



COMUNE DI MILANO

Settore pianificazione e progettazione urbana

COMMITTENTE Infrastrutture Garibaldi - Repubblica S.c.r.l.

IN.G.RE. S.c.r.l.

PROGRAMMA INTEGRATO DI INTERVENTO GARIBALDI REPUBBLICA

PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI URBANIZZAZIONE A SCOMPUTO ONERI

TITOLO ELABORATO	VIA DEL NORD STRADA COPERTA	TAVOLA
		T02
	Relazione geologico - geotecnica	SCALA
		-

IL PROGETTISTA

PROGETTAZIONE

Alpina

CODICE ELABORATO

COMMESSA	FASE	ARGOMENTO	WBS	SOTTO WBS	TIPOLOGIA	PROGRESSIVA	REV
772	D	N R D	G A L	0 0	R T	0 0 2	A

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	21/07/06	EMISSIONE	GALVANIN	ERBA	VALAGUSSA
B					
C					
D					
E					

Indice

1	PREMESSA.....	2
2	RIFERIMENTI.....	3
2.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	3
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO.....	3
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	4
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	5
3.1	QUADRO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	5
3.2	QUADRO IDROGEOLOGICO	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	7
4.1	INDAGINI ESEGUITE.....	7
4.2	CORRELAZIONI PER L'ANALISI DEI RISULTATI DELLE PROVE	8
4.2.1	<i>Densità relativa</i>	<i>9</i>
4.2.2	<i>Angolo di attrito</i>	<i>10</i>
4.2.3	<i>Moduli elastici iniziali</i>	<i>11</i>
4.2.4	<i>Moduli elastici "operativi"</i>	<i>12</i>
4.2.5	<i>Moduli di reazione orizzontali alla Matlock & Reese</i>	<i>12</i>
4.3	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	13
4.3.1	<i>Stratigrafia e condizioni di falda.....</i>	<i>13</i>
4.3.2	<i>Falda di progetto.....</i>	<i>15</i>
4.3.3	<i>Parametri geotecnici di progetto.....</i>	<i>16</i>
4.3.4	<i>Risultati delle analisi.....</i>	<i>17</i>
5	PROBLEMATICHE DI FONDAZIONE	18
5.1	TIPOLOGIA E QUOTA DI IMPOSTA DELLE FONDAZIONI.....	18
5.2	INTERFERENZE CON LA LINEA FERROVIARIA ESISTENTE	20
5.3	INTERFERENZA CON LE QUOTE DI FALDA.....	21
6	CRITERI DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	24
6.1	FONDAZIONI DIRETTE.....	24
6.1.1	<i>Capacità portante.....</i>	<i>24</i>
6.1.2	<i>Cedimenti.....</i>	<i>25</i>
6.2	FONDAZIONI SU PALI	27
6.2.1	<i>Sollecitazioni agenti sui pali.....</i>	<i>27</i>
6.2.2	<i>Valutazione della capacità portante.....</i>	<i>28</i>
6.2.3	<i>Comportamento dei pali soggetti a carichi orizzontali</i>	<i>30</i>
6.3	SCAVI ED OPERE DI SOSTEGNO	33
7	ALLEGATI	35
7.1	SISTEMA INFORMATIVO FALDA: CURVE PIEZOMETRICHE '92-'04	36
7.2	ELABORAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI.....	40
7.2.1	<i>Risultati delle prove penetrometriche.....</i>	<i>40</i>
7.2.2	<i>Parametri di resistenza.....</i>	<i>43</i>
7.2.3	<i>Parametri di deformabilità.....</i>	<i>48</i>
7.3	ABACHI E TABELLE	55

1 Premessa

Nel presente documento sono illustrati tutti gli elementi atti ad inquadrare, da un punto di vista geologico e geotecnico, i terreni interessati dalla realizzazione delle strutture della galleria Artificiale della Via del Nord, destinata al riassetto della viabilità all'interno del PII Garibaldi Repubblica. L'opera in oggetto è ubicata in zona pressoché centrale all'interno del Comune di Milano, e risulta delimitata in linea di massima a Nord dalla linea ferroviaria esistente Garibaldi-Greco, a Est da via Melchiorre Gioia, a Sud dall'attuale via Don Sturzo ed infine ad Ovest dalla stazione Garibaldi. La galleria, oltre a costituire l'asse viabilistico Nord di circonvallazione del nuovo insediamento previsto all'interno del menzionato PII, consente di accedere ai parcheggi sotterranei di pertinenza alle diverse unità immobiliari.

L'intervento è caratterizzato dalla costruzione, previo spostamento di tutti i sottoservizi interferiti, di una galleria artificiale la cui copertura, realizzata tramite travi prefabbricate e soletta collaborante, poggia su spalle gettate in opera con fondazioni da impostare a quote variabili in funzione delle esigenze funzionali specifiche di ogni singolo tratto e delle interferenze sopra menzionate.

La struttura nel suo complesso (impalcato a travi prefabbricate e spalle in c.a.) è schematizzabile come un semplice telaio isostatico in cui gli appoggi dell'impalcato realizzano i vincoli di cerniera tra le travi stesse e le spalle.

Con riferimento alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7 le strutture in oggetto possono essere classificate nella "categoria geotecnica 2 o 3" ciò che impone il ricorso a specifiche indagini di tipo quantitativo per la caratterizzazione del terreno di fondazione e dell'interazione tra terreno e struttura.

In sede di progettazione degli interventi si è quindi predisposta una campagna di indagini geognostiche volta a determinare le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche dei terreni presenti in sito; nelle analisi dei dati e nella determinazione dei parametri geotecnici di riferimento si è tenuto conto dei risultati delle indagini condotte nei lotti limitrofi e delle innumerevoli esperienze succedutesi negli anni nel territorio in questione (esperienze locali compatibili), ciò che ha consentito di limitare al massimo il grado di approfondimento dell'indagine in sito ed in laboratorio.

Nel seguito, l'area oggetto dell'intervento, descritto in precedenza nelle sue linee generali, viene inquadrata da un punto di vista geologico a livello regionale; in base alle informazioni disponibili si giunge ad una definizione di dettaglio delle caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni presenti in sito.

2 Riferimenti

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Circolare Min. LL.PP. Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la 24/10/88 n° 30483: L. stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le 2/2/74, n° 64 - art.1 D.M. prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle 11/3/88 opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- 2.1.2 D.M. 11.03.1988 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- 2.1.3 Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11/3/88 Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica.
- 2.1.4 D.M. 09.01.1996 Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- 2.1.5 D.M. 16.01.1996 Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- 2.1.6 Circ. Min. LL. PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai 04.07.1996 criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei n. 156 AA.GG./STC carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- 2.1.7 UNI ENV 1997 -1 Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica – Parte 1
- 2.1.8 AICAP (1993) "Ancoraggi nei terreno e nelle rocce" Raccomandazioni

2.2 Documenti di progetto

- 2.2.1 Studio Tecnico Geom. Ugo Stratigrafie sondaggi e prove penetrometriche
Celotti Doc 772 D RFI IGG 00 SZ 001 A

2.3 Riferimenti bibliografici

- 2.3.1 Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" - Pre failure deformation characteristics of geomaterials, Torino, Balkema.
- 2.3.2 Berardi R., Lancellotta R. (1994) Prediction of settlements of footings on sands: Accuracy and Reliability - Int. Symp. on Settlements 94, Austin, Texas, ASCE.
- 2.3.3 Berardi R., Jamiolkowski M., Lancellotta R. (1991) Settlement of shallow foundations in sands - Selection of stiffness on the basis of penetration resistance - Proc. Specialty Conference Boulder Colorado, ASCE
- 2.3.4 Brinch Hansen J. (1970) "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Bull. n°28" - Danish Geotechnical Institute - Copenhagen.
- 2.3.5 Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) Settlement of foundations on sand and gravel - Proc. I.C.E., 78, 1, 1325
- 2.3.6 Cestari F. (1990), "Prove Geotecniche in sito" - ed. Geo-graph - Segrate (MI).
- 2.3.7 Lancellotta R. (1993) "Geotecnica" - Zanichelli, Bologna, 2a ed., 555pp.
- 2.3.8 Lancellotta R., Calavera J. (1999) "Fondazioni" - Mc Graw Hill, pp.611.
- 2.3.9 Lo Presti D., Puci I. "Impiego delle prove penetrometriche dinamiche per la caratterizzazione meccanica dei terreni" - Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino - XVIII Ciclo 20-22 Novembre 2001
- 2.3.10 Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes". - Earthquake Engineering and structural dynamics, Vol. 6
- 2.3.11 Peck R.B., Hanson W.E., Thornburn T.H. (1974) Foundation Engineering - Wiley

3 Inquadramento geologico ed idrogeologico

3.1 Quadro geologico e geomorfologico

Gli elementi per la caratterizzazione geologica e idrogeologica dell'area milanese sono tratti, in massima parte, dal volume edito dalla Provincia di Milano "Le risorse idriche sotterranee della Provincia di Milano, 1995".

La geologia a larga scala del territorio sito all'interno del Comune di Milano risente degli effetti delle glaciazioni che si sono succedute in epoca Pleistocenica, in modo del tutto analogo a quanto avviene per l'intera Pianura Padana.

Il sottosuolo dell'area è caratterizzato da una potente successione di sedimenti di varia natura (fluviale, fluvio-glaciale, lacustre, marina ecc.) dettagliatamente analizzata negli ultimi anni e di cui esiste una classificazione in unità litologiche ormai consolidata.

In particolare l'area milanese presenta in affioramento l'unità geologica individuata come "Fluvio glaciale Wurm" di potenza pari a circa 70 m. Tale Unità costituisce il cosiddetto "livello fondamentale della pianura" e presenta un aumento della frazione fine passando dal settore settentrionale a quello meridionale dovuto alla progressiva riduzione dell'energia di trasporto e di deposizione.

Le litozone caratteristiche di tutta l'area milanese, procedendo dall'alto verso il basso, possono essere così classificate:

- Litozona ghiaioso-sabbiosa: di origine fluviale e fluvio glaciale. È costituita da granulometrie prevalentemente ghiaiose e sabbiose con limi ed argille presenti in frazioni molto ridotte e comunque variabili arealmente;
- Litozona sabbioso-argillosa: è caratterizzata da alternanze di sabbie e limi e corrisponde a facies sedimentarie di tipo lacustre-palustre;
- Litozona argillosa: è testimonianza di un ambiente sedimentario marino ed è costituita da successioni limoso-argillose con locali intercalazioni sabbiose.

Da un punto di vista geomorfologico la zona studiata rientra in un ambiente di pianura, fortemente urbanizzato, che determina una notevole monotonia morfologica a grande scala. Ovviamente non si evidenziano problemi legati a stabilità o dissesti, poiché l'area destinata

all'insediamento è tabulare. Analogamente, da un punto di vista del reticolo irriguo superficiale non si evidenziano problematiche idrologiche di alcun tipo.

Poiché l'area nel recente passato è stata oggetto di ripetuti interventi e rimaneggiamenti le uniche problematiche fondazionali di rilievo potrebbero essere generate dallo spessore dei materiali di riporto eventualmente presenti in sito. La campagna geologica ha quindi avuto lo scopo di individuare la potenza di tali strati in modo da evidenziare eventuali problematiche per soluzioni di fondazione di tipo diretto e per definire le spinte sulle opere di sostegno contro terra.

3.2 Quadro idrogeologico

In base alle classificazioni idrogeologiche usualmente proposte in letteratura, in tale area, procedendo dall'alto verso il basso, si possono individuare le seguenti unità:

- Unità idrogeologica ghiaioso-sabbiosa, con sedimenti di origine fluvioglaciale recente è costituita da litotipi grossolani ghiaioso sabbiosi con matrice fine variabile arealmente, rappresenta la struttura generalmente definita primo acquifero e nell'area in esame ha spessore stimabile intorno ai 25-30 m circa;
- Unità idrogeologica ghiaioso-sabbioso-limosa, con sedimenti antichi di origine fluvioglaciale costituiti da alternanze di sabbie e ghiaie con strati di limi ed argille è sede di acquiferi semifreatici e si estende da 25 a 70 m circa dal p.c.;
- Unità idrogeologica conglomeratica, con sedimenti talora cementati, sede di acquiferi semiartesiani, si estende da 70 a 90 m di profondità e costituisce, insieme all'unità precedente, il secondo acquifero (mentre forma con le due precedenti la litozona ghiaioso-sabbiosa della classificazione geologica);
- Unità idrogeologica sabbioso argillosa, è costituita dalla alternanza di livelli limoso-argillosi e livelli sabbiosi. Corrisponde alla litozona sabbioso argillosa della classificazione geologica ed è comunemente riferita al terzo acquifero del milanese con comportamenti nettamente artesiani.

Per quanto riguarda la caratterizzazione del primo acquifero, esso si presenta sostanzialmente insaturo dato che la quota di falda nell'area in esame si attesta intorno ai 104-106 m s.l.m., come evidenziato nelle carte piezometriche riportate in allegato. Per l'analisi di dettaglio dell'escursione di falda si rimanda al paragrafo dedicato.

4 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

4.1 Indagini eseguite

Allo scopo di caratterizzare i terreni interessati dalla costruzione delle opere suddette, è stata condotta una campagna di indagini effettuate dallo *Studio tecnico Geom. Ugo Celotti* nel Marzo del 2006.

Le indagini possono essere così riassunte:

- n° 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti fino alla profondità massima di 30 m dal piano campagna, con esecuzione all'interno dei fori di prove SPT (con eventuale sostituzione del campionatore con punta conica a 60°) effettuate in avanzamento ogni 1.5 m.
- n° 6 prove penetrometriche dinamiche DPSH con tubazione di rivestimento spinte fino a rifiuto.

I sondaggi e le prove penetrometriche sono stati dislocati, compatibilmente con la attuale (Marzo 2006) disponibilità delle aree, in modo tale da coprire l'intero sviluppo della galleria artificiale.

Il sondaggio S4, come visibile nella planimetria di ubicazione delle indagini, si presenta dislocato rispetto all'asse della galleria artificiale in quanto necessario per il progetto della sottostazione elettrica a servizio dei nuovi insediamenti. In modo analogo le prove penetrometriche 1 e 2 sono state realizzate sul sedime della futura Via del Sud e si trovano anch'esse discoste rispetto al tracciato dell'opera in oggetto.

In ogni caso per la valutazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni in sito si è tenuto conto dell'intero complesso delle prove effettuate, come da prassi usuale in presenza di materiali granulari che presentano solitamente una distribuzione areale ed una densità molto variabile per cui risulta improbabile ricostruire un andamento stratigrafico univoco.

Nella tabella seguente sono riassunte le caratteristiche delle prove in sito effettuate.

Sondaggi			Prove DPSH		
Prova	L (m)	Quota testa sondaggio (m s.l.m.)	Prova	L (m)	Quota testa sondaggio (m s.l.m.)
S1	30.0	124.75	DP1	11.0	124.10
S2	30.0	127.15	DP2	9.5	125.10
S3	30.0	123.40	DP3	9.5	124.05
S4	20.0	125.10	DP4	9.5	122.40
--	--		DP5	5.5	121.60
--	--	--	DP6	11.5	128.10

Dai dati riportati si evidenzia come le indagini siano approfondite in modo adeguato oltre il volume significativo di terreno potenzialmente interessato dall'opera: è quindi possibile definire nel complesso la stratigrafia dei terreni presenti in sito con riferimento alle tipologie di fondazione, sia diretta che profonda, previste per le strutture in esame.

Le stratigrafie dei sondaggi ed i risultati delle prove penetrometriche sono riportati nell'apposito elaborato di progetto allegato al presente documento.

Per quanto riguarda le quote di riferimento dei sondaggi esse variano tra 121.60 e 127.15 m s.l.m; le quote altimetriche più elevate si registrano in prossimità della linea ferroviaria Garibaldi Greco, nel complesso l'area si presenta sostanzialmente pianeggiante.

Sulla base dei risultati delle campagne di indagini e della documentazione bibliografica disponibile per l'area in esame, nei paragrafi successivi viene presentata l'elaborazione delle caratteristiche litostratigrafiche dei terreni presenti in sito. Considerati il buon grado di comprensione della stratigrafia e l'affidabilità complessiva della parametrizzazione geotecnica non si è ritenuto opportuno approfondire le indagini con ulteriori prove in sito od analisi di laboratorio.

4.2 Correlazioni per l'analisi dei risultati delle prove

Il terreno in sito presenta, come deducibile dal contesto geologico regionale, una natura prevalentemente granulare; i parametri geotecnici di interesse sono: densità relativa, parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate (ϕ') e parametri di deformabilità (modulo elastico, E'). Il loro andamento con la profondità è stato dedotto dalle correlazioni empiriche riportate in letteratura, che li mettono in relazione con i valori di N_{SPT} .

In particolare la stima della densità relativa, dell'angolo di attrito e del modulo elastico, a partire dalle prove SPT e penetrometriche, è stata condotta sulla base delle correlazioni semi - empiriche riportate di seguito.

Per quanto riguarda l'analisi dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche DPSH sulla base delle indicazioni contenute in letteratura (cfr. rif. 2.3.6 e 2.3.9) cautelativamente si è adottato un rapporto tra il numero di colpi ottenuti con il penetrometro dinamico ed il numero di colpi ottenuto nelle prove penetrometriche standard pari a:

$$\alpha = N_{30} (DPSH) / N_{SPT} = 0.90$$

Nell'interpretazione dei risultati e nella determinazione dei parametri geotecnici, a favore di sicurezza, non sono stati considerati tutti i valori delle prove penetrometriche che hanno dato rifiuto.

4.2.1 Densità relativa

Per la stima della densità relativa si è fatto uso delle correlazioni proposte da Skempton (1986), considerate le frazioni sabbiose non trascurabili evidenziate nelle stratigrafie dei sondaggi eseguiti.

$$D_r = [(N_1)_{60} / (60)]^{0.5}$$

Dove:

$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot C_N$ (numero colpi corretto con la profondità)

$C_N = 3 / (2 + \sigma'_{vo} / 100)$ (fattore di correzione per sabbie grosse)

$C_N = 2 / (1 + \sigma'_{vo} / 100)$ (fattore di correzione per sabbie fini)

$N_{60} = N_{SPT} \cdot ER / 60$ (numero di colpi corretto con il rendimento)

Nelle analisi si è assunto, cautelativamente, un rendimento pari al 60% e si è utilizzato il fattore di correzione relativo alle sabbie grosse.

4.2.2 Angolo di attrito

Come noto (cfr. rif. 3.2.9), la determinazione dell'angolo di attrito di picco per formazioni a grana grossa o con presenza di ghiaia a partire da prove penetrometriche standard o dinamiche risulta piuttosto complessa poiché i valori della resistenza alla punta possono essere influenzati in maniera casuale dalla dimensione delle particelle.

Tra le innumerevoli correlazioni disponibili in letteratura si è preferito ricorrere a quelle caratterizzate da una semplice corrispondenza analitica tra resistenza penetrometrica e angolo di attrito che non tengono conto dell'influenza della profondità sul parametro di resistenza.

Nel caso specifico si è fatto uso delle indicazioni proposte dalla "Japan Road Association" (1990):

$$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

Numerosi studi al riguardo dimostrano che tali relazioni in genere forniscono risultati piuttosto conservativi soprattutto per valori bassi di tensione geostatica: basti pensare alle note correlazioni proposte da De Mello per le quali valori di angolo di attrito pari a 45° si possono ottenere per N_{spt} variabili tra 12 e 60 a seconda della tensione geostatica verticale, mentre con le correlazioni del tipo utilizzato tale valore di resistenza al taglio si ottiene solo per resistenze penetrometriche prossime a 60.

Le stime fornite dall'applicazione della relazione empirica sopra indicata sono state ulteriormente "calibrate" sulla base delle indicazioni contenute nel riferimento 2.3.11. (cfr. grafici allegati).

Per quanto concerne l'angolo di attrito "operativo", esso è stato dedotto a partire da quello di picco mediante la relazione:

$$\varphi_{op} = \varphi_{cv} + (\varphi_p - \varphi_{cv}) / F_s$$

dove:

φ_{op} = angolo di attrito operativo;

φ_p = angolo di attrito di picco;

φ_{cv} = angolo di attrito a volume costante;

F_s = coefficiente di sicurezza assunto pari ad 1.5.

L'angolo di attrito a volume costante è stimabile per le sabbie sulla base delle indicazioni fornite da letteratura [cfr. Stroud (1988) e Youd (1972)].

Nel caso specifico sono stati assunti per ϕ_{cv} i seguenti valori:

Sabbie limose = 28°

Sabbie e ghiaie = 32°

Ghiaie = 35°

4.2.3 Moduli elastici iniziali

Il modulo di taglio (G_0) e quello di Young (E_0) iniziali, associabili a piccole deformazioni, che possono essere impiegati per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali adottando criteri di analisi non lineari come illustrato di seguito, sono stati ricavati facendo riferimento ai risultati delle prove penetrometriche utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (v_s)^2$$

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

Essendo:

γ_t = peso del volume naturale del terreno in kN/m³;

ν = rapporto di Poisson del terreno;

v_s = velocità delle onde di taglio in m/s.

La velocità delle onde di taglio è stata ricavata sulla base della correlazione empirica proposta da Ohta e Goto (1978).

$$v_s = C \cdot \left((N_{SPT})^{0.171} \cdot f_a \cdot f_g \cdot \left(\frac{z}{0.303} \right)^{0.199} \right)$$

dove:

$C = 67.3$;

z : profondità in metri;

f_a = coefficiente dipendente dall'età del deposito assunto pari ad 1;

f_g = coefficiente dipendente dalla granulometria assunto variabile tra 1.15 e 1.45 in funzione del profilo stratigrafico.

4.2.4 Moduli elastici “operativi”

Come noto il valore del modulo elastico del terreno dipende dalle effettive deformazioni indotte e dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio in virtù del comportamento non lineare proprio dei terreni stessi.

La maggioranza delle correlazioni disponibili forniscono stime per i moduli elastici secanti. Es il cui valore dipende dal livello di deformazione in corrispondenza del quale sono definiti; ne segue che i moduli indicati da queste correlazioni si riferiscono a livelli di deformazione tipici per fondazioni (dell'ordine del 30%-50% delle deformazioni a rottura), fissati a priori in modo del tutto indipendente rispetto alle reali caratteristiche geometriche dell'opera, al carico netto effettivamente applicato ed al valore di deformazione raggiunto. La sovrastima dei reali livelli deformativi raggiunti nell'ammasso è ancora più evidente per i diaframmi multiancorati per i quali solitamente le deformazioni indotte nel mezzo circostante sono di gran lunga inferiori a quelle determinate da fondazioni superficiali.

Per l'analisi delle fondazioni la scelta del modulo “operativo” dovrà essere effettuata sulla base della valutazione dei cedimenti facendo ricorso a criteri di calcolo non lineari di abbattimento del modulo iniziale, così come illustrato nei paragrafi successivi.

Per quanto riguarda le opere di sostegno flessibili, sulla base delle indicazioni disponibili in letteratura, la stima dei moduli operativi da introdurre nelle verifiche potrà essere condotta assumendo un valore pari ad $1/3 \div 1/5$ dei moduli iniziali a piccole deformazioni.

4.2.5 Moduli di reazione orizzontali alla Matlock & Reese

Il valore del modulo orizzontale iniziale per l'analisi del comportamento dei pali mediante curve p-y è dedotto a partire dalle indicazioni suggerite da Matlock e Reese che permettono di correlare direttamente il valore della costante K alla densità relativa del terreno sopra falda e sotto falda (si vedano in proposito i lavori di Matlock '70 e Reese '74).

In accordo a Reese et al. (1974) si ha:

$$E_{si} = k_{hi} \cdot z \text{ (kPa)}$$

essendo:

k_{hi} = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale stimabile sulla base dei valori riportati nella tabella allegata in base alla densità relativa del terreno in sito (Reese 1974, Elson (1984)).

Dr (%)	Khi (kN/m ³)
35%	10000
50%	15000
70%	25000

4.3 Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto

Nel seguito sono fornite la stratigrafia di progetto ed i parametri da utilizzare nelle analisi di interazione terreno struttura e per il dimensionamento delle opere di fondazione. Vengono inoltre indicati il numero di colpi piede medio per ogni strato ed i moduli orizzontali alla Matlock e Reese da utilizzare nel calcolo dei pali di fondazione in base alle indicazioni di letteratura sopra richiamate.

4.3.1 Stratigrafia e condizioni di falda

Nell'area oggetto di studio si evidenzia una buona corrispondenza tra la successione delle unità, descritta nei paragrafi precedenti, ed i risultati delle indagini condotte. In particolare, la successione degli strati mostra la presenza della matrice sabbioso ghiaiosa (Unità ghiaioso-sabbiosa) in corrispondenza della parte alta dei sondaggi fino alle massime profondità indagate.

I materiali granulari in cui i litotipi principali sono la sabbia e la ghiaia risultano distribuiti arealmente e con la profondità in modo eterogeneo e spesso caotico, come di solito avviene nei terreni alluvionali del Milanese.

La frazione fine, limitata al limo, è presente in percentuali stimabili intorno al 10 -15% come si può dedurre dai profili stratigrafici; occasionalmente possono rinvenirsi lenti di limo a varie profondità dal p.c., lenti di solito ben individuabili dai diagrammi delle prove penetrometriche continue.

Nelle porzioni più superficiali tali lenti limose si sovrappongono ai materiali di riporto presenti in modo particolare nelle zone prossime alla linea ferroviaria Garibaldi Greco; la coltre detritica può arrivare anche a spessori elevati (fino a 7 - 8 m) in corrispondenza dei

riporti effettuati in prossimità della linea ferroviaria (ben evidenziati dall'innalzamento delle quote del piano campagna media di riferimento).

L'analisi della distribuzione del numero di colpi con la profondità registrato nelle prove SPT e nelle prove penetrometriche (si vedano i grafici riportati in allegato) mostrano una situazione stratigrafica abbastanza simile lungo tutto lo sviluppo della galleria; in generale il terreno di fondazione risulta avere uno stato di addensamento crescente all'aumentare della profondità rispetto al p.c.

In particolare si possono evidenziare tre livelli di terreno a diverso addensamento:

- uno strato superficiale (Formazione A compresa tra il piano campagna attuale e quota 118-119 m s.l.m. circa, corrispondente ad una potenza misurata dal piano campagna stimabile intorno ai 4-8 m) caratterizzato da uno stato di addensamento basso con un numero medio di colpi/piede prossimo a 10); in tale porzione stratigrafica si situano i materiali di riporto e con maggiore frequenza le lenti limoso sabbiose spesso frammiste a vari materiali di origine antropica;
- uno strato intermedio (Formazione B fino alla profondità di 112 m s.l.m da p.c.) con un addensamento crescente evidenziato dall'incremento del numero di colpi delle prove penetrometriche, (le prove DPSH arrivano a rifiuto al letto di tale strato); nella porzione più elevata di tale strato localmente possono rinvenirsi ancora lenti limoso sabbioso poco addensate come evidenziato dalle prove penetrometriche dinamiche (si noti in particolare l'andamento della prova DP3 effettuata in prossimità dell'asse della galleria verso via Melchiorre Gioia e la buona corrispondenza stratigrafica con il sondaggio S3 prossimo alla prova penetrometrica stessa). L'ampiezza dello scostamento dei valori rispetto alla media in questo tratto testimonia la possibile presenza di strati poco addensati o rimaneggiati fino alla profondità di circa 117.50 m s.l.m
- uno strato profondo (Formazione C presente fino alle massime profondità investigate) in cui lo stato di addensamento diventa elevato con numero di colpi/piede anche superiore a 40. Le proprietà geotecniche in questa formazione risultano molto omogenee e gli scarti rispetto alla media diventano piuttosto contenuti. Le frazioni di materiale fine diventano poco o per nulla rilevanti

In sintesi le prove SPT e DPSH hanno fornito gli intervalli di valori riportati nella seguente tabella.

Prove	Formazione A (Riporti e terreni sabbioso limosi)	Formazione B Sabbie e ghiaie	Formazione C Sabbie e ghiaie
$N_{SPT}^{(1)}$ (colpi/30cm)	7 ÷ 50	14 ÷ 78	27 ÷ 77
DPSH ⁽¹⁾ (colpi/30cm)	2 ÷ 30	2 ⁽²⁾ ÷ 84	--

1. Sono escluse le prove a rifiuto
2. Unico valore registrato nella prova penetrometrica n° 3

Alla luce di quanto sopra e quanto evidenziato nei singoli sondaggi si può individuare la seguente stratigrafia di progetto da utilizzarsi nelle verifiche geotecniche.

Formazione	Da (m s.l.m.) ⁽¹⁾	A (m s.l.m.) ⁽¹⁾
A	p.c.	119
B	119	112
C	112	in poi

1. Nei grafici allegati la quota di riferimento è pari a 127.50 m s.l.m.

4.3.2 Falda di progetto

Nei sondaggi S1- S4 effettuati nel Febbraio-Marzo 2006 la falda è stata rilevata a 105 m s.l.m. I dati relativi al periodo di osservazione 1990-2004 mostrano una oscillazione della quota di falda tra 98 e 108 m s.l.m, come desumibile dai dati del Sistema Informativo Falda (SIF) della Provincia di Milano e come meglio discusso nei paragrafi successivi con riferimento alle problematiche di risalita della quota di falda.

4.3.3 Parametri geotecnici di progetto

Di seguito si forniscono i parametri geotecnici di progetto per il dimensionamento delle fondazioni.

Parametri	Formazione A	Formazione B	Formazione C
Peso di volume γ (kN/m ³)	19	19÷20	20
Densità relativa D_r (%)	20÷50 (1)	50÷70 (1)	70
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	28÷30	34÷36 (1)	36÷38
Velocità delle onde di taglio V_s (m/s)(1)	100 ÷ 200 (2)	200 ÷ 300 (3)	350
Modulo di Young a piccole deformazioni E_0 (MPa)	50 ÷ 200 (3)	200 ÷ 650 (3)	650
Modulo di Young ($0.25E_0$)	10 ÷ 40 (3)	50 ÷ 150 (3)	150
Modulo di reazione orizzontale alla Matlock e Reese E_s (kPa)	$k_h \cdot z$ (4)	$k_h \cdot z$ (4)	$k_h \cdot z$ (4)
k_h (kN/m ³)	8000	12000÷16000	20000
Valore di N_{SPT} di riferimento nel calcolo dei pali di fondazione (colpi/30cm)	10 (5)	20 (6) 50 (7)	50

1. Valori crescenti con la profondità
2. Valori delle velocità delle onde di taglio ricavate dai dati SPT secondo la correlazione di Ohta e Goto crescenti con la profondità.
3. Valori crescenti con la profondità tra le quote assolute 119 e 112.0 m s.l.m.m., quindi costanti e pari al valore massimo registrato oltre 112 m s.l.m.m..
4. z = profondità da piano campagna in m.
5. Valori validi tra le quote 127.50 e 119 m s.l.m.m.. – materiale di riferimento: sabbie limose
6. Valori validi tra le quote 119 e 112 m s.l.m.m. – crescenti con la profondità – materiale di riferimento: sabbie e ghiaie
7. Valori validi al disotto della quota 112 m s.l.m.m. – materiale di riferimento: sabbie e ghiaie

4.3.4 Risultati delle analisi

I risultati delle elaborazioni effettuate sui dati delle prove eseguite in sito sono riassunti in allegato sotto forma di grafici che rappresentano l'andamento della resistenza penetrometrica, nonché dei parametri di resistenza e deformabilità con la profondità rispetto al piano campagna.

I grafici sono divisi nei seguenti gruppi:

- Risultati delle prove penetrometriche
- Parametri di resistenza al taglio
- Parametri di deformabilità

Per ogni gruppo e per ogni grandezza analizzata sono forniti due grafici di riferimento:

- il primo contiene l'andamento della grandezza analizzata per tutte le verticali di prova insieme alla indicazione del suo valore medio all'interno dello strato e allo scarta quadratico medio ;
- il secondo grafico riporta la media puntuale dei valori per tutte le prove penetrometriche ad una data profondità ed i valori delle medie generali all'interno di ogni strato e degli scarti in modo analogo a quanto fatto per i grafici del gruppo precedente.

Mediante i diagrammi riportati per ogni parametro caratteristico è quindi possibile ottenere con immediatezza non solo la sua variabilità areale in funzione della profondità e della ubicazione delle verticali di prova, ma anche il suo andamento medio all'interno delle varie formazioni stratigrafiche individuate.

Tutti i grafici sono completati dalla indicazione delle quote di imposta di massima per le fondazioni dei manufatti di sostegno dell'impalcato della galleria artificiale.

La scelta delle quote di imposta delle fondazioni è stata effettuata sulla scorta della ricostruzione stratigrafica e della caratterizzazione geotecnica evinta dalle prove in sito effettuate, nonché sulla base delle considerazioni svolte nei paragrafi successivi.

5 Problematiche di fondazione

5.1 *Tipologia e quota di imposta delle fondazioni*

Come accennato in premessa le strutture della galleria artificiale sono costituite da telai isostatici formati dall'impalcato a travi prefabbricate in semplice appoggio sulle spalle in c.a. con luci libere tra gli appoggi variabili tra 18 e 27 m circa. Le fondazioni dirette delle spalle, di tipo continuo, presentano dimensioni del lato minore comprese tra 4 e 5 m.

Dai calcoli di predimensionamento delle strutture risulta che le pressioni massime esercitate dalle fondazioni sul piano di imposta (intese come valori alla "Meyerhof,") sono dell'ordine dei 350-400 kPa.

Tali valori di carico, abbastanza elevati, necessitano, nel caso di adozione di fondazioni dirette, che il piano di imposta sia sufficientemente approfondito in modo tale da avere la garanzia che lo scarico avvenga su materiali dotati di un buon grado di addensamento e quindi di un angolo di attrito sufficientemente elevato.

Dalla ricostruzione stratigrafica e parametrica evidenziata nei paragrafi precedenti si nota immediatamente che il piano di imposta di tutte le fondazioni (in assenza di strutture esistenti o di progetto in interferenza) debba essere posto a profondità non superiori alla quota 119 m s.l.m.

Si noti che l'approfondimento del piano di imposta ha il duplice vantaggio di incrementare la capacità portante della fondazione ed allo stesso tempo di ridurre il carico netto applicato che consente di limitare i cedimenti attesi. Considerando una quota del piano campagna attuale introno a 123 m s.l.m. ed una quota di fondazione posta a 119 m s.l.m il carico netto in fondazione si riduce di circa 80-100 kPa e diventa prossimo a 250-300 kPa, valori usualmente adottati per strutture di fondazione nell'area del milanese su terreni ben addensati.

Naturalmente le fondazioni saranno dimensionate in modo tale da garantire sia il rispetto della capacità portante che il rispetto dei cedimenti massimi ammissibili per la struttura in esame. Le analisi saranno effettuate adottando i criteri di calcolo delineati nei paragrafi successivi; per le verifiche si rimanda alle relazioni di calcolo dedicate

Considerato il carattere isostatico della struttura, le problematiche legate ad eventuali cedimenti differenziali tra le due spalle risultano abbastanza contenute; si tenga presente, in

proposito, che, data la natura prevalentemente granulare dei terreni, i cedimenti possono considerarsi pressoché istantanei. L'aliquota maggiore di cedimento, dipendente dai pesi propri della struttura, risulterà sicuramente esaurita al termine del varo delle travi e prima della posa delle finiture ciò che rende accettabile la possibilità di operare con tensioni anche abbastanza elevate sul piano di imposta delle fondazioni.

Indicativamente, per strutture isostatiche, si possono assumere i seguenti valori di cedimento(cfr. Terzaghi e Peck '48 e Sekempton e McDonald '56):

- Cedimento massimo: 40 mm;
- Cedimento differenziale massimo: 25 mm;
- Spostamenti alla quota di appoggio impalcato indotti dalla cedevolezza del terreno: 25 mm.

Come evidenziato nella ricostruzione stratigrafica, la quota di imposta 119 m s.l.m è da ritenersi la massima possibile per assicurare una adeguata capacità portante nel caso di adozione di fondazioni dirette. Quote di imposta inferiori a quella indicata (esempio 116 m s.l.m necessaria per risolvere le interferenze con gli edifici limitrofi di nuova costruzione) sono da ritenersi assolutamente idonee all'impiego di fondazioni dirette.

In tutti i casi il volume di terreno significativo ai fini delle verifiche geotecniche risulta sicuramente contenuto entro le massime profondità indagate e pertanto la caratterizzazione geotecnica e stratigrafica può considerarsi esaustiva ai fini del progetto in esame.

La scelta della quota massima di fondazione a 119.0 m s.l.m., come meglio evidenziato nei paragrafi successivi, trae conforto anche dalla considerazione che il manufatto ferroviario interrato della linea ferroviaria Garibaldi - Greco (realizzato interamente in calcestruzzo non armato) presenta una quota di imposta delle fondazioni dirette a 119 m s.l.m.

L'andamento della resistenza penetrometrica registrata su alcune verticali di prova mostra, tuttavia, che localmente, tra le quote 119.0 e 117.5 m s.l.m, possono rivenirsi delle lenti di materiale poco addensato soprattutto nelle zone più discoste rispetto al tracciato della linea Garibaldi Greco verso la direttrice di Via Melchiorre Gioia.

In fase di realizzazione dell'opera sarà quindi necessario eseguire una bonifica preventiva del materiale rimaneggiato residuale o delle lenti limoso sabbiose, fino al tetto di affioramento degli strati sabbioso ghiaiosi con grado di addensamento medio alto. Il materiale rimosso verrà sostituito con altro idoneo (misto cementato o inerte di cava opportunamente compattato); nelle verifiche geotecniche si assumeranno, per il terreno

bonificato, le stesse caratteristiche della formazione B. Sugli elaborati di progetto dovranno essere inserite note esplicative a riguardo.

5.2 Interferenze con la linea ferroviaria esistente

La galleria artificiale in esame, procedendo dall'imbocco lato Garibaldi in direzione Melchiorre Gioia, corre per circa 100 m in stretto affiancamento alla linea ferroviaria esistente, che come anticipato in precedenza, è situata all'interno di un manufatto in calcestruzzo non armato, come si evince dagli elaborati di progetto e come confermato da R.F.I, realizzato nell'immediato dopo guerra.

La struttura è costituita da un arco di spessore in chiave paria a circa 70 cm che scarica su due spalle di larghezza paria a circa 275 cm le quali presentano fondazioni di tipo diretto posizionate ad una quota assoluta variabile, nel tratto in esame, tra 118 e 119 m s.l.m., in funzione della livelletta ferroviaria che si abbassa in direzione Greco.

Le strutture di fondazione della galleria artificiale stradale di nuova realizzazione si trovano posizionate a ridosso del manufatto ferroviario; la presenza delle opere già realizzate impone l'adozione di fondazioni "zoppe" che determinano eccentricità elevate sul piano di imposta e quindi concentrazioni di carico, con relativi cedimenti, che si trasmettono necessariamente sul piano di imposta delle spalle della linea ferroviaria.

Per eseguire una fondazione diretta per il tunnel stradale risulta necessario abbassare l'attuale piano campagna fino alla quota 119 m s.l.m. rimuovendo tutto il terreno di riporto con il quale è stata ritombata la galleria ferroviaria.

La scelta della tipologia fondazionale più adeguata per gli scopi progettuali dovrà essere condotta tenendo conto degli aspetti brevemente richiamati di seguito.

- L'impiego di eventuali fondazioni dirette impone che il piano di imposta delle stesse sia posto a quota 119 m s.l.m. sia per escludere la presenza di materiale rimaneggiato residuale al di sotto delle platee di nuova costruzione, sia per evitare spinte aggiuntive sul paramento verticale dei piedritti della galleria ferroviaria;
- La possibilità di adozione di fondazioni dirette dovrà essere confermata da una apposita analisi di interazione tra il nuovo manufatto e quello esistente al fine di escludere che i cedimenti indotti dalle spalle della galleria artificiale possano determinare l'insorgere di fessurazioni o lesioni nella galleria ferroviaria stessa. Tale analisi si rende necessaria

soprattutto in considerazione della tipologia strutturale del tunnel ferroviario il cui regime statico potrebbe variare notevolmente in presenza di cedimenti differenziali e rotazioni relative tra i due piedritti che contrastano le spinte dell'arco di copertura; tale arco, essendo non armato, deve necessariamente lavorare in regime di compressione con risultante dei carichi assiali posizionata all'interno del nocciolo centrale di inerzia della sezione stessa.

- Nel caso i risultati delle verifiche di interazione tra le due strutture fossero negativi si dovrà ricorrere a fondazioni di tipo indiretto in modo tale da trasmettere gli sforzi ed i cedimenti indotti dalle nuove strutture in profondità ed evitare così l'insorgere di cedimenti differenziali e rotazioni delle spalle della galleria. La tipologia di fondazione profonda dovrà essere scelta valutando anche i potenziali effetti di disturbo che la realizzazione di pali o di consolidamenti in jet-grouting potrebbero generare sul manufatto ferroviario. In tale ottica il ricorso a pali di piccolo diametro o micropali potrebbe risultare ottimale al fine di svincolare le due strutture minimizzando eventuali effetti di decompressione del terreno generate dall'utilizzo di pali di grande diametro o di sovrappressioni sul piano di imposta dei piedritti del tunnel ferroviario nel caso di consolidamenti in jet-grouting.
- Dovranno infine essere valutati gli effetti indotti dallo scavo per la realizzazione delle nuove opere e dalla conseguente asimmetria delle spinte sui piedritti della galleria durante la fase provvisoria di cantiere per controllare che il regime statico all'interno dell'arco di copertura e nei piedritti non subisca alterazioni tali da comprometterne la stabilità.

Per le analisi di dettaglio dei singoli punti discussi poco sopra e le verifiche relative alla interazione tra le fondazioni della galleria artificiale della via del Nord e la galleria ferroviaria si rimanda alla relazione specifica di progetto.

5.3 Interferenza con le quote di falda

Le misure della soggiacenza della falda eseguite nei fori di sondaggio effettuati durante la campagna di indagini del Marzo 2006, hanno evidenziato una quota della stessa a circa 105 m s.l.m.

Considerato un piano di imposta delle fondazioni variabile tra 116 e 119 m s.l.m, non sussistono particolari problemi per quanto riguarda l'interferenza delle stesse con le acque di

falda, anche in relazione al noto problema di innalzamento della stessa all'interno del territorio del Comune di Milano.

I dati relativi all'andamento della piezometria nel decennio '92-'02 sono stati ricavati dalle elaborazioni effettuate dal Sistema Informativo Falda (SIF) della Provincia di Milano; le carte piezometriche sono riportate in allegato.

La tabella seguente sintetizza i valori della quota assoluta di falda dedotti a partire dalle sopraccitate carte piezometriche negli anni compresi nel periodo di osservazione per il quale si hanno a disposizione i dati. Si noti che i valori indicati sono da intendersi come riferimenti di massima, essendo estrapolati da elaborazioni effettuate su scala regionale, e non sono, quindi, riferiti puntualmente allo specifico sito in analisi. Tuttavia, tali dati si ritengono utili per evidenziare le dinamiche di innalzamento della falda nella zona centrale di Milano, in cui è ubicato l'intervento di in oggetto.

Data di misurazione falda	Quota assoluta falda (m s.l.m.)	Soggiacenza rispetto a p.c. (m)	Variazione rispetto al periodo precedente (m)
Marzo '90	98-99	25-26	--
Settembre '98	106-107	17-18	+8
Settembre '01	108-109	16-17	+2
Marzo '04	106-107	17-18	-1

L'area Garibaldi Repubblica è posta nel settore centro settentrionale del grande cono di abbassamento della falda freatica all'interno del Comune di Milano; a partire dal Giugno del '93 ha inizio un progressivo e regolare innalzamento della quota di falda, ben documentato dai rilievi nei pozzi di emungimento e fedelmente riportato sulle carte delle isopiezometriche allegate. Tale incremento raggiunge circa 5 metri nel dicembre del '95 per poi proseguire fino a valori massimi intorno a 8-10 m.

Il notevole recupero della falda è dovuto a congiunture favorevoli (incremento delle precipitazioni), ma soprattutto alla forte riduzione dei prelievi durante il periodo di crisi industriale della metà degli anni '90 che ha visto la dismissione di grandi industrie idroesigenti.

Negli ultimi anni, come testimoniano i dati più recenti, l'innalzamento della falda pare essersi arrestato e la tendenza sembra essere quella di una inversione del fenomeno (si veda

la soggiacenza indicata nel mese di Marzo '04). Questi ultimi valori sono confermati dai dati della campagna del Marzo 2006 con falda misurata a quota 105 m s.l.m.

In conclusione, considerati i livelli di falda misurati nei piezometri e la differenza di quota tra piano di imposta fondazioni e superficie piezometrica (differenza che supera i 10 m), si possono escludere interferenze tra la falda stessa e le fondazioni degli edifici anche per le quote di imposta più profonde (116 m s.l.m.), pur ipotizzando una riduzione progressiva della soggiacenza del primo acquifero, così come avvenuto nel decennio '92-'04.

6 Criteri di verifica delle fondazioni

6.1 Fondazioni dirette

Per il dimensionamento delle fondazioni dirette, in generale, si dovrà verificare che:

- la tensione efficace media esercitata dalla fondazione sul terreno (pari a N/A con N il carico verticale comprensivo del peso efficace del plinto di fondazione e A l'area della fondazione), risulti inferiore a 300 kPa;
- l'eccentricità sia tale che il carico verticale N agisca all'interno del nocciolo d'inerzia della sezione di fondazione;
- i cedimenti assoluti e differenziali non eccedano gli usuali valori ammissibili indicati nei paragrafi precedenti.

6.1.1 Capacità portante

Le verifiche potranno essere eseguite utilizzando la nota formula di Hansen (1970):

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} r_{\gamma} + q N_q s_q d_q + c N_c s_c d_c$$

dove:

q_{lim} = pressione limite

γ = peso di volume efficace (in assenza di falda coincide con il peso di volume totale)

N_{γ} = fattore di capacità portante

N_q = fattore di capacità portante

N_c = fattore di capacità portante

B = dimensione minore della fondazione

s_{γ} = fattore di forma della fondazione

$$\begin{aligned}
&= 1 - 0,4 \cdot B/L \\
&\quad (L = \text{dimensione maggiore della fondazione}) \\
d\gamma &= \text{fattore di approfondimento della fondazione} = 1,0 \\
r\gamma &= \text{fattore di riduzione del contributo della capacit  portante} \\
&= 1 - 0,25 \cdot \log(B/k) \quad \text{con } k=2 \text{ se } B \text{   espresso in metri} \\
sq &= \text{fattore di forma della fondazione} \\
&= 1 + B/L \cdot \tan(\varphi) \\
dq &= \text{fattore di approfondimento della fondazione} \\
&= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) D/B \quad \text{per } D/B \leq 1 \\
&= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \arctan(D/B) \quad \text{per } D/B > 1 \\
&\quad \text{essendo } D \text{ l'approfondimento del piano di imposta} \\
sc &= \text{fattore di forma per la fondazione} \\
&= 1 + (N_q/N_c) \cdot B/L \\
dc &= \text{fattore di approfondimento della fondazione} \\
&= 1 + 0,4 \cdot D/B \quad \text{per } D/B \leq 1 \\
&= 1 + 0,4 \cdot \arctan(D/B) \quad \text{per } D/B > 1
\end{aligned}$$

I coefficienti di sicurezza saranno assunti in conformit  a quanto indicato dalla Normativa vigente.

6.1.2 Cedimenti

I cedimenti potranno essere calcolati con riferimento alla teoria dell'elasticit , tenendo conto della stratigrafia di progetto, in base alla seguente espressione:

$$s = K_r \sum_i \frac{[\Delta \sigma_{vi} - \nu'(\Delta \sigma_{xi} + \Delta \sigma_{yi})] \Delta H_i}{E_i}$$

in cui:

K_r = coefficiente di rigidezza della fondazione (per fondazioni infinitamente rigide, quali i plinti in esame, $K_r \approx 0,80$);

ΔH_i = spessore dello strato i-esimo in cui   stato suddiviso, ai fini del calcolo, il terreno di fondazione;

$\Delta \sigma_{vi}$ = incremento medio della pressione verticale efficace nello strato i-esimo per effetto del carico:

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = incremento medio della pressione orizzontale, rispettivamente in direzione X ed Y, efficace nello strato i-esimo per effetto del carico;

ν' = coefficiente di Poisson;

E_i = modulo elastico medio nello strato i-esimo.

I valori $\Delta\sigma_v$, $\Delta\sigma_x$ e $\Delta\sigma_y$ possono essere valutati, per la pressione netta agente sul piano di imposta, sulla base della teoria della elasticità riferita al semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq, mediante la soluzione di Jurgenson ('34).

La sommatoria dei cedimenti è estesa fino a profondità per cui l'incremento medio delle pressioni $[(\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)/3]$ risulta inferiore al 10 % della pressione efficace media preesistente $[\sigma'_{vo} \times (1 + 2 K_o)/3]$ assumendo $K_o = 0.5$. Tale profondità risulta in generale prossima a 2B o 3B in funzione della forma della fondazione (rettangolare, nastriforme ecc.), essendo B la dimensione minore della fondazione.

Il modulo elastico per piccole deformazioni E o potrà essere desunto dalla velocità delle onde di taglio utilizzando i diagrammi riportati in allegato.

Il modulo elastico "operativo" può essere stimato facendo ricorso alle curve di decadimento dei moduli in funzione dell'effettivo livello di deformazione raggiunto dal terreno sotto i carichi di progetto:

$$E_{\text{operativo}} = k E_o$$

in cui si può porre $k = 0.40$ per cedimento relativo s/B (B = dimensione minore della fondazione) minore o uguale allo 0.1 %. Per valori superiori del cedimento relativo il valore di k è funzione della curva di degradazione del modulo prescelta (si veda per esempio quanto proposto da Berardi 1999).

Le rotazioni e gli spostamenti orizzontali delle fondazioni possono essere valutati mediante le seguenti espressioni desunte dalla trattazione proposta da Poulos e Davis '74:

$$s_h = \frac{H(1 - \nu^2)}{\beta_x \sqrt{BL} E'}$$

$$\theta_L = \frac{y M_B}{\left(\frac{L}{2}\right)^3 E'}$$

$$\theta_B = \frac{y M_L}{\left(\frac{B}{2}\right)^3 E'}$$

in cui:

s_h = spostamento orizzontale della fondazione

θ_L, θ_B = rotazione della fondazione rispettivamente nel piano contenente il lato L e B

H = forza orizzontale agente

M_B, M_L = momento parallelo a B ed L (rispettivamente agente nel piano contenente L e B)

ν = coefficiente di Poisson = 0.25

β_x = coefficiente di influenza (desunto dalle relative tabelle di Poulos e Davis - 1974)

y = coefficiente di influenza funzione del rapporto fra i lati della fondazione rettangolare e della profondità dello strato deformabile di modulo E'

E' = modulo di Young "operativo" medio del terreno di fondazione

Il modulo E' medio del semispazio è desunto applicando a ritroso l'espressione per il calcolo dei cedimenti di una fondazione rettangolare poggiante sul semispazio elastico:

$$s = \frac{B p_n (1 - \nu^2) I_s}{E'}$$

in cui, oltre ai simboli già citati:

p_n = pressione efficace netta agente sul piano di imposta;

I_s = coefficiente di influenza, funzione del rapporto fra i lati della fondazione rettangolare e dello spessore dello strato elastico.

6.2 Fondazioni su pali

6.2.1 Sollecitazioni agenti sui pali

Le sollecitazioni agenti a quota intradosso plinto sono ripartite sui singoli pali in base ai momenti statici della palificata, nell'ipotesi di plinto rigido e di rotazione del plinto e della testa dei pali nulla, secondo le relazioni seguenti:

$$N_{ti} = \frac{N}{n} \pm \frac{(M_x + M_{inc,x})y_i}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{(M_y + M_{inc,y})x_i}{\sum_1^n x_i^2}$$

$$H_{tix} = H_x / n$$

$$H_{tiy} = H_y / n$$

dove:

- N, M_x, M_y, H_x, H_y , sono le azioni agenti all'intradosso del plinto di fondazione;
- $M_{inc,x}, M_{inc,y}$ sono i momenti complessivi che le teste dei pali esercitano sulla fondazione per effetto del vincolo di incastro ipotizzato tra testa del palo e fondazione stessa,;
- N_{ti}, H_{tix}, H_{tiy} sono le azioni assiali e taglianti sulla testa di ciascun palo all'interno della palificata.

I valori di sollecitazione assiale massimi così ottenuti sono utilizzati per eseguire le verifiche di capacità portante e determinare le lunghezze dei pali.

6.2.2 Valutazione della capacità portante

La metodologia di calcolo di seguito presentata si basa sul lavoro di Bustamante e Doix (1985) e si applica, secondo quanto indicato dagli Autori, a micropali e tiranti iniettati in pressione, ad iniezione semplice (in un'unica fase) o ad iniezioni ripetute (mediante tubi valvolati). Non si applica a micropali o tiranti il cui bulbo venga colato a gravità.

La pressione di iniezione, p_i , risponde in genere, nel caso di iniezione semplice, al seguente criterio:

$$0.5p_l < p_i < p_l$$

in cui p_l è la pressione limite relativa a prove pressiometriche. Nel caso delle iniezioni ripetute si ha:

$$p_i > p_l$$

Si considera che il micropalo od il tirante sia costituito da un tratto libero L_l , la cui funzione è di puro trasferimento del carico, ed un tratto di ancoraggio L_a che costituisce la fondazione vera e propria del tirante o del micropalo.

La portata limite per aderenza laterale si può esprimere, secondo gli studi sperimentali condotti dagli Autori, mediante l'espressione:

$$Q_u = \pi D_b L_a q_s = \pi \alpha D_p L_a q_s$$

in cui:

D_b = diametro medio del bulbo

L_a = lunghezza del bulbo

q_s = aderenza limite bulbo-terreno

D_p = diametro di perforazione

α = rapporto fra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione; è funzione del tipo di terreno, della metodologia di iniezione e del quantitativo di miscela iniettata.

I valori di α possono essere desunti dalla tabella allegata; nella stessa tabella sono indicati i valori minimi di miscela da iniettare per conseguire il risultato ipotizzato. Nel computo dei volumi non si tiene conto della presenza delle armature.

I valori di aderenza limite q_s possono essere dedotti dai diagrammi riportati nelle figure da 1 a 4 rispettivamente per:

- sabbie e ghiaie (cfr .figura 1 in allegato)
- argille e limi (cfr figura 2 in allegato)

In ciascun diagramma le curve superiori, identificate con le sigle SG.1, AL.1,, si riferiscono ai bulbi realizzati mediante iniezioni ripetute, le curve inferiori, indicate con le sigle SG.2, AL.2, si riferiscono a bulbi realizzati mediante iniezioni semplici.

Nel caso di terreni stratificati la portata limite può essere determinata sommando i contributi dei diversi strati interessati.

Gli Autori forniscono le seguenti indicazioni relativamente all'applicazione del metodo di dimensionamento esposto:

- la lunghezza del bulbo non deve essere inferiore ai 4 m;
- se il bulbo interessa diversi strati di terreno, è opportuno che la lunghezza che si sviluppa nello strato più profondo non sia inferiore ad 1 metro;
- i valori di aderenza limite desunti dai diagrammi riportati nelle figure da 1 a 4 sono validi purché la copertura sul bulbo non sia inferiore a 5 m; si può derogare da tale prescrizione nel caso di terreni particolarmente consistenti;
- nel caso di micropali realizzati ad iniezioni ripetute, per i quali la lunghezza libera sia nulla, (bulbo che giunge fino al piano di lavoro da cui vengono realizzati) si suggerisce di fare riferimento ai parametri corrispondenti ai micropali ad iniezione

semplice; anche in questo caso è possibile derogare per terreni lapidei o molto consistenti.

Gli Autori suggeriscono di utilizzare i coefficienti di sicurezza riportati nella seguente tabella:

Tipo di fondazione	Tipo di funzione	Trazione	Compressione
Tiranti	Provvisoria	1.8	--
Tiranti	Permanente	2.0	--
Micropali	Provvisoria	2.0	1.8
Micropali	Permanente	2.2	2.0

6.2.3 Comportamento dei pali soggetti a carichi orizzontali

Lo studio del comportamento del singolo palo sotto carico orizzontale permette di determinare le sollecitazioni flettenti e taglianti lungo il fusto del palo e gli spostamenti orizzontali.

Per le opere in oggetto gli spostamenti orizzontali della palificata risultano piccoli (inferiori ad 1 cm data la modesta entità dei carichi applicati), ne consegue che, con adeguati valori del modulo orizzontale secante E_s , il comportamento del palo singolo nei confronti dei carichi trasversali può essere trattato risolvendo l'equazione della linea elastica del palo immerso nel terreno nell'ipotesi di elasticità lineare del palo e del terreno. Deve, quindi, risultare:

$$EJ \frac{d^4 Y}{dx^4} + E_s Y = 0$$

dove:

EJ = rigidezza flessionale del palo

Y = spostamento del palo alla profondità z da p.c.

E_s = $kh z$ = modulo di reazione orizzontale del terreno

kh = gradiente del modulo orizzontale con la profondità

L'equazione differenziale può essere risolta mediante la nota formulazione proposta da Matlock & Reese, ottenuta con il metodo delle differenze finite, calcolando i parametri adimensionali che sono riportati più avanti per diverse leggi di variazione di E_s con la profondità z .

L'equazione della linea elastica viene espressa attraverso le seguenti equazioni differenziali in forma adimensionale.

$$\frac{d^{IV} A_y}{dZ^4} + \Phi(Z) \cdot A_y = 0$$

nel caso $H_t \neq 0$ e $M_t = 0$

$$\frac{d^{IV} B_y}{dZ^4} + \Phi(Z) \cdot B_y = 0$$

nel caso $H_t = 0$ e $M_t \neq 0$.

Nelle due precedenti equazioni

$$Z = z/T$$

è la coordinata adimensionale lungo l'asse del palo, in cui

- z = coordinata verticale lungo l'asse del palo
- T = lunghezza caratteristica, che dipende dalla rigidezza del sistema palo-terreno.
- $Z_{max} = L/T$

Dove:

- L = lunghezza del palo
- $\Phi(z) = E_s T^4 / EJ$

è una funzione adimensionale che dipende dalla legge di variazione del modulo di reazione del terreno

A_y = coefficiente adimensionale di spostamento causato dalla forza applicata;

B_y = coefficiente adimensionale di spostamento causato dalla coppia applicata.

Le espressioni che consentono il passaggio dalle grandezze adimensionali a quelle dimensionali sono:

$$y = (H_t \cdot T^3 / EJ) \cdot A_y + (M_t \cdot T^2 / EJ) \cdot B_y$$

$$\varphi = (H_t \cdot T^2 / EJ) \cdot A_s + (M_t \cdot T / EJ) \cdot B_s$$

$$M = (H_t \cdot T) \cdot A_m + (M_t) \cdot B_m$$

$$V = (H_t) \cdot A_v + (M_t / T) \cdot B_v$$

con significato delle grandezze riportate facilmente deducibile (ad esempio: A_s = coefficiente adimensionale che esprime la rotazione del palo per applicazione di una forza).

Le equazioni sopra riportate permettono di studiare la linea elastica e le azioni interne in un palo con l'estremità libera, soggetto ad una forza e ad una coppia applicati alla quota del terreno reagente.

Essendo i pali in oggetto completamente immersi nel terreno, ed essendo il vincolo esercitato dalla platea di fondazione assimilabile ad un pattino, imponendo che la rotazione in testa al palo sia nulla, si può ricavare il momento di incastro perfetto dovuto al taglio trasmesso dalla platea alla testa del palo.

Noto H_t si impone che per $z = 0$:

$$(H_t \cdot T^2 / EJ) \cdot A_s(z=0) + (M_t \cdot T / EJ) \cdot B_s(z=0) = 0$$

ottenendo:

$$M_t = - (H_t \cdot T) \cdot A_s(z=0) / B_s(z=0)$$

in cui $A_s(z=0)$ e $B_s(z=0)$ rappresentano il valore assunto dai due coefficienti adimensionali calcolati per $z = 0$.

I valori delle grandezze adimensionali sono funzione della legge di variazione del modulo di reazione orizzontale del terreno con la profondità e della flessibilità del palo.

Mediante le relazioni sopra riportate si possono calcolare il momento flettente alla testa dei pali e le due componenti di spostamento (longitudinale e trasversale).

Di seguito si riporta la tabella dei coefficienti adimensionali, nel caso di modulo E_s costante con la profondità.

Z	Z (m)	Ay	As	Am	Av	By	Bs	Bm	Bv
0.0	0.00	1.412	-0.998	0.000	1.000	0.998	-1.412	1.000	0.000
0.1	0.24	1.313	-0.993	0.093	0.864	0.861	-1.313	0.995	-0.093
0.2	0.48	1.214	-0.980	0.173	0.738	0.735	-1.214	0.981	-0.173
0.3	0.72	1.117	-0.959	0.240	0.621	0.618	-1.117	0.960	-0.240
0.4	0.96	1.022	-0.932	0.297	0.514	0.512	-1.022	0.933	-0.297
0.5	1.19	0.930	-0.900	0.343	0.416	0.414	-0.930	0.901	-0.343
0.6	1.43	0.842	-0.864	0.380	0.328	0.326	-0.842	0.865	-0.380
0.7	1.67	0.758	-0.824	0.409	0.248	0.246	-0.758	0.825	-0.409
0.8	1.91	0.677	-0.783	0.430	0.176	0.174	-0.677	0.783	-0.430
0.9	2.15	0.601	-0.739	0.444	0.112	0.110	-0.601	0.739	-0.444
1.0	2.39	0.529	-0.694	0.452	0.056	0.054	-0.529	0.694	-0.452
1.2	2.87	0.400	-0.603	0.453	-0.037	-0.039	-0.400	0.603	-0.453
1.4	3.35	0.288	-0.514	0.438	-0.106	-0.107	-0.288	0.514	-0.438
1.6	3.82	0.194	-0.429	0.412	-0.154	-0.155	-0.194	0.428	-0.412
1.8	4.30	0.116	-0.350	0.378	-0.185	-0.185	-0.116	0.349	-0.378
2.0	4.78	0.054	-0.278	0.339	-0.201	-0.202	-0.054	0.277	-0.339
2.5	5.97	-0.047	-0.134	0.236	-0.200	-0.201	0.047	0.134	-0.236
3.0	7.17	-0.088	-0.040	0.144	-0.164	-0.165	0.088	0.039	-0.144
3.5	8.36	-0.093	0.014	0.074	-0.118	-0.118	0.093	-0.014	-0.074
4.0	9.56	-0.079	0.038	0.026	-0.074	-0.074	0.079	-0.030	-0.026
4.5	10.75	-0.059	0.043	-0.002	-0.040	-0.040	0.059	-0.043	0.002
5.0	11.95	-0.038	0.038	-0.016	-0.016	-0.016	0.038	-0.038	0.016
10.0	23.90	0.000	-0.002	0.000	0.000	-0.002	-0.003	0.000	0.000

Nel caso di modulo E_s variabile con la profondità, come nella situazione in esame, l'analisi verrà effettuata facendo riferimento ad un modulo medio calcolato tra la profondità della testa del palo z_t e $z_t + 3 \div 4$ volte il diametro del palo. Le profondità suddette vanno riferite al p.c. originario.

6.3 Scavi ed opere di sostegno

Considerando quote di fondazione comprese tra 116 e 119 m s.l.m., gli scavi non interferiscono con la falda e potranno essere realizzati senza particolari opere di sostegno ma con pendenza delle scarpate tale da garantirne la stabilità delle pareti di scavo con i fattori di sicurezza richiesti.

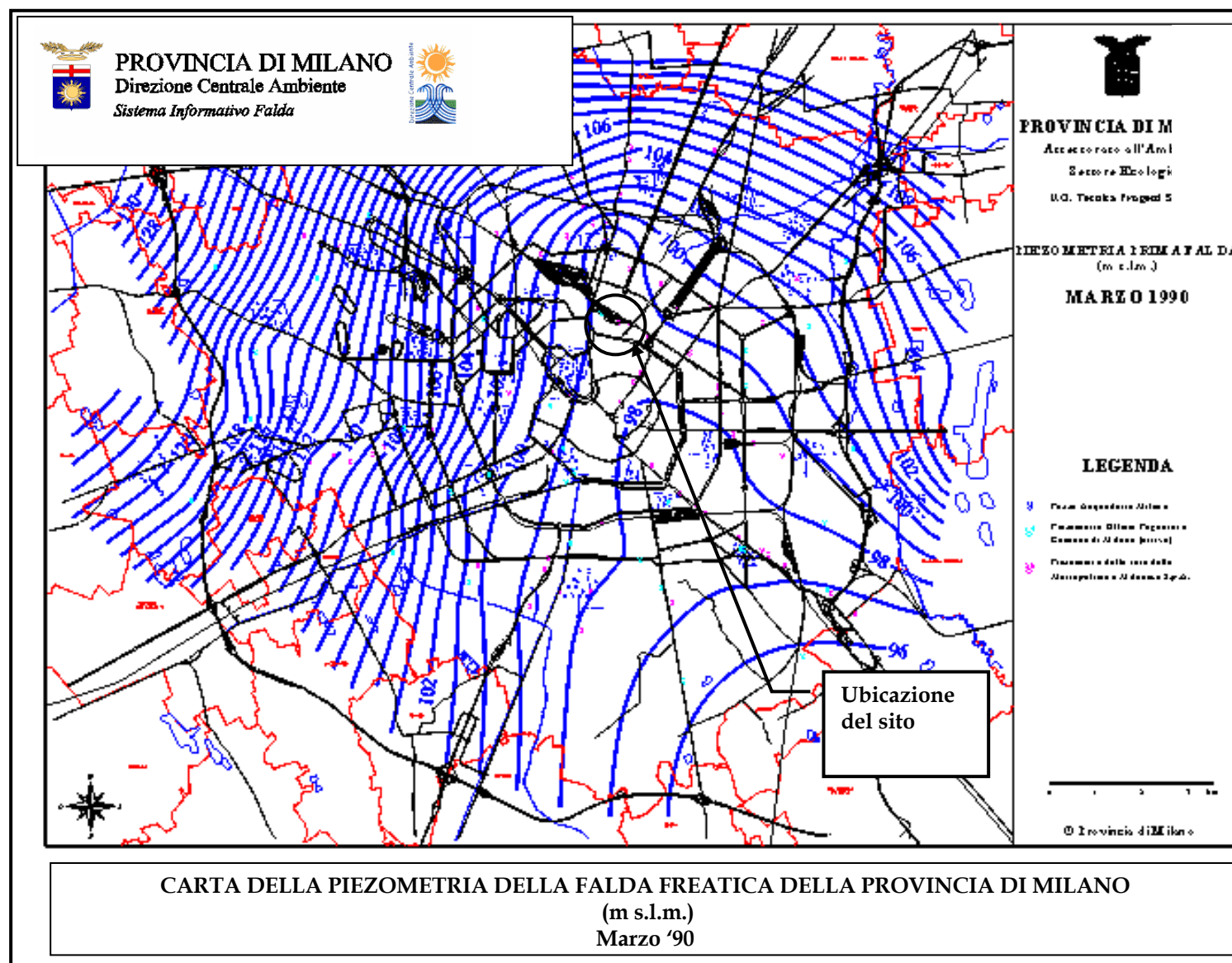
Qualora lo scavo fondazionale interferisca con dette opere, si provvederà all'inserimento di manufatti di sostegno (paratie di pali, micropali, etc.). Nel caso vengano scelte le palancole si valuteranno attentamente i problemi di infissione legati alla presenza di edifici ed ai loro possibili danneggiamenti provocati dalle vibrazioni prodotte dalle procedure di installazione.

Particolare attenzione dovrà essere posta alle interferenze con gli edifici di nuova realizzazione in particolare nei casi in cui le fondazioni di questi ultimi siano ubicate a quote prossime od inferiori a quelle di imposta della galleria artificiale.

Le verifiche di capacità portante e di cedimento delle fondazioni delle spalle del tunnel stradale dovranno quindi essere eseguite sia con riferimento alla fase finale sia con riferimento alle fasi provvisorie tenendo conto degli effetti generati dalla presenza di eventuali opere provvisorie di sostegno o di sbancamenti eseguiti nelle immediate vicinanze delle stesse.

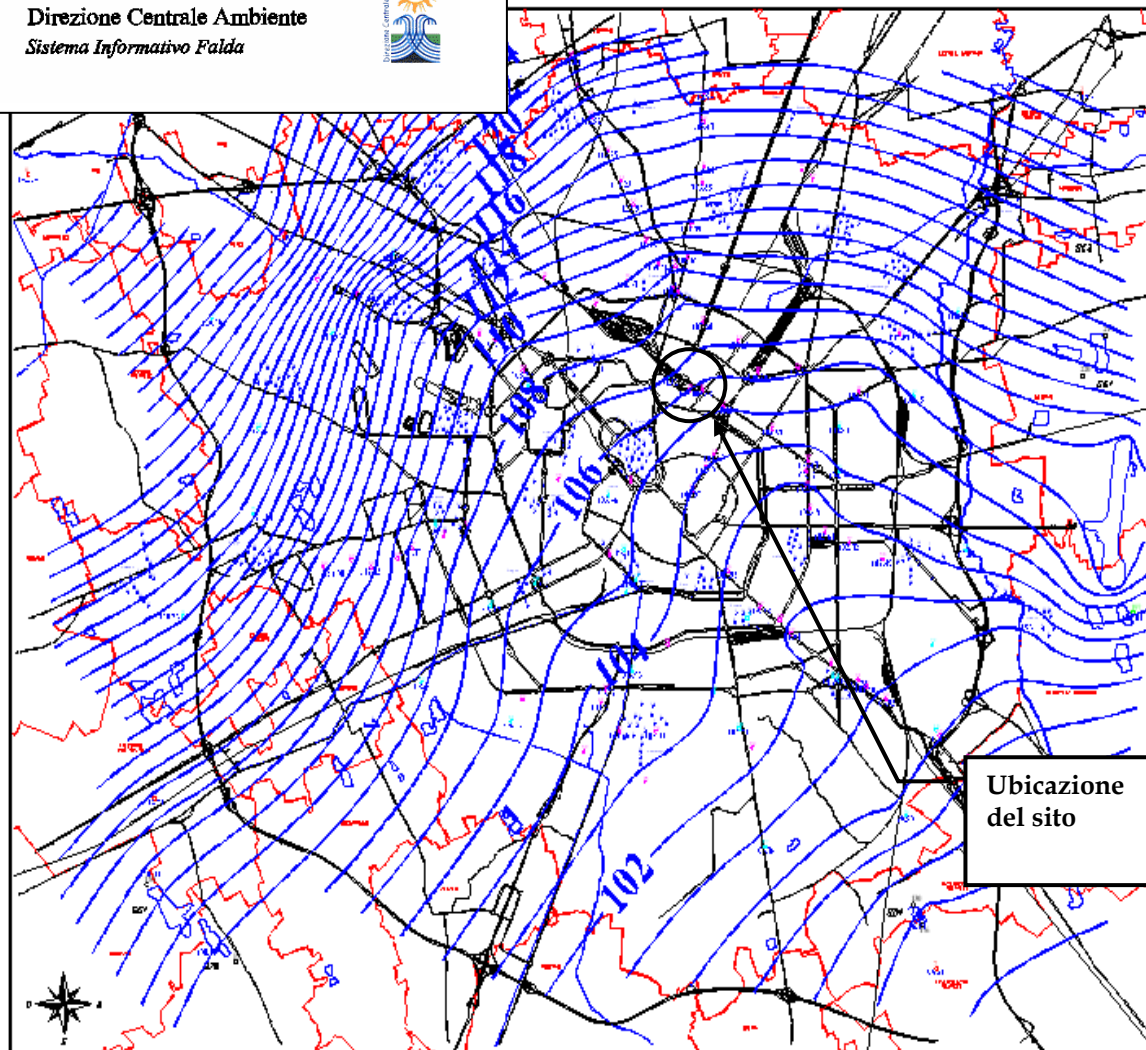
7 Allegati

7.1 Sistema Informativo Falda: curve piezometriche '92-'04





PROVINCIA DI MILANO
Direzione Centrale Ambiente
Sistema Informativo Falda



PROVINCIA DI MILANO
Assessorato all'Ambiente
Settore Ecologia
U.O. Tecnica Progetti SpA

PIEZOMETRIA PRIMA FALDA
(m.s.l.m.)

SETTEMBRE 1998

LEGENDA

- Pozzo Acquedotto Milano
- Piezometro Ufficio Registrazione
Comune di Milano (attivo)
- Piezometro della rete della
Metropolitana Milanese S.p.A.
- Piezometro rete Cave
- Piezometro Csp
- Pozzo C.A.P.

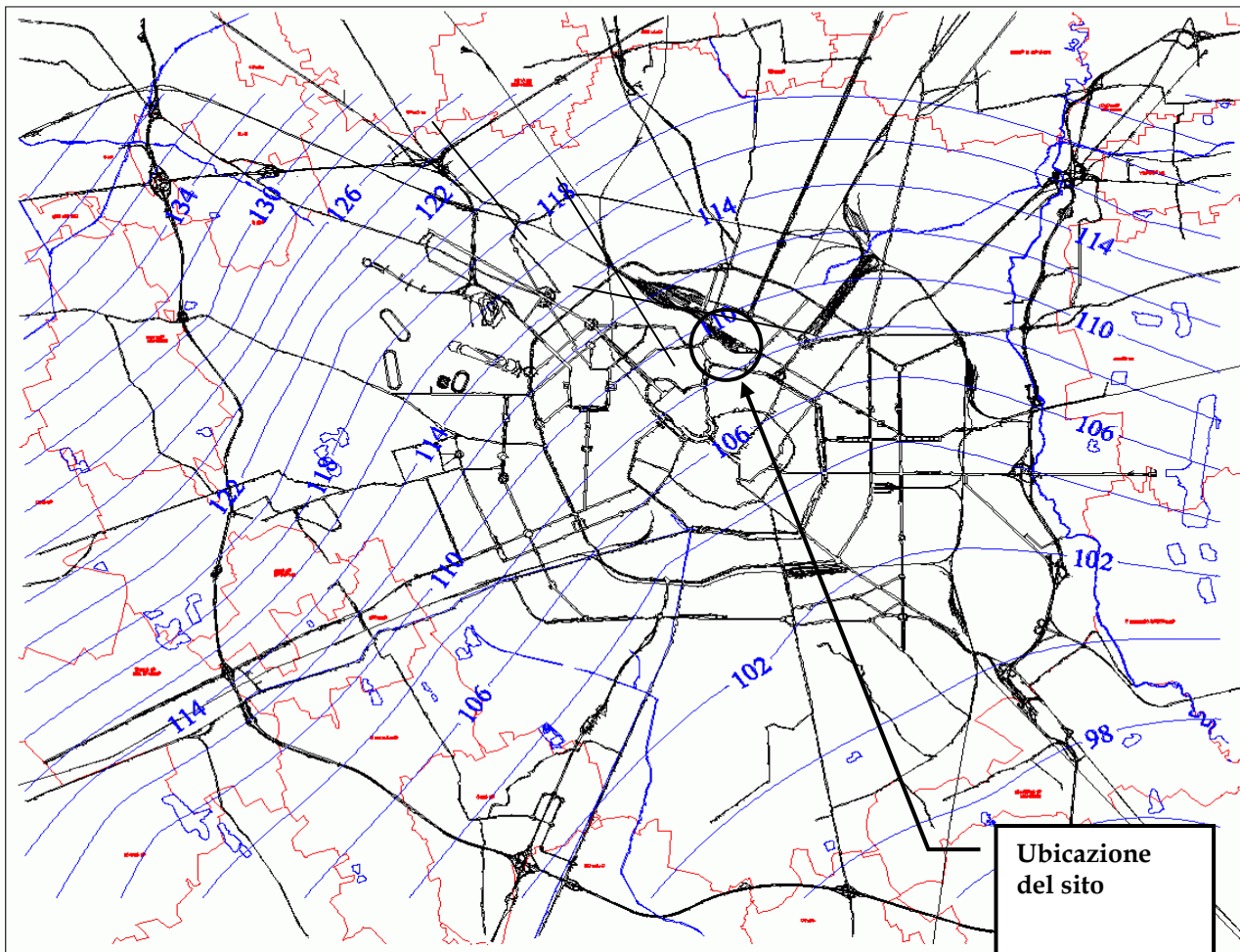


© Provincia di Milano

CARTA DELLA PIEZOMETRIA DELLA FALDA FREATICA DELLA PROVINCIA DI MILANO
(m s.l.m.)
Settembre '98



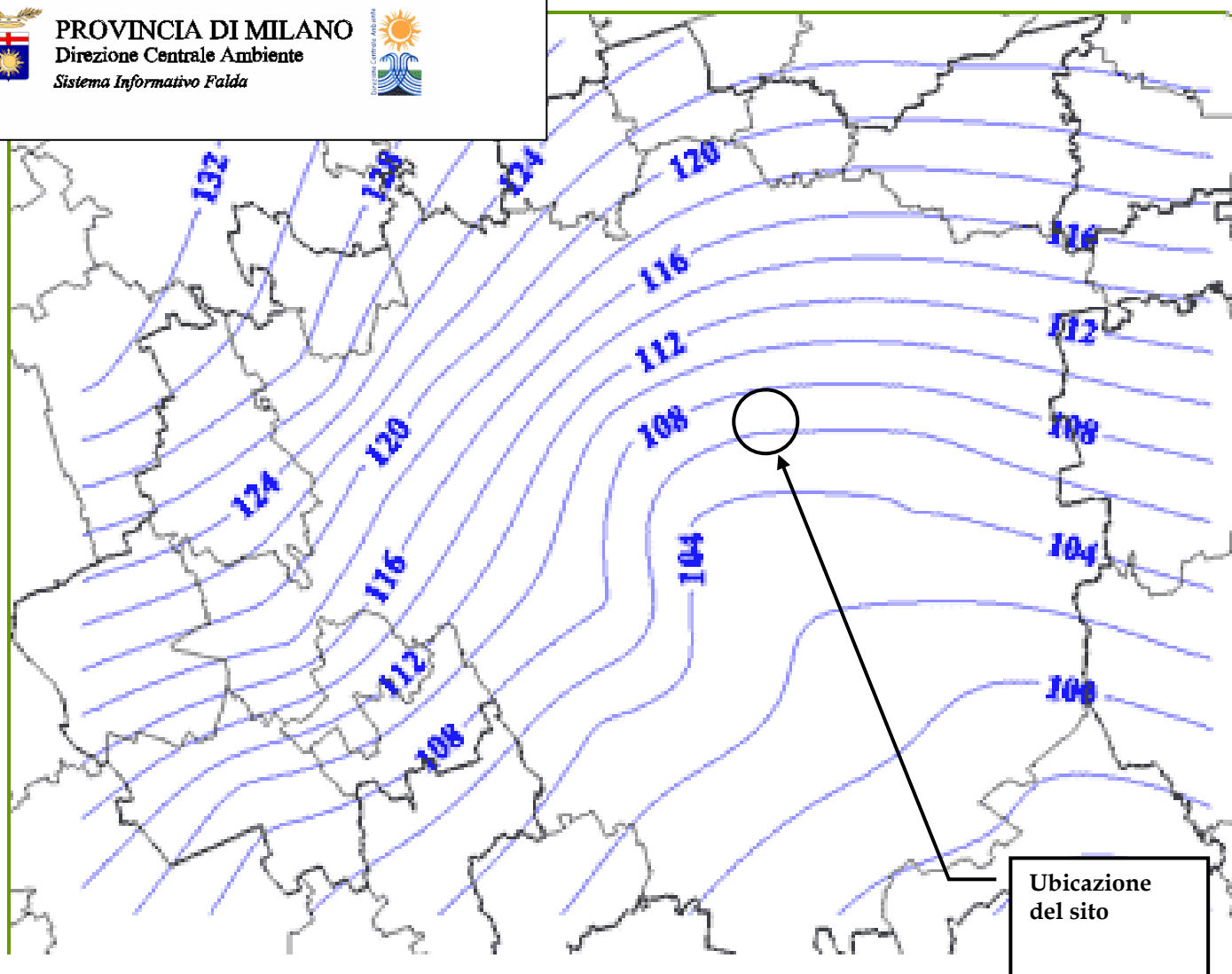
PROVINCIA DI MILANO
Direzione Centrale Ambiente
Sistema Informativo Falda



CARTA DELLA PIEZOMETRIA DELLA FALDA FREATICA DELLA PROVINCIA DI MILANO
(m s.l.m.)
Settembre '01



PROVINCIA DI MILANO
Direzione Centrale Ambiente
Sistema Informativo Falda

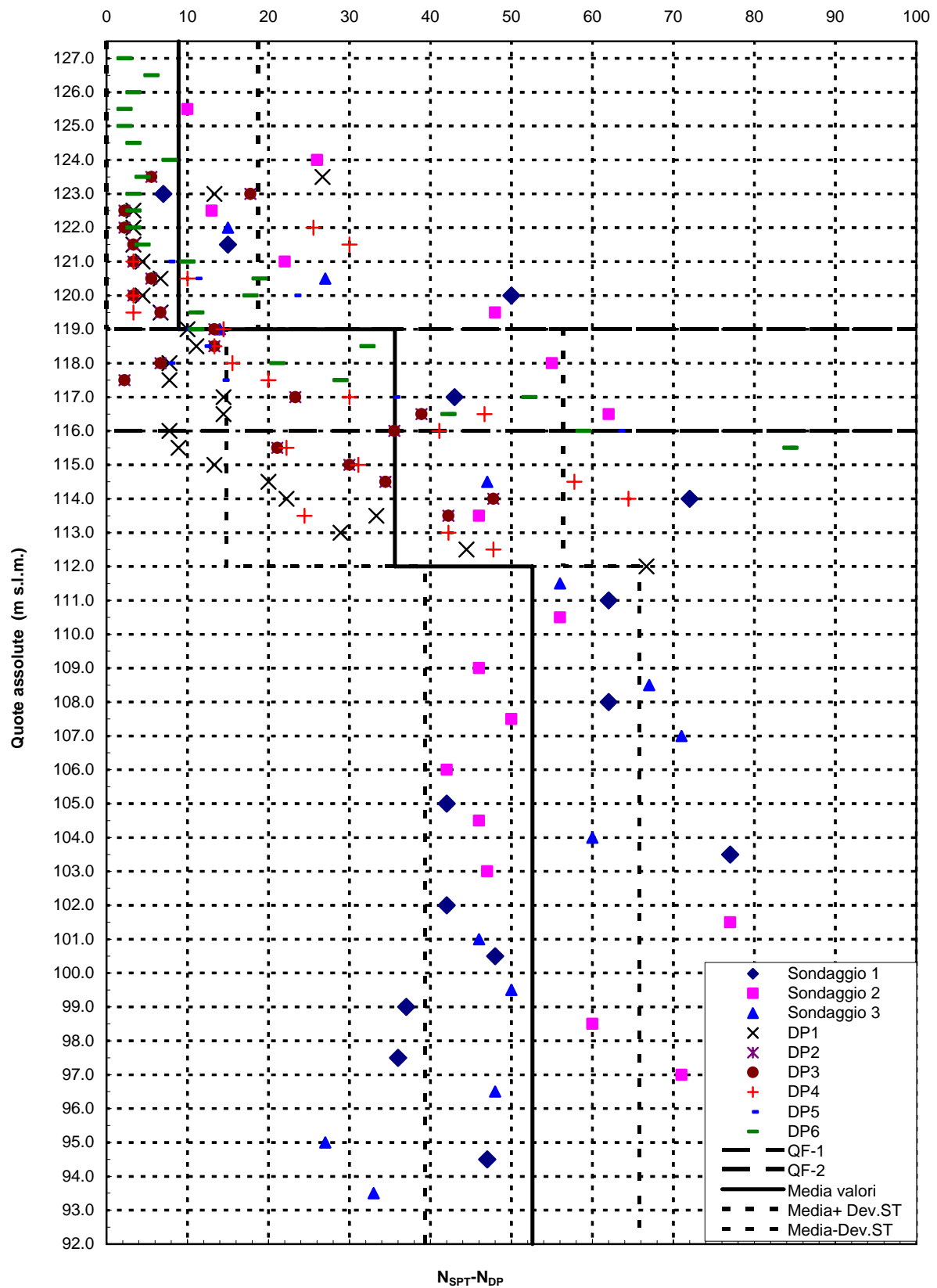


CARTA DELLA PIEZOMETRIA DELLA FALDA FREATICA DELLA PROVINCIA DI MILANO (m
s.l.m.)
Marzo '04

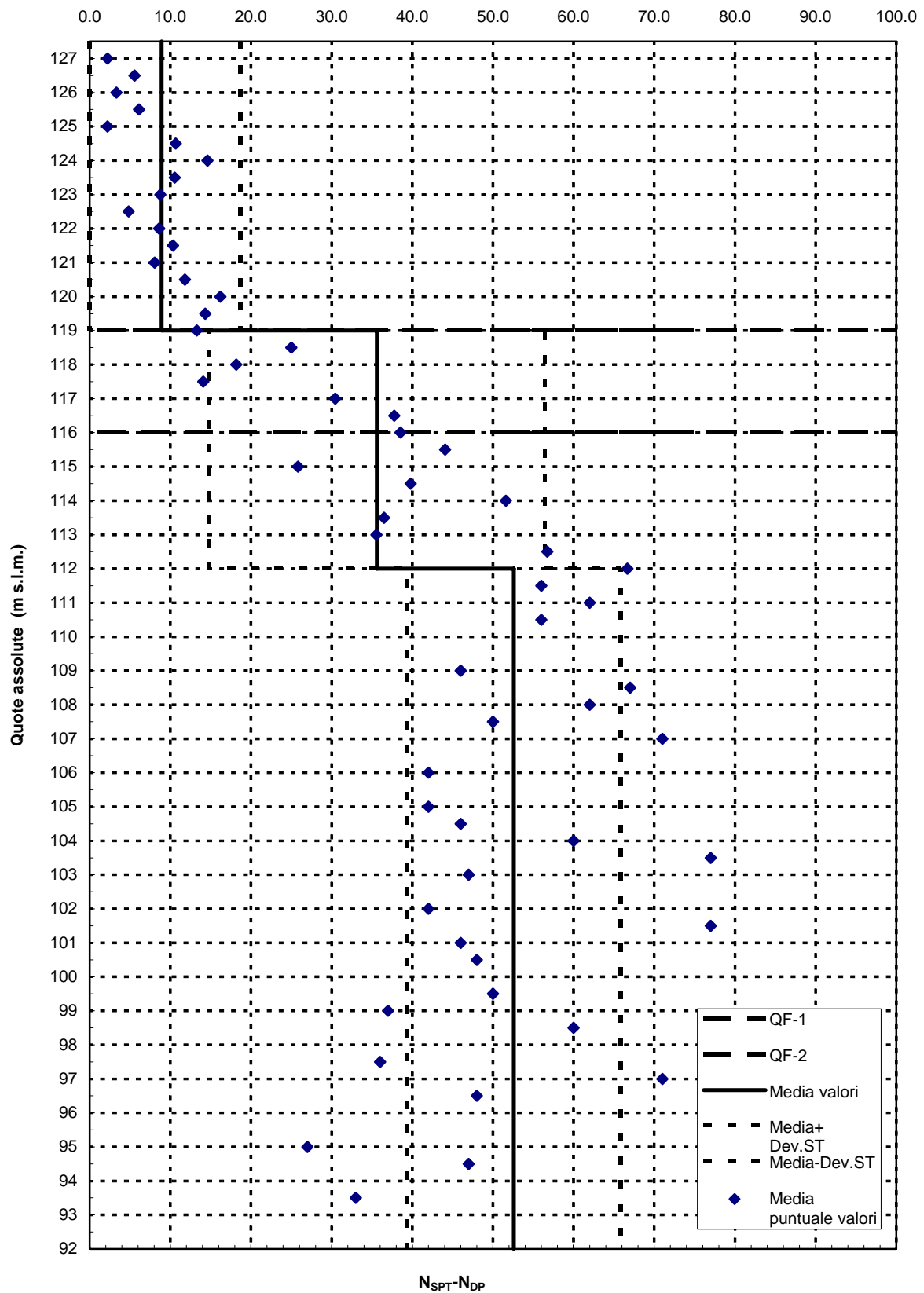
7.2 Elaborazione parametri geotecnici

7.2.1 Risultati delle prove penetrometriche

GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
PROVE SPT - DPSH

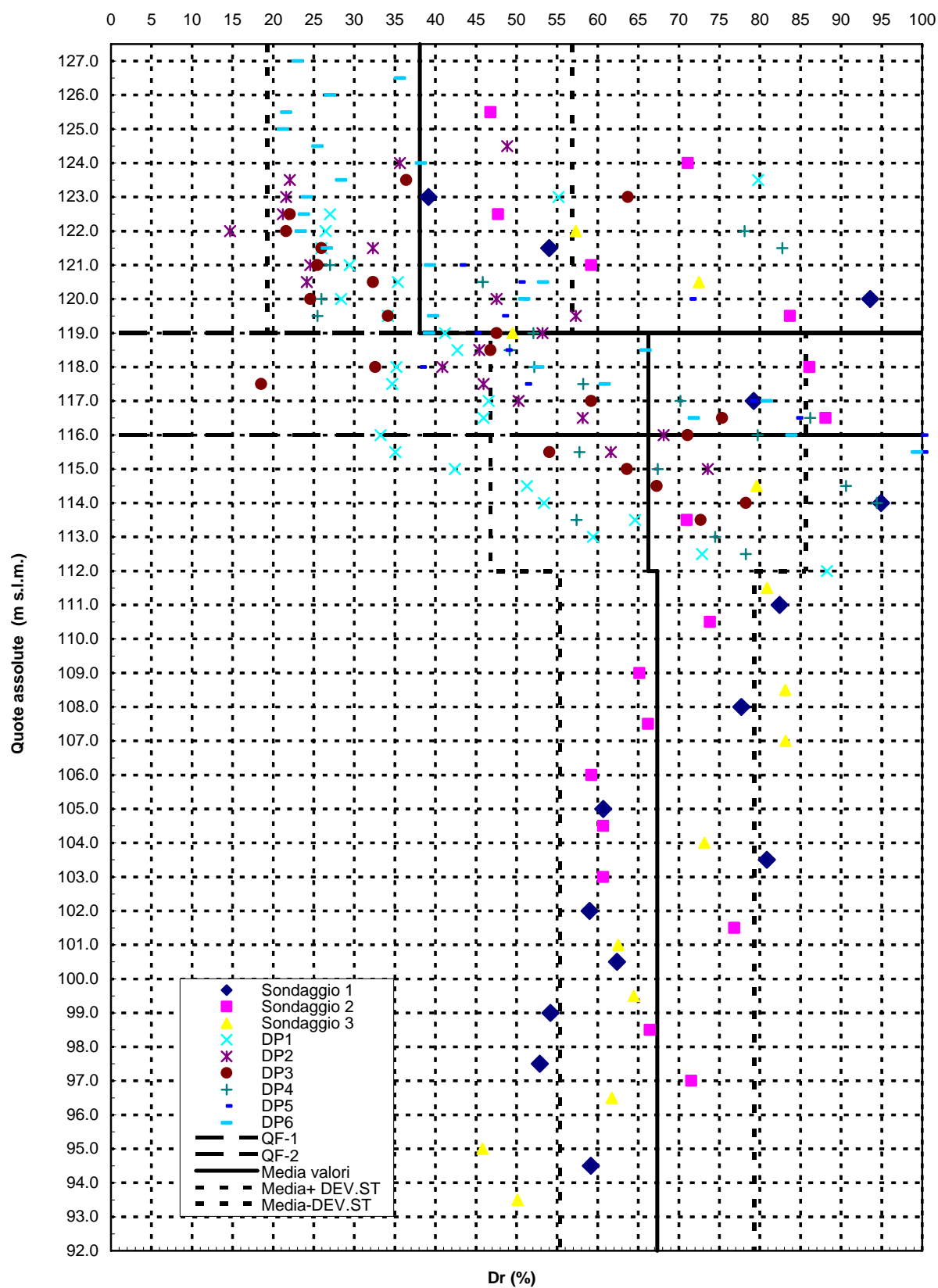


GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
PROVE SPT - DPSH -MEDIA VALORI E DEVIAZIONI STANDARD

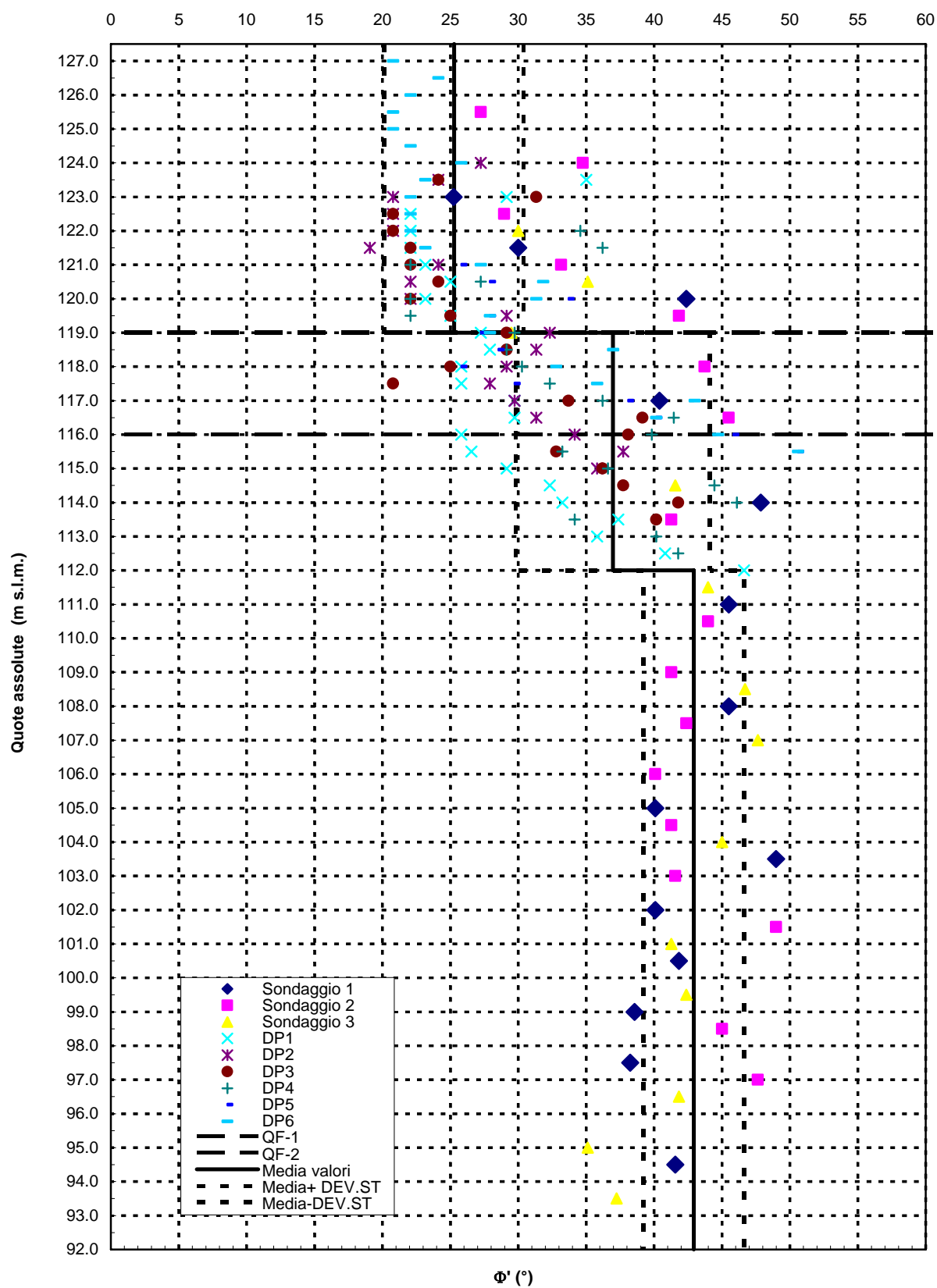


7.2.2 Parametri di resistenza

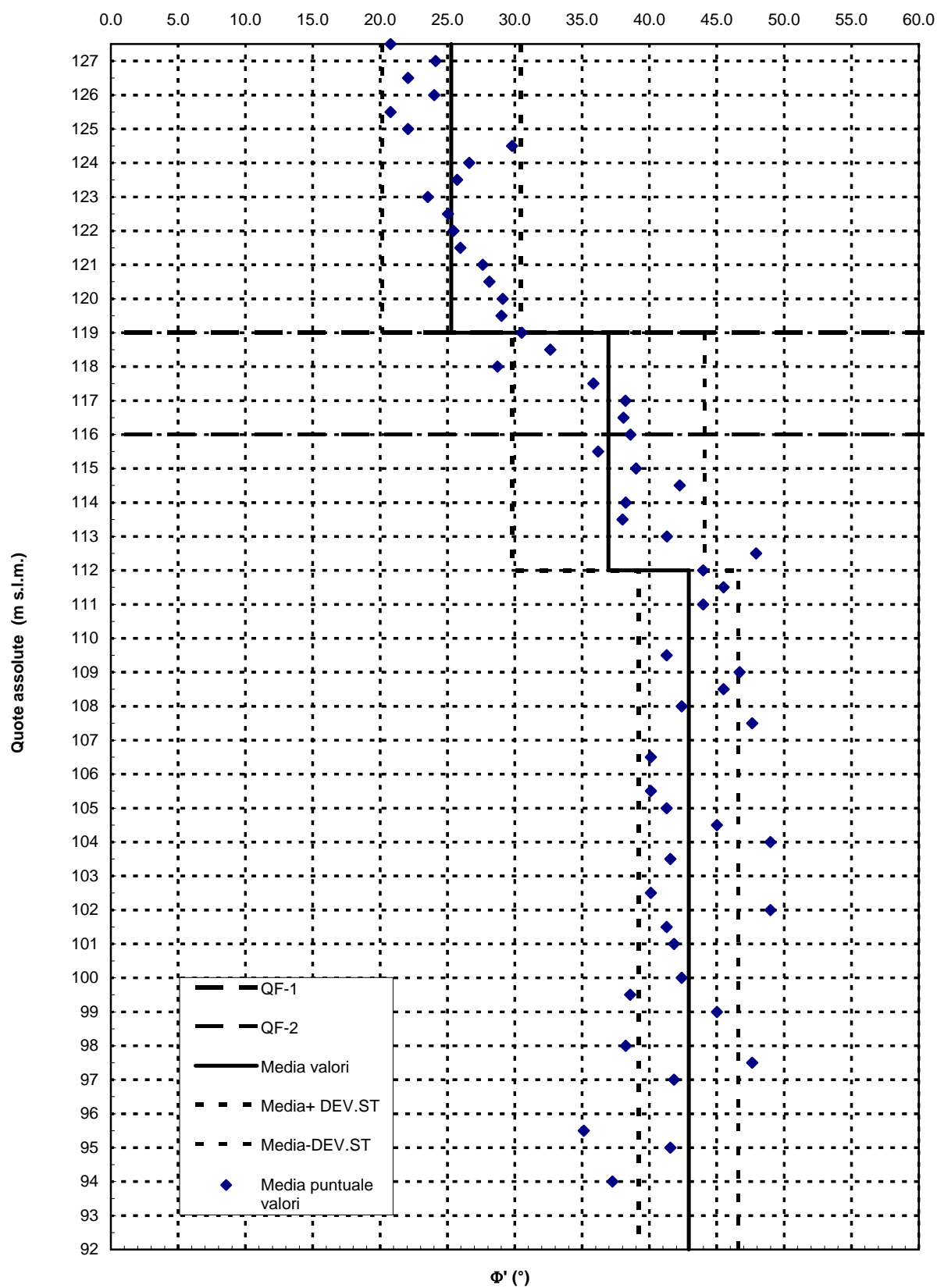
GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
DENSITA' RELATIVA



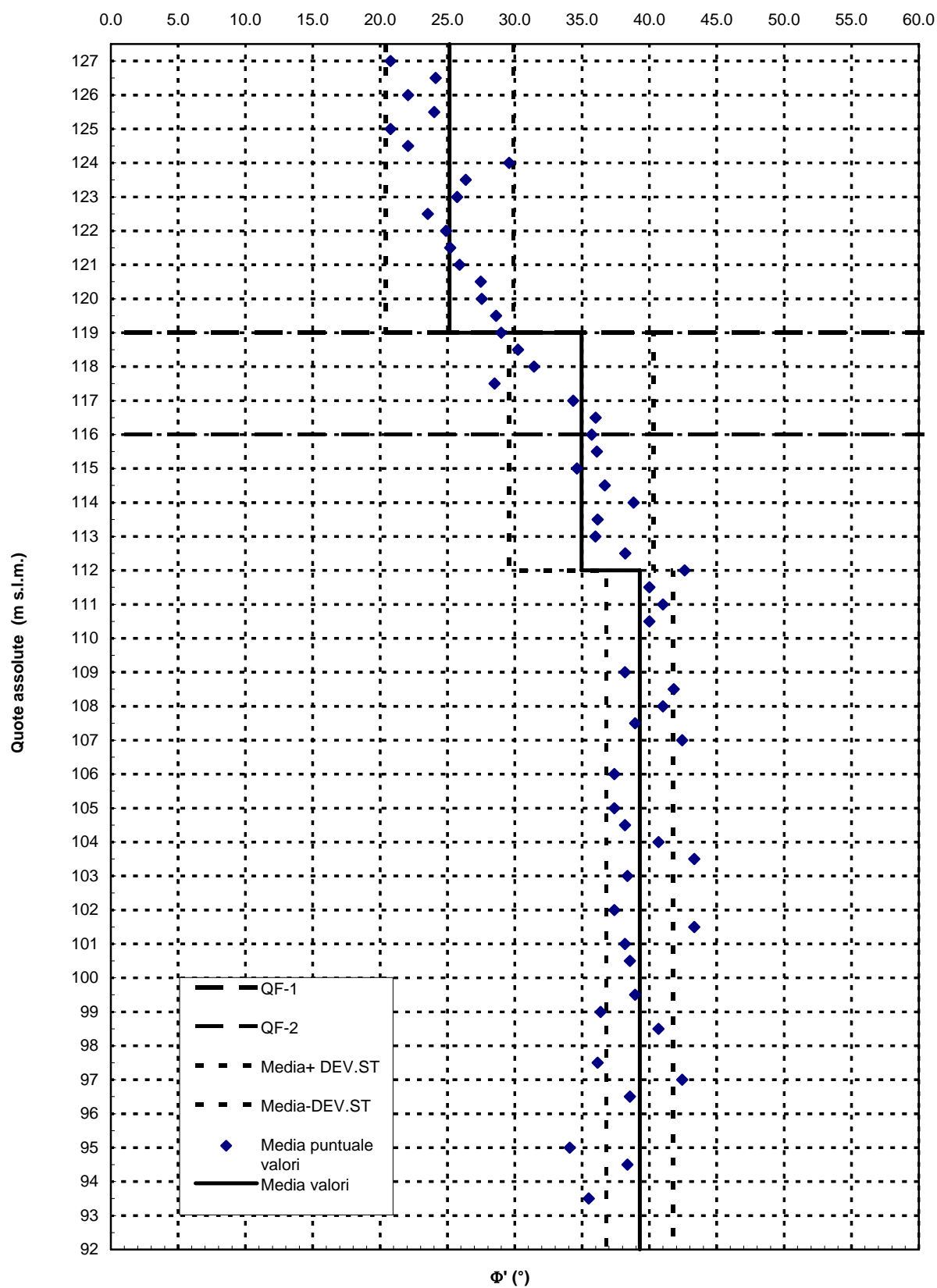
GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
ANGOLO DI ATTRITO DI PICCO



GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
ANGOLO DI ATTRITO DI PICCO- MEDIA VALORI E DEVIAZIONI STANDARD

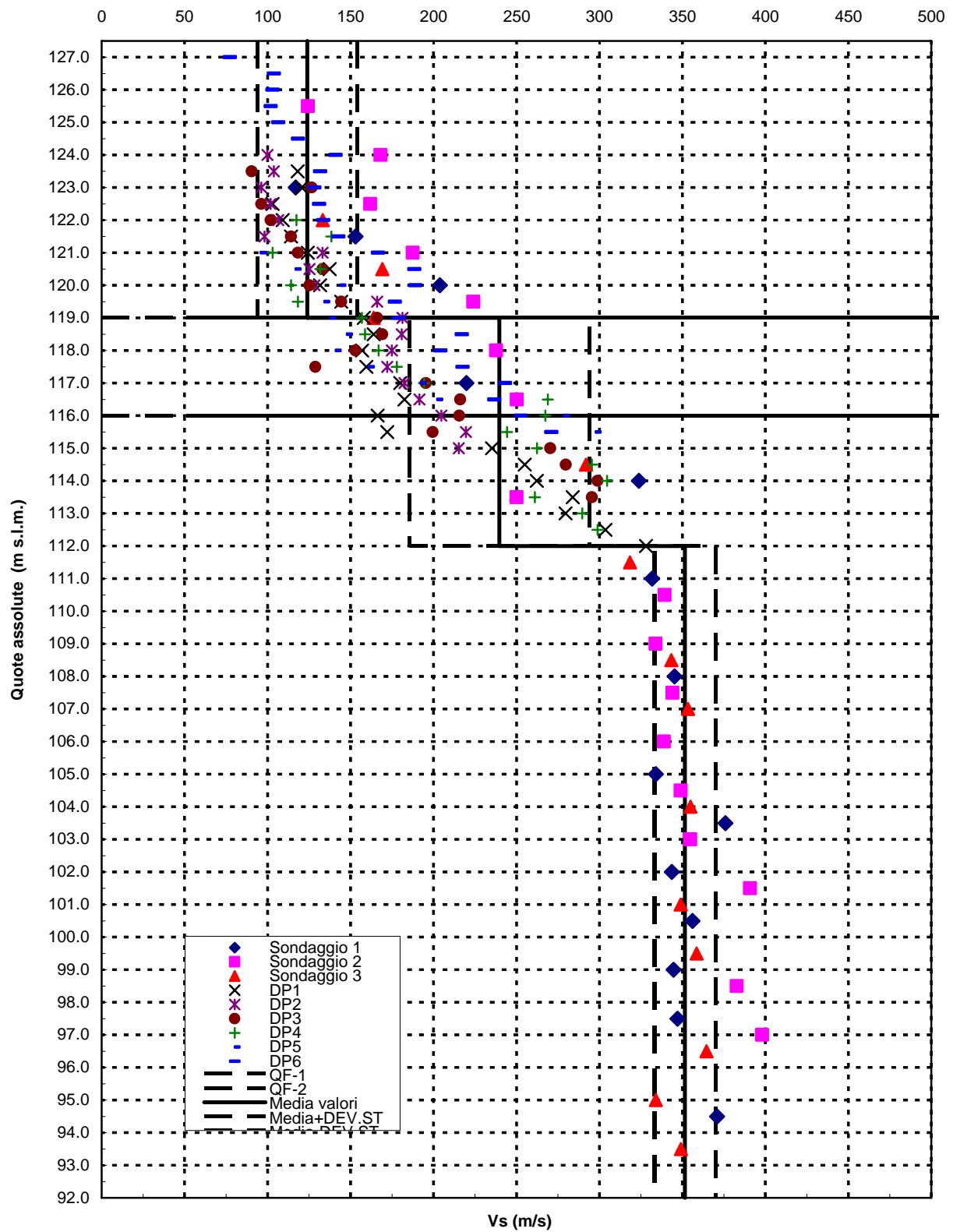


GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
ANGOLO DI ATTRITO OPERATIVO - MEDIA VALORI E DEVIAZIONI STANDARD

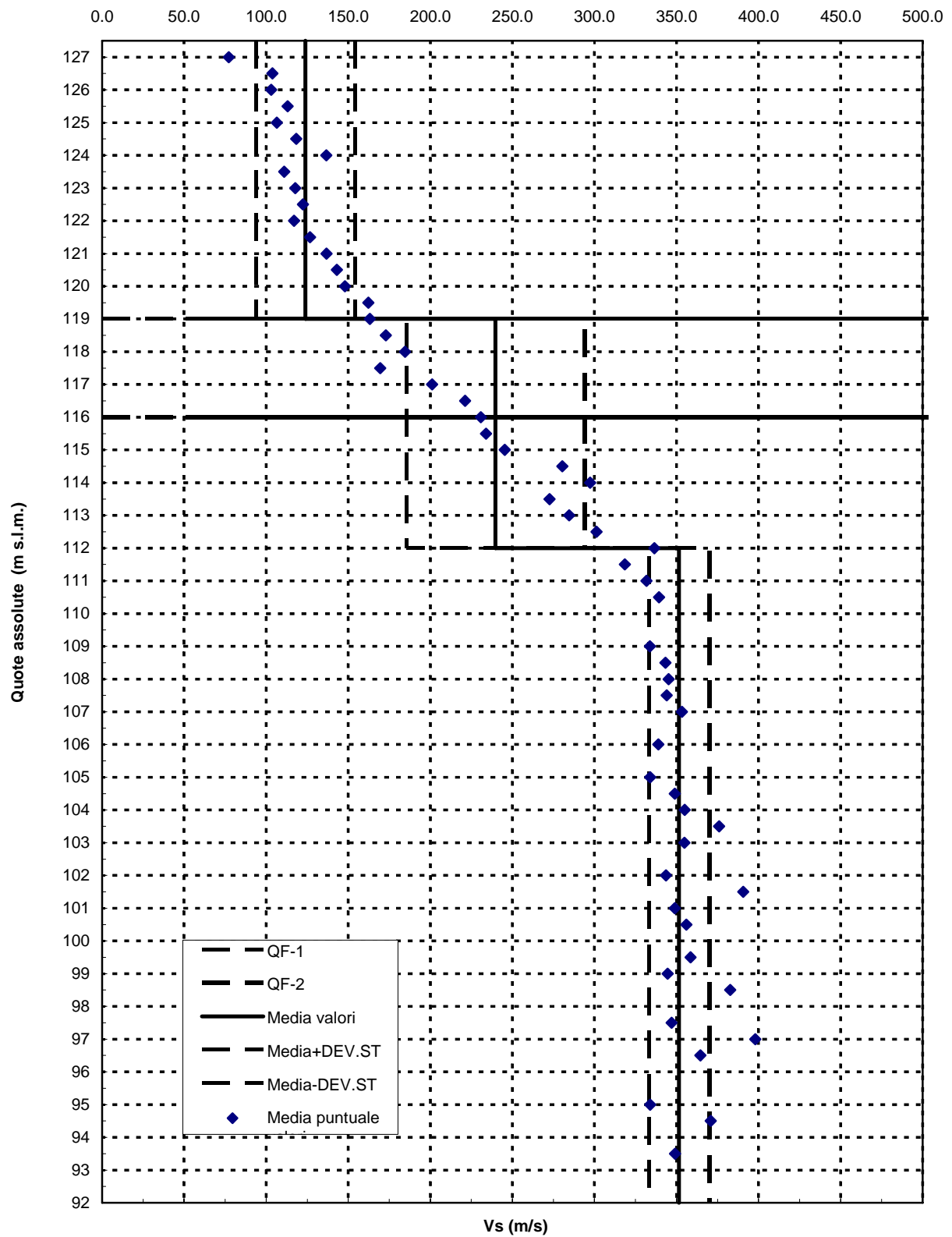


7.2.3 Parametri di deformabilità

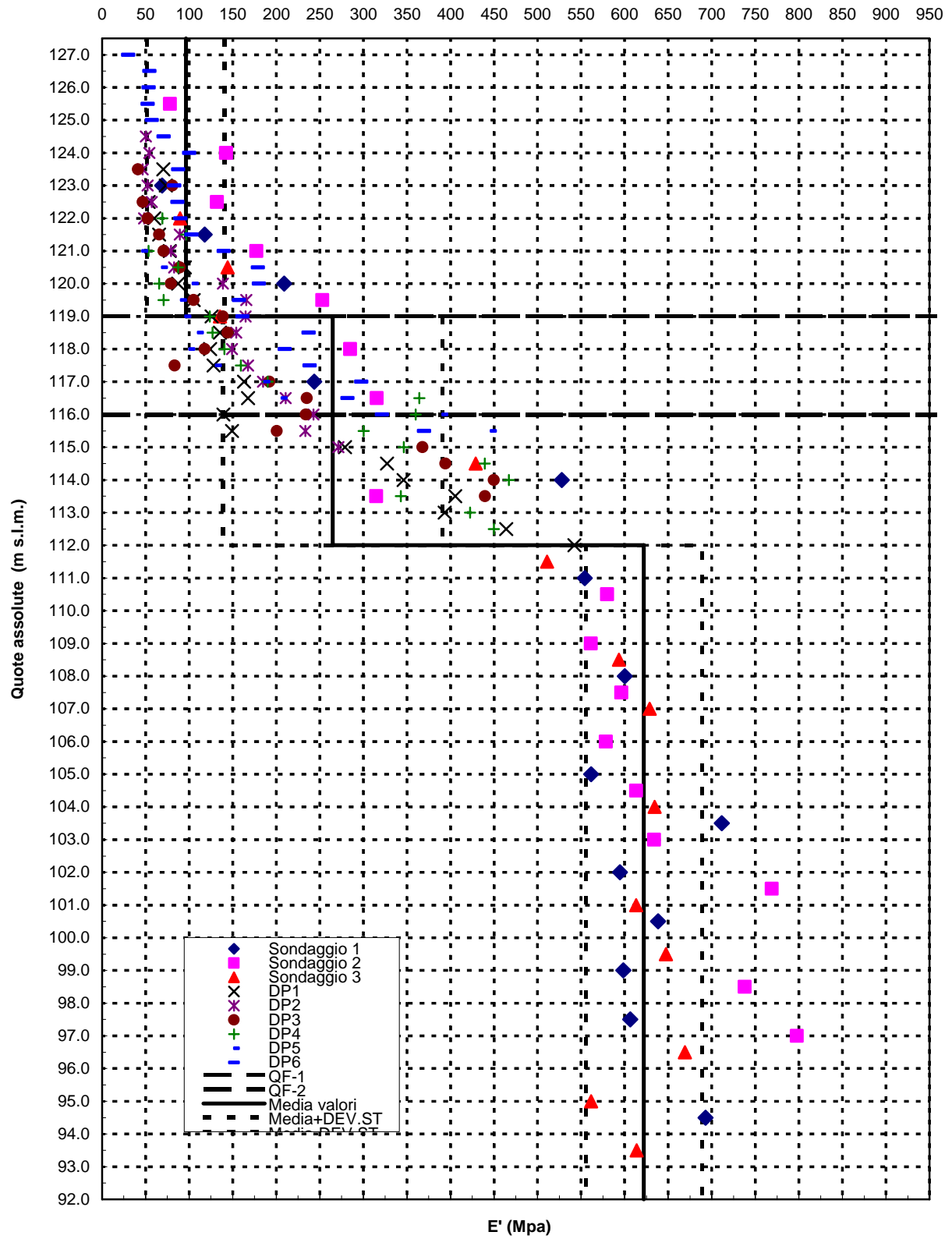
GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
VELOCITA' ONDE DI TAGLIO (Vs)



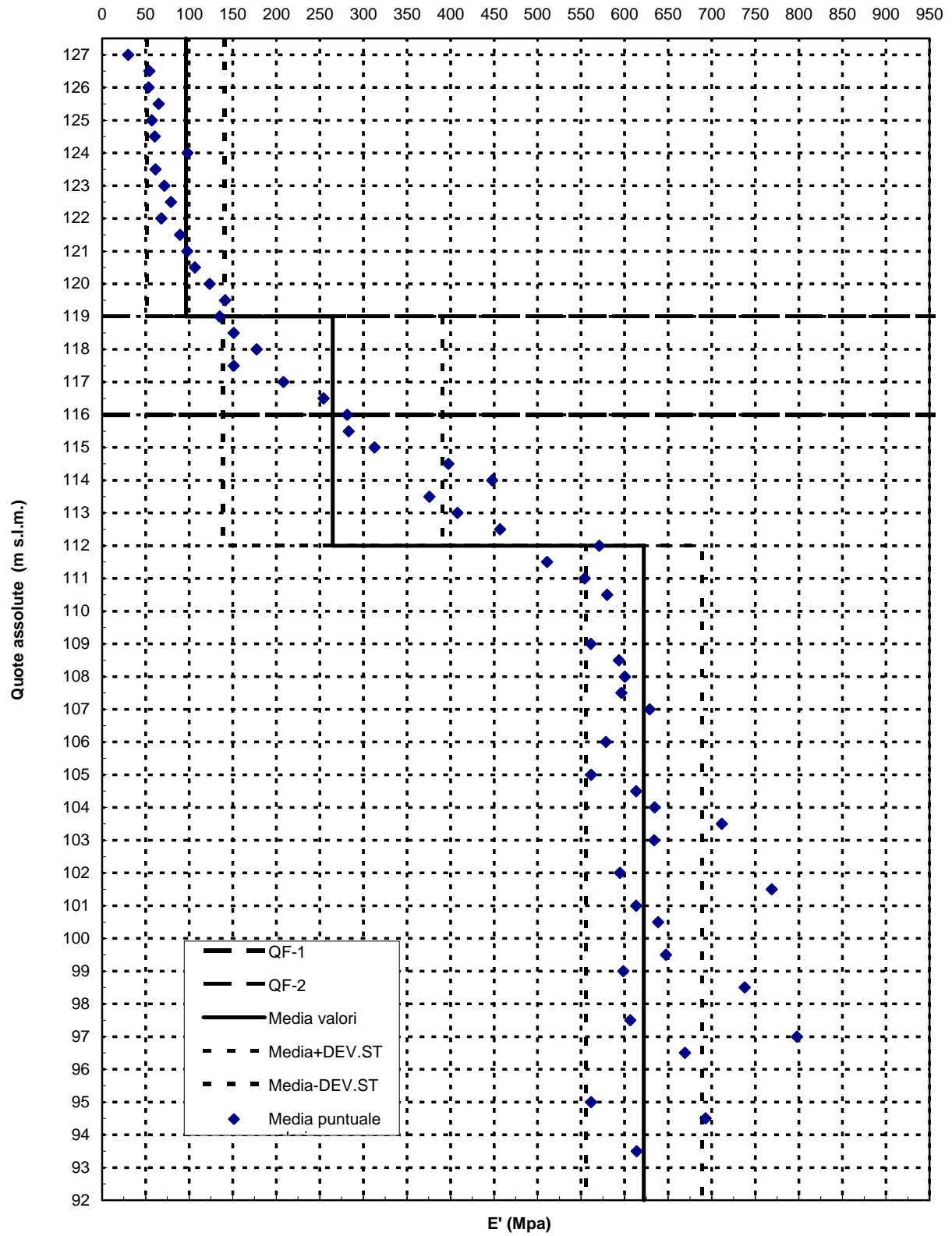
GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
VELOCITA' ONDE DI TAGLIO (Vs) - MEDIA VALORI E DEVIAZIONI STANDARD



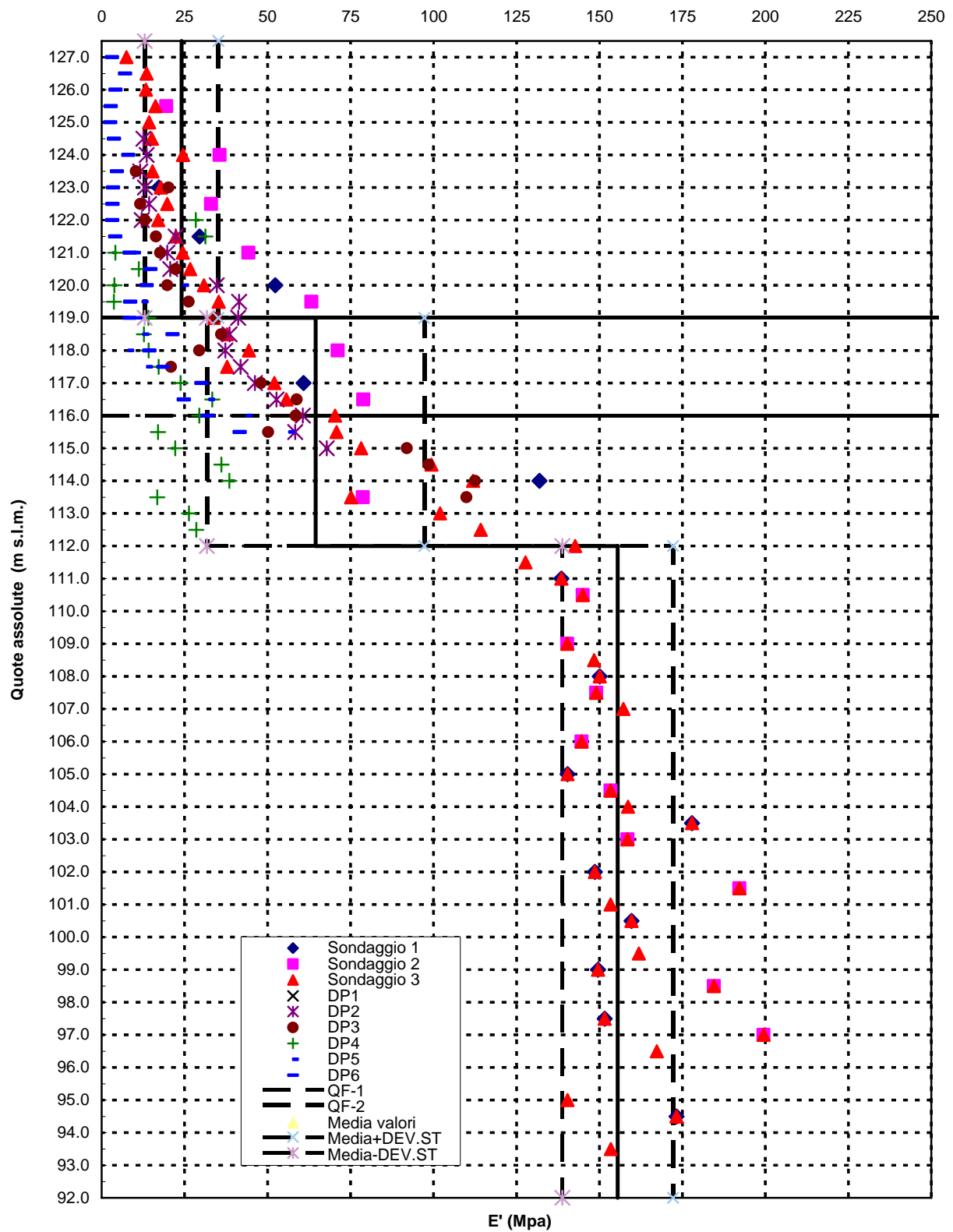
GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
MODULO ELASTICO A PICCOLE DEFORMAZIONI (E0)



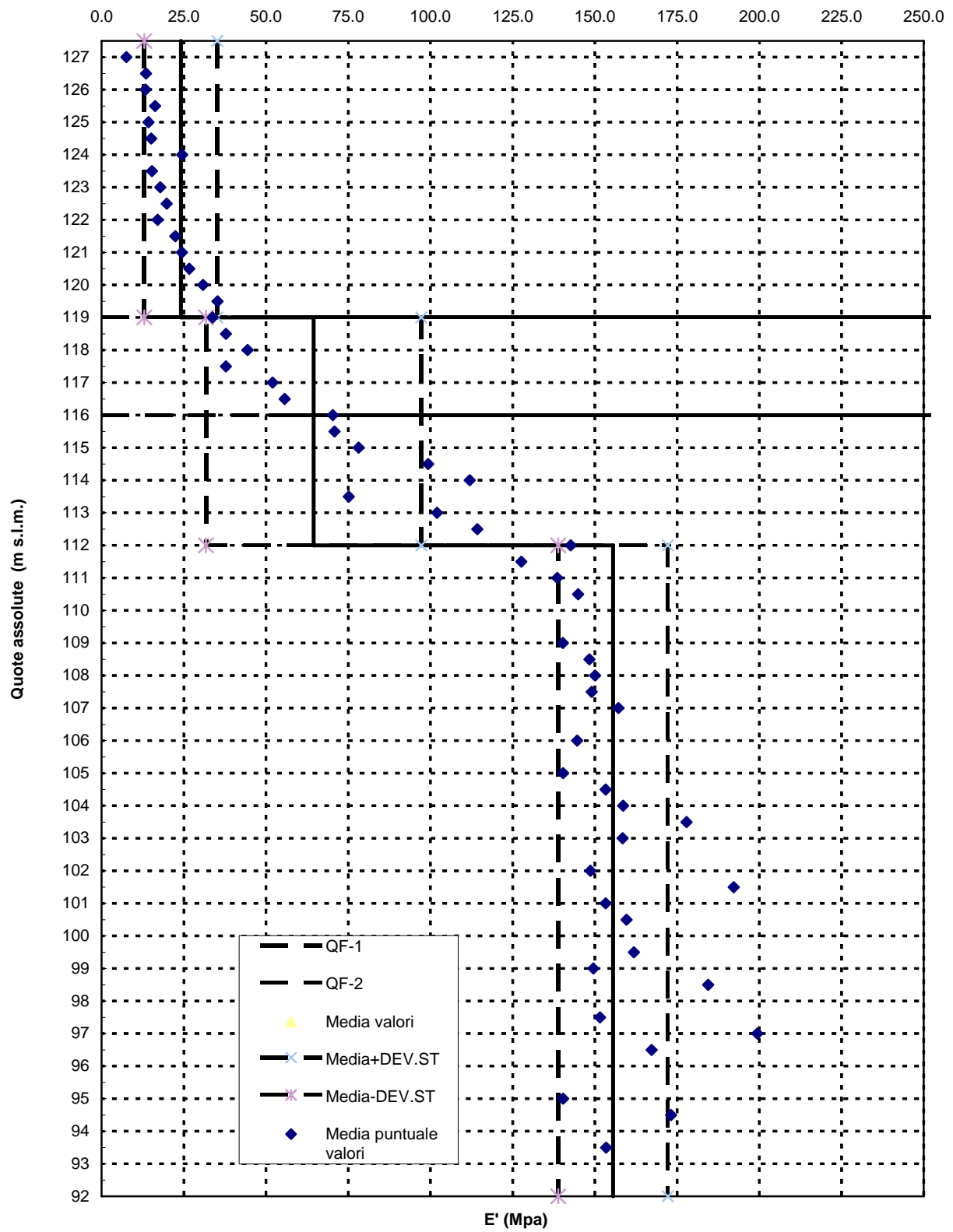
GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
MODULO ELASTICO A PICCOLE DEFORMAZIONI (E0) -MEDIA VALORI E DEVIAZIONI STANDARD



GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
MODULO OPERATIVO - (0.25E0)



GARIBALDI REPUBBLICA - GALLERIA ARTIFICIALE VIA DEL NORD
MODULO OPERATIVO - (0.25E0)- MEDIA VALORI E DEVIAZIONI STANDARD



7.3 Abachi e tabelle

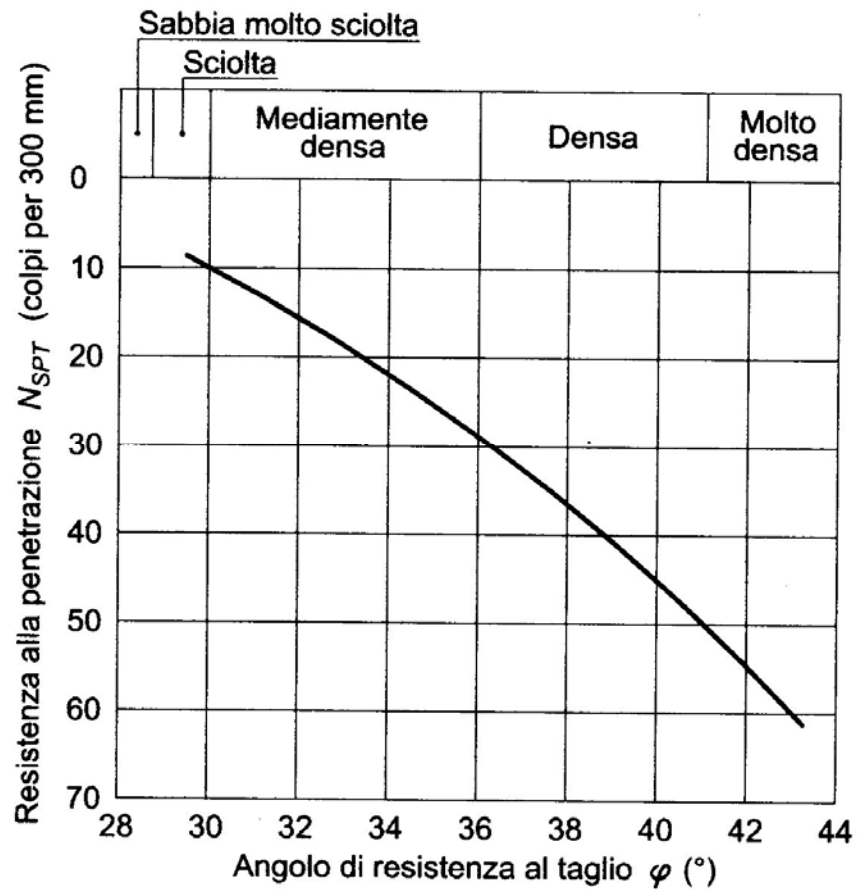


Figura n.1 - Correlazione da rif. 2.3.11.

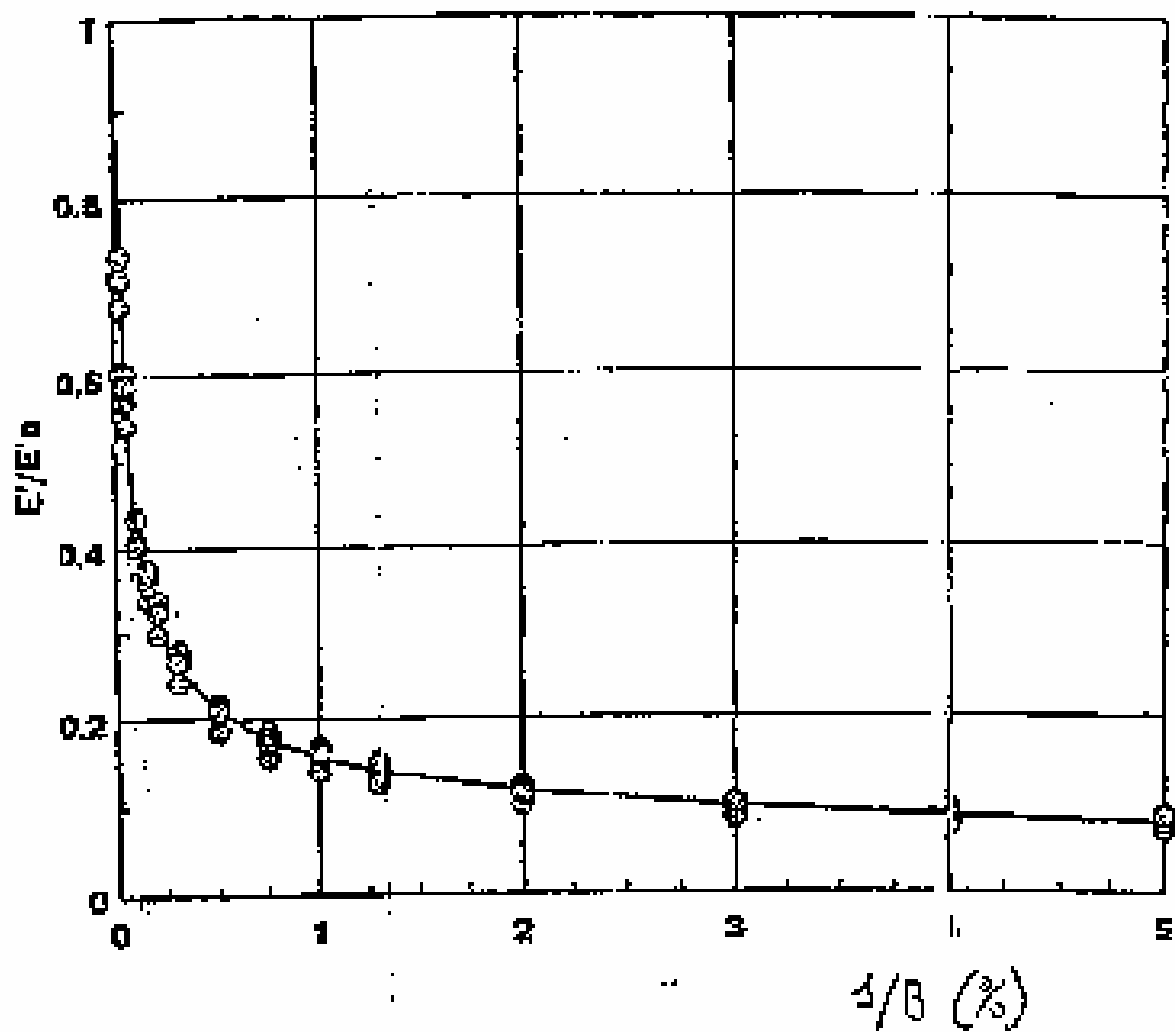


Figura n.2 - Curva di decadimento del modulo elastico da rif. 2.3.1

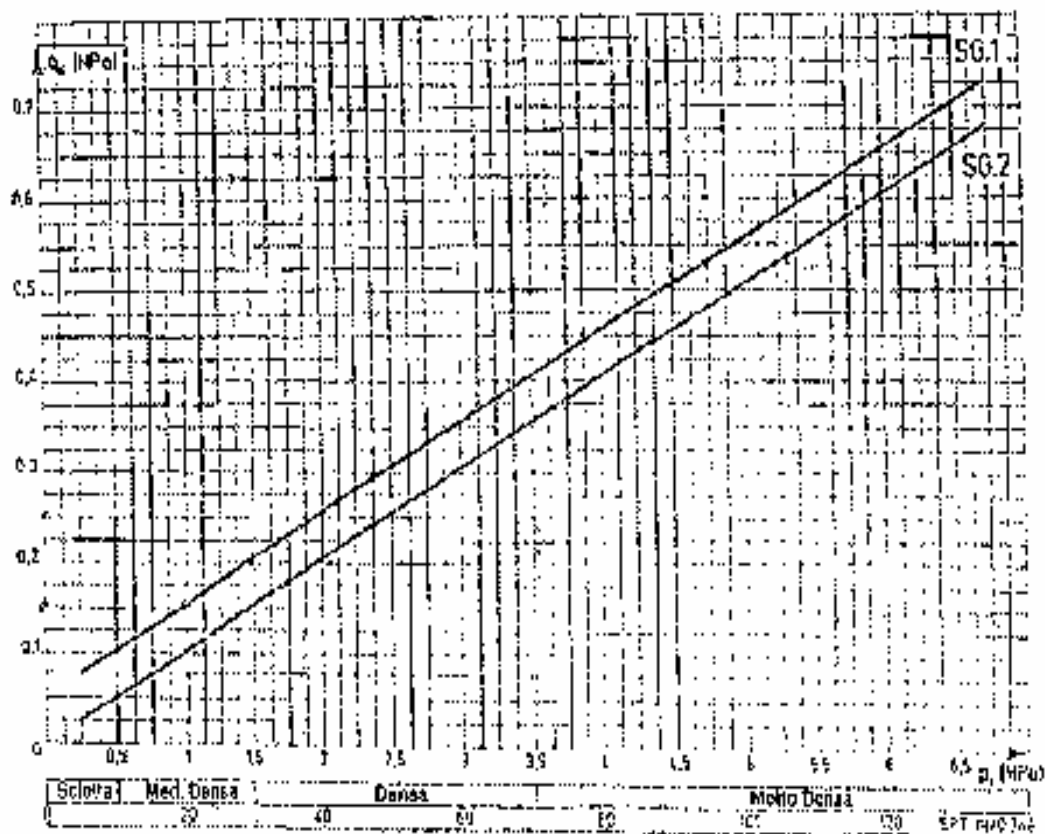


Fig. 1 — Tabella per il calcolo del q_u per le sabbie e ghiaie

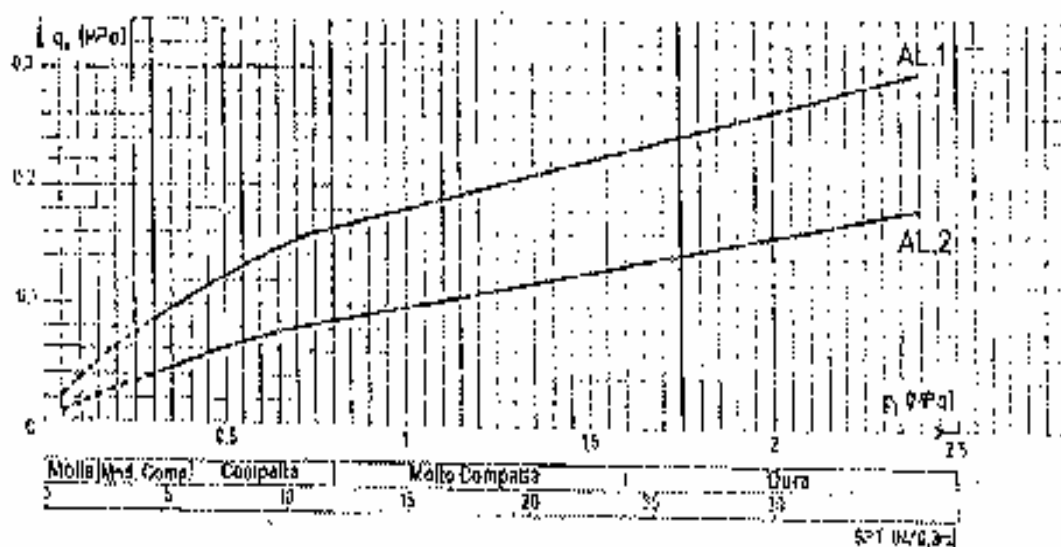


Fig. 2 — Tabelle per il calcolo del q_u per le argille e limi.

Figura n.3 - Abachi per il calcolo della capacità portante di micropali e tiranti .