono (serpentiniti, metagabbri, meta basiti e localmente calcari) sia in relazione alla dimensione dei medesimi. Le breccie costituiscono un ammasso roccioso prevalentemente cementato e solo localmente allentato, la cui matrice, tipicamente arrossata per processi di ossidazione ed alterazione, è costituita da una prevalenza di minerali micacei, indice di disfacimento di rocce verosimilmente riconducibili ai calcescisti sopra citati, che insieme a tali breccie costituiscono l'ossatura del tratto costiero in esame.

Al di sopra delle rocce del substrato sono presenti depositi quaternari rappresentati da alluvioni recenti ed attuali, prevalentemente ghiaioso – sabbiose e da sabbie dei litorali attuali.

Verso il margine su orientale del settore di indagine sono presenti inoltre depositi limoso – argillosi grigio – azzurri, appartenenti alla formazione delle Argille di Ortovero, di età pliocenica, poggianti al di sopra del substrato di breccie ofiolitiche e alla base dei sovrastanti depositi quaternari. Lo spessore di tale formazione sembra aumentare procedendo da NW verso SE.



### 4.3. Inquadramento geomorfologico

Il bacino del rio Molinassi, come gli altri bacini minori di questo settore di fascia costiera presenta dimensioni ridotte e un regime del corso d'acqua torrentizio con forte acclività.

La "Carta della franosità reale" del Piano di Bacino riporta per il bacino del rio Molinassi la presenza di numerosi fenomeni franosi, la maggior parte dei quali di dimensioni modeste, non cartografabili, ed alcuni di maggiore rilevanza, per lo più di natura complessa. Tali processi di dissesto gravitativo coinvolgono prevalentemente la coltre di copertura quaternaria, elemento questo che può innescare fenomeni di colata detritica in concomitanza di eventi di piena torrentizia, con ovvie ed inevitabili conseguenze per le condizioni di pericolosità e rischio del settore urbanizzato posto più a valle. Elemento dominante della fascia costiera è infatti l'intensa antropizzazione del tratto mediano e terminale del bacino, che nel tempo ha completamente obliterato i caratteri morfologici dei versanti e quelli del fondovalle.

Il corso d'acqua del rio Molinassi, così come molti altri corsi d'acqua della fascia costiera, è stato improvvidamente completamente tombinato nel tratto prossimo alla costa, aumentando conseguentemente la criticità geomorfologica ed idraulica di tale settore e il grado di rischio per le infrastrutture. A monte del tratto di interesse l'alveo appare parzialmente ingombro di depositi anche detritici e vegetazione infestante.

Si segnala che il Piano di Bacino stralcio sul rischio idrogeologico (ambiti 12 e 13), evidenzia che nel corso dell'evento del 4 ottobre 2010 "nel bacino del T. Molinassi si sono verificati veri e propri fenomeni di debris flow che hanno originato un accumulo di enormi quantità di materiale alluvionale in corrispondenza dell'imbocco della tombinatura del Rio" (pertanto all'inizio del settore di previsto intervento).



## 5. SISMICITÀ DELL'AREA

L'opera di progetto verrà realizzata nell'area portuale di Genova.

I valori di accelerazione massima su suolo rigido e al piano di imposta delle opere sono stati individuati utilizzando, in accordo con la zonazione definita nel D.M. 14.01.2008, la mappa di pericolosità sismica del territorio italiano tramite l'impiego del software Spettri-NTC ver1.0.3 distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per la valutazione della magnitudo  $M$  attesa si fa riferimento alla mappatura sismogenetica del territorio. L'individuazione delle zone sorgenti è stata condotta per mezzo del database DISS (*Database of Individual Seismogenic Sources*) 3.1.1.m (<http://diss.rm.ingv.it/diss/>, © INGV 2010 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia).

La procedura per valutare la magnitudo nell'area in oggetto è la seguente:

- (1) per ogni zona sorgente (ZS) viene stimata la massima magnitudo attesa;
- (2) si determinano le distanze del sito di indagine da ciascuna zona sorgente;
- (3) attraverso un modello di attenuazione si stima lo scuotimento del suolo dovuto alle sorgenti sismiche.

Per quanto riguarda le relazioni di attenuazione, queste sono utilizzate per determinare il livello di accelerazione massima attesa su un affioramento rigido in funzione della distanza epicentrale e magnitudo. La relazione di attenuazione utilizzata è quella di Sabetta e Publiese, applicabile a tutto il territorio Italiano. E' valida per terremoti con Magnitudo maggiori di 4.6 e minori di 6.8.

La seguente figura mostra l'ubicazione delle faglie attive in Italia, nord Africa e Grecia.



Figura 5.1 faglie attive nella zona Italia, nord Africa e Grecia – fonte DISS V3 tramite applicativo Google - earth

La seguente immagine mostra l'ingrandimento nell'area oggetto degli interventi e i codici identificativi delle faglie attive più vicine.

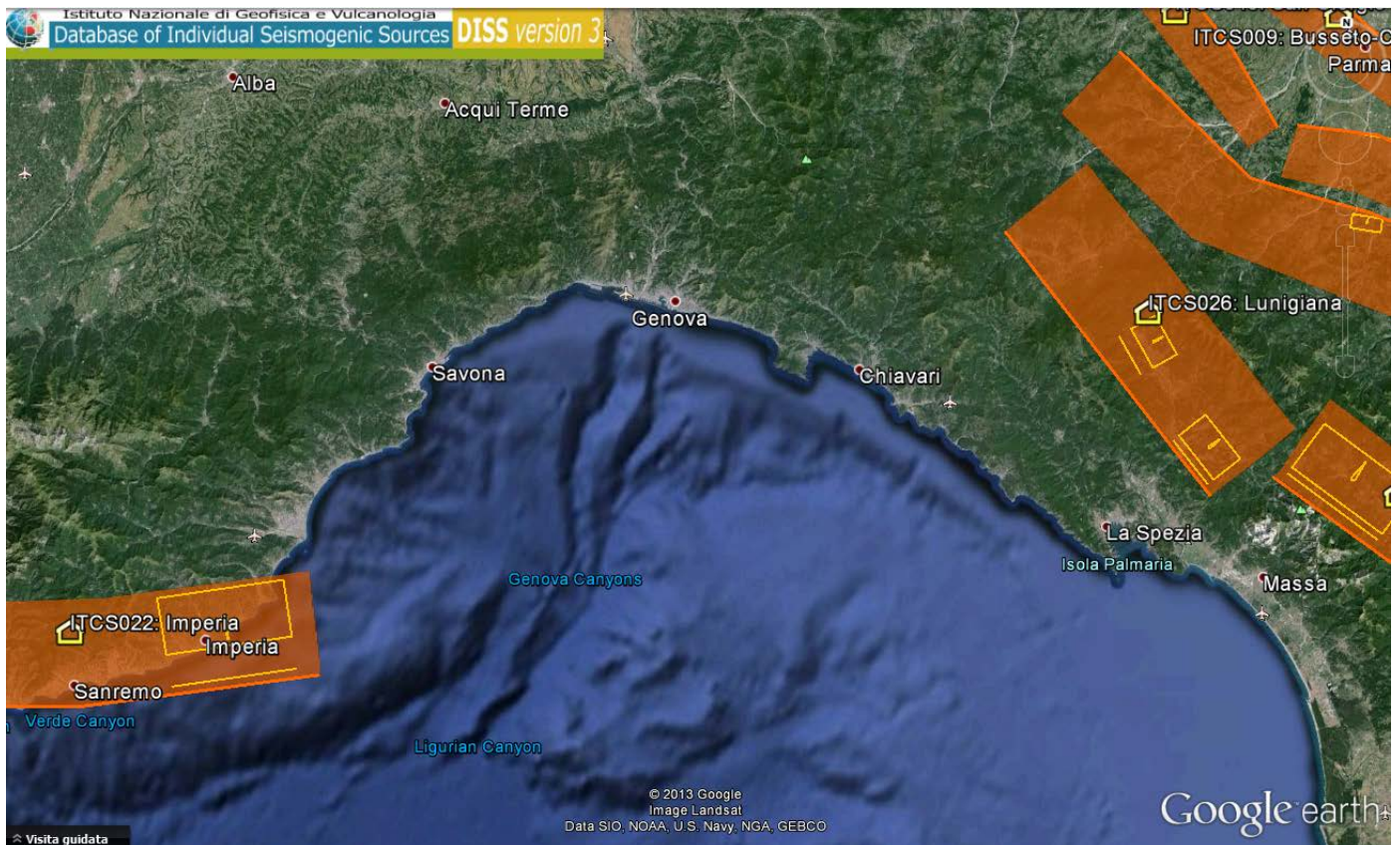


Figura 5.2 faglie attive nella zona di Genova- fonte DISS V3 tramite applicativo Google - earth

Le zone di faglia attiva più vicine al sito sono le seguenti:

- ITCS026: Lunigiana
- ITCS022: Imperia

Le distanze dal sito sono rispettivamente pari a circa 83km e 81km. I dettagli delle faglie sono riportati in seguito:



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione geotecnica generale e sismica

**DISS 3.1.1: Seismogenic Source ITCS026 - Lunigiana**

[Source Info Summary](#) | [Commentary](#) | [References](#) | [Pictures](#)

**General information**

<b>Code</b>	ITCS026
<b>Name</b>	Lunigiana
<b>Compiled By</b>	Burrato, P., and G. Valensise
<b>Latest Update</b>	14/05/2010

**Parametric information**

Parameter	Qual.	Evidence
<b>Min Depth (km)</b>	1	OD Based on geological and seismological data from Solarino (2007).
<b>Max Depth (km)</b>	10	OD Based on geological and seismological data from Solarino (2007).
<b>Strike (deg)</b>	310 - 330	OD Based on geological data.
<b>Dip (deg)</b>	30 - 45	OD Based on geological and seismological data from Solarino (2007).
<b>Rake (deg)</b>	260 - 280	EJ Inferred from geological data.
<b>Slip Rate (mm/y)</b>	0.1 - 1	EJ Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
<b>Max Magnitude (Mw)</b>	6	EJ Assumed from regional seismological data.

**Q-keys:** LD = Literature Data; OD = Original Data; ER = Empirical Relationship; AR = Analytical Relationship; EJ = Expert Judgement

Figura 5.3 faglie ITCS026 – Lunigiana

**DISS 3.1.1: Seismogenic Source ITCS022 - Imperia**

[Source Info Summary](#) | [Commentary](#) | [References](#) | [Pictures](#)

**General information**

<b>Code</b>	ITCS022
<b>Name</b>	Imperia
<b>Compiled By</b>	Fracassi, U., and S. Mariano
<b>Latest Update</b>	03/08/2006

**Parametric information**

Parameter	Qual.	Evidence
<b>Min Depth (km)</b>	3	LD Based on instrumental seismicity data.
<b>Max Depth (km)</b>	10	LD Based on instrumental seismicity data.
<b>Strike (deg)</b>	250 - 270	OD Based on regional geological data.
<b>Dip (deg)</b>	25 - 35	EJ Inferred from regional geological data.
<b>Rake (deg)</b>	80 - 100	EJ Inferred from regional geological data.
<b>Slip Rate (mm/y)</b>	0.1 - 1	EJ Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
<b>Max Magnitude (Mw)</b>	6.3	OD Derived from maximum magnitude of associated individual source(s).

**Q-keys:** LD = Literature Data; OD = Original Data; ER = Empirical Relationship; AR = Analytical Relationship; EJ = Expert Judgement

Figura 5.4 faglie ITCS022 - Imperia



La magnitudo maggiore attesa è quella relativa alla faglia di Imperia, risultando pari a  $M=6.3$

A favore di sicurezza si trascurano gli effetti di attenuazione della magnitudo con la distanza. La magnitudo di progetto è impostata pertanto a  **$M=6.3$** .

Per quanto riguarda l'accelerazione sismica su suolo rigido  $PGA (a_g)$  da assumere in progetto agli SLV, questa dipende dalla natura e dall'importanza delle singole opere da realizzare.

La classificazione delle opere viene condotta secondo il prospetto seguente:

Classificazione dell'opera	Vita nominale	Classe d'uso (Cu]	Periodo di riferimento per la costruzione (Vr)	Periodo di ritorno agli SLV
Opere provvisionali minori	< 2 anni	_*	_*	_**
Opere provvisionali maggiori	Compreso tra 2 e 10 anni	2	35 anni	332 anni
Opere definitive di importanza ordinaria	50 anni	2	100 anni	949 anni
Opere definitive di importanza primaria	100 anni	3	150 anni	1424 anni

Figura 5.5 classificazione delle opere in termini di parametri sismici SLV in dipendenza da vita nominale e classe d'uso

Per l'opera in esame, viste le dimensioni e l'importanza rivestita, si sceglie di attribuire una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso pari a 3. Ciò comporta un periodo di riferimento per l'azione sismica di 150 anni ed un periodo di ritorno dell'evento sismico pari a 1424 anni in condizioni SLV.

La seguente figura mostra la variazione del periodo di ritorno dell'evento sismico al variare degli stata limite considerati

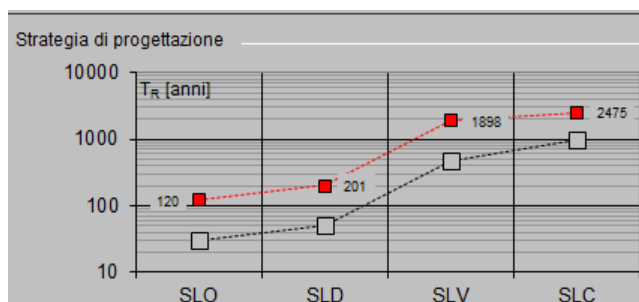


Figura 5.6 variazione del periodo di ritorno dell'evento sismico al variare degli stata limite considerati

\* verifica sismica omessa ai sensi del D.M. 14.01.2008





La seguente figura mostra l'andamento dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  in funzione dello stato limite considerato.

**Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$**

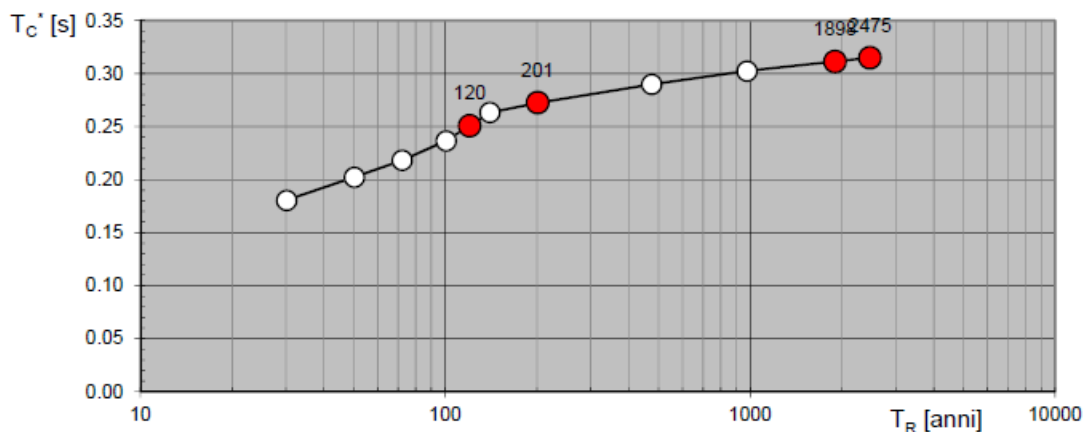
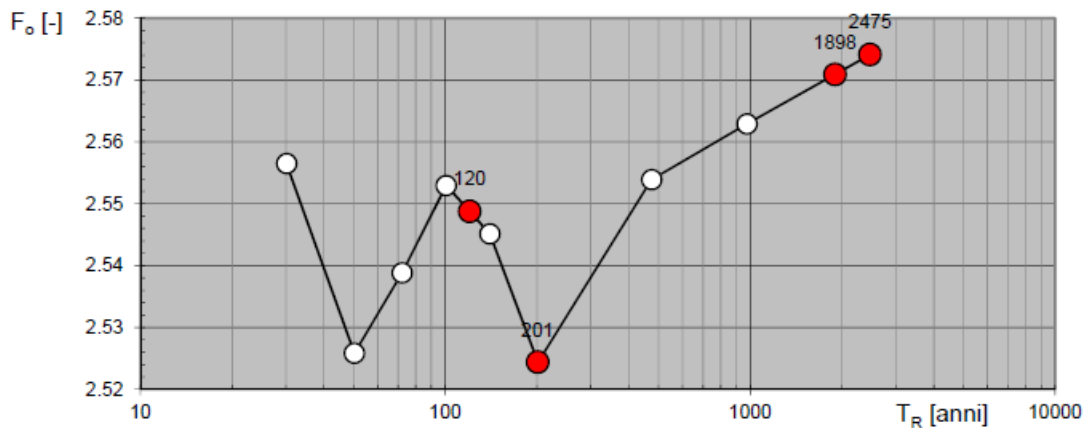
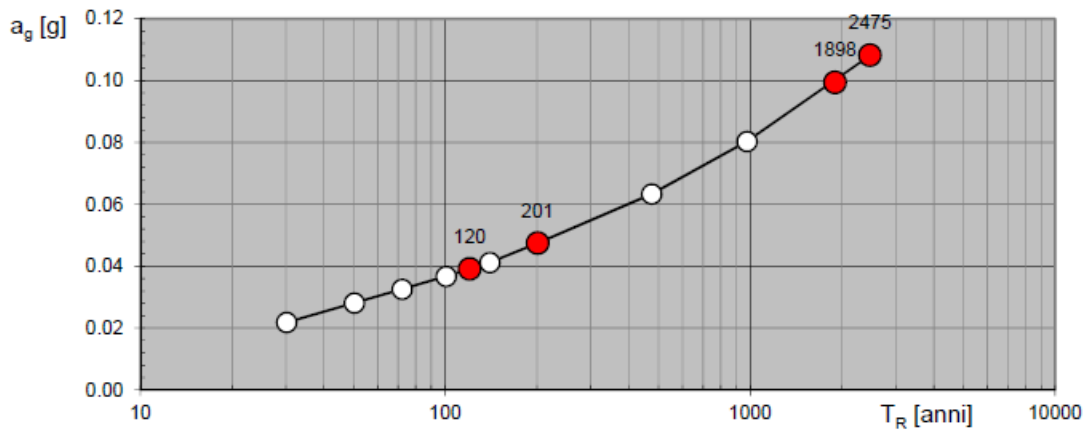


Figura 5. andamento dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  in funzione dello stato limite considerato.



AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA



Relazione geotecnica generale e sismica

L'accelerazione massima attesa su suolo rigido (PGA) in condizioni SLV risulta pari a  $a_g=0.100 \times g$ .

Al fine di valutare la risposta sismica locale e quindi l'accelerazione massima di progetto occorre valutare gli effetti di amplificazione causati dall'assetto stratigrafico del sottosuolo nell'area oggetto di intervento. Tali valutazioni sono effettuate nel successivo §8.



## 6. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA TERRENI

### 6.1. Generalità

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche tengono conto del fatto che nel sito in esame si rinvenivano fondamentalmente depositi argillosi (argille di ortovero) e sabbioso-ghiaiosi di origine, nell'ambito dei quali sono state effettuate le prove descritte in precedenza.

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, verrà fatta principalmente sulla base:

- o della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- o delle prove di classificazione sui campioni rimaneggiati ed indisturbati;

### 6.2. Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie)

#### 6.2.1. Introduzione

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati.

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

- o stato iniziale del deposito;
- o parametri di resistenza al taglio;
- o parametri di deformabilità;
- o coefficienti di permeabilità.

#### 6.2.2. Stato iniziale del deposito

Lo stato iniziale del deposito è definito in termini di:

- o tensioni geostatiche iniziali e storia tensionale;
- o pressioni interstiziali;
- o indice dei vuoti iniziale  $e_0$  e densità relativa  $D_r$ .

Indicazioni sulle tensioni geostatiche e sulla storia tensionale possono essere ricavate dagli studi di carattere geologico.

In questa sede si faranno le seguenti ipotesi:

- o I corpi ghiaioso-sabbiosi dei depositi alluvionali attuali 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  $k_0 = (1 - \sin\phi') = 0.4 \div 0.5$ .



Va rilevato che in tali depositi una leggera sovraconsolidazione può essere stata generata dai prelievi idrici o da lievi innalzamenti del piano di campagna con materiali di origine antropica. Tuttavia le implicazioni connesse col considerare o non considerare gli effetti di tale leggera sovraconsolidazione risultano relativamente contenute e confinate nell'ambito delle approssimazioni insite nell'interpretazione delle prove geotecniche in sito.

Le pressioni interstiziali vengono ricavate sulla base dei risultati delle indagini eseguite, nonché delle risultanze degli studi di carattere idrogeologico.

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 dinamiche SPT

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.

### 6.2.3. Determinazione della densità relativa $D_r$ da prove SPT

Nelle sabbie e ghiaie la determinazione della densità relativa  $D_r$  risulta meno agevole che per le sabbie per i seguenti ordini di problemi:

- per motivi esecutivi il campionatore standard a punta aperta deve essere spesso sostituito con quello a punta conica; in linea di principio non è detto che i risultati ottenibili con il campionatore standard a punta aperta in termini di numero di colpi/30 cm risultino uguali a quelli conseguiti con la punta conica e quindi possano essere interpretati direttamente con le correlazioni empiriche di letteratura sviluppate per la prova SPT con campionatore standard a punta aperta;
- causa la presenza della ghiaia spesso vengono raggiunte condizioni di rifiuto che non necessariamente sono indice di elevati gradi di addensamento.

Per il superamento delle difficoltà in questa sede si opererà come segue:

- Ove possibile, nell'ambito della stessa formazione sabbioso-ghiaiosa, verrà fatto un confronto tra i risultati delle prove SPT eseguite con il campionatore standard a punta aperta e quelle eseguite con la punta conica; in base a tale confronto si valuterà la possibilità di



trasformare i risultati ottenuti con la punta conica in valori  $N_{SPT}$  equivalenti con il campionatore standard. Ove non sia possibile effettuare tale confronto i valori  $N_{SPT}$  misurati con la punta conica verranno equiparati ai valori  $N_{SPT}$  ottenibili con il campionatore standard.

I valori con la profondità dal p.c. degli  $N_{SPT}$  verranno suddivisi per:

- o materiali caratterizzati da contenuti di fine inferiori al 30%;
- o materiali caratterizzati da contenuti di fine superiori al 50% ÷ 60%.

Nel caso dei materiali appartenenti alla prima suddivisione (sabbie e ghiaie), ad ogni valore  $N_{SPT}$  verrà associato, ove possibile:

- o il corrispondente valore misurato di  $D_{50}$  ( $D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al 50% di passante o di trattenuto);
- o un valore di  $D_{50}$  ipotizzato sulla base di curve granulometriche disponibili a quote superiori ed inferiori a quella della profondità di prova.

In mancanza di dati granulometrici puntuali, l'interpretazione dei valori  $N_{SPT}$  verrà effettuata facendo riferimento, per tratte significative, ad un valore di  $D_{50}$  medio caratteristico.

Nel caso di raggiungimento delle condizioni di rifiuto, l'interpretazione geotecnica del dato sperimentale verrà effettuata facendo riferimento ad un valore  $N_{SPT}$  calcolato come segue:

$N_{SPT} = 100$  se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel primo tratto di 15 cm o nel secondo tratto di 15 cm

$N_{SPT} = N_2 + \frac{50}{a} \cdot 15 \leq 100$  se le condizioni di rifiuto sono raggiunte nel terzo tratto di 15 cm, essendo (a) l'affondamento misurato (in centimetri) per un numero di colpi pari a 50.

L'interpretazione dei valori  $N_{SPT}$  verrà fatta in accordo al metodo proposto da [Cubrinowski & Ishihara \(1999\)](#) per materiali normalmente consolidati, caratterizzati da un coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  dell'ordine di 0,4÷0,5, successivamente esteso da [Ishihara et al. \(2001\)](#) anche al caso dei terreni sovraconsolidati; tale metodo utilizza la seguente espressione:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{SPT})_{78\%} \cdot \left(0,23 + \frac{0,06}{D_{50}}\right)^{1,7}}{9} \cdot \left(\frac{98}{\sigma'_{vo}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{k_{o,NC}}{k_{o,SC}}\right)^{1/2} \right\}^{1/2}$$

essendo:

$D_r$  = densità relativa (-)

$(N_{SPT})_{78\%}$  = numero di colpi/30 cm associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica



$D_{50}$  = diametro delle particelle corrispondente al passante 50% (mm)

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica (kPa)

$k_{o,NC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni normalmente (-)

$k_{o,SC}$  = coefficiente di spinta a riposo di terreni sovraconsolidati (-)

Si rileva che l'espressione sopra indicata è applicabile al caso di:

Energia trasferita alle aste pari al 78%. In Italia mediamente l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari mediamente al 60%; nell'applicazione della formula, il valore  $N_{SPT}$  misurato, assunto pari a  $(N_{SPT})_{60\%}$ , viene pertanto corretto in base alla seguente equazione:

$$(N_{SPT})_{78\%} = (N_{SPT})_{60\%} \cdot \frac{60}{78}$$

Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT, di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

In questa sede, in mancanza di risultati con il campionatore LPT, l'applicazione della formula in presenza di terreni sabbioso-ghiaiosi ( $D_{50} \geq 1$  mm) verrà fatta senza alcuna correzione ai valori  $N_{SPT}$  misurati (vedi su tale aspetto Clayton (1995), Skempton (1986), Tokimatsu & Yoshimi (1983)).

#### 6.2.4. Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  è stato determinato con il metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

$$\varphi' = \text{angolo di attrito di picco riferito a pressioni } \sigma_{ff}' = 272 \text{ kPa} \quad (^\circ)$$

$Q$  = fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato per particelle silicee = 10

$$p_f' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}' \text{ (vedi Jamiokowski et al. 1988)} \quad (\text{kPa})$$

$\sigma_{ff}'$  = tensione efficace normale alla superficie di rottura = 272 kPa

$m$  = costante empirica dipendente dalle condizioni di

deformazione prevalenti (vedi tabella successiva)  $(^\circ)$

$D_r$  = densità relativa  $(-)$



### Valori della costante empirica $m$ secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	$m(\cdot)$
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia	
$\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella tabella successiva (vedi ad esempio [Youd, 1972](#); [Stroud, 1988](#))

### Valori dell'angolo di attrito $\varphi_{cv}$ per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata assumendo:

$$\varphi_{cv}' = 30^\circ$$

$$m = 3$$

#### 6.2.5. Caratteristiche di deformabilità

##### 6.2.5.1. Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_{01}$ ) e di Young ( $E_{01}$ ), corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie  $p_{01}'$ , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$$\gamma_t = \text{peso di volume naturale del terreno in kN/m}^3$$



$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente da prove geofisiche cross hole e down hole o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT

I moduli iniziali di taglio ( $G_o$ ) e di Young ( $E_o$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche  $p'$ , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{o1} \cdot \left( \frac{p'}{p_o} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu') \quad (\text{kPa})$$

### 6.2.5.2. Velocità delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate, può essere ricavata sulla base alla 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 successiva)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi la tabella successiva)

#### Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente $f_A$

(funzione dell'epoca geologica del deposito)

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3





### 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

#### 6.2.5.3. Moduli elastici “operativi”

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti 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.

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

- i moduli elastici iniziali;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, per la stima dei moduli di deformabilità “operativi” da associare allo specifico problema al contorno possono essere fatte le seguenti assunzioni:

Nel calcolo di opere di sostegno i moduli di Young “operativi”  $E_{op1}$  sono pari a circa  $1/3 \div 1/5$  di quelli iniziali  $E_{o1}$ ; i valori di modulo suddetti sono associabili a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa  $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$ ;

Nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young “operativi”  $E_{op1}$  sono pari a circa  $1/5$  di quelli iniziali  $E_{o1}$ ; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura  $> 3$  e da cedimenti inferiori a  $0.01 \cdot B$ , essendo  $B$  la dimensione minore della fondazione;

Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young “operativi”  $E_{op2}$  sono pari a circa  $1/10$  di quelli iniziali  $E_{o1}$

In accordo a [Jamolkowski et al. \(1988\)](#) valgono le seguenti espressioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni normalmente consolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 35 \cdot D_r) \cdot N_{SPT} / 10 \quad \text{MPa} \quad \text{nel caso dei terreni sovraconsolidati}$$

essendo:

$E'_{25}$  = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

$D_r$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità;



$N_{SPT}$  = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che:

- per valori di densità relativa  $D_r$  inferiori a 50%;
- per materiali ghiaioso-sabbiosi,

le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di  $E_{25}'$ .

### 6.2.6. Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità  $k$  sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa possono essere stimati sulla base della stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

<b>k (m/sec)</b>	<b>Grado di permeabilità</b>	<b>Tipo di terreno</b>
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	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

### 6.3. Materiali a grana fine (limi e argille) saturi

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito; sia le prove di laboratorio che le prove in sito 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.

#### 6.3.1. Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine verrà effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di :

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);



- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

### 6.3.2. Stato tensionale iniziale

La valutazione dello stato tensionale iniziale verrà fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio (di classificazione ed edometriche).

In particolare lo stato tensionale in sito sarà stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ( $GSC = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$ ) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo  $k_o$  sarà pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_o = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{GSC}$$

essendo:

$\sigma_{vo}'$  = tensione verticale efficace geostatica

$\sigma_{vmax}'$  = tensione verticale efficace massima subita dal deposito

$\varphi'$  = angolo di attrito.

### 6.3.3. Resistenza al taglio non drenata

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$  dei terreni limoso-argillosi saturi verrà valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove con pocket penetrometer che vane test, nonché dai risultati delle prove SPT

Come noto la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si farà riferimento a valori di  $c_u$  corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico.

La resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , associabile a quella di prove triassiali di compressione e carico, consolidate alle tensioni efficaci geostatiche, verrà stimata adottando la correlazione empirica proposta da [Stroud \(1974\)](#) (vedi anche [Clayton, 1995](#)). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (5,0 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$



### 6.3.4. Caratteristiche di deformabilità

#### 6.3.4.1. Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio ( $G_{01}$ ) e di Young ( $E_{01}$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie  $p_o'$ , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_t}{9,81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in  $\text{kN/m}^3$

$\nu'$  = rapporto di Poisson del terreno = 0,15 ÷ 0,20

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec.

La velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  può essere ricavata direttamente dalle prove geofisiche cross hole e down hole.

I moduli iniziali di taglio ( $G_o$ ) e di Young ( $E_o$ ) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci medie generiche  $p'$ , possono essere ricavati dalle seguenti espressioni:

$$G_o = G_{01} \cdot \left( \frac{p'}{p_o'} \right)^{0.5} \quad (\text{kPa})$$

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

#### 6.3.4.2. Moduli elastici “operativi” in condizioni drenate

Il comportamento dei terreni a grana fine risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia della pressione efficace media corrente sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

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

- I moduli elastici iniziali
- Le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione o di spostamento indotto.



Le curve di degrado sono, nel caso specifico, generate automaticamente dal modello numerico che simula il comportamento dei terreni a grana fine (hardening soil model) implementato dal codice di calcolo.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, i moduli di deformabilità “operativi” di Young saranno assunti pari a circa  $1/3 \div 1/5$  di quello iniziale  $E_{01}$ .



## 7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 7.1. Introduzione

Il presente capitolo riporta la caratterizzazione geotecnica delle principali formazioni individuate lungo il tratto in esame, basata sui risultati:

- degli studi geologici e geomorfologici
- delle indagini geognostiche eseguite
- dell'interpretazione delle indagini in accordo ai criteri descritti in precedenza.

I principali materiali incontrati, con caratteristiche geotecniche relativamente omogenee, sono i seguenti:

- Sabbie fini marine (B3), presenti nell'area della futura colmata da quota fondale e a spessori variabili tra 1.5m e 8÷10m circa;
- Argille di Ortovero (A), presenti in maniera continua su tutta l'area in esame al di sotto dello strato B3 con potenze minime investigate di 10m.



## 7.2. Sabbie fini marine (B3)

L'andamento del numero di colpi SPT è rappresentato nella seguente figura

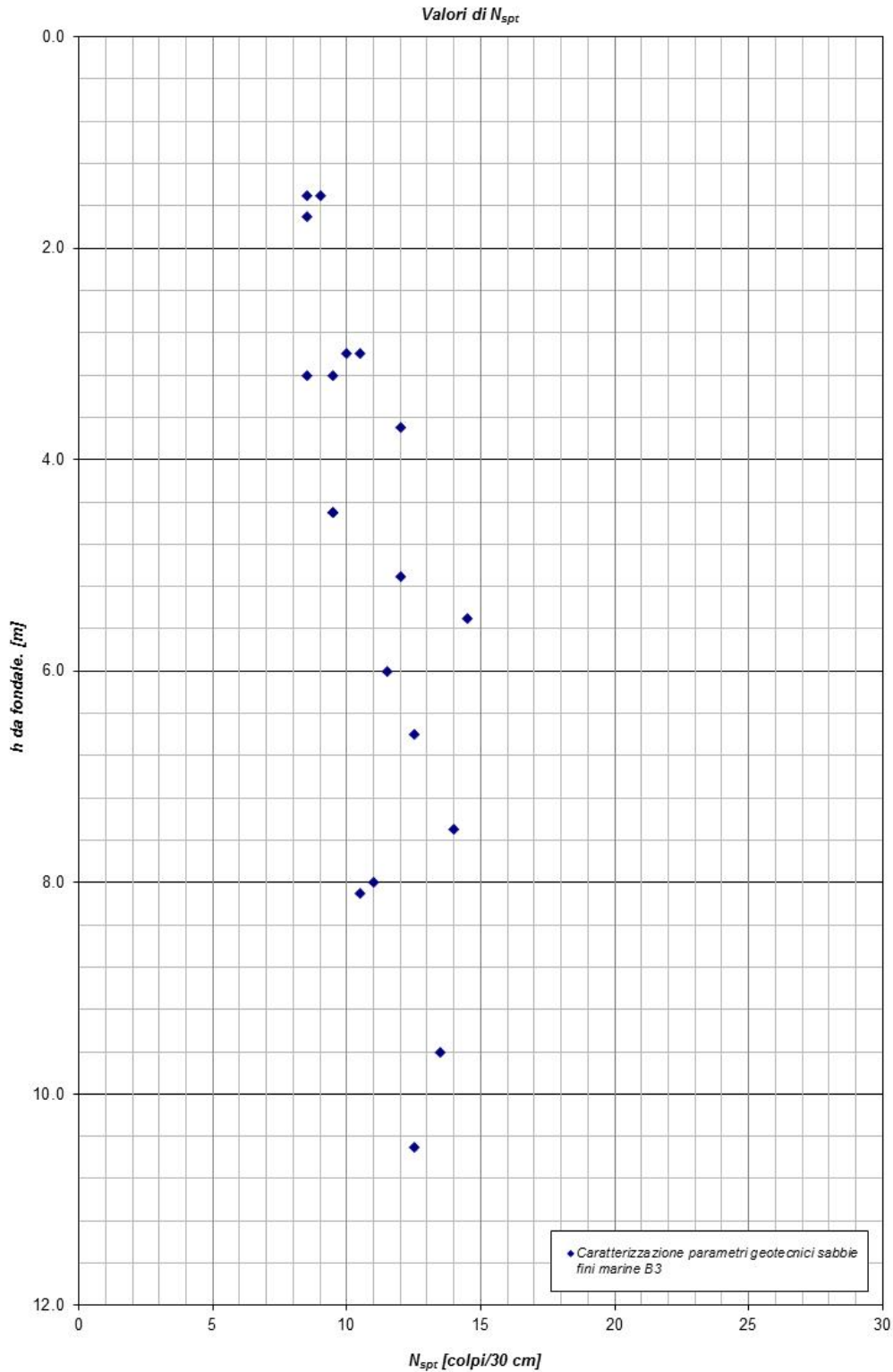


Figura 7. Livello B3 – valori di  $N_{SPT}$



### 7.2.1. Densità relativa

La densità relativa ( $D_r$ ), determinata sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, caratteristica dei materiali ghiaioso sabbiosi, risulta compresa nell'intervallo  $D_r=37\%÷52\%$ ).

Valori di  $D_r$  (Cubrinowski & Ishihara [1998])

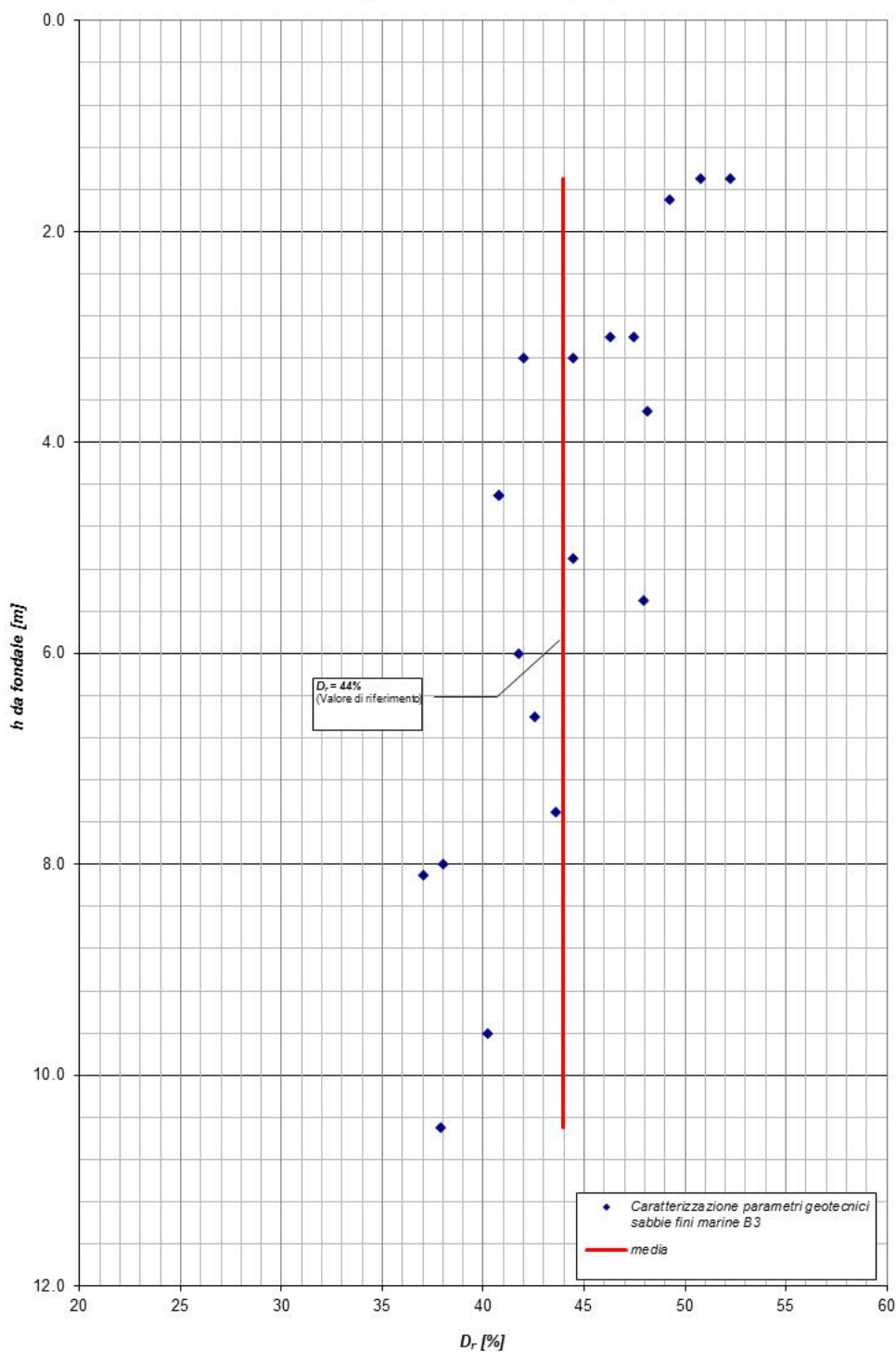


Figura 7. Livello B3 – valori calcolati di densità relativa





### 7.2.2. Caratteristiche di resistenza al taglio

La resistenza al taglio in termini di angolo di attrito ( $\phi'$ ), determinata sulla base dei risultati delle prove SPT può essere assunta pari a  $\phi' = 36^\circ$

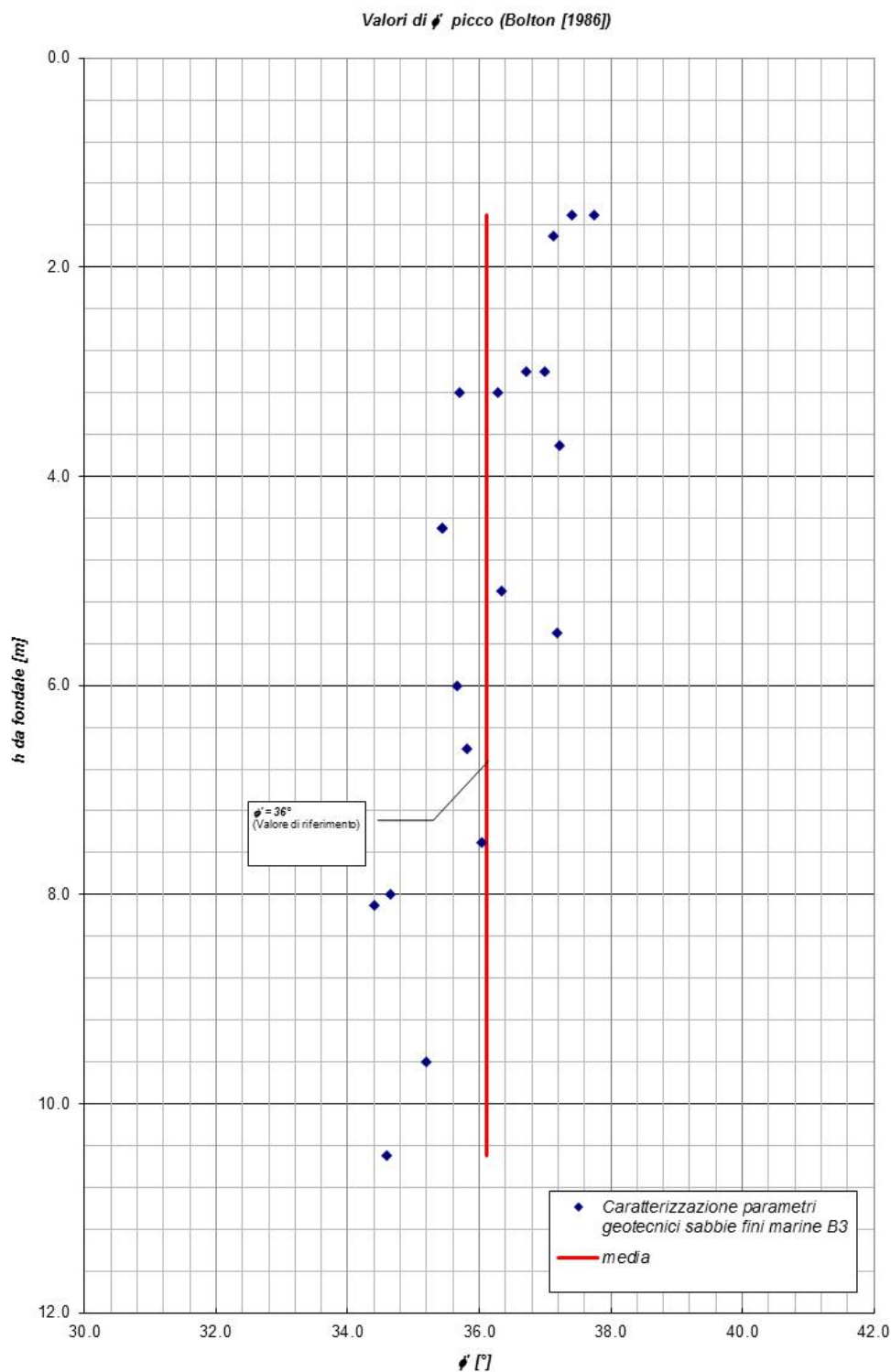


Figura 7. Livello B3 – valori calcolati di angolo di attrito di picco



### 7.2.3. Caratteristiche di deformabilità

I moduli di taglio iniziale ( $G_{o1}$ ), determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT In questa sede a titolo cautelativo i valori di  $G_{o1}$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$G_{o1} = 780 \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.5}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica.

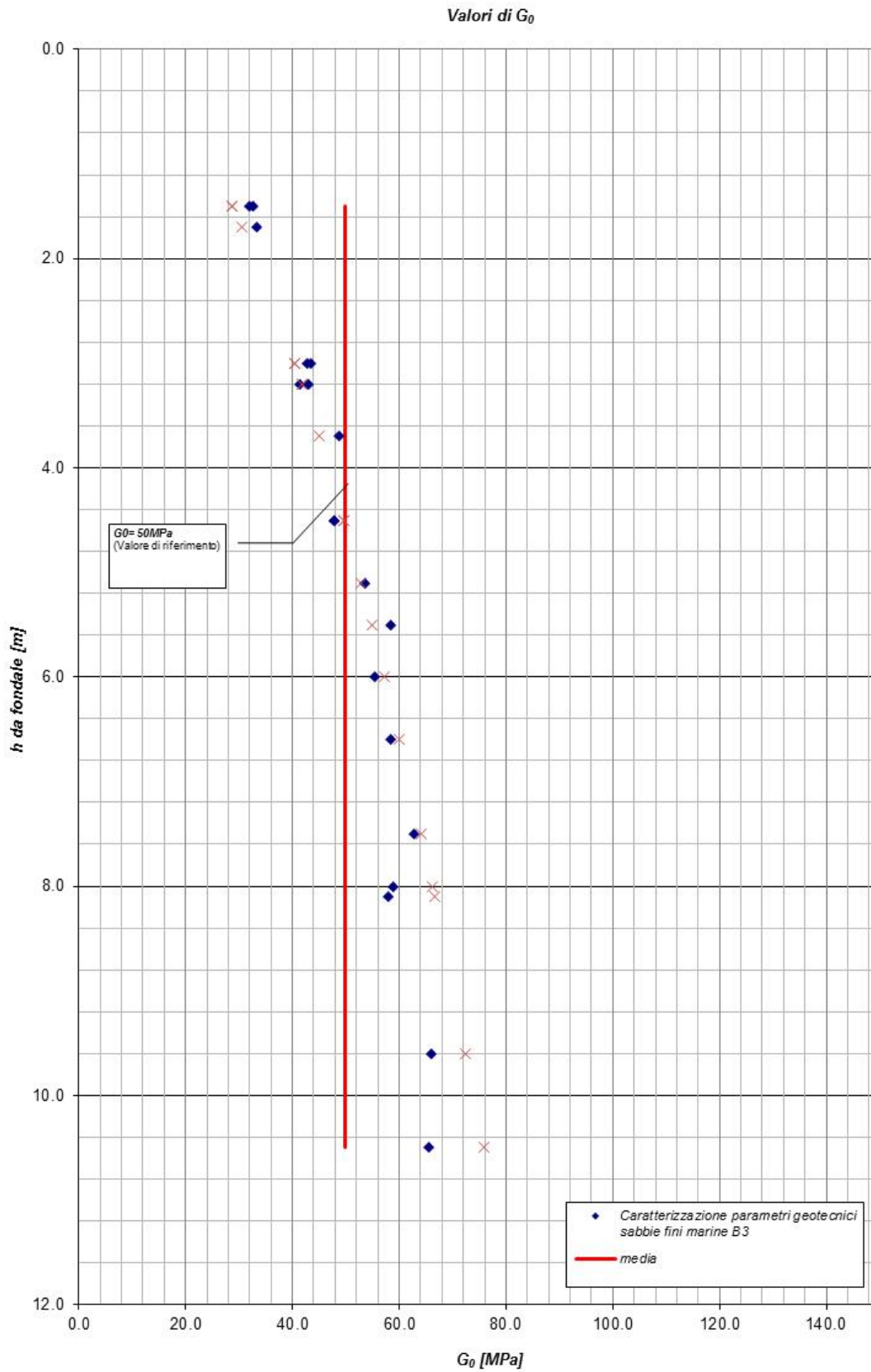
La media dei valori si attesta su  $G_0=50\text{MPa}$

In analogia, le velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  possono essere date cautelativamente dalla seguente equazione

$$V_s = 118 \cdot z^{0.20}$$

essendo  $z$  la profondità dal p.c. in metri.

La media dei valori si attesta su  $v_s=160\text{m/s}$



**Figura 7. Livello B3 – valori calcolati di  $G_0$**

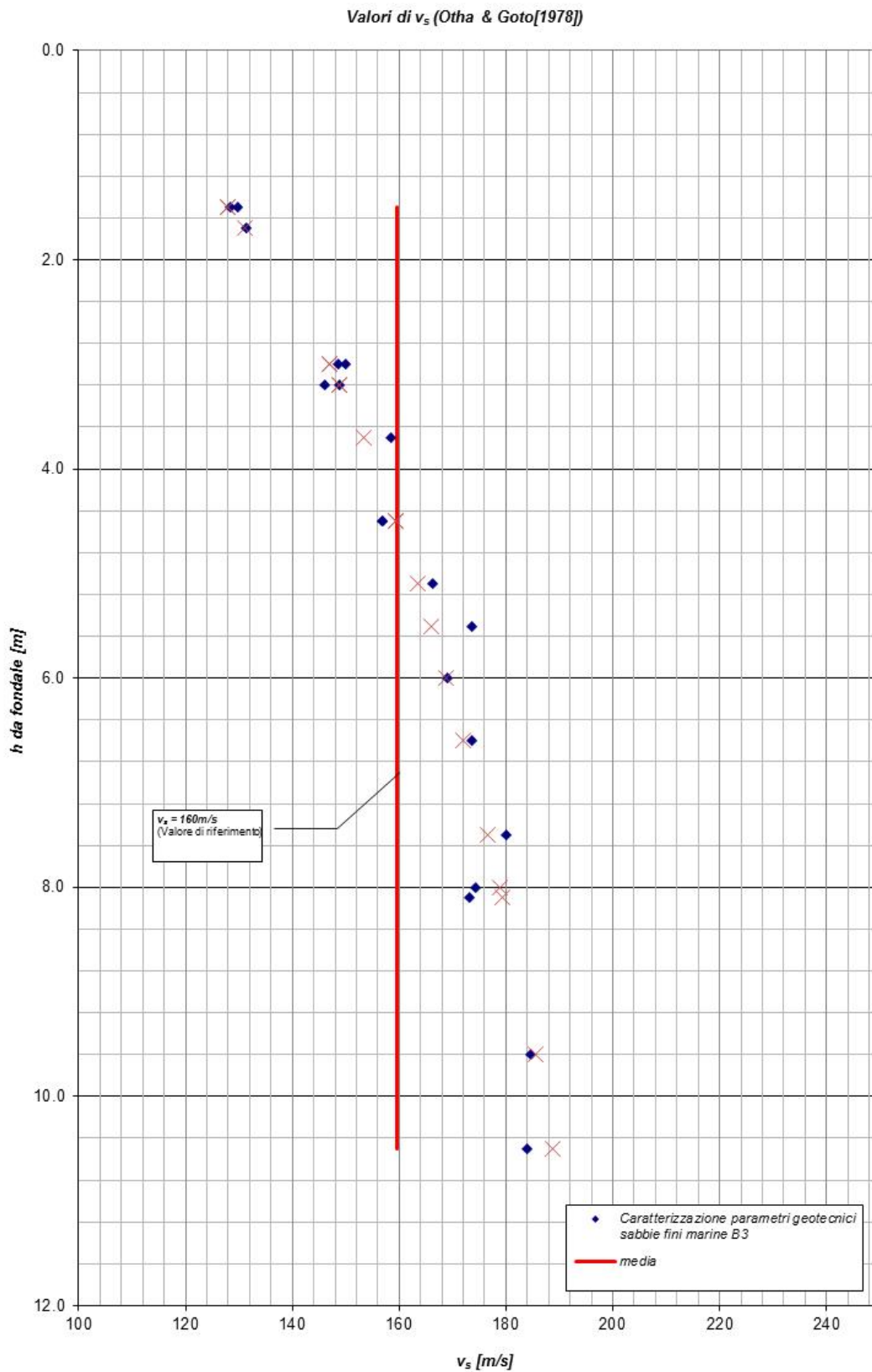


Figura 7. Livello B3 – valori calcolati di  $v_s$



I moduli di Young iniziale ( $E_o$ ), determinati sulla base dei risultati delle prove penetrometriche SPT In questa sede a titolo cautelativo i valori di  $E_o$  dei materiali sabbiosi verranno descritti dalla seguente equazione:

$$E_o = 1900 \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0.5}$$

essendo:

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento;

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace geostatica.

La media dei valori si attesta su  $E_o=130\text{MPa}$

I moduli di Young operativi da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno sono calcolati con la metodologia proposta da Jamiolkowsky [1985]



Valori di  $E_0$

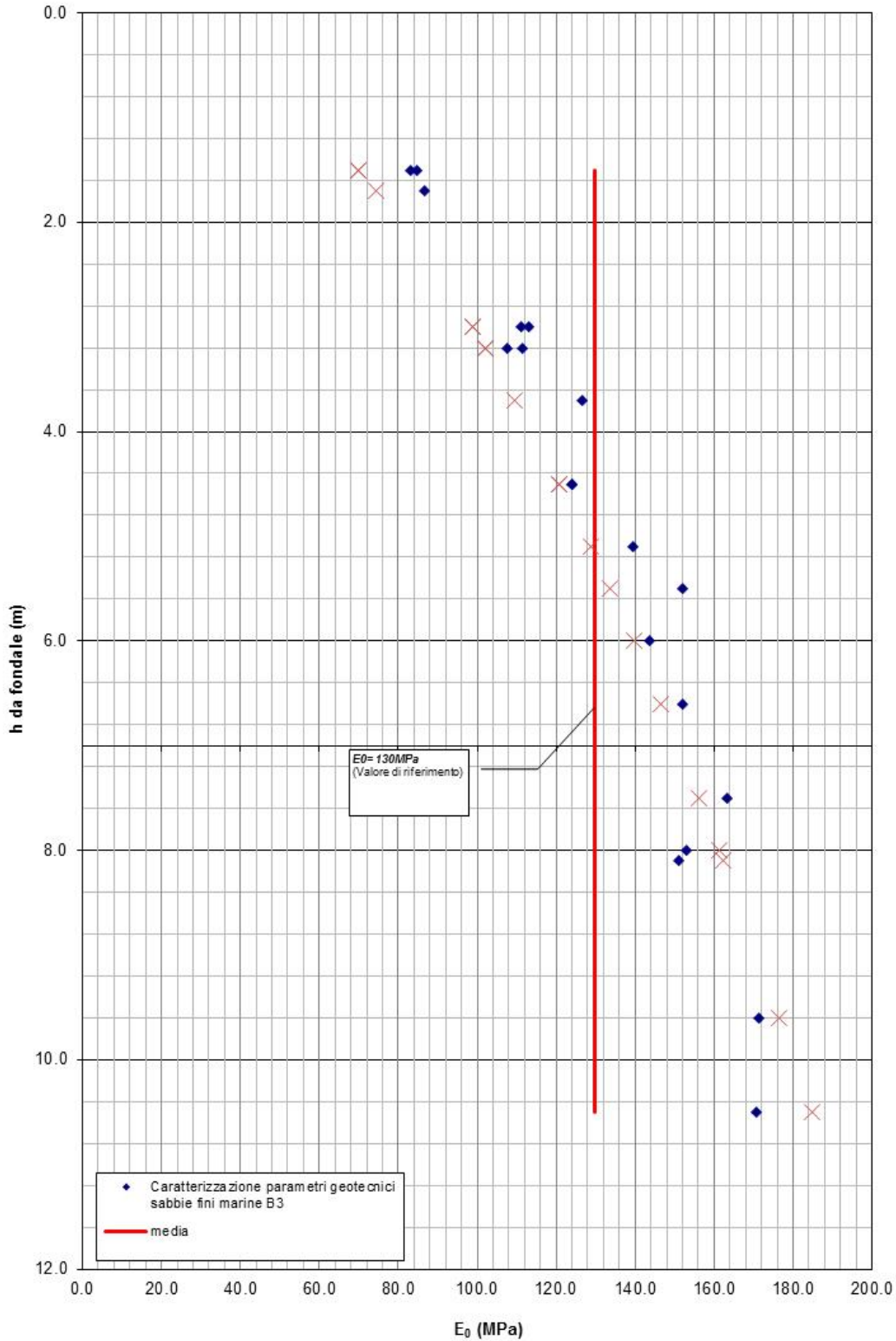
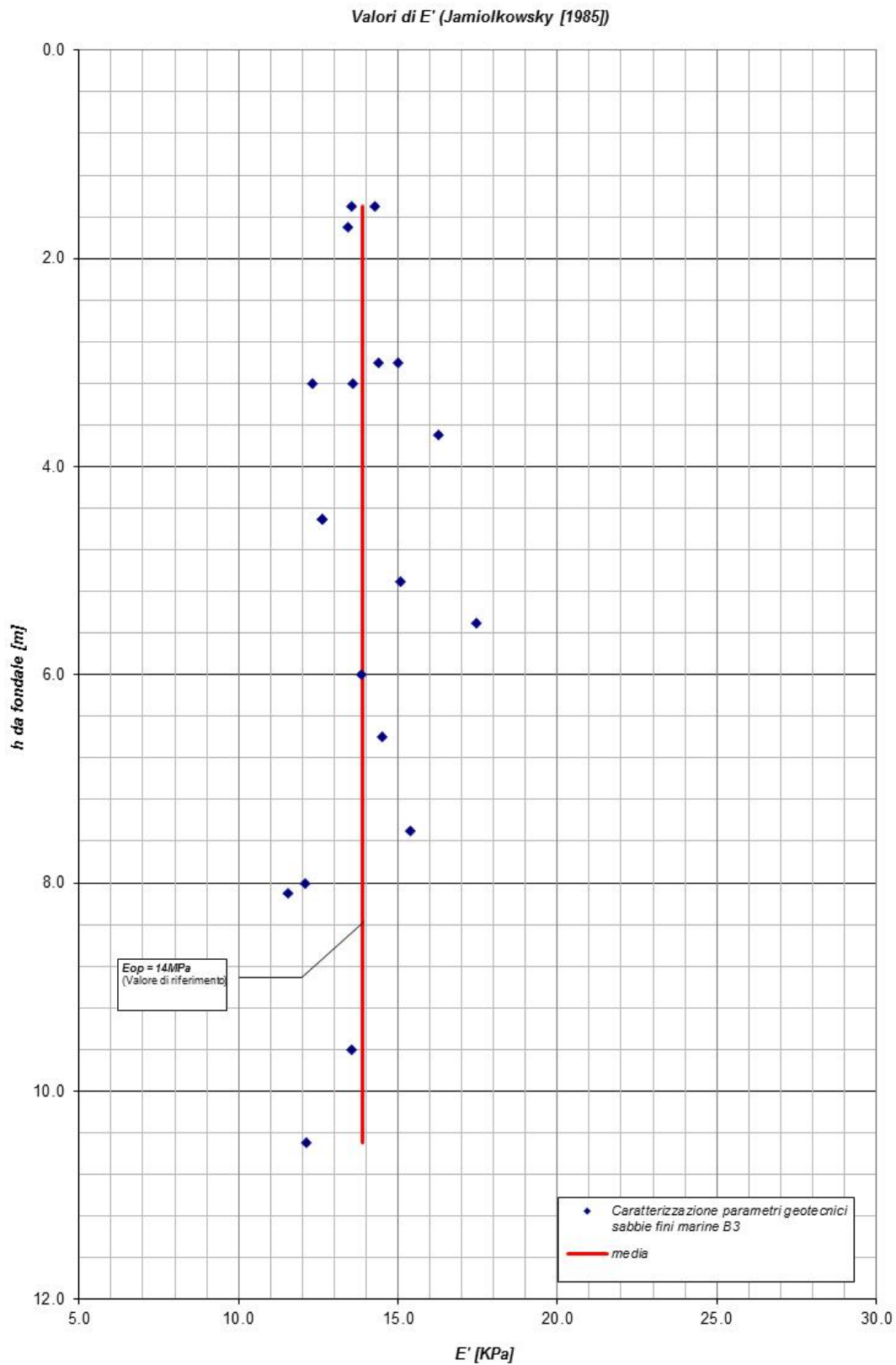


Figura 7. Livello B3 – valori calcolati di  $E_0$



**Figura 7. Livello B3 – valori calcolati di  $E_{op}$**



### 7.2.4. Coefficienti di permeabilità

Sulla base delle procedure indicate in precedenza, alle sabbie possono essere assegnati valori del coefficiente di permeabilità dell'ordine di  $k = 1 \cdot 10^{-5} \div 1 \cdot 10^{-6}$  m/sec.

### 7.2.5. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali ghiaioso sabbiosi prevalenti nella tratta in esame.

P1	
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0
$N_{SPT, AV}$ (colpi/30 cm)	$N_{SPT}=7$
$D_r$ (%)	44
$\varphi'$ (°)	36°
$\varphi'_{op}$ (°)	33.5°
$c'$ (kPa)	0.0
$k_o$ (-)	0.41
$k$ (m/sec)	$1 \times 10^{-5}$
$V_s$ (m/sec)	160
$G_{o1}$ (MPa)	50
$E_o$ (MPa)	130
$E_{op}$ (MPa)	14

#### Simbologia:

- $\gamma_t$  = peso di volume naturale;
- $N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica dinamica media in prova SPT;
- $\varphi'$  = angolo di attrito di picco;
- $\varphi'_{op}$  = angolo di attrito operativo, valutato come  $\varphi_{vc} - (\varphi' - \varphi_{vc})/1.7$ ;
- $k_o$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;
- $V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;
- $G_{o1}$  = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;
- $E_{op1}$  = modulo di Young iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;
- $E_{op}$  = modulo di Young operativo;





### 7.3. Argille di Ortovero (A)

La caratterizzazione geotecnica è sviluppata sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nei sondaggi.

Si ritiene utile utilizzare anche i dati ricavati dai sondaggi effettuati a terra, al fine di ottenere una popolazione di dati più rappresentativa dal punto di vista statistico.

#### 7.3.1. Caratteristiche fisiche

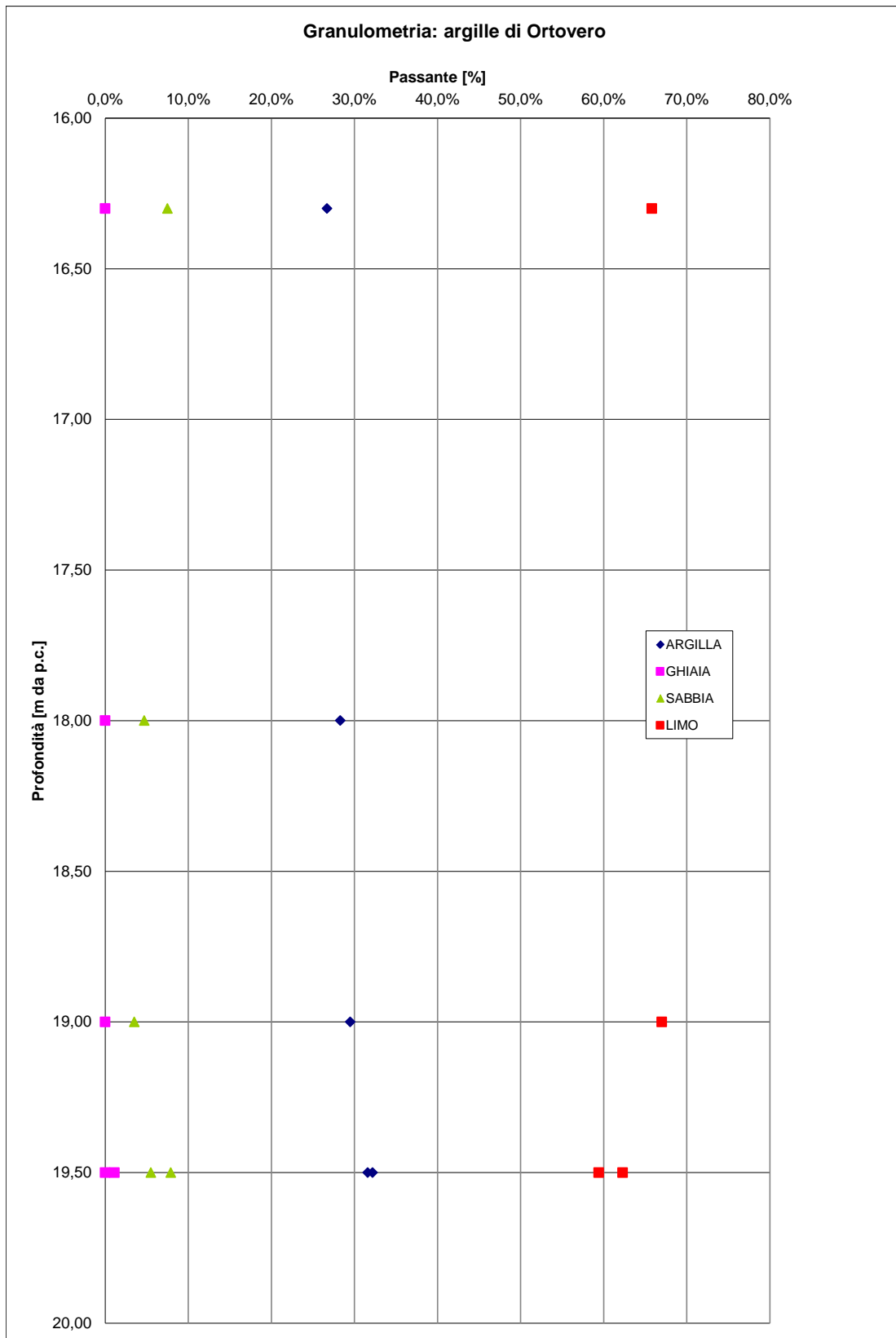
I limi argillosi e le argille limose in oggetto hanno curve granulometriche caratteristiche tipo quelle riportate nella seguente figura, sulla base di tali curve granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

argilla = 26.7% ÷ 32.2%

limo = 62.3% ÷ 67.0%

sabbia = 3.5% ÷ 7.9%

ghiaia = 0% ÷ 1.1%



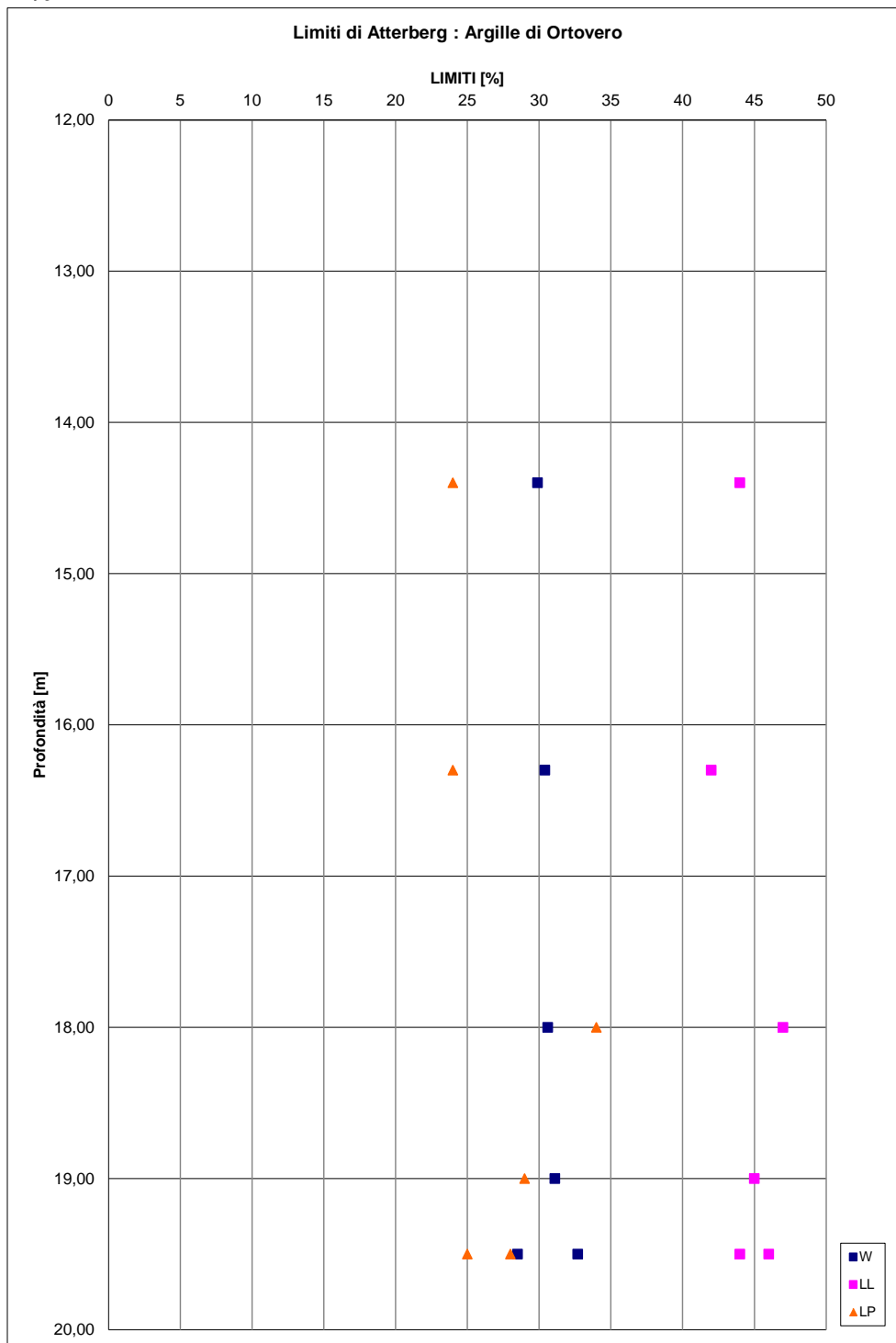
**Figura 7: Livello A - Granulometria**



Le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) sono riportati nella seguente figura esse possono variare come segue:

LL = limite liquido = 42% ÷ 46%

IP = 13% ÷ 21%



**Figura 8: Livello A – Limiti di Atterberg**



Il peso di volume naturale ( $\gamma_n$ ) risulta compreso tra  $\gamma_n = 18.95 \div 19.39 \text{ kN/m}^3$ .

Il grado di saturazione è sempre prossimo a 1.

Il contenuto d'acqua naturale ( $w_n$ ), nell'ambito del materiale non alterato, risulta generalmente compreso tra 28% e 32%.

L'indice dei vuoti iniziale ( $e_o$ ), nell'ambito del materiale non alterato, varia tra  $0.81 \div 0.89$ .

### 7.3.2. Stato iniziale

Nelle sottostanti figure sono riportati i valori della pressione di preconsolidazione  $\sigma_{vp}$ , determinata dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande. Quest'ultima risulta generalmente compresa entro gli 800 - 1000 kPa.

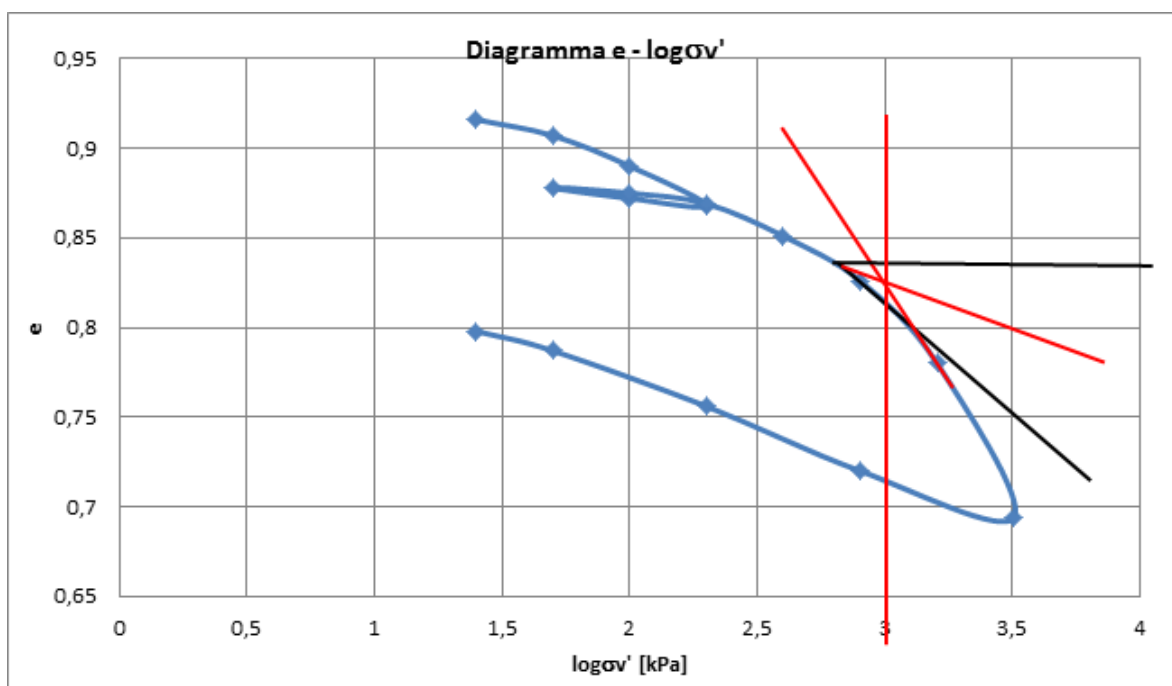


Figure 7-1: sondaggio SM4, campione CI1

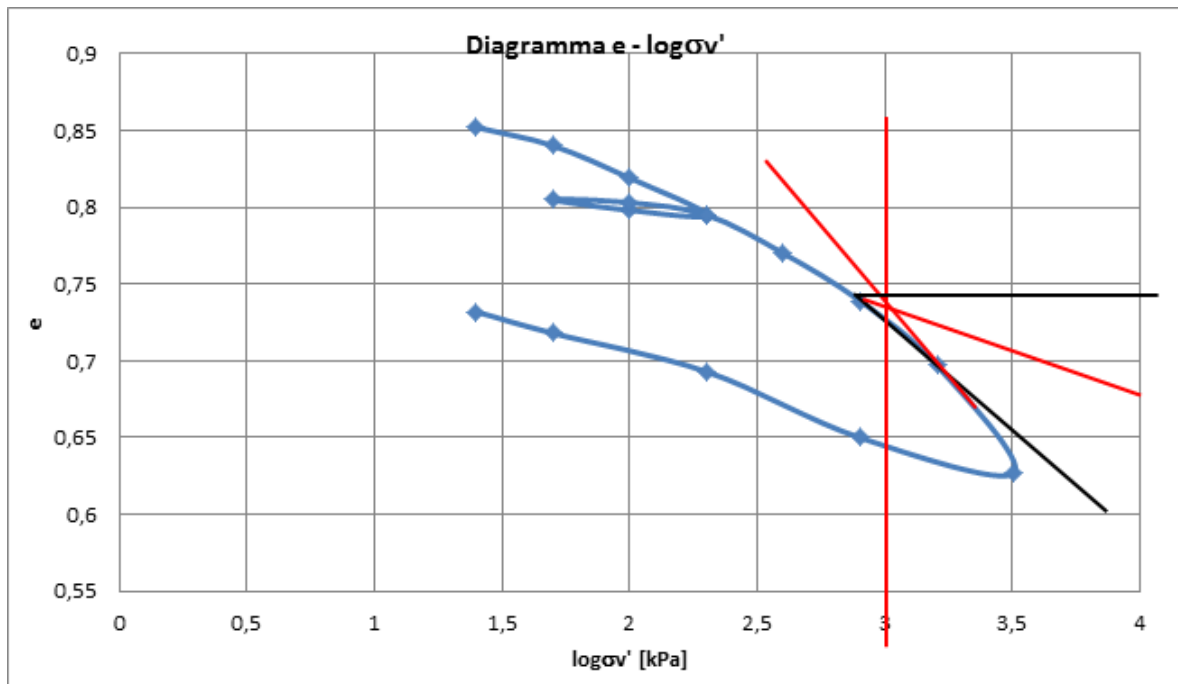


Figure 7-2: sondaggio SM6, campione CI3

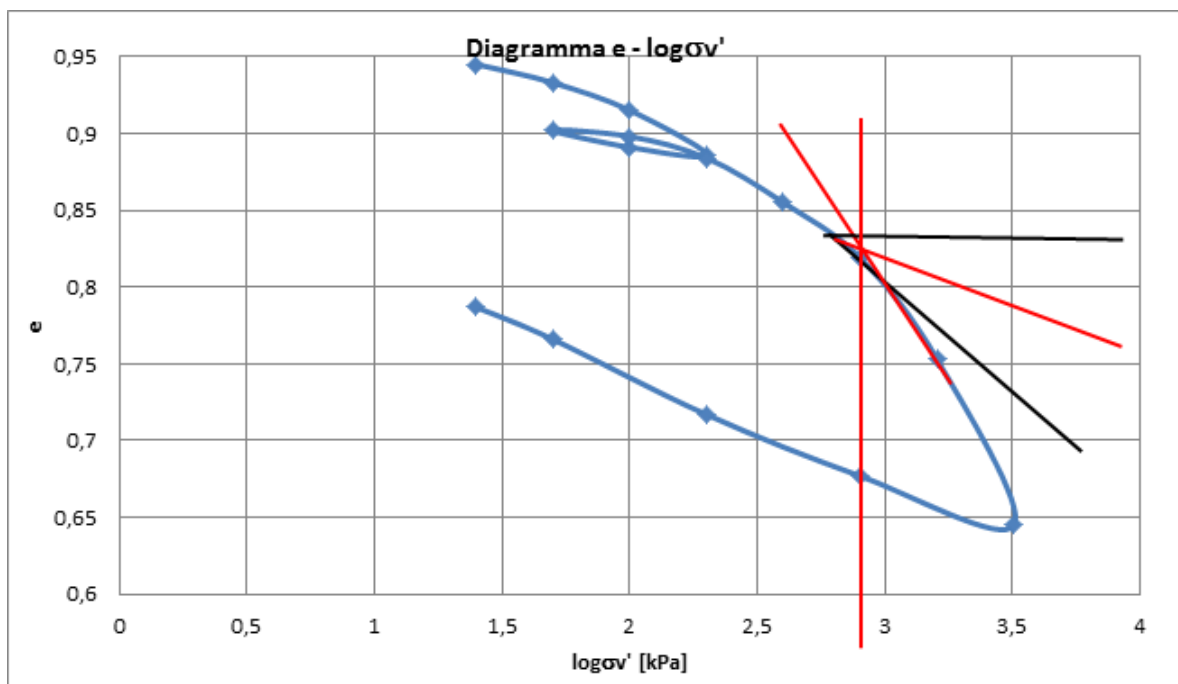


Figure 7-3: sondaggio ST8, campione CI3

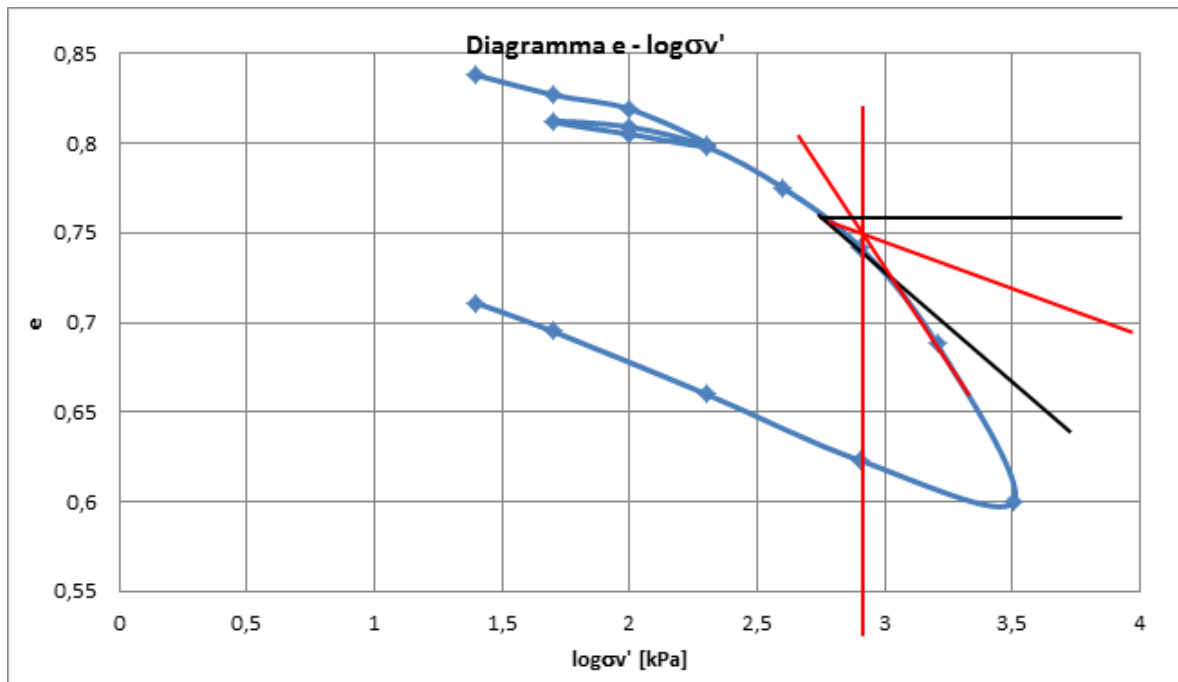


Figure 7-4: sondaggio ST11, campione CI3

Alle pressioni  $\sigma_{vp}'$  soprariportate corrispondono valori del grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come  $\sigma_{vp}'/\sigma_{vo}'$ ), ovvero generalmente compresi fra 4.0÷5.0.



### 7.3.3. Resistenza al taglio non drenata

I valori della resistenza al taglio non drenata desunta da Pocket Penetrometer e Torvane Shear Test, eseguiti in corrispondenza dei sondaggi, sono compresi fra 100÷250 kPa.

### 7.3.4. Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

Di seguito i risultati delle prove di taglio diretto in termini di resistenze di picco.

Prove di taglio diretto		
Profondità prelievo campione	Coesione $c'$	Angolo di rottura $\phi'$
[m]	[Mpa]	[deg]
19.50	51	31
18.00	81	32
19.00	32	28

Da tali figure possono essere dedotti i seguenti parametri di resistenza al taglio di picco in termini di sforzi efficaci:

$c_p = 32\div 51$  kPa = intercetta di coesione;

$\phi_p = 28\div 31^\circ$  = angolo di attrito.

### 7.3.5. Caratteristiche di deformabilità

I parametri di deformabilità operativi, da utilizzare per analisi di cedimenti di fondazioni e rilevati con modelli costitutivi elasto-plastici convenzionali, possono essere desunti dai risultati delle prove edometriche in termini di:

$c_c$  : indice di compressione vergine nel piano  $e - \log(\sigma'_v)$ ;

$c_r$  : indice di ricarico nel piano  $e - \log(\sigma'_v)$ ;

$c_v$  : coefficiente di consolidazione;

$k$  : permeabilità;

$E_{ed}$  : modulo edometrico.



Si riportano nella seguente tabella tali parametri, desunti dalla prove edometriche, effettuate sui campioni indisturbati prelevati.

Sondaggio	Campione	Profondità tetto	profondità letto	Cc	Intervallo di carico	Modulo edometrico M	Permeabilità K	Coefficiente di consolidazione e primaria Cv	Coefficiente di consolidazione secondaria Ca
		[m]	[m]	-	[kP]	[kPa]	[cm/s]	[m <sup>2</sup> /s]	[%]
SM4	Cl1	18,20	18,70	0,218	400 - 800	29963	3,83E-10	1,17E-06	0,1
SM6	Cl3	25,00	25,50	0,187	401 - 800	20024	3,77E-10	9,24E-07	0,111
ST8	Cl3	18,00	18,50	0,289	400 - 800	21622	1,15E-10	2,53E-07	0,124
ST11	Cl3	19,50	200,00	0,237	400 - 800	22727	3,38E-10	1,03E-06	0,126

**Tabella 7-1: caratteristiche di deformabilità da prove edometriche**

Per la caratterizzazione del comportamento deformativo del materiale sono stati esaminati i risultati delle misure della velocità delle onde di taglio da prove "down-hole".

La figura sottostante riporta i valori delle velocità delle onde di taglio Vs misurate in prove "down-hole". Sulla base di tali dati sono stati calcolati, mediante le relazioni dell'elasticità, i valori del modulo di Young iniziale Ei.



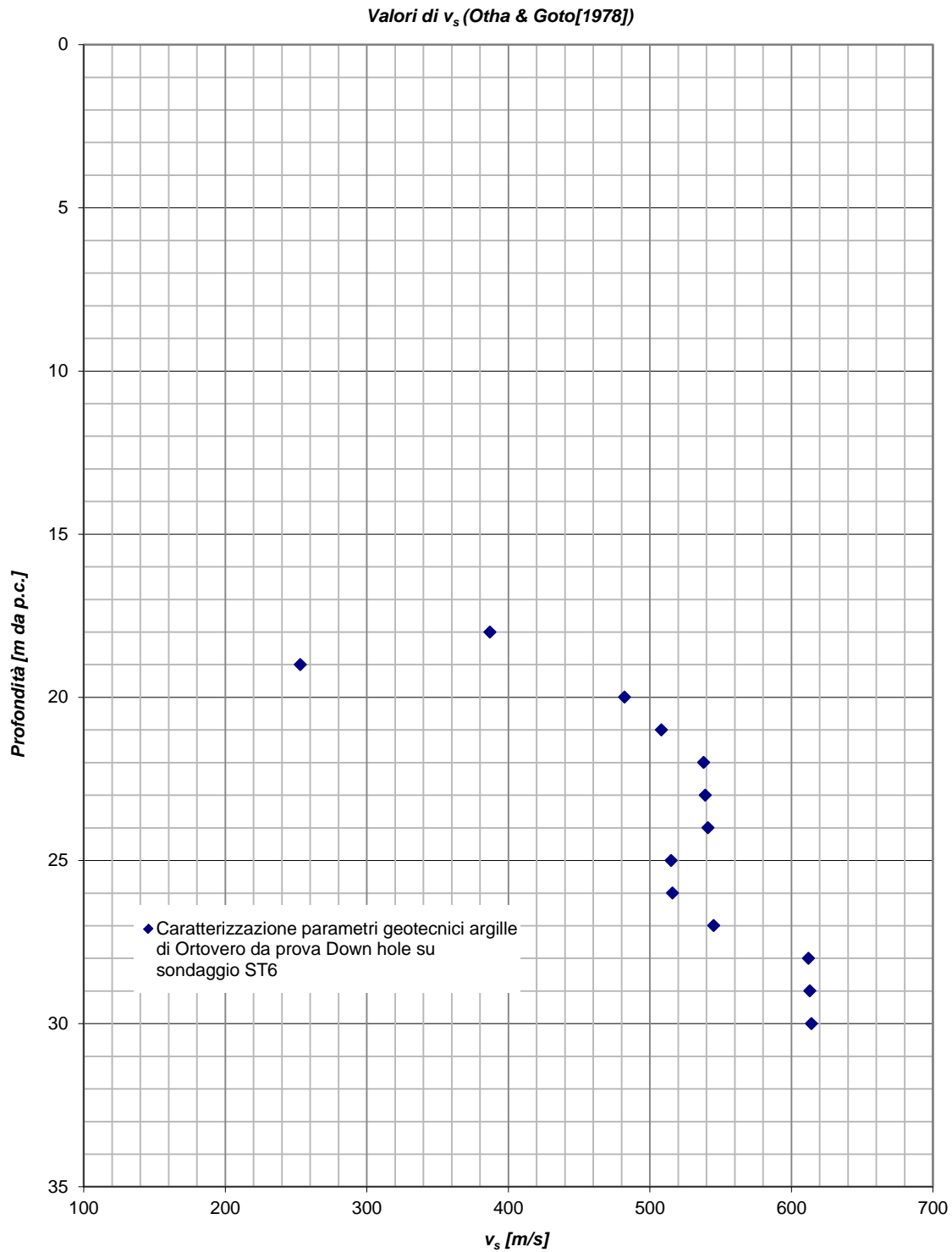


Figura 9: Livello A – Valori di  $v_x$

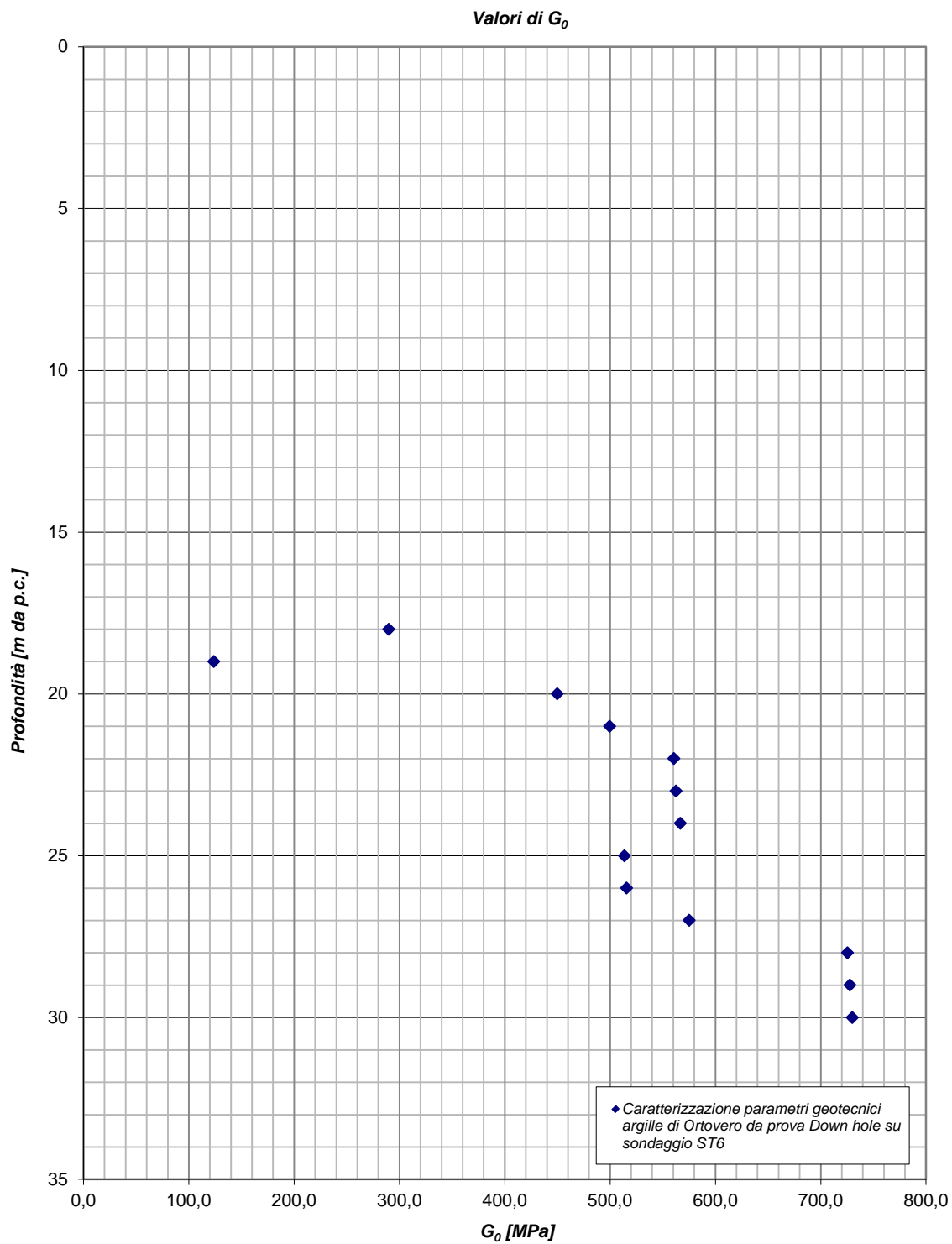


Figura 10: Livello A – Valori di  $G_0$



### Valori di $E_0$

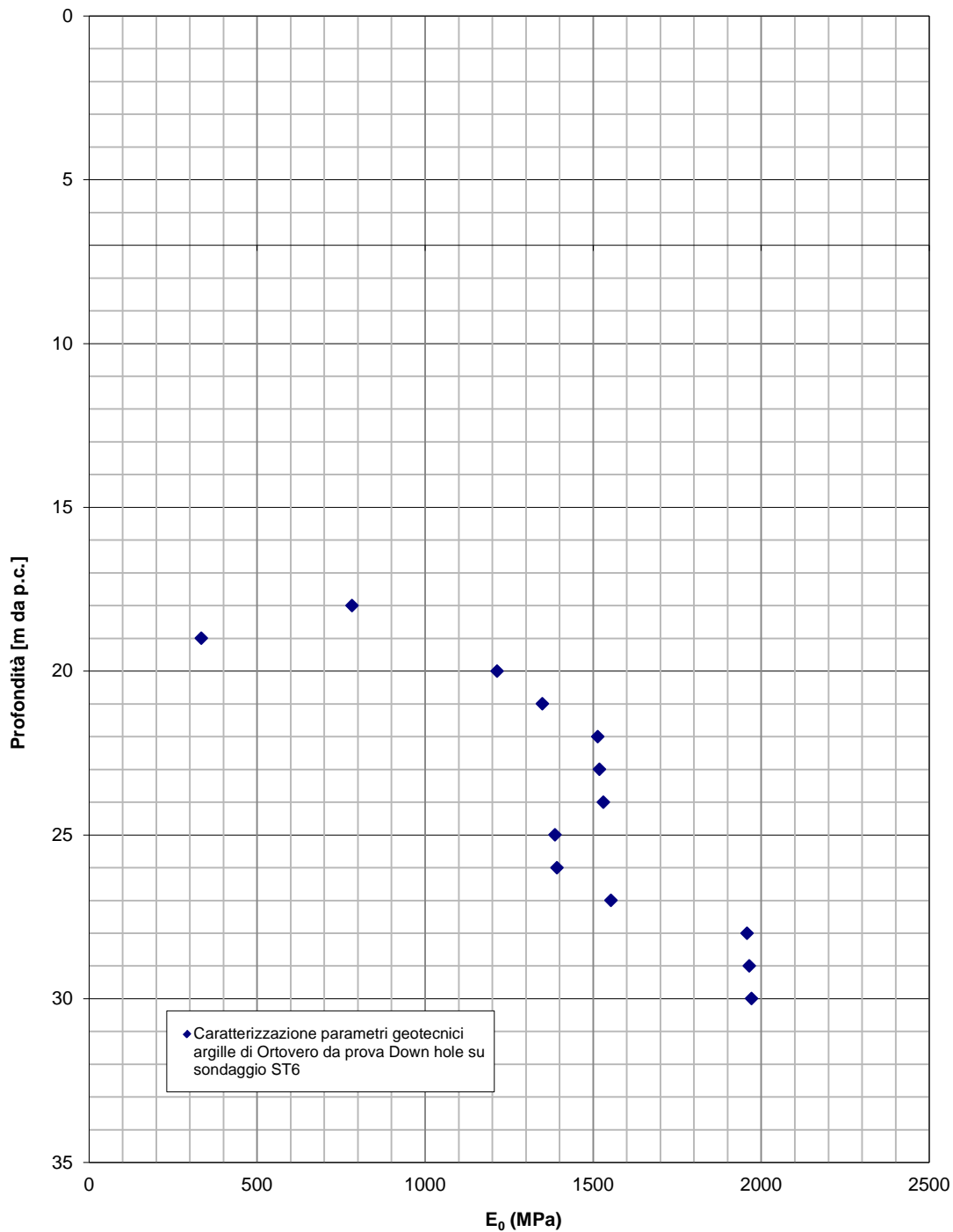


Figura 11: Livello A – Valori di  $E_0$



Nell'ambito delle profondità di interesse i valori del modulo di Young iniziale in fase di carico possono essere valutati sulla base della seguente relazione:

$$E_{i,carico} = 60z \quad (\text{MPa})$$

Con riferimento alle opere autostradali in oggetto possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) il modulo di Young "operativo"  $E_{op}$  è pari a  $1/3 \div 1/5$  di quello iniziale;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni il modulo di Young "operativo"  $E_{op}$  è pari a  $1/5$  di quello iniziale; i valori di modulo suddetti sono associabili a fondazioni caratterizzate da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura  $\gg 3$  e da cedimenti inferiori a  $0.01 \cdot B$ , essendo  $B$  la dimensione minore della fondazione;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati il modulo di Young "operativo"  $E_{op}$  è pari a  $1/10$  di quello iniziale.

I moduli di Young operativi ( $E_{op}$ ), da utilizzare per analisi di spostamento di fondazioni e opere di sostegno con metodi elastici, sono dell'ordine di  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_o$ .



### 7.3.6. Tabella riassuntiva di caratterizzazione geotecnica

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti nella tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici della formazione in esame:

A1	
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>19.20 ± 0.2</b>
$e_o$ (-)	<b>0.81 – 0.89</b>
$\varphi'$ (°)	<b>29.5° ± 1.5</b>
$c'$ (kPa)	<b>41.5 ± 9.5</b>
$c_u$ (kPa)	<b>175 ± 75</b>
$OCR = \sigma_{vv}' / \sigma_{v0}'$ (-)	<b>4 - 5</b>
$C_c$ (-)	<b>0.232 ± 0.045</b>
$C_r$ (-)	<b>Cc/5</b>
$C_\alpha$ (%)	<b>0.115 ± 0.015</b>
$k$ (m/sec)	<b>3.0 x 10<sup>-10</sup></b>
$c_v$ (m <sup>2</sup> /sec)	<b>8.44 x 10<sup>-7</sup> ± 4.0 x 10<sup>-7</sup></b>
$V_s$ (m/sec)	<b>513 ± 99</b>
$G_o$ (MPa)	<b>526 ± 171</b>
$E_0$ (MPa)	<b>1420 ± 460</b>
$E_1'$ (MPa)	<b>280 ± 90</b>
$E_2'$ (MPa)	<b>140 ± 45</b>
$M$ (MPa)	<b>23.87 ± 3.8</b>

#### **Simbologia:**

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$\varphi'$  = angolo di attrito operativo;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

$G_o$  = modulo di taglio iniziale;

$E_0$  = modulo elastico iniziale;

$E_1'$  = modulo elastico operativo opere di sostegno;

$E_2'$  = modulo elastico operativo cedimento fondazioni e rilevati.



## 8. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nel presente paragrafo si valutano gli effetti amplificativi dell'azione sismica generati dalla natura dei terreni del sottosuolo, che si esplica per mezzo del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S$ .

Il calcolo è svolto seguendo quanto prescritto dal D.M. 14.01.2008 al §3.2.2, secondo il quale per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (successive Tab. 3.2.II e 3.2.III).

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

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Il parametro di riferimento risulta pertanto la velocità media pesata sui primi 30m di profondità  $V_{s,30}$ , che risulta definita come:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_{s,i}}} [m/s]$$

Dove  $h_i$  è lo spessore di ciascuno strato incontrato nei primi 30m e  $v_{s,i}$  è la relativa velocità delle onde di taglio, calcolata come descritto nei paragrafi precedenti.



Nelle seguenti tabelle si riporta il calcolo delle  $V_{s,30}$ , condotto per ciascuna verticale indagata. Il grafico a fianco mostra l'andamento della velocità media di taglio lungo il tracciato di progetto (il lato di monte è rappresentato a sinistra).

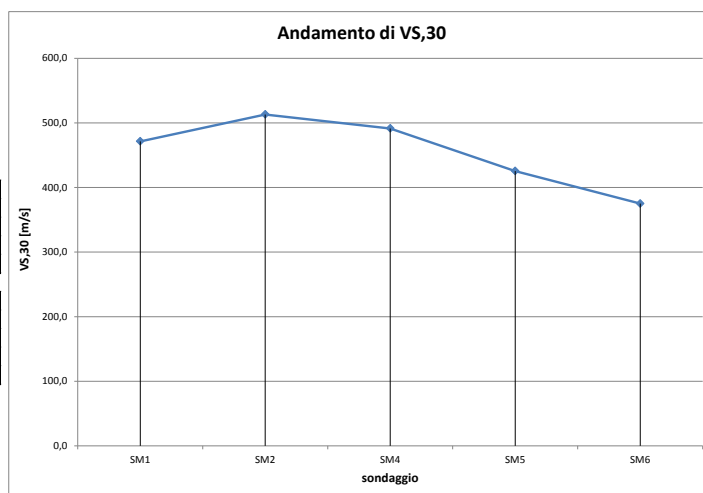
SONDAGGIO: SM1			
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	$V_s$ [m/s]	hi/vsi
B1	1,2	160	0,008
A	28,8	513	0,056
<b><math>V_{s,30}= 471,4</math> m/s</b>			

SONDAGGIO: SM5			
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	$V_s$ [m/s]	hi/vsi
B1	2,8	160	0,018
A	27,2	513	0,053
<b><math>V_{s,30}= 425,4</math> m/s</b>			

SONDAGGIO: SM2			
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	$V_s$ [m/s]	hi/vsi
B1	0	160	0,000
A	30	513	0,058
<b><math>V_{s,30}= 513,0</math> m/s</b>			

SONDAGGIO: SM6			
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	$V_s$ [m/s]	hi/vsi
B1	5	160	0,031
A	25	513	0,049
<b><math>V_{s,30}= 375,1</math> m/s</b>			

SONDAGGIO: SM4			
FORMAZIONE	SPESSORE [m]	$V_s$ [m/s]	hi/vsi
B1	0,6	160	0,004
A	29,4	513	0,057
<b><math>V_{s,30}= 491,3</math> m/s</b>			



Dall'esame dei dati si riscontra che la velocità media  $V_{s,30}$  presenta una generale diminuzione procedendo da valle verso monte, con valori compresi tra 375.1m/s e 513.0m/s.

Si può concludere che l'intero sottosuolo del tracciato di caratterizza come appartenente alla categoria B.

In ragione dell'elevata variabilità della copertura B1, che presenta scarse caratteristiche di addensamento, appare tuttavia consigliabile e cautelativo declassare la categoria a **C**. I calcoli geotecnici e strutturali saranno pertanto condotti con tale assunzione.



## 9. SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

### 9.1. Introduzione

La liquefazione è un processo che può avvenire nei sedimenti sotto falda e si manifesta come una perdita temporanea della resistenza a taglio, che rende i terreni liquefatti assimilabili ad un fluido viscoso. Ciò è dovuto ad un repentino aumento della pressione interstiziale con conseguente riduzione della pressione effettiva.

La liquefazione si verifica quando la pressione dei pori ( $u_0$ ) eguaglia la pressione totale ( $\sigma_v0$ ), cosicché la tensione efficace ( $\sigma'v0$ ) si riduce a zero.

L'aumento di pressione dei pori è causato dalla tendenza del materiale granulare poco addensato a compattarsi quando è sottoposto ad azioni cicliche (ad esempio quelle dovute ad un terremoto). La liquefazione del terreno a causa di movimenti sismici è una delle più importanti cause di danneggiamento e crolli su terreni granulari poco addensati sotto falda e rappresenta l'effetto combinato di due principali categorie di fattori :

- Fattori predisponenti :
  - il terreno deve essere saturo, poco addensato, non sovraconsolidato, sabbioso o limoso;
  - distribuzione o dimensione dei grani, uniformità, saturazione, densità relativa, confinamento efficace, pressione, stato di stress iniziale;
- Fattori scatenanti :
  - sismicità: magnitudo, durata, distanza dall'epicentro, accelerazione massima in superficie. Inoltre , il sito deve essere sottoposto a scuotimenti ciclici sufficientemente a lungo e per intensità elevate durante il terremoto.

La liquefazione del terreno può essere associata a grandi fenomeni per subsidenza e movimenti di masse fluide di terreno, ma può anche avere effetti meno devastanti, come cedimenti differenziali e lesioni nelle strutture, che possono causare comunque danni più o meno gravi alle opere.

Le deformazioni derivanti dalla liquefazione dipendono dallo stato di compattazione del terreno, dallo spessore ed estensione superficiale dello strato liquefacibile, dalla pendenza della superficie del terreno e dalla distribuzione dei carichi applicati.

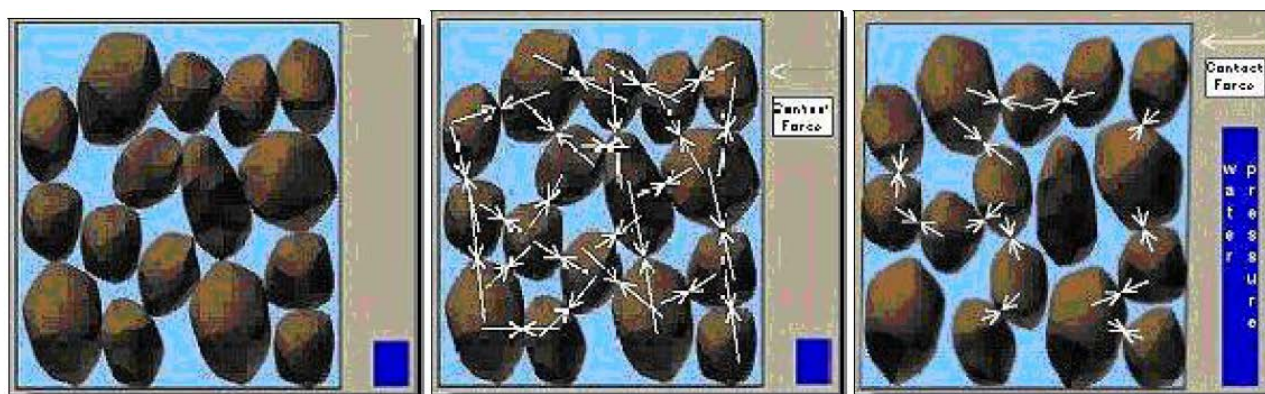


Figura 9. incremento delle pressioni interstiziali in un terreno liquefacibile durante un evento sismico

I seguenti terreni risultano potenzialmente suscettibili di liquefazione:

- Terreni saturi e incoerenti (sabbia e limo, occasionale ghiaia) con contenuto in materiali fini a relativa bassa plasticità (meno del 15%);
- Suoli costituiti da particelle relativamente uniformi
- Depositi di sabbia recenti (Olocene).





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

1. eventi sismici attesi di magnitudo inferiore a 5;
2. accelerazione massima attesa al suolo in condizioni di campo libero inferiore a 0,1 g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
4. depositi costituiti da sabbia pulita con la resistenza penetrometro normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  o  $qc_{1N} > 180$ .  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata dallo Standard Penetration Test e normalizzata con una tensione verticale efficace di 100 kPa.  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata mediante prova Cone Penetration e normalizzata con una tensione verticale efficace di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica fuori della zona mostrato nella figura seguente.

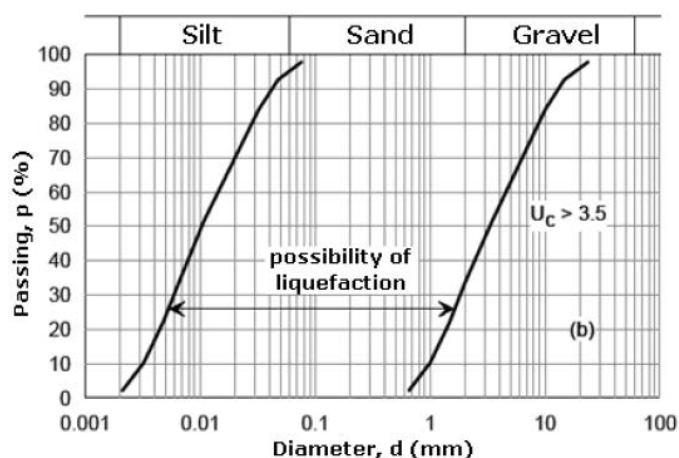


Figura 9. distribuzione granulometrica di terreni suscettibili di liquefazione

Nel caso specifico non risulta possibile escludere alcuna delle condizioni sopra descritte, per cui si rende necessario procedere con le verifiche di liquefazione dei terreni di fondazione dei cassoni.

L'unica formazione geologica che rientra tra i terreni aventi fattori predisponenti è la B1.

## 9.2. Criteri per la valutazione del potenziale di liquefazione

Per la valutazione del potenziale di liquefazione si è impiegato il metodo di Andrus e Stokoe [1998], che appartiene alla famiglia dei metodi semplificati.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; occorre pertanto valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione:

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

dove

- CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico
- CSR (Cyclic Stress Ratio) rappresenta la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova



SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio  $V_s$ . Nel caso in esame vengono utilizzate le correlazioni con il profilo di velocità delle onde di taglio, ricavate da correlazioni con le prove SPT e dall'analisi delle prove sismiche.

La valutazione del CSR (Cyclic Stress Ratio) valido per sismi di magnitudo 7.5 è calcolata con la seguente relazione:

$$CSR_{7.5} = 0.65 \times \frac{a_g}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d,$$

dove:

- $a_g$  è l'accelerazione massima attesa al suolo in condizioni di campo libero;
- $\sigma_{v0}$  è la tensione verticale totale a riposo;
- $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace a riposo;
- $r_d$  è un parametro riduttivo valutato per mezzo della formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z,$$

con  $z$  pari alla profondità del terreno dal piano campagna

Il valore del CSR di progetto si calcola come:

$$CSR = \frac{CSR_{7.5}}{MSF},$$

dove MSF è un coefficiente riduttivo calcolato in base alla seguente tabella.

Magnitudo	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	2,21
6.0	1,77
6.5	1,44
7.0	1,19
7.5	1,00
8.0	0,84
8.5	0,73

Figura 9. magnitudo scaling factor

La velocità delle onde di taglio viene corretta con la formula (Robertson et al., 1992):

$$v_{s1} = v_s \times \left( \frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25},$$

dove:

- $\sigma'_{v0}$  è la tensione verticale efficace a riposo;
- $v_s$  è la velocità delle onde di taglio alla profondità considerata.

La resistenza alla liquefazione è valutata mediante la formula di Andrus e Stokoe (1998):



$$CRR = 0.03 \times v_s \times \left( \frac{v_{s1}}{100} \right)^2 + 0.9 \times \left[ \frac{1}{(v_{s1})_{CS} - v_{s1}} - \left( \frac{1}{(v_{s1})_{CS}} \right) \right],$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante la seguente procedura:

$$CRR = 0.03 \times v_s \times \left( \frac{v_{s1}}{100} \right)^2 + 0.9 \times \left[ \frac{1}{(v_{s1})_{CS} - v_{s1}} - \left( \frac{1}{(v_{s1})_{CS}} \right) \right]$$

- $(v_{s1})_{CS} = 220$  se  $FC < 5\%$ ;
- $200 < (v_{s1})_{CS} < 220$  se  $5\% < FC < 35\%$ ;
- $(v_{s1})_{CS} = 200$   $FC > 35\%$ .

Infine occorre tenere in conto le pressioni indotte dalla opere di progetto sugli strati suscettibili di liquefazione.

Ciò può essere valutato per mezzo della seguente correlazione:

$$CRR_q = CRR \times K_\sigma,$$

dove

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left( \frac{\sigma'_{vf}}{P_a} \right), \quad C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

La figura sottostante mostra l'andamento dei coefficienti di sicurezza a liquefazione in funzione della profondità dal fondale, ottenuta applicando una sovrappressione media efficace di 500kPa (calcolata in corrispondenza del cassone B) e con in profilo delle N1,60 ricavato dall'analisi delle prove SPT condotte, che fornisce la seguente relazione con la profondità:

$$N_{1,60} = 6.286 \times z$$

Come si può notare vi è un rischio di liquefazione per i terreni posti fino a 2.50m di profondità dal fondale.

La soluzione scelta per evitare rischi di liquefazione è quella di procedere con l'asportazione del terreno posto sul fondale per uno spessore di 2.5m. Si procederà poi alla sostituzione del materiale in posto con misto cava per il raggiungimento delle quote di imposta dei cassoni.



Profondità	Soggiacenza falda (m)	Vs (m/sec)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma$	$\sigma'$	Vs1	rd	NI,60	C $\sigma$	K $\sigma$	CSR	CRR	MSF	FS	Esito
0.50	0.00	107.20	18	9.00	4.10	150.08	1.00	3	0.07	0.89	0.185	0.081	0.13	0.04906	LIQUEFAZIONE
1.00	0.00	124.00	18	18.00	8.19	173.60	0.99	6	0.08	0.87	0.182	0.125	0.13	0.07521	LIQUEFAZIONE
1.50	0.00	135.02	18	27.00	12.29	189.03	0.97	9	0.09	0.85	0.179	0.185	0.13	0.11063	LIQUEFAZIONE
2.00	0.00	143.43	18	36.00	16.38	200.80	0.96	13	0.10	0.83	0.176	0.315	0.13	0.18767	LIQUEFAZIONE
2.50	0.00	150.31	18	45.00	20.48	210.43	0.94	16	0.11	0.81	0.172	1.440	0.13	0.85243	LIQUEFAZIONE
3.00	0.00	156.18	18	54.00	24.57	218.65	0.92	19	0.13	0.79	0.169	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
3.50	0.00	161.32	18	63.00	28.67	220.46	0.90	22	0.14	0.76	0.165	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
4.00	0.00	165.90	18	72.00	32.76	219.29	0.88	25	0.16	0.73	0.162	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
4.50	0.00	170.06	18	81.00	36.86	218.26	0.86	28	0.19	0.69	0.158	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
5.00	0.00	173.86	18	90.00	40.95	217.34	0.84	31	0.22	0.63	0.154	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
5.50	0.00	177.38	18	99.00	45.05	216.51	0.82	35	0.26	0.57	0.150	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
6.00	0.00	180.65	18	108.00	49.14	215.76	0.80	38	0.31	0.47	0.147	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
6.50	0.00	183.71	18	117.00	53.24	215.07	0.78	41	0.38	0.34	0.143	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
7.00	0.00	186.59	18	126.00	57.33	214.44	0.75	44	0.50	0.13	0.139	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
7.50	0.00	189.31	18	135.00	61.43	213.84	0.73	47	0.72	-0.24	0.135	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
8.00	0.00	191.90	18	144.00	65.52	213.29	0.71	50	1.22	-1.12	0.131	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
8.50	0.00	194.36	18	153.00	69.62	212.78	0.69	53	3.84	-5.68	0.127	-	0.13	Vs1>Vs1c50	NO LIQUEFAZIONE
9.00	0.00	196.70	18	162.00	73.71	212.29	0.67	57	-3.57	7.24	0.123	13.465	0.13	99.33344	NO LIQUEFAZIONE
9.50	0.00	198.95	18	171.00	77.81	211.83	0.65	60	-1.24	3.18	0.119	4.278	0.13	14.29267	NO LIQUEFAZIONE
10.00	0.00	201.10	18	180.00	81.90	211.40	0.63	63	-0.76	2.34	0.116	2.626	0.13	6.66144	NO LIQUEFAZIONE
10.50	0.00	203.18	18	189.00	86.00	210.99	0.61	66	-0.55	1.97	0.112	1.934	0.13	4.27971	NO LIQUEFAZIONE

M	6.3
gg(g) (sLV)	0.099
Ss	1.300
ST	1
amax [m/s <sup>2</sup> ]	1.26126
$\sigma'$ vFO [kPa]	500
FC [%]	10
vs1cs [m/s]	212.5

Figura 9. verifiche di liquefazione per la formazione