

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA - MATERA

GEOTECNICA

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

SCALA:

-

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

I A 5 F 0 3 D 0 9 R H V I 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	S. Gasperoni	Aprile 2019	M.E. D'Effremo	Aprile 2019	F. Gernone	Aprile 2019	A. Vittozzi Aprile 2019

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
 U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
 Direzione degli Impianti e dei Progetti di Roma
 N° 12278

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GENERALE.....	6
3.1	UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE.....	6
3.2	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	6
3.2.1	<i>Depositi incoerenti</i>	6
3.2.2	<i>Depositi coesivi</i>	11
3.2.3	<i>Materiali lapidei</i>	13
3.3	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	18
3.4	LETTURE PIEZOMETRICHE	34
4.	METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	35
4.1	PREMESSA.....	35
4.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	35
4.3	METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE AI CARICHI VERTICALI.....	36
4.3.1	<i>Portata di base e laterale in roccia</i>	40
5.	METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	43
5.1	PREMESSA.....	43
5.2	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	43
5.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS.....	43
6.	METODOLOGIA PER L'ANALISI DELLE PALIFICATE	45
6.1	COMPORAMENTO DEL PALO SOGGETTO AI CARICHI ORIZZONTALI - MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO	45
6.2	PARAMETRO A_M PER MOMENTO LUNGO IL PALO	46

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	3 di 55

7.	FONDAZIONI DIRETTE	48
7.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	48
7.2	METODOLOGIA DI CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE	50
	7.2.1 <i>Metodologia di analisi dei cedimenti</i>	53
8.	FONDAZIONI MISTE.....	55
8.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE.....	55

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	4 di 55

1. **PREMESSA**

Nella presente relazione si riportano i criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni delle opere d'arte nell'ambito del miglioramento sismico dei viadotti esistenti della linea Ferrandina – Matera.

In particolare verranno affrontati i seguenti aspetti:

- Caratterizzazione geotecnica generale: unità geotecniche intercettate, sintesi parametri geotecnici;
- metodologie per la valutazione della capacità portante dei pali;
- metodologie per la determinazione del carico limite orizzontale dei pali;
- valutazioni per l'analisi delle palificate: comportamento del palo soggetto ai carichi orizzontali e determinazione del modulo di reazione orizzontale palo – terreno; valutazione del parametro alfa ($= M_o/T_o$) con rotazione impedita alla testa ed andamento del momento e taglio lungo il palo.
- Metodologie per le analisi di capacità portante delle fondazioni dirette.
- Metodologie per le analisi delle fondazioni miste.

Tutte le analisi svolte nel seguito sono eseguite in conformità alla normativa italiana vigente sulle opere civili (DM 17/01/2018).

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	5 di 55

2. *NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO*

2.1 Normativa di riferimento

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- [N.3]. Specifica RFI del 21/12/11 per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie.

2.2 Documenti di riferimento

- [DC1]. IA5F03D09RGVI0000001A – Relazione descrittiva sulle fondazioni.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA GENERALE

Nel presente capitolo si riporta una breve sintesi per la caratterizzazione geotecnica generale del tracciato finalizzata alla verifica delle fondazioni dei viadotti della nuova Linea Ferrandina – Matera “La Martella” per il collegamento della città di Matera alla rete ferroviaria nazionale.

In particolare sono disponibili le indagini del progetto del 1984 e le nuove indagini integrative eseguite per il presente progetto del 2018/2019 (ancora in fase di completamento). In particolare le nuove indagini sono consistite in prove in sito (sondaggi a carotaggio continuo, prove sismiche per l’individuazione della categoria di sottosuolo sismica) e prove di laboratorio. Alcuni sondaggi sono anche stati strumentati per rilievo della falda.

3.1 Unità geotecniche intercettate

Le indagini hanno intercettato le seguenti unità geotecniche:

Unità R – Riperto antropico. Si tratta del terreno antropico costituente il rilevato ferroviario esistente. E’ presente localmente nei sondaggi eseguiti dal rilevato ferroviario esistente.

Unità bb – Ghiaie sabbiose (alluvioni recenti) Si tratta di terreni alluvionali recenti costituiti principalmente da ghiaie sabbiose a cui si intercalano modesti strati sabbioso limosi.

Unità a2 e a2S – Alluvioni incoerenti. Si tratta di terreni alluvionali prevalentemente incoerenti da ghiaioso sabbiosi (unità a2) a sabbioso limosi (unità a2S).

Unità at2 – Alluvioni terrazzate Si tratta di alluvioni terrazzate che si trovano intercalate con strati a differente granulometria, incoerenti ghiaioso sabbiose (unità at2(i)) a coesive limoso argillose (unità at2).

Unità ASP – Argille subappennine. Si tratta di argille limose e argille marnose grigie da consistenti a dure.

Unità GRA – Calcareniti di Gravina. Si tratta di rocce, calcareniti di colore avana-giallastro passante ad avana-biancastro, a struttura granulare da fine a grossolana, con alterazione da debole a media, medio dura, poco fratturata, RQD da 40 a 100%.

Unità Cc – Calcere di Altamura. Si tratta di rocce, calcilutiti di colore da nocciola-grigiastra a nocciola-biancastra, a struttura compatta, alterazione da media ad elevata, dura, con talvolta fratture, RQD da 30 a 90%.

3.2 Criteri di valutazione dei parametri geotecnici

3.2.1 Depositi incoerenti

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità possono essere stimati sulla base dell’interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono esposte.

- Stato di addensamento

Correlazione di Skempton

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 seguente;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione ;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 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 sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7÷27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (ko)_{sc}}{1 + 2 \cdot (ko)_{nc}}$

Nel caso in esame sono state cautelativamente considerate le costanti empiriche relative a sabbie fini normal consolidate.

Correlazione di Gibbs e Holtz

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{spt} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(16 + 23 \cdot \sigma'_{vo})}}$$

Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{spt} con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' \leq 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

D_R = densità relativa (-).

σ_{vo}' = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm²);

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione.

Correlazione di Terzaghi & Peck

In accordo a quanto indicato da Terzaghi e Peck (1948) la densità relativa D_r può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente espressione:

$$D_R = (10.297 + N_{SPT}^{-2.4142}) - (N_{SPT})^2 \cdot 0.0181$$

- Parametri di resistenza

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio dalle prove SPT sono state utilizzate due diverse correlazioni (Bolton; Schmertmann) di seguito illustrate. Nel caso in esame, cautelativamente per la definizione dei parametri di resistenza di progetto, si è fatto riferimento ai valori minimi ottenuti con le due correlazioni.

Correlazione di Schmertmann

L'angolo di resistenza al taglio (φ') stimato dalle prove SPT in base alla correlazione proposta da Schmertmann (1977) correla l'angolo di resistenza al taglio alla densità relativa attraverso la seguente relazione:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo: D_r = densità relativa

Nel caso in esame si è considerata, cautelativamente la correlazione valida per sabbia medio-fine uniformemente ben gradata per le unità ghiaioso sabbiose e la correlazione valida per sabbia fine uniforme per i depositi sabbiosi, sabbioso limosi.

Correlazione di Bolton

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ' è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

$$\varphi' = \varphi'_{cv} + m \cdot Dl$$

$$Dl = D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

φ' = angolo di attrito di picco riferito a pressioni di 272 kPa (°);

Q = fattore che dipende dalla composizione minereologica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato = 10;

$p'_f = 1.4 \cdot \sigma'_{ff}$ kPa (vedasi Jamiokowski et al., 1988; in accordo a quanto proposto da Baligh, 1975, si assume $p'_f = 1.4 \cdot 272 = 380$ kPa);

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente, °). Nel nostro caso si assume m=3;

D_r = densità relativa (-).

Tabella 2 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m
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
σ'_2 = tensione principale efficace intermedia σ'_3 = tensione principale efficace minore	

I valori dell'angolo di attrito φ'_{cv} sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988) e sulla base delle prove di taglio diretto in laboratorio eseguite sui campioni prelevati. Nel caso specifico per l'angolo di attrito φ'_{cv} si è assunto, cautelativamente:

$\varphi'_{cv} = 32^\circ$ per le ghiaie sabbiose;

$\varphi'_{cv} = 30^\circ$ per le sabbie.

Tabella 3 - Valori dell'angolo di attrito φ'_{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	$\varphi'_{cv} = 33^\circ$	$\varphi'_{cv} = 30^\circ$

- Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi incoerenti possono essere stimate, in ordine di importanza:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito sito;
- dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Il modulo di taglio iniziale (G_0) e quello di Young iniziale (E_0), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

γ_t = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19 kN/m³;

ν = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3);

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

La velocità delle onde di taglio (V_s) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

Correlazione di Ohta e Goto (1978)

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{50\%}^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$C = 53.3$;

z = profondità dal p.c. in metri;

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito;

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica.

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

f_A	Olocene	Pleistocene
	1,0	1,3

Tabella 5 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G (funzione della granulometrica del deposito)

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

Nel caso in esame è stato assunto:

$f_G = 1.14$ per sabbia media grossolana;

$f_G = 1.09$ per sabbia limosa e limo sabbioso.

Correlazione di Yoshida et al. (1988)

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma'_v)^{0.14} \quad (\text{m/sec})$$

essendo:

$C=49$ per sabbie fini ;

$C=56$ per sabbie grosse con almeno il 25% di ghiaia;

$C=60$ per 50% di ghiaia.

σ'_{vo} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a $1/3 \div 1/5$ di quello iniziale (E_0).

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

3.2.2 Depositi coesivi

Per i depositi coesivi la caratterizzazione geotecnica è stata fatta oltre che dall’interpretazione delle prove in sito, anche dai risultati delle prove di laboratorio sui campioni prelevati nei sondaggi.

- Classificazione

La classificazione di questi terreni avverrà essenzialmente sui risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- analisi granulometriche;
- pesi di volume naturale;

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	12 di 55

- contenuti d'acqua naturale;
- limiti di Atterberg.
 - Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi ci si è basati sui risultati delle prove di laboratorio che sono essenzialmente prove:

- taglio diretto e prove triassiali per la resistenza in tensioni efficaci;
- triassiale non consolidata non drenata (TXUU) ed espansione laterale libera (ELL) per la resistenza in condizioni non drenate.

La resistenza al taglio in condizioni non drenate è stata valutata anche dalle prove speditive di Pocket Penetrometer (PP).

La resistenza al taglio non drenata è stata anche desunta delle prove penetrometriche dinamiche SPT in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5.0 \div 5.5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa})$$

I valori sono stati poi riportati nello stesso grafico, con indicato anche l'andamento della resistenza al taglio per un terreno normal consolidato, ricavato dalla seguente relazione: $c_{u,NC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$.

- Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità dei depositi coesivi possono essere stimati:

- sulla base dei risultati delle indagini sismiche in sito;
- dalle prove edometriche di laboratorio;
- da correlazioni di letteratura.

Per quanto concerne le prove sismiche in sito, le caratteristiche di deformabilità vengono individuate con le stesse relazioni precedentemente indicate per i terreni incoerenti mentre i risultati delle prove edometriche di laboratorio potranno essere presi a riferimento per la scelta dei moduli da utilizzare per le analisi dei cedimenti dei rilevati. Dalle prove edometriche di laboratorio generalmente si ottengono bassi valori del modulo di deformazione, in quanto la prova di laboratorio può essere affetta da errori sistematici legati alla strumentazione, alla qualità del campionamento e/o al rimaneggiamento in fase di confezionamento provino. Quindi in linea generale, si dà maggior peso ai moduli derivanti da indagini sismiche (misure dirette ed in continuo) o dall'interpretazione di prove SPT.

Il valore del modulo di deformazione elastico (E'_v) per terreni coesivi sovraconsolidati può anche essere stimato con la seguente correlazione (Stroud, 1974):

$$E'_v = 130 \cdot c_u = 130 \cdot f_1 \cdot N \quad [\text{kPa}]$$

Dove:

E'_v = modulo di deformazione operativo (kPa)

c_u = resistenza al taglio non drenata (kPa);

f_1 = fattore in funzione dell'indice di plasticità IP, (vedasi figura seguente), assunto pari a 5;

N = valori di N_{SPT} .

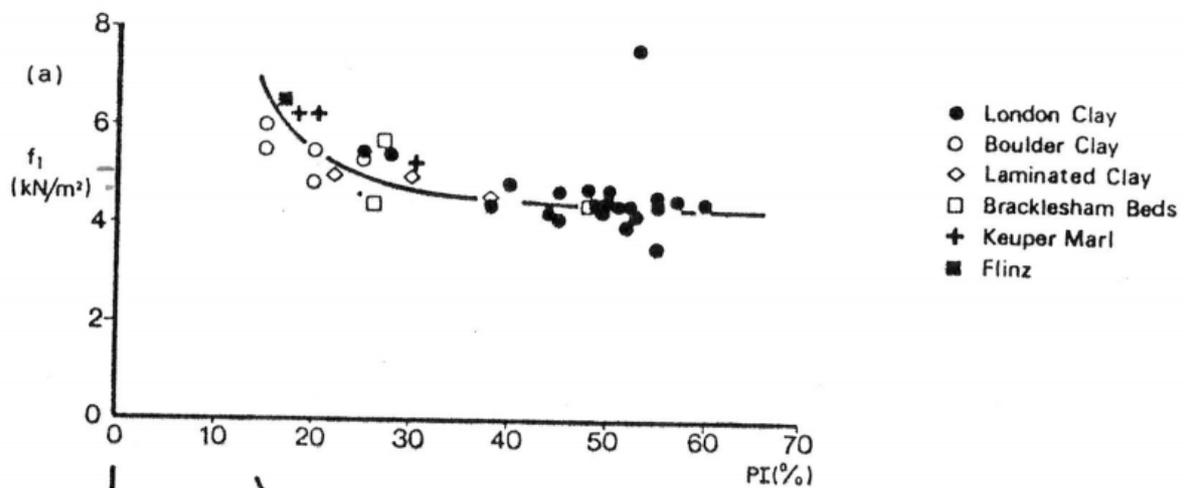


Figura 1 – Fattore f_1 in funzione di IP

Sulla base di quanto riportato in Simpson et al. (1979) il modulo di taglio iniziale (G_0) può essere stimato anche sulla base della seguente equazione:

$$G_0 = (500 \div 700) \cdot c_u \text{ (kPa)}$$

essendo: c_u = resistenza al taglio non drenata.

I moduli di deformabilità “operativi” (E') da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni, saranno assunti pari a 1/3÷1/5 di quello iniziale (E_0).

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

3.2.3 Materiali lapidei

La resistenza degli ammassi rocciosi dipende sia dalle caratteristiche della roccia intatta, sia dalla posizione, dal numero e dall'orientazione delle discontinuità.

Le informazioni sulle caratteristiche fisiche e meccaniche di questi materiali possono essere dedotte dall'elaborazione dei risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni di roccia prelevati durante i sondaggi.

La caratterizzazione della roccia non può prescindere dalle condizioni dell'ammasso, alle quali concorrono:

- il grado di fratturazione della roccia;
- lo stato delle fratture;
- le caratteristiche della roccia intatta.

I primi due elementi permettono di definire un intervallo di variazione del parametro GSI (Geotechnical Strength Index, Hoek 200).

In particolare, Hoek e Brown (2002) hanno proposto un criterio di resistenza per ammassi rocciosi fratturati nel quale compaiono tre parametri:

- σ_{ci} , ovvero la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, per caratterizzare la resistenza del materiale lapideo;
- “m” ed “s”, che tengono conto del grado di fratturazione del volume di materiale interagente con l'opera.

Nel piano delle tensioni principali il criterio di resistenza di Hoek e Brown è espresso dall'equazione:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

La stima del parametro σ_{ci} è stata effettuata in base ai risultati delle prove di laboratorio.

I valori di m ed s dipendono essenzialmente dal valore di GSI e dal grado di disturbo della roccia.

I parametri “m” ed “s” ed “a” possono essere correlati all'indice “Geological Strength Index” (GSI, **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) secondo le espressioni (Hoek et al., 2002):

$$m = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

Risulta semplice, ponendo rispettivamente nella (1) $\sigma_3 = 0$ e $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$ ricavare rispettivamente la resistenza a compressione della roccia σ_c e la resistenza a trazione σ_t .

Il valore di m_i è stato ricavato da indicazioni di letteratura per rocce simili a quelle ritrovate nel corso delle indagini.

Il coefficiente D che varia tra 0 ed 1, e rappresenta quantitativamente il disturbo arrecato alla roccia dalle operazioni di asportazione da scavo e dallo scarico tensionale che ne consegue. Per rocce indisturbate si può porre $D = 0$, mentre per scavi in roccia con mezzi meccanici e senza uso di esplosivi si può porre $D = 0.5$.

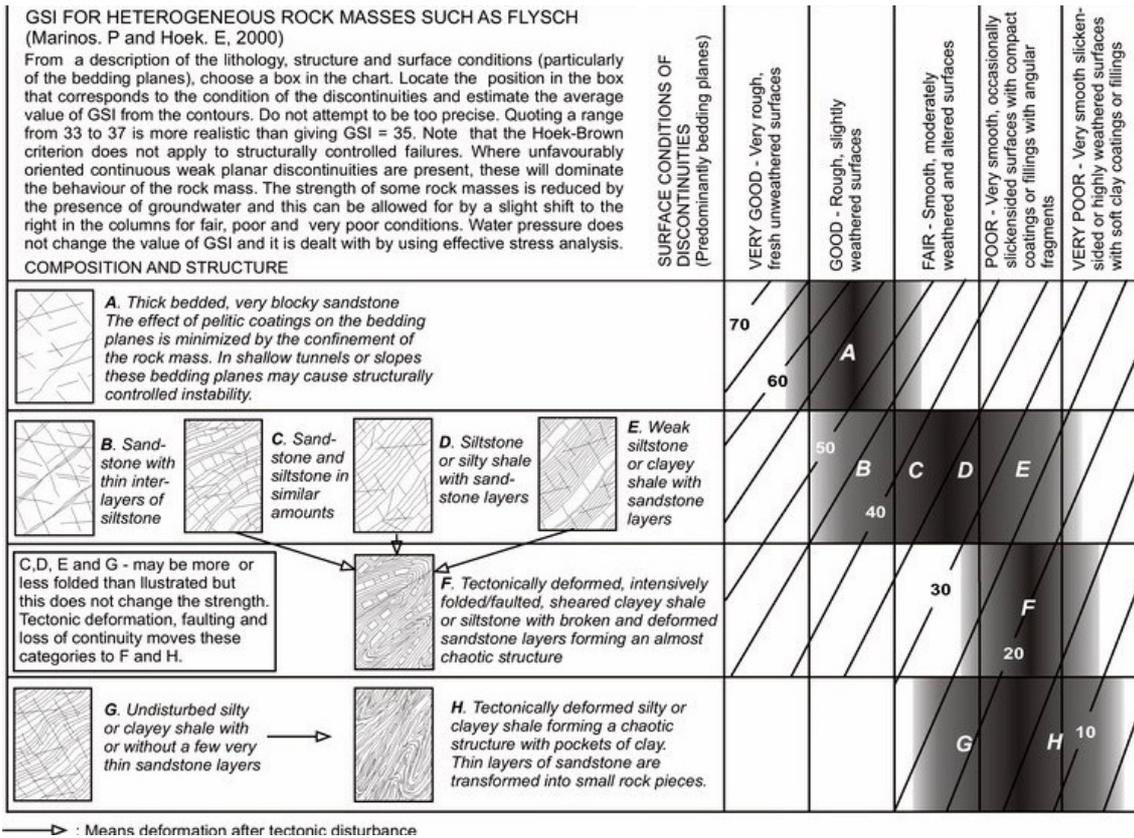


Figura 2– Tabella per la valutazione del GSI

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$

Figura 3– Tabella per la valutazione del parametro D

I parametri del criterio di rottura di Hoek e Brown possono essere correlati ai valori della coesione e dell'angolo di attrito del criterio di Mohr Coulomb linearizzando (linea blu **Figura 4**) nel piano delle tensioni principali (σ_1 ; σ_3) il dominio di rottura di Hoek e Brown (linea rossa sempre **Figura 4**) in un intervallo:

$$\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_3, \max$$

L'angolo d'attrito ϕ essere in queste ipotesi calcolato come:

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

e la coesione può essere invece ricavata dall'espressione:

$$c' = \frac{\sigma'_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1} / [(1+a)(2+a)]}}$$

in cui

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma'_{ci}$$

Hoek e Brown (2002) indicano un criterio razionale per scegliere il valore adeguato di σ_3 , max, che in generale è funzione del tipo di problema esaminato (stabilità di pendii in roccia o studio del comportamento di una galleria) e della profondità dello scavo (o altezza della scarpata).

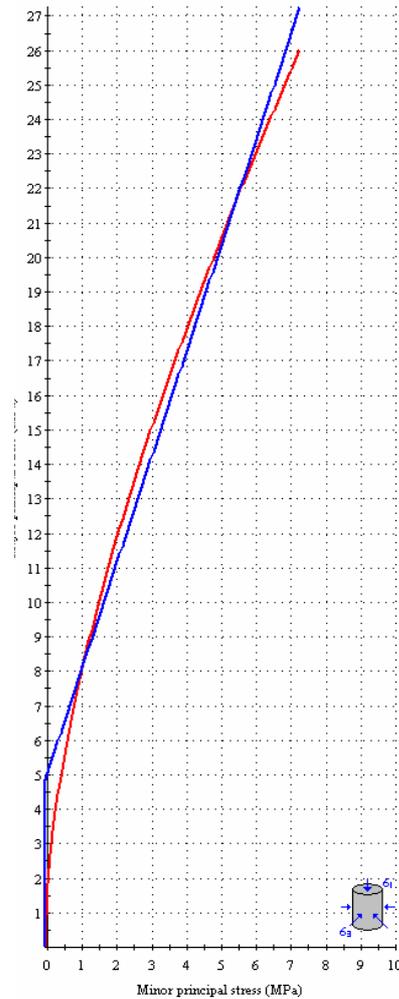


Figura 4 Linearizzazione del dominio di rottura di Hoek e Brown

3.3 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto

Nelle figure seguenti si riportano i principali risultati delle indagini eseguite per la definizione dei parametri geotecnici di progetto.

A seguire, si riassumono i parametri geotecnici di progetto generali individuati lungo il tracciato per le unità intercettate.

Unità bb – Ghiaie sabbiose (alluvioni recenti)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150 \div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40 \div 200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1+\nu)$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità a2 e a2S – Alluvioni incoerenti

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 32 \div 34^\circ$	angolo di resistenza al taglio per sabbie (unità a2S)
$\varphi' = 35 \div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio per ghiaie sabbiose (unità a2)
$V_s = 150 \div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 30 \div 200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1+\nu)$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità at2(I) – Alluvioni terrazzate incoerenti

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 34^\circ$	angolo di resistenza al taglio per sabbie
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio per ghiaie sabbiose
$V_s = 150 \div 400 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio

Unità at2 – Alluvioni terrazzate coesive

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c_u = 50 \div 200 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate

Unità ASP – Argille subappennine

$\gamma = 19.0 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 20 \div 25 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 23 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 50 \div 500 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 250 \div 600 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 40 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1+\nu)$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità GRA – Calcareniti di Gravina

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\sigma_c = 0.7 \div 5 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale
$\sigma_{c,m} = 2.5 \text{ MPa}$	valore medio della resistenza a compressione monoassiale
$\sigma_{c,10\%} = 1.5 \text{ MPa}$	decimo percentile della resistenza a compressione monoassiale
$V_s > 800 \div 900 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio

Unità Cc – Calcarea di Altamura

$\gamma = 26.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\sigma_c = 24 \div 54 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale
$\sigma_{c,m} = 38 \text{ MPa}$	valore medio della resistenza a compressione monoassiale
$V_s > 800 \div 1000 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	20 di 55

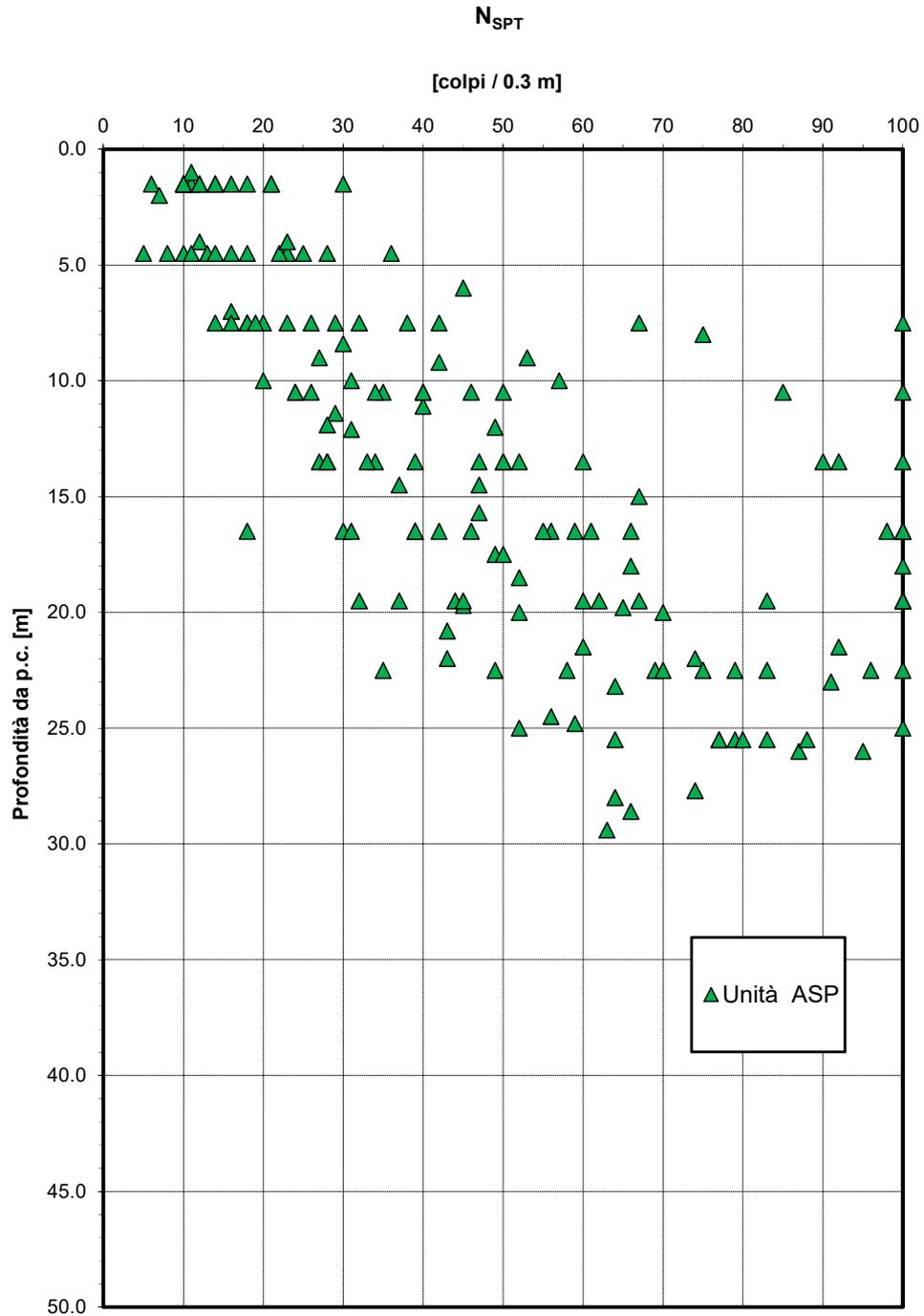


Figura 5 – Valori di N_{SPT} – Unità ASP

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	21 di 55

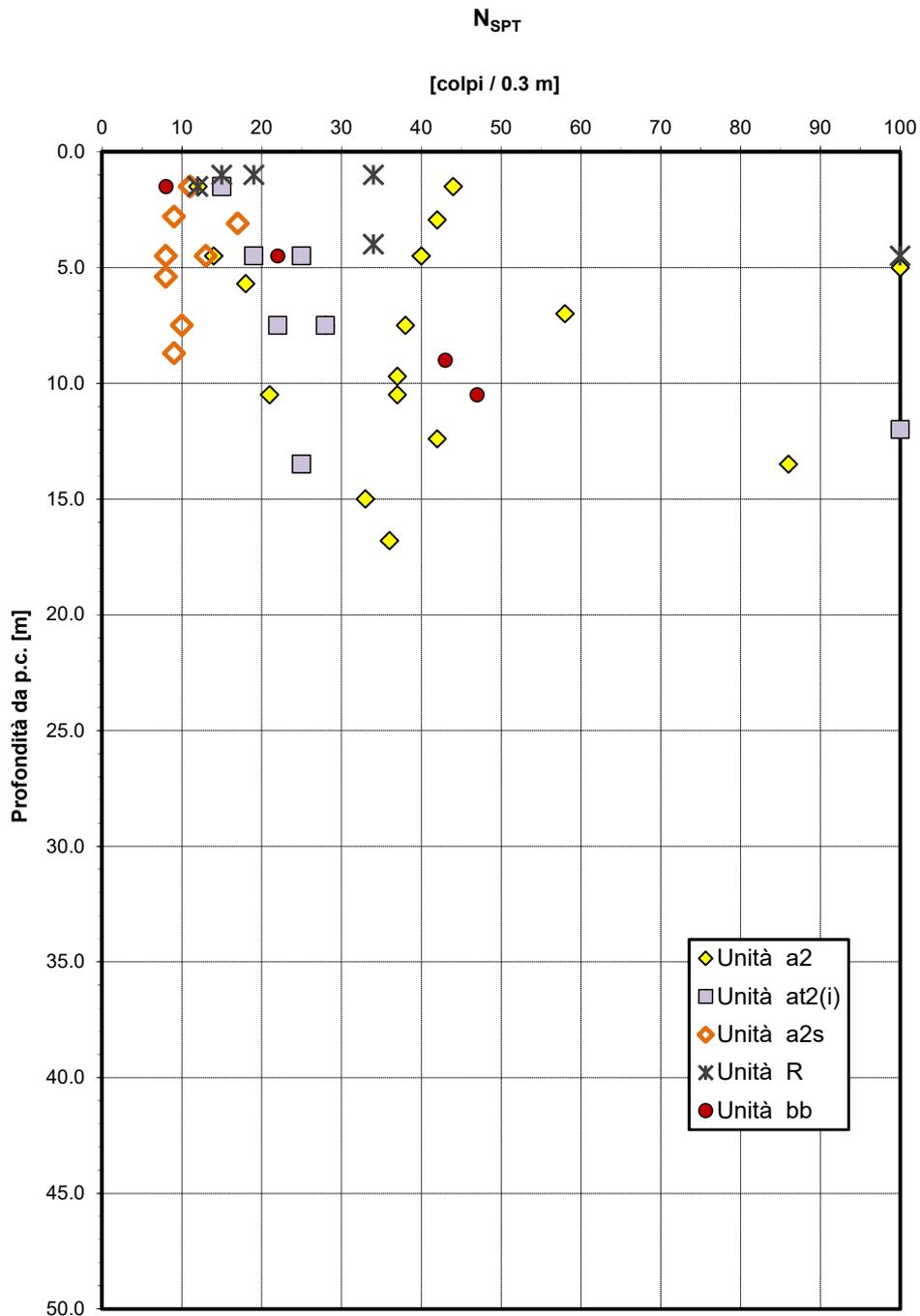


Figura 6 – Valori di N_{SPT} – Unità Alluvioni e Riporto

Densità relativa da prove SPT

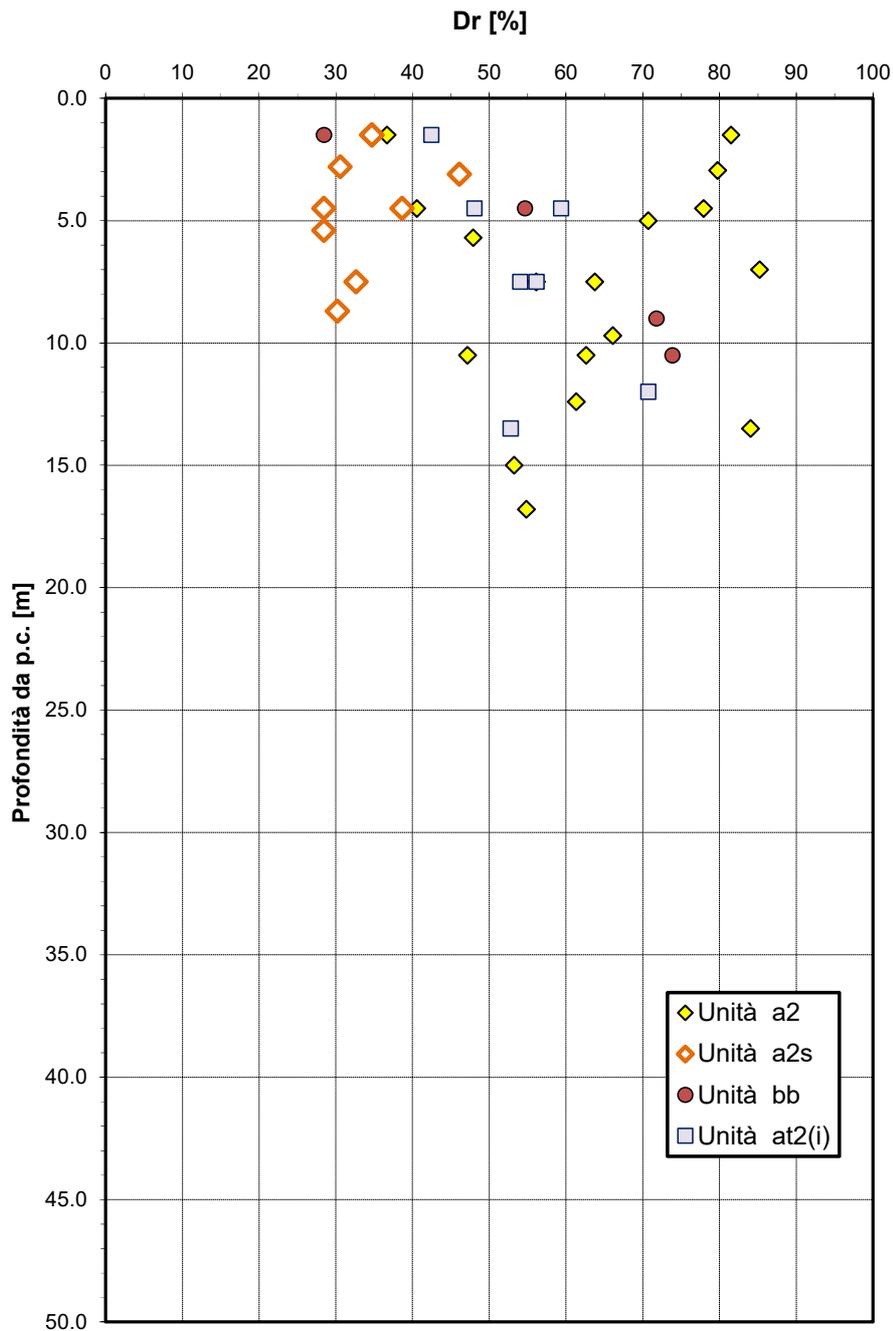


Figura 7 – Densità relativa da prove SPT– Unità Alluvioni e Riporto

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

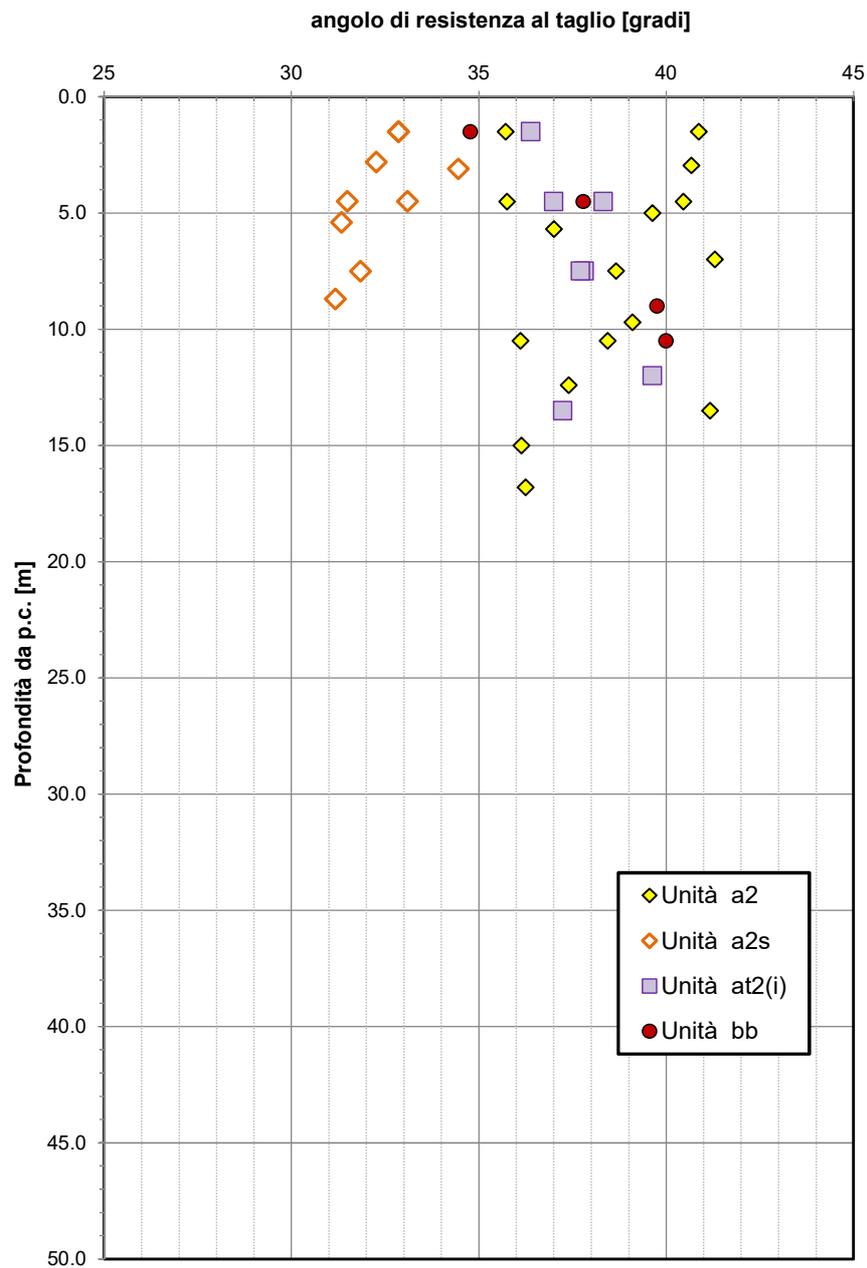


Figura 8 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT– Unità Alluvioni e Riporto

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT

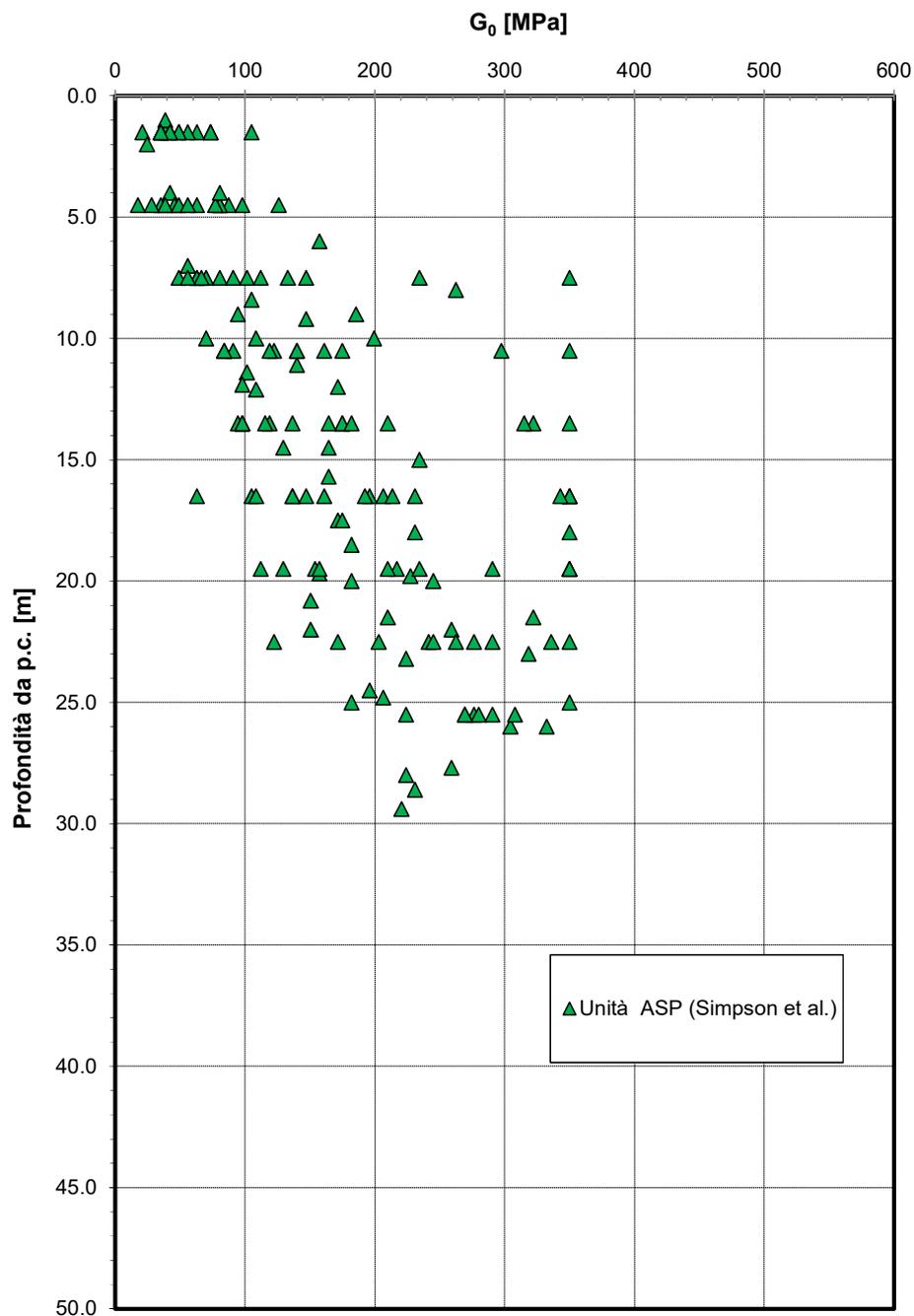


Figura 9 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT- Unità ASP

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT

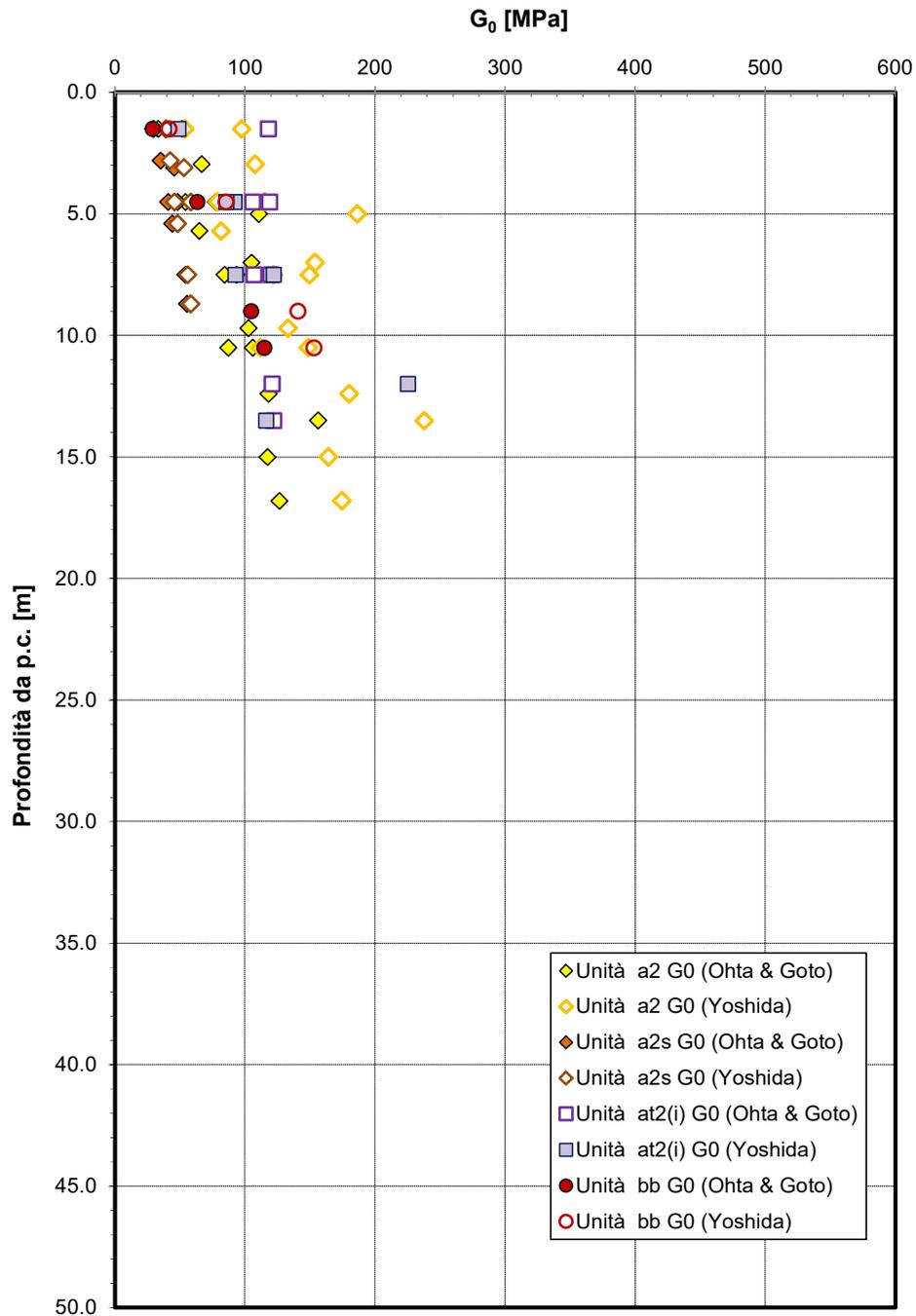


Figura 10 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT– Unità Alluvioni e Riporto

Granulometria unità ASP

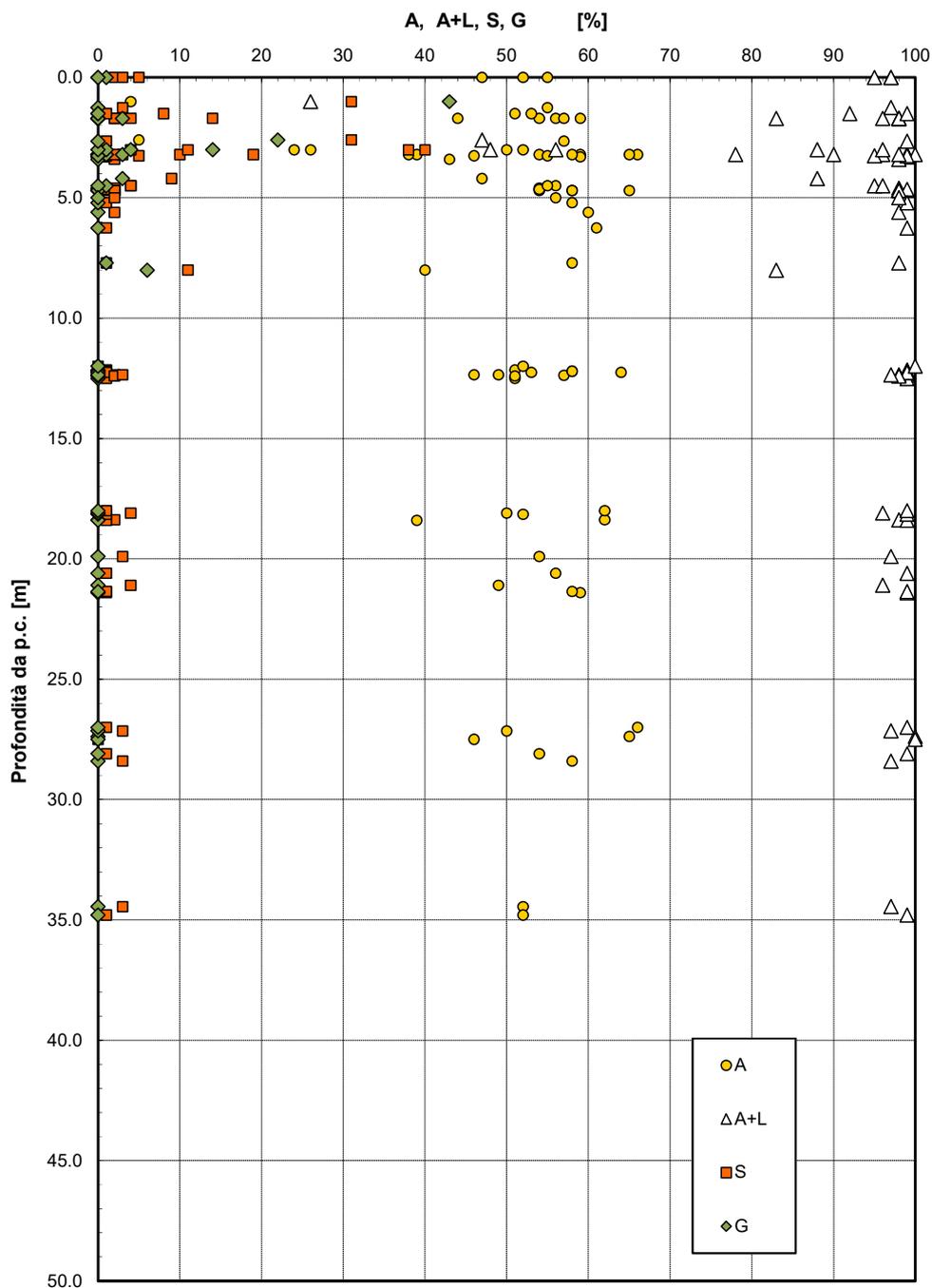


Figura 11 – Granulometria - Unità ASP

Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

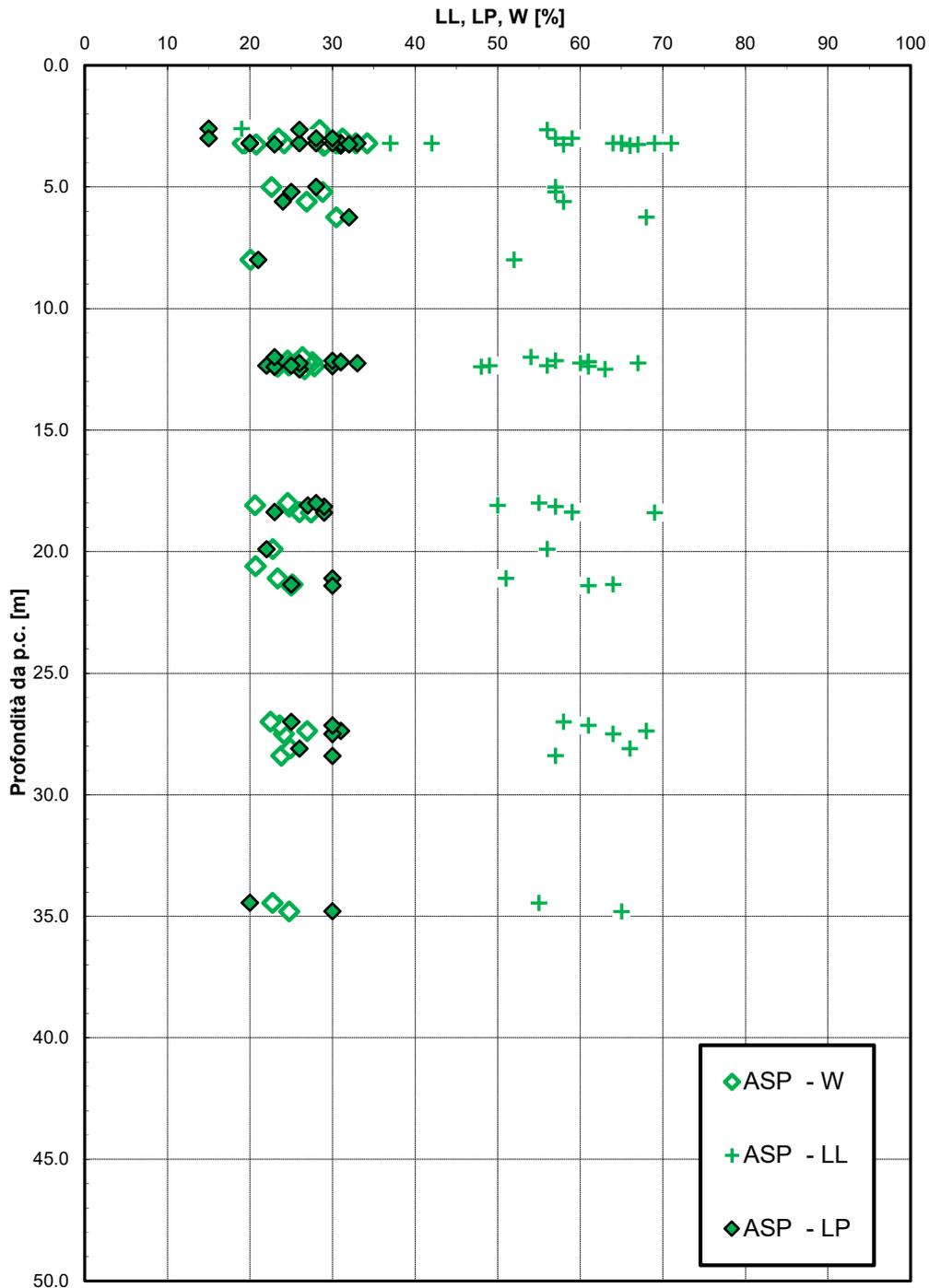


Figura 12 – Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua

Carta di Plasticità di Casagrande

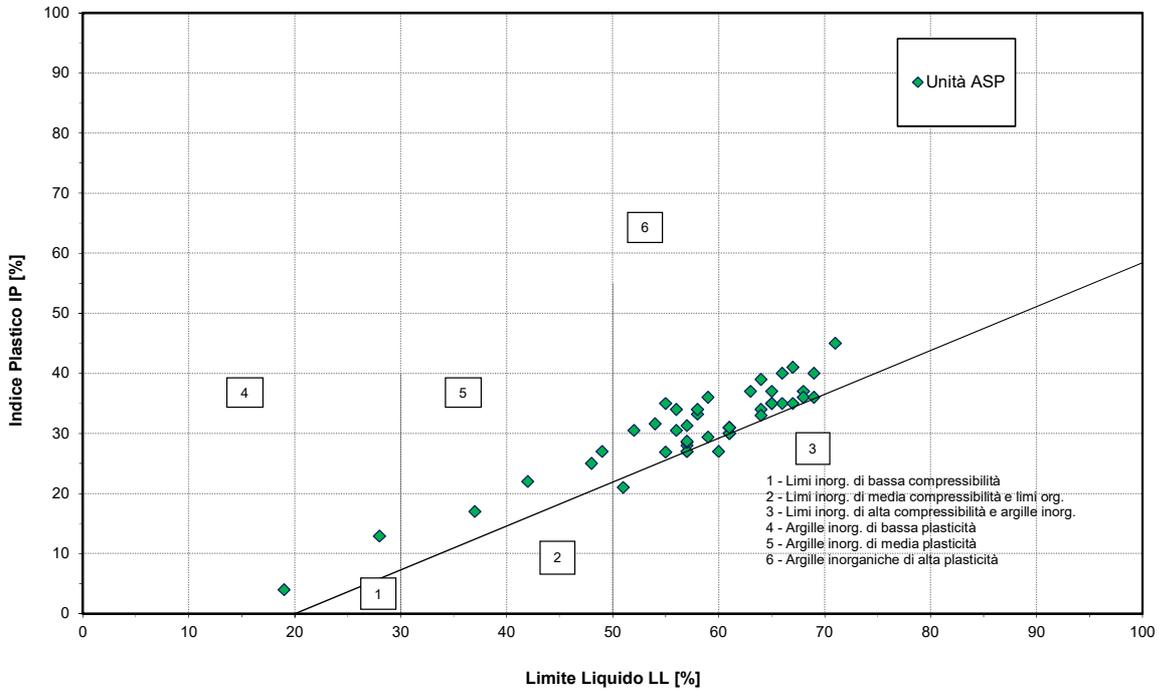


Figura 13 – Carta di plasticità di Casagrande

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

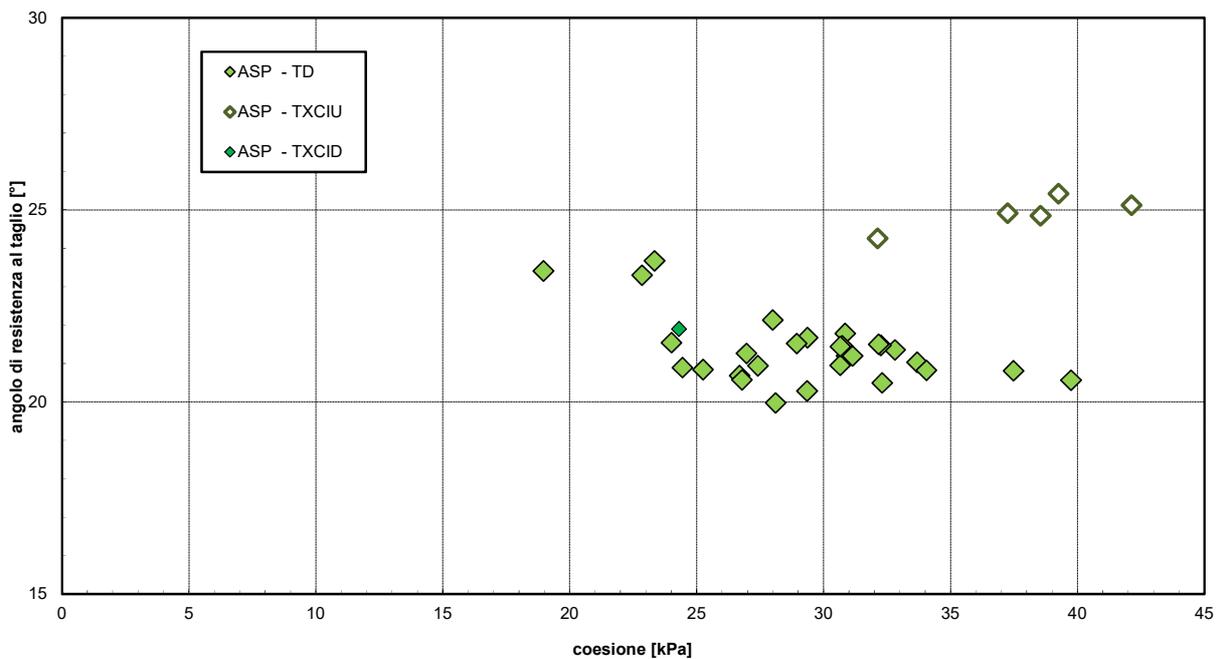


Figura 14 – Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio – unità ASP

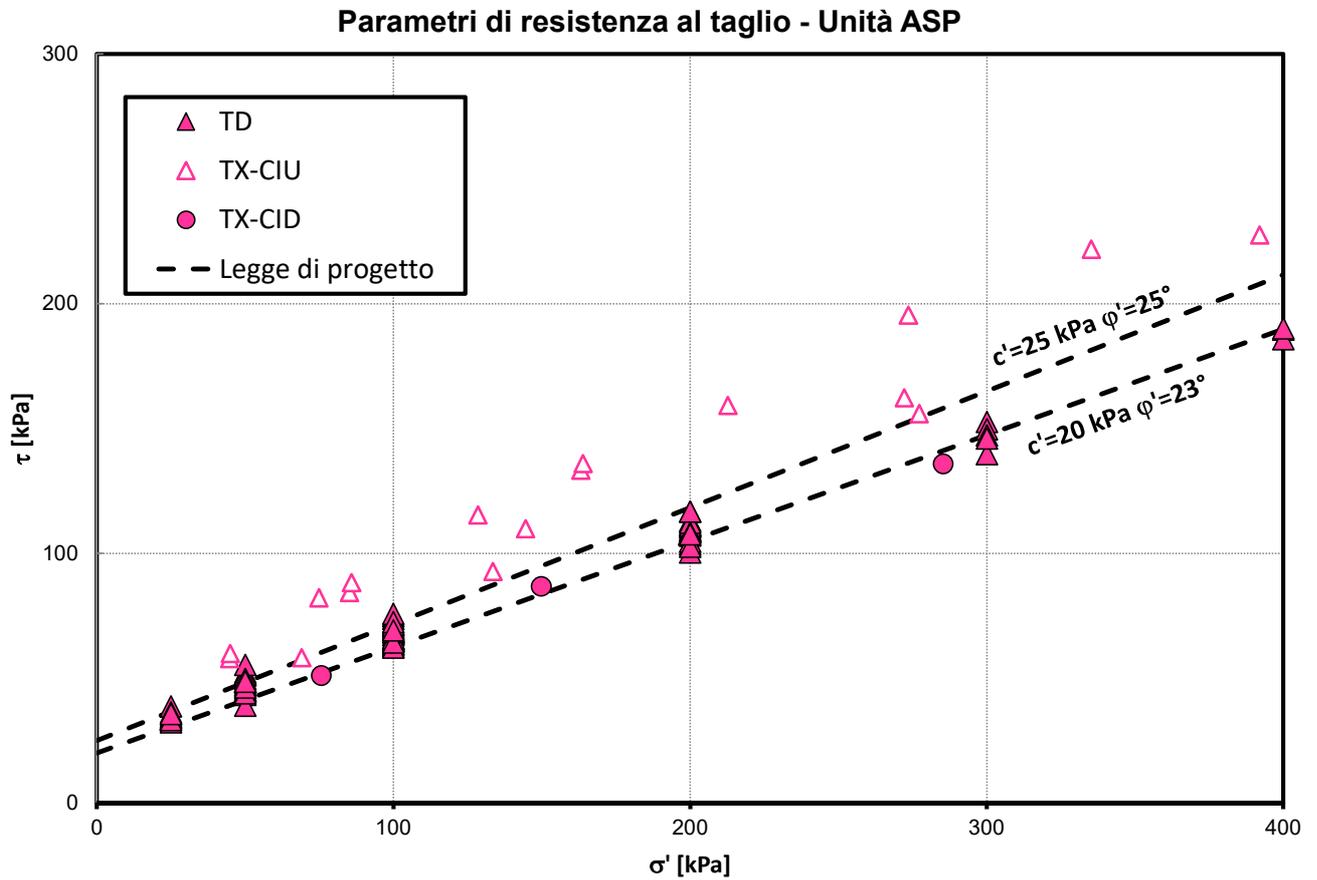


Figura 15 – Parametri di resistenza – unità ASP

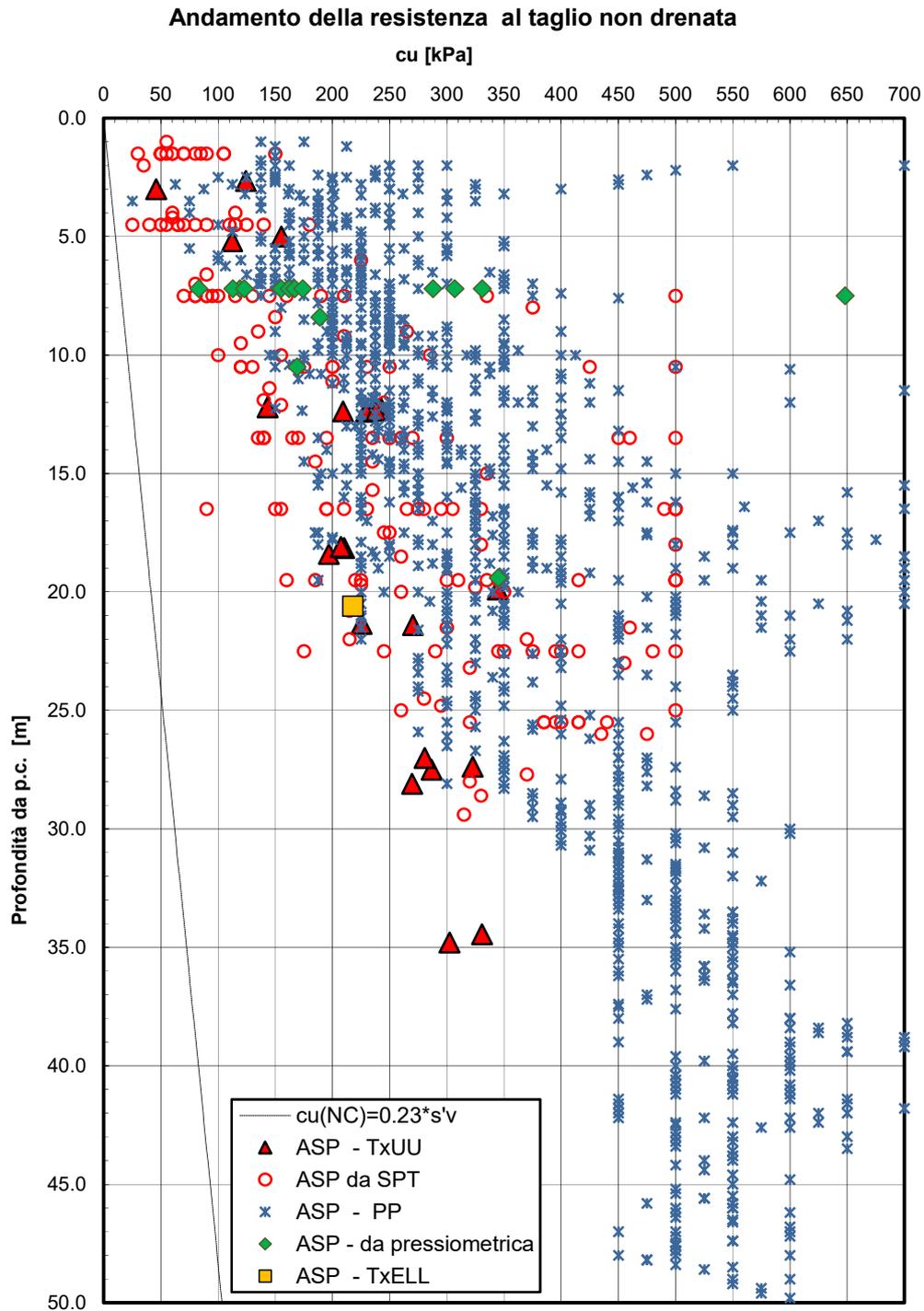


Figura 16 – Resistenza al taglio in condizioni non drenate – Unità ASP

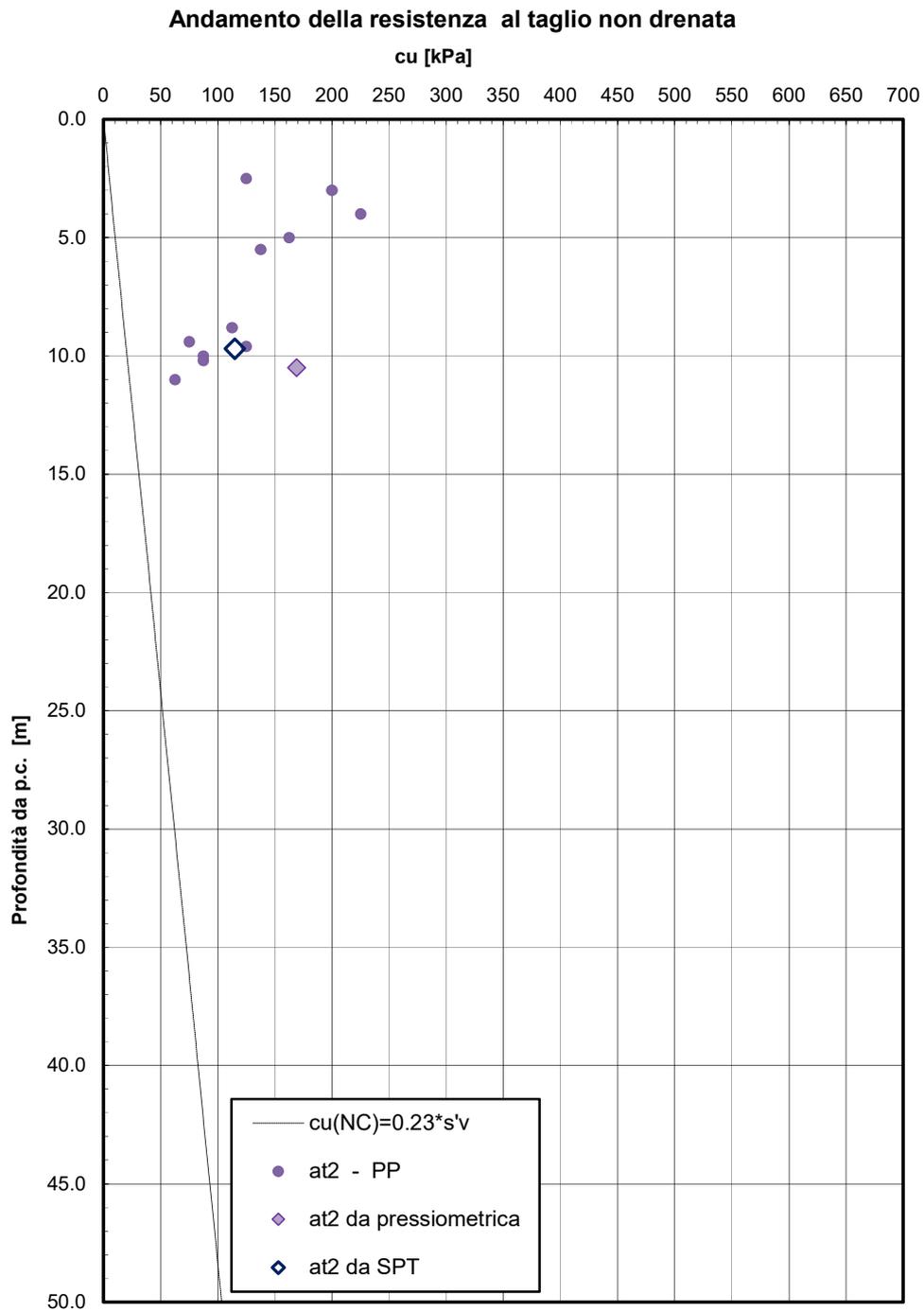


Figura 17 – Resistenza al taglio in condizioni non drenate – Unità at2

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	32 di 55

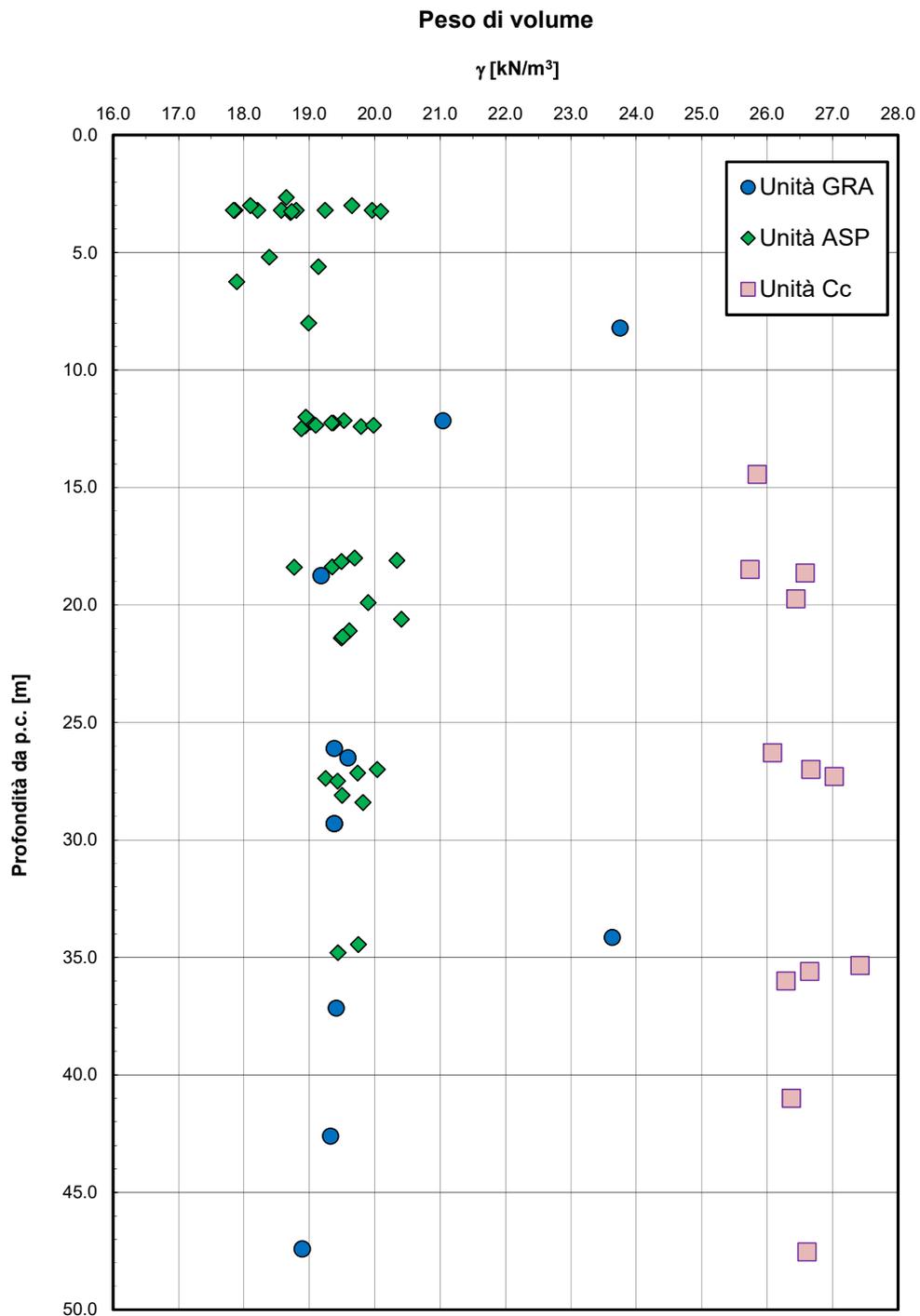


Figura 18 – Peso di volume

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	33 di 55

Resistenza a compressione monoassiale

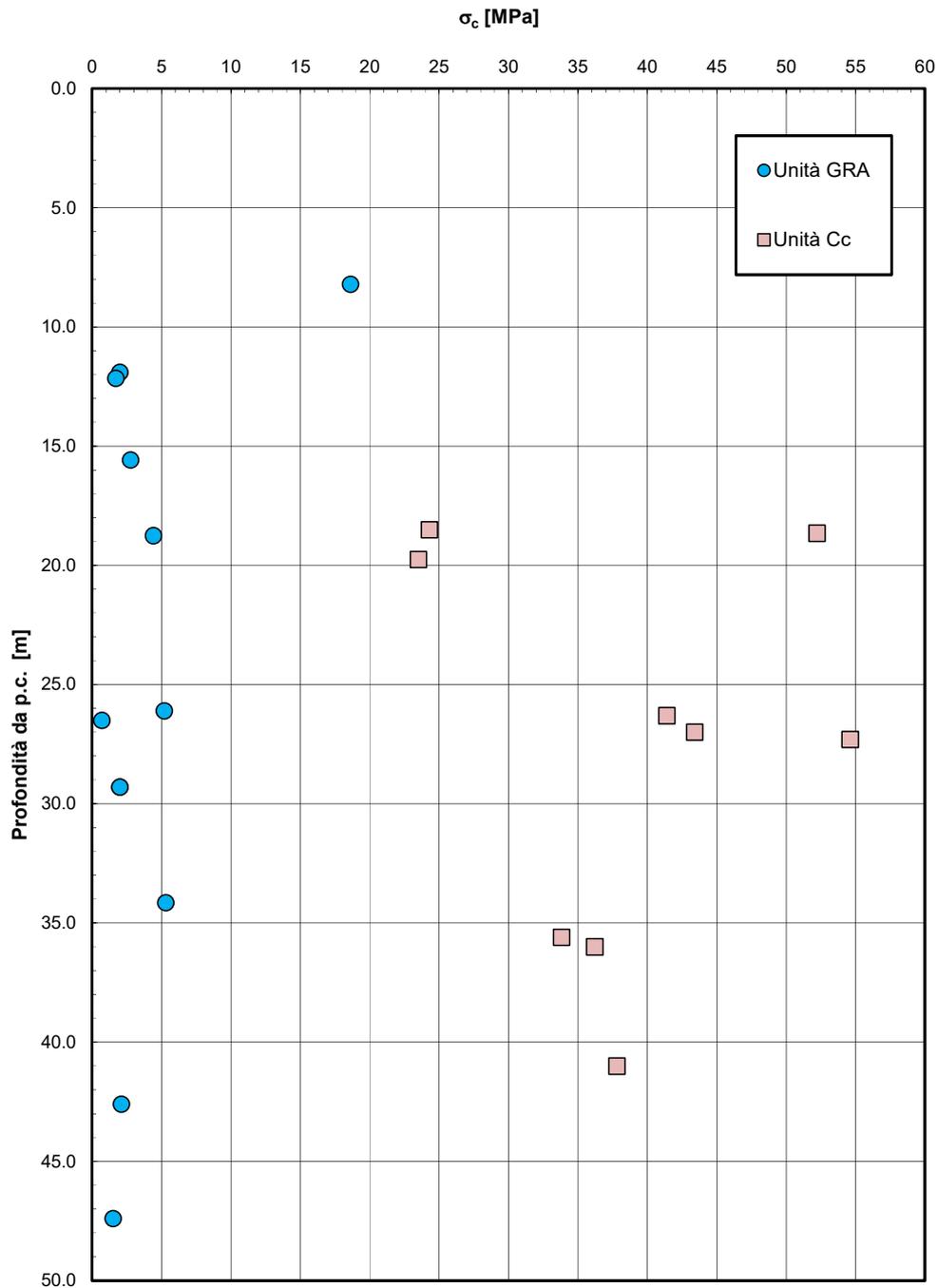


Figura 19 – Resistenza a compressione monoassiale

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	34 di 55

3.4 Letture piezometriche

Nella seguente tabella si riportano le letture piezometriche delle strumentazioni installate, disponibili al momento della stesura del presente elaborato.

WGS-84 (ETRF-2000)				febbraio-19	marzo-19
SONDAGGIO	Long	Lat	Quota (m.s.l.m.)	19/02/2019	27/03/2019
S1 pz 30	40°31'12.65737"N	16°28'18.88965"E	78,586		-7,30
S2 pz 50	40°31'59.13773"N	16°28'34.65795"E	97,764		-14,41
S Gall PZ 135	40°33'04.71731"N	16°30'58.56664"E	304,183		-39,74
S2 pz 30	40°33'58.04681"N	16°32'06.89208"E	168,974		-12,36
S3 pz 30	40°34'26.55455"N	16°32'13.57623"E	150,291	-0,75	-0,82
S5 pz 35	40°34'59.01761"N	16°32'50.82930"E	138,336		-4,03
S6 pz 39	40°35'24.38355"N	16°33'08.09041"E	135,616	-1,84	-0,96
S7 pz 30	40°35'47.98518"N	16°33'31.15938"E	126,475		
S8 pz 50	40°36'12.99662"N	16°33'40.56381"E	125,934	Secco -22,00	Secco -22,00
S9 pz 30	40°36'49.83872"N	16°33'53.36842"E	146,967	-3,21	-3,15
S12 pz 30	40°38'12.12646"N	16°33'51.13421"E	187,135	-15,27	-15,73
S13 pz 30	40°38'23.67947"N	16°33'53.72970"E	196,053	-15,05	-15,00
S14 pz 35	40°38'48.06118"N	16°33'57.33191"E	197,441	Secco -7,00	Secco -7,00
S15 pz 15	40°39'14.65413"N	16°33'45.36516"E	199,561	-3,51	-2,91

4. METODOLOGIE DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

4.1 Premessa

Nel presente capitolo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti per le opere in progetto.

4.2 Analisi agli stati limite

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente [N.1]. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali delle tabelle di normativa 6.2.I, 6.2.II e 6.4.VI.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente (tabella di normativa 6.4.II), relativi alla condizione di pali trivellati.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ a compressione del palo (o a trazione $R_{t,k}$) è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi tabella seguente) alle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$); tali fattori di correlazione sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Per ogni opera verrà assunto un coefficiente ξ_3 in funzione delle verticali di indagine eseguite, sufficientemente rappresentative per la caratterizzazione geotecnica, secondo quanto indicato da normativa.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi vanno condotte con riferimento allo stesso approccio utilizzato per le condizioni statiche (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella successiva tabella e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari all'unità.

Tabella 6 Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 7 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

4.3 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) “Qd” può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s$).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b$).

Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{l,max}$$

dove:

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{l,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

β = coefficiente empirico $\beta = k \cdot \tan \phi$, essendo

k = coefficiente di pressione laterale = 0.6 a compressione;

ϕ = angolo di resistenza al taglio.

Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali (alluvionali) la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{l,max}$$

Dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$\alpha = 0.90$ per $c_u \leq 25$ kPa;

$\alpha = 0.80$ per $25 \leq c_u \leq 50$ kPa;

$\alpha = 0.60$ per $50 \leq c_u \leq 75$ kPa;

$$\alpha = 0.40 \quad \text{per } c_u \geq 75 \text{ kPa.}$$

$$\tau_{l,\max} = \text{valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 120 kPa).}$$

Inoltre per i terreni coesivi alluvionali è stata anche eseguita una verifica in tensioni efficaci; in particolare si è controllato che:

$$\tau_i > 0.23 \cdot \sigma'_v$$

$$\tau_i < 0.55 \cdot \sigma'_v$$

Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la pressione di base del palo associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) indicata nelle Raccomandazioni AGI:

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma'_v \leq q_{b,\lim}$$

essendo:

N_q^* = coefficiente in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno (Raccomandazioni AGI);

σ'_v = tensione verticale efficace;

$q_{b,\lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile. Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto indicato da Gwizdala, 1984, vedasi seguente tabella.

Tabella 8 – Valori di q_{blim} secondo Gwizdala [1984]

	$q_{b,\lim}$ (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Cautelativamente per le unità in esame si assume:

- terreni sabbioso limosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 32^\circ$: $N_q^* = 12$; $q_b \leq 4300$ kPa
- terreni ghiaioso sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 37^\circ$: $N_q^* = 23$; $q_b \leq 5800$ kPa

- terreni ghiaioso sabbiosi con angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 38^\circ$: $Nq^* = 24$; $q_b \leq 5800$ kPa

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{b,lim}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio non drenata [kPa];

σ_v = tensione totale verticale;

$q_{b,lim}$ = pressione ultima di base massima consigliabile (3800 kN in accordo a Engling e Reese, 1974).

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente. In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente. In pratica nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinato alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri; viceversa man mano che la base del palo si avvicina ad uno strato inferiore di minore resistenza, la resistenza comincia a diminuire fino ad uguagliare al confine il valore che compete alla rottura dello strato più debole.

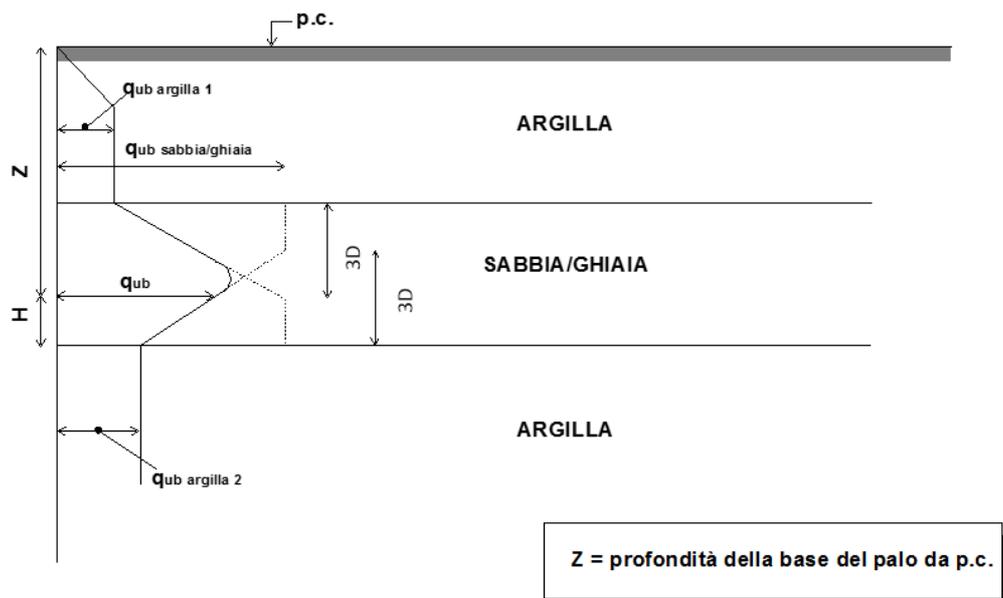


Figura 20 – Portata limite di base in terreni stratificati (Meyerhof, 1976)

4.3.1 Portata di base e laterale in roccia

Per quanto concerne lo strato roccioso, che generalmente si presenta in struttura compatta, la portata unitaria di base è stata calcolata a partire dalla resistenza alla compressione semplice σ_c della roccia intatta.

$$q_b = 2 \cdot N_\phi \cdot \sigma_c$$

dove:

σ_c = resistenza a compressione della roccia intatta

$$N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Nel caso in esame, i pali talvolta intercettano la formazione delle calcareniti di Gravina, quindi con riferimento ad un valore della resistenza a compressione media del materiale di 2.5 MPa e considerando cautelativamente $N_\phi = 1.0$, si assume:

- unità GRA: $q_b = 5000$ kPa

Per la portata laterale si è adottato il minore tra i valori ottenuti dalle seguenti correlazioni empiriche presenti in letteratura che legano i valori dell'adesione "ultima" calcestruzzo-roccia alla resistenza del terreno

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot \sigma_c \quad (1) \quad (\text{Horvath, 1983})$$

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot \beta \cdot \sigma_c \quad (2) \quad (\text{Williams \& Pells, 1981})$$

dove σ_c è la resistenza a compressione della roccia intatta, α e β sono coefficienti di riduzione (**Figura 21**), il primo stimato a partire dai valori della resistenza a compressione σ_c (a), il secondo a partire dai valori del fattore di riduzione j , definito dal rapporto tra il modulo elastico dell'ammasso roccioso e della roccia intatta, che può essere stimato a partire dall'RQD (b) (Doc.Rif. [10]).

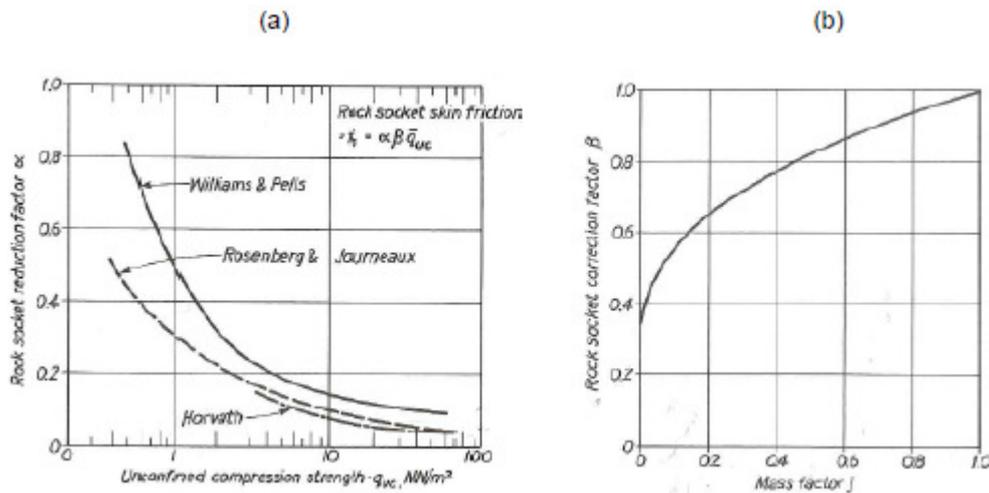


Figura 21. Valori dei coefficienti di riduzione α e β

I valori di questi coefficienti sono riportati nelle tabelle sottostanti.

Tabella 9 – Valori del coefficiente α a partire dai valori della resistenza a compressione della roccia intatta

σ_c	α	α
MPa	Horvath (1983)	Williams & Pells (1981)
1	0.200	0.480
3	0.150	0.230
5	0.100	0.180
10	0.080	0.140
15	0.055	0.125
20	0.050	0.110
30	0.040	0.095
> 30	0.040	0.095

Tabella 10 – Valori del coefficiente β a partire dal mass factor j

R.Q.D. (%)	Frequ. delle fratt. per m	Mass factor j
0-25	15	0.2
25-50	da 15 a 8	0.2
50-75	da 8 a 5	0.2-0.5
75-90	da 5 a 1	0.5-0.8
90-100	1	0.8-1.0

Materiale	Mass factor j	β
Cappellaccio	0.20	0.640
Roccia sana	0.40	0.740

$$\tau_{lim} = 2.5 \cdot \tau_{amm} = 2.5 \cdot (\alpha \cdot \sigma_c) \quad (3)$$

con α valutato graficamente (vedasi figura seguente), sulla base dell'esperienza degli scriventi, a partire dalla resistenza a compressione della roccia intatta σ_c .

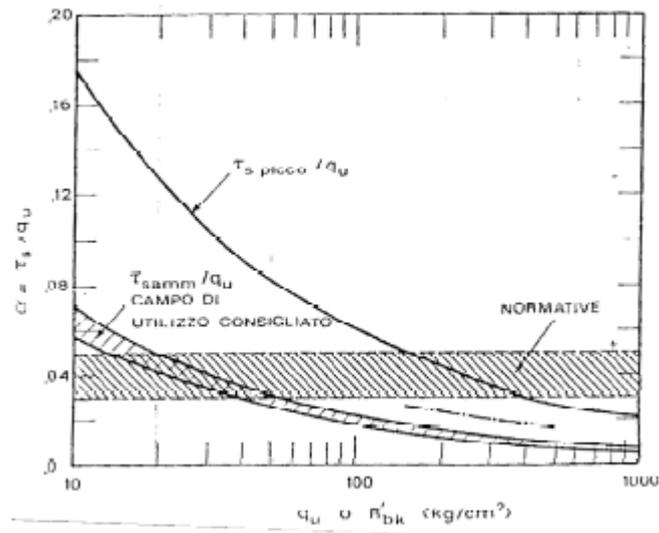


Figura 22. campo di utilizzo consigliato del rapporto tra adesione ammissibili calcestruzzo-roccia e resistenza alla compressione semplice

Il valore della portata laterale unitaria adottata nei calcoli è dato dal minore tra i valori ottenuti con le (1)-(2)-(3), con limitazione della $\tau_{lim,MAX}$ pari a 200 kPa.

Nel caso in esame, i pali talvolta intercettano la formazione delle calcareniti di Gravina (unità GRA), con riferimento cautelativamente ad un valore della resistenza a compressione del materiale di 1.5 MPa (decimo percentile), si ottengono i seguenti valori di resistenza laterale con le tre relazioni precedentemente esposte:

$$1) \tau_{lim} = 0.20 \cdot 1500 = 300 \text{ kPa}$$

$$2) \tau_{lim} = 0.30 \cdot 0.50 \cdot 1500 = 225 \text{ kPa}$$

$$3) \tau_{lim} = 2.5 \cdot 0.055 \cdot 1500 = 206 \text{ kPa}$$

Quindi si assume una tensione laterali di adesione limite nell'unità GRA di 200 kPa.

5. METODOLOGIA PER LA DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

5.1 Premessa

In linea generale, per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nel paragrafo seguente.

5.2 Analisi agli stati limite

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni di normativa [N.1] al paragrafo 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale (γ_T) della seguente tabella (vedasi tabella di normativa 6.4.VI) ed i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , fattori di correlazione in funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative (tabella di normativa 6.4.IV).

Tabella 11 Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

5.3 Verifica a carico limite orizzontale - Broms

Per la verifica del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

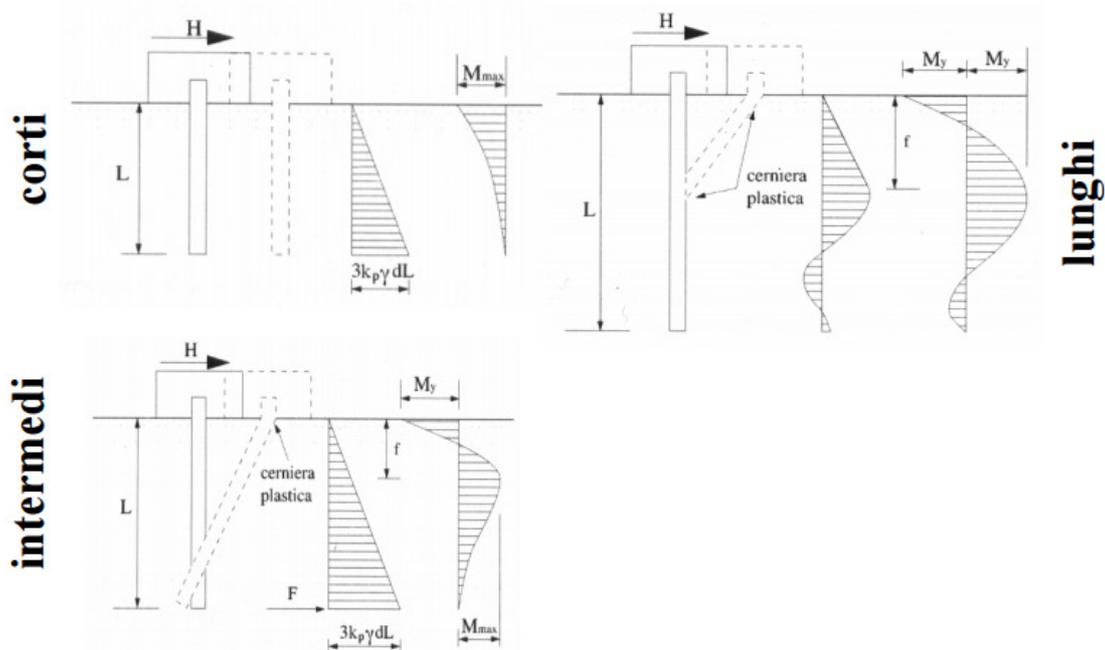
Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Dove, oltre ai termini già definiti,

k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (V_{pd}).

Il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = H / (\xi \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

dove:

H_{lim} = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali.

Si considera un'efficienza pari a 0.8.

6. METODOLOGIA PER L'ANALISI DELLE PALIFICATE

6.1 Comportamento del palo soggetto ai carichi orizzontali - Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lienare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y):

$$E_{MR} = p / y \quad [FL^{-2}]$$

Si osservi che, definito K_W [FL^{-3}] il coefficiente di sottofondo di Winkler, per un palo di diametro D si ha:

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

L'andamento del modulo di reazione orizzontale con la profondità è funzione principalmente del tipo di terreno.

Per i terreni incoerenti si assume in genere una legge di variazione lineare caratterizzata dai seguenti parametri:

$$E_{MR} = E_{MR,0} + k_h \cdot z \quad [FL^{-2}]$$

dove:

$E_{MR,0}$ = valore del modulo di reazione a testa palo;

k_h = gradiente del modulo di reazione del terreno funzione principalmente della D_r ;

z = profondità a partire dalla sommità del palo.

Nella seguente figura si riportano i valori di riferimento del gradiente k_h corrispondente a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$).

Per i terreni coesivi si assume in genere una legge del tipo:

$$E_{MR} = \xi \cdot c_u, \text{ con } \xi = 300 \div 450,$$

corrispondenti a valori secanti del modulo E_{MR} per pali isolati con basse deformazioni ($y \leq 0.005 \cdot D$).

Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale - Terreni incoerenti sotto falda

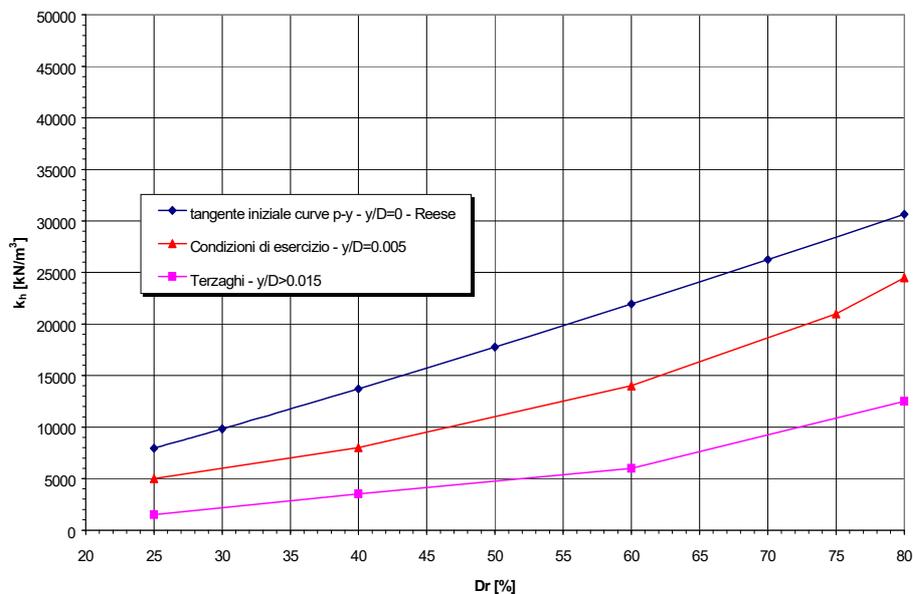


Figura 23. Andamento del gradiente del modulo di reazione orizzontale – Terreni sotto falda

Per le fondazioni delle opere in esame si considera:

- Per terreni coesivi: $\xi = 350$;
- Per terreni incoerenti sabbioso limosi: $k_h = 6000 \text{ kN/m}^3$;
- Per terreni incoerenti grossolani: $k_h = 8000 \text{ kN/m}^3$.
- Substrato roccioso $E_{MR,max} = 120000 \text{ kN/m}^2$.

6.2 Parametro α_m per momento lungo il palo

Per ricavare il parametro α_m si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956) che, utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno E_{MR} , si ricava il valore del parametro α_m (valutato per palo con testa impedita di ruotare):

$$\alpha_m = M_0 / H_0$$

essendo:

H_0 = azione tagliante in testa palo [F];

M_o = azione flettente, conseguente ad H_o , in testa al palo;

α_m = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L].

Si è poi determinato l'andamento lungo il palo della sollecitazione di taglio e momento, valutati per palo con testa impedita di ruotare ed applicando a testa palo un taglio $H_o = 100$ kN.

Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
	IA5F	03	D09 RH	VI 0100001	A	48 di 55

7. FONDAZIONI DIRETTE

Nel presente capitolo sono riportate le metodologie di calcolo delle fondazioni dirette utilizzate per il dimensionamento delle fondazioni delle opere d'arte, valutate in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente. I dimensionamenti e le verifiche delle fondazioni sono riportate nelle relazioni di calcolo di ciascuna opera.

7.1 Analisi agli stati limite

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni dirette sarà eseguito in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente.

In particolare le verifiche geotecniche sono state eseguite considerando lo SLV (Stato Limite Salvaguardia Vita) introducendo i coefficienti parziali alle resistenze e/o alle azioni, previsti da normativa.

Le verifiche allo stato limite ultimo verranno condotte con riferimento all'Approccio 2: A1+M1+R3.

In particolare per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) si sono considerati gli SLU di tipo geotecnico (GEO) rimandando al progettista strutturale quelle di tipo strutturale (STR):

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

Collasso per scorrimento sul piano di posa.

La verifica di stabilità globale deve essere eseguita secondo l'Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2). Nel caso in esame tale verifica non è stata qui documentata perché non dimensionante.

Per ogni stato limite ultimo analizzato deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati per i parametri geotecnici, per le azioni e per le verifiche sono riassunti nelle tabelle seguenti.

Verifiche agli stati limite di esercizio.

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, si deve verificare il rispetto della condizione $Ed < Cd$, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3 (delle NTC 2018), tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Tabella 12 – Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I delle NTC)

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 13 – Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II delle NTC)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 14 – Coeff. parziali per le verifiche agli stati limite ultimi (tabella 6.4.I delle NTC)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

7.2 Metodologia di calcolo fondazioni dirette

Il metodo di calcolo della capacità portante adottato è quello descritto in "Lancellotta - Geotecnica - Ed. Zanichelli - 1993" basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

$$P_{lim} = 0.5 \gamma' t B' N_g S_g I_g G_g + c' N_c S_c I_c G_c + q' o N_q S_q I_q G_q$$

dove:

$\gamma' t$ = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

c', ϕ' = parametri del terreno di fondazione in condizioni drenate;

B' = dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi;

$q' o$ = pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;

N_g, N_c, N_q = Fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

S_g, S_c, S_q = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

D_g, D_c, D_q = Fattori di profondità funzione del rapporto fra l'approfondimento del piano di posa e le dimensioni reali della fondazione;

I_g, I_c, I_q = Fattori di inclinazione del carico dipendenti dall'inclinazione della risultante dei carichi e dall'adesione sull'area efficace della fondazione;

G_g, G_c, G_q = Fattori di inclinazione del piano campagna;

Atri simboli, impiegati nel seguito:

B = dimensione reale della fondazione;

L = dimensione reale trasversale della fondazione rettangolare;

$A_{ef} = B' \cdot L'$ = area efficace della fondazione

D_F = profondità di posa della fondazione dal piano di campagna;

D_w = profondità della falda dal piano di campagna;

γ_n = peso di volume naturale del terreno di fondazione;

γ' = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

α = inclinazione del piano di posa;

β = inclinazione del piano di campagna;

c_a = coesione di adesione fondazione terreno $\leq c'$

F_z = carico verticale (applicato al centro dell'impronta di fondazione);

F_x = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione), parallelo alla direzione di B ;

F_y = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione); parallelo alla direzione di L ;

M_X = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di B);

M_Y = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di L).

Vedasi figure esplicative seguenti.

Le dimensioni efficaci della fondazione sono valutate tramite le seguenti espressioni (Meyerhoff, 1953):

$$B' = B - 2 \cdot M_X / F_Z$$

$$L' = L - 2 \cdot M_Y / F_Z$$

Il metodo di calcolo dei fattori di capacità portante è basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

Per i fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_γ si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953):

$$N_q = \tan^2 (\pi/4 + \varphi'/2) \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Per i coefficienti di forma si adottano le seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot (B'/L') \cdot K_p$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot (B'/L') \cdot K_p$$

$$s_q = s_g$$

in cui:

$$K_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi').$$

Si assume:

$$B'/L' \leq 1.0.$$

$$s_\gamma = s_c = s_q = 1 \quad \text{per fondazione nastroforme}$$

Per tener conto dell'approfondimento del piano di posa si adottano le seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot k$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \varphi')$$

essendo:

$$k = (DF / B) \quad \text{per } DF / B \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} (DF / B) \quad \text{per } DF / B > 1.$$

Per tener conto dell'inclinazione del carico si adottano le seguenti espressioni:

$$i\gamma = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^{m+1}$$

$$i_q = [1 - FX / (FZ + Aef \cdot ca \cdot \cot \varphi')]^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nc \cdot \tan \varphi')$$

$$m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$$

Per tener conto dell'inclinazione del piano di posa (angolo α) si adottano le seguenti espressioni:

$$bq = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

$$b\gamma = bq$$

$$bc = bq - (1 - bq) / (Nc \cdot \tan \varphi')$$

Per tener conto dell'inclinazione del piano campagna (angolo β) si adottano le seguenti espressioni:

$$gq = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g\gamma = gq$$

$$gc = gq - (1 - gq) / (Nc \cdot \tan \varphi')$$

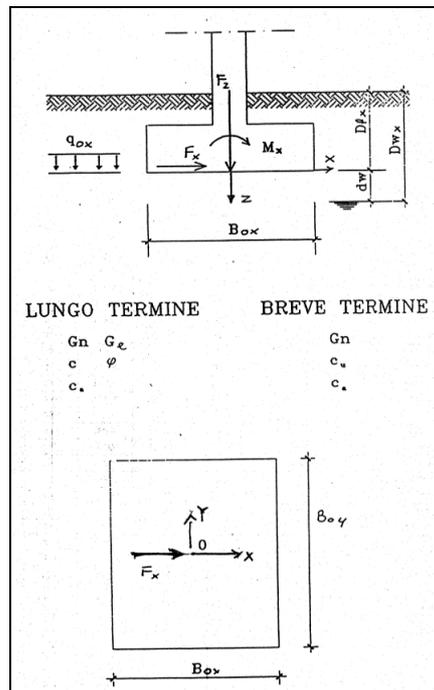


Figura 24. – Schema per la verifica della capacità portante

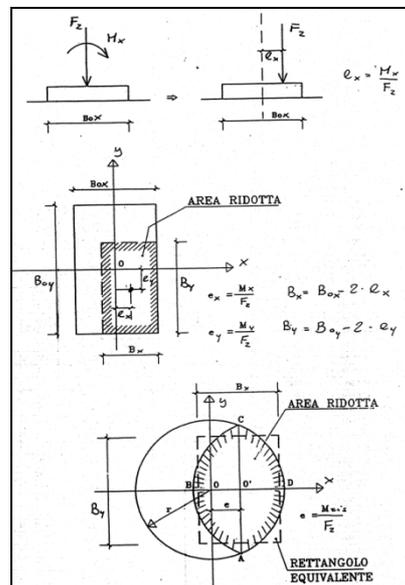


Figura 25. – Aree di impronta ridotte in presenza di carichi eccentrici (Meyerhof, 1953)

7.2.1 Metodologia di analisi dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti, in via semplificata, viene eseguito con formule dedotte dalla teoria della elasticità, considerando l'impronta rigida. Nel seguito si riportano le formule adottate, dedotte da: "Stochastic Response of Foundations" A. Pais, E. Kausel feb. 1985 – Research Report R85-6 – LNEC and INVOTAN Portugal); elaborate, con procedimento numerico approssimato, per impronte rigide su semispazi elastici.

per impronta circolare:

$$d_z = F_z / K_z \quad \text{cedimento verticale,}$$

$$d_h = F_h / K_h \quad \text{cedimento orizzontale,}$$

$$r = M / K_r \quad \text{rotazione;}$$

$$K_z = 4 G R / (1-\nu) \cdot [1 + 0.54 Df/R] .$$

$$K_h = 8 G R / (2-\nu) \cdot [1 + 0.54 Df/R] .$$

$$K_r = 8 G R^3 / [3 (2-\nu)] \cdot [1 + 2.3 Df/R + 0.55 (Df/R)^3]$$

dove:

G = modulo di deformazione di taglio = $E / [2 (1+\nu)]$,

E = modulo elastico: operativo, per il livello di deformazione atteso,

ν = coefficiente di Poisson,

R = raggio dell'impronta circolare,

Df = immorsamento della fondazione nel substrato.

per impronta rettangolare (vedasi figura seguente):

$$d_z = F_z / K_z \quad \text{cedimento verticale,}$$

$$d_x = F_x / K_x; \quad d_y = F_y / K_y \quad \text{cedimenti orizzontali,}$$

$$r_x = M_x / K_{rx}; \quad r_{xy} = M_{xy} / K_{ry} \quad \text{rotazioni;}$$

$$K_z = G B / (1-\nu) \cdot [3.1 L/B^{0.75} + 1.6] \cdot [1 + (0.25 + 0.25 / (L/B)) \cdot (Df/B)^{0.8}]$$

$$d_h = [1 + (0.33 + 1.34 / (1+L/B)) \cdot (Df/B)^{0.8}]$$

$$K_x = G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B^{0.65} + 2.4] \cdot d_h$$

$$K_y = G B / (2-\nu) \cdot [6.8 L/B^{0.65} + 2.4 + 0.8 (L/B - 1)] \cdot d_h$$

$$K_{rx} = G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.2 L/B + 0.8] \cdot [1 + Df/B + 1.6 / (0.35 + L/B) (Df/B)^2]$$

$$K_{ry} = G B^3 / (1-\nu) \cdot [3.73 (L/B)^{2.4} + 0.27] \cdot [1 + Df/B + 1.6 / (0.35 + (L/B)^4) (Df/B)^2]$$

dove, per i simboli non ancora definiti:

$$L = B_x / 2 \quad \text{semilato maggiore}$$

$$B = B_y / 2 \quad \text{semilato minore.}$$

Per aree di impronta parzializzate (parzialmente distaccate) si considerano aree equivalenti a quelle effettivamente reagenti.

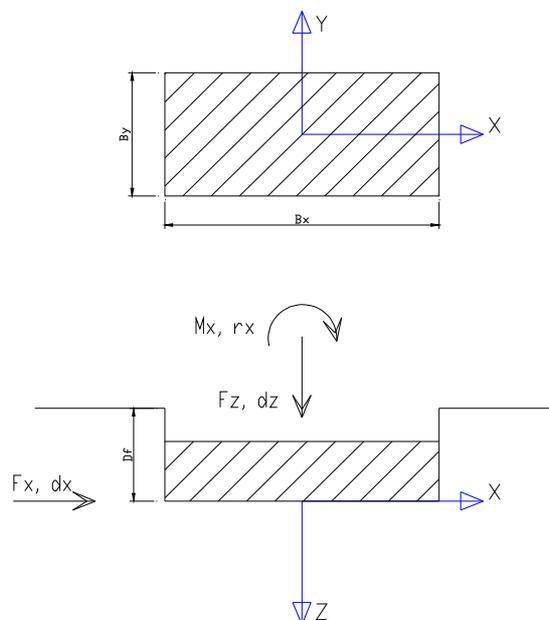


Figura 26. – schema

Lo spessore della zona compressibile (H_c) verrà valutato sulla base delle seguenti considerazioni: il valore di H_c dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto dall'applicazione dei carichi.

In questa sede, nel calcolo dei cedimenti, verrà ipotizzato dal lato della sicurezza quanto segue:

- Fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2.0 \cdot B$
- Fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$
- Fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2.0 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

Dove B è la dimensione minore della fondazione ed L è la dimensione maggiore.

La stima dei cedimenti verrà svolta considerando nell'ambito dello spessore compressibile H_c , il valore del modulo elastico di deformazione "operativo" (E'_{op}), valutato a partire del modulo elastico a piccole deformazioni (E_o) che deriva dalla caratterizzazione geotecnica, fatta sulla base delle indagini eseguite. In particolare per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni dirette si assumerà $E'_{op} = E_o / (3 \div 5)$.

8. FONDAZIONI MISTE

Il dimensionamento e la verifica delle fondazioni miste sarà eseguito in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente.

8.1 Analisi agli stati limite

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione $E_d \leq R_d$ sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato nel paragrafo 6.4.2.1 di normativa, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolamento degli spostamenti.

Limitatamente alle azioni verticali, il soddisfacimento della condizione $E_d \leq R_d$ può essere garantito portando in conto anche il contributo dei pali. In questo caso la verifica deve essere svolta anche per gli stati limite ultimi di tipo GEO della fondazione mista, sia a breve sia a lungo termine, ottenendo la resistenza di progetto R_d dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali, determinate come indicato ai precedenti paragrafi e della struttura di collegamento, dividendo la resistenza totale per il coefficiente parziale di capacità portante (R_3) riportato nella tabella 6.4.I di normativa (vedasi **Tabella 14**).