

CITTA' di MONCALIERI

PROVINCIA di TORINO
Settore Politiche Ambientali

Progetto :

ADEGUAMENTO DEL PONTE SUL RIO SAN BARTOLOMEO IN STRADA LORETO

Fase di progetto :

PROGETTO ESECUTIVO

Oggetto elaborato :

RELAZIONE GEOTECNICA

Scala:

Elaborato: **b1**

Data: Dicembre 2016

Archivio: 14.10.02

Agg.to:

Nome file: b1.pdf

Progettista: Ing. Cosimo VINCI

Consulenza
strutturale: Ing. Vito LOPRIENO

Strada del Fortino, 34 10152 TORINO

telefax 011/69.99.484

cell. 338/19.23.051

e-mail: vinci.cosimo@alice.it

PEC: vinci.cosimo@ingpec.eu

Responsabile del Procedimento:

TIMBRI E FIRME

PREMESSA

Per il dimensionamento delle opere in progetto si è fatto riferimento alla caratterizzazione geotecnica dell'area riportata nella relazione geologico-geotecnica allegata all'intervento per "Lavori di ricostruzione ponte stradale in strada Genova all'attraversamento del Rio San Bartolomeo".

Tale relazione redatta ai sensi del D.M. 11/03/88 ("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"), è basata fra l'altro su un sondaggio eseguito nelle immediate vicinanze del sito interessato dall'opera in progetto (in Strada Loreto), realizzato nell'anno 2000 dalla Società TECNO.APP. srl nell'ambito di uno studio geologico tecnico nelle aree interessate al risanamento e messa a dimora del Rio S. Bartolomeo.

Per il sito in esame si ritiene valida la suddetta relazione geologica a firma del Geol. Mauro Castelletto, che si allega.

REGIONE PIEMONTE
Provincia di Torino
COMUNE DI MONCALIERI



LAVORI DI RICOSTRUZIONE PONTE STRADALE IN STRADA
GENOVA ALL'ATTRAVERSAMENTO DEL RIO SAN BARTOLOMEO

PROGETTO ESECUTIVO

E.3

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

Prof. Ing. Gianfranco CAPILUPPI

Ing. Rossana APPENDINO

Ing. Giovanni GHERRA

Ing. Marco BENSO

Geol. Mauro CASTELLETTO

Responsabile del procedimento:

Ing. Rocco CILLIS

Data : Marzo 2009

1. PREMESSA

La presente relazione fornisce la caratterizzazione geologica del sottosuolo dell'area interessata dalle opere in progetto, in ottemperanza alle disposizioni del D.M. 11/03/88 (*“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”*), secondo cui si esige un'indagine geognostica preliminare delle opere di scavo, di sostegno delle terre e di fondazione delle opere in progetto.

Scopo della seguente indagine è quello di determinare le caratteristiche meccaniche dei terreni costituenti l'immediato sottosuolo, di prendere in considerazione le soluzioni di opere fondazionali più idonee e di verificare la stabilità dell'opera in progetto in funzione dell'equilibrio idrogeologico del sito circostante.

Si è proceduto mediante:

- raccolta ed organizzazione dei dati geologici esistenti;
- elaborazione geotecnica dei dati provenienti da n°2 sondaggi, forniti dall'Amministrazione Comunale, eseguiti nelle immediate vicinanze del sito interessato dall'opera in progetto, realizzati nell'anno 2000 dalla Società TECNO.APP. srl nell'ambito di uno studio geologico tecnico nelle aree interessate al risanamento e messa a dimora del Rio S. Bartolomeo. ⁽¹⁾

2. UBICAZIONE DELL'AREA

L'area oggetto d'indagine è ubicata immediatamente ad Est del concentrico principale del Comune di Moncalieri, lungo la Strada Statale n°29 (Strada Genova) che collega Moncalieri con Poirino, ad una quota di circa 236 m s.l.m., in corrispondenza dell'attraversamento del Rio San Bartolomeo (Figura 1).

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Le opere in progetto consistono nel rifacimento del ponte in Strada Genova (Strada Statale n°29) sul Rio San Bartolomeo, nel quadro delle opere di

(1) TECNO.APP.srl. “Esecuzione di indagini geologico e geotecniche relative alla conoscenza della natura dei terreni di fondazione dei ponti relativi al progetto di sistemazione idraulica del Rio San Bartolomeo – Moncalieri (TO). Relazione Geologico Tecnica. Afragola, Giugno 2000.

sistemazione idraulica del predetto rio, già avviate da qualche anno sul riferimento di un progetto esecutivo predisposto dal Settore Regionale di Prevenzione del Rischio Geologico.

La necessità di intervenire sulla sistemazione idraulica dell'area in oggetto si attua attraverso la riprofilatura dell'alveo e l'adeguamento delle sponde del Rio S.Bartolomeo, a monte del medesimo, e per breve tratto a valle, restituendogli dignità "fluviale" e garantendo nel tempo la stabilità dimensionale e di portata della sezione idraulica. E' necessario, a tal fine, intervenire anche su un'opera che interessa Strada Genova e interferisce con il rio, la quale per dimensioni e tipologia costruttiva costituisce un ostacolo al regolare deflusso delle acque. Pertanto risulta indispensabile rimuovere il ponte attualmente esistente e realizzarne un altro a luce unica che permetta di avere una sezione idraulica maggiore e garantire il franco idraulico minimo, fissato dalle norme vigenti.

Nel dettaglio i lavori di sistemazione idraulica propriamente detti, che si estendono per oltre 100 metri complessivamente, consistono nella risagomatura del Rio San Bartolomeo mediante la sistemazione spondale con gabbioni metallici per i primi 100 metri e con la realizzazione di uno scatolare in conglomerato cementizio armato per il restante tratto dell'intervento; inoltre l'attuale ponte in muratura di Strada Genova verrà demolito e sostituito da uno più ampio per larghezza ma in conglomerato cementizio armato con campata unica, in modo da realizzare una luce netta della sezione di 10.00 m. Lo schema strutturale comprende pali di grande diametro affiancati e aderenti con funzione di fondazione e spalla del ponte, travi a cassoncino prefabbricate con intradosso continuo, getto di completamento superiore.

4. ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE GEOLOGICO-TECNICA IN POSSESSO PRESSO L'AMMINISTRAZIONE COMUNALE

Sulla base di quanto indicato dallo studio geologico allegato alla Revisione del P.R.G.C. e riportato nella "Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica" (Elaborato 15, del maggio 2005) risulta che l'area oggetto d'indagine è inserita, nella classificazione dell'idoneità urbanistica secondo la recente direttiva regionale della Circolare P.G.R. 7/LAP del 8/05/1996, all'interno della Classe IIIa della pericolosità geologica ovvero: *"Porzioni di territorio inedificate, sia di pianura che di collina, non idonei a nuovi insediamenti per*

presenza di elementi di pericolosità geologica ed idraulica o sensibili sotto l'aspetto geologico-ambientale. Aree inedificabili”, in quanto ricade all'interno della fascia di pericolosità del corso d'acqua rappresentato dal Rio San Bartolomeo (Figura 2).

Nell'immediato intorno le aree ricadono all'interno della Classe IIa a monte della S.S. n°29 e nella Classe IIb a valle della stessa S.S. N°29.

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto d'indagine è situata immediatamente ad Est del concentrico principale, lungo la Strada Statale n°29 (Strada Genova) nel settore di pianura che funziona da raccordo tra il settore collinare della Borgata San Bartolomeo e la sottostante pianura alluvionale in destra orografica del Fiume Po che contraddistingue la Borgata Palera e la Frazione Pecenasco.

All'interno di quest'area di pianura possiamo riconoscere una serie di depositi di origine continentale, ovvero legati allo smantellamento e all'erosione di apparati montani da parte di ghiacciai e corsi d'acqua con relativo trasporto, accumulatisi in periodi diversi.

In particolare, possiamo distinguere, come indicato nella cartografia del Foglio Carmagnola n°68 della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 (Figura 3), una serie di depositi di età quaternaria (prevalenti) e terziaria, che dal più giovane al più antico risultano:

- depositi ghiaiosi con lenti sabbioso-argillose di natura fluviale che caratterizzano l'alveo del Fiume Po e le aree immediatamente fiancheggianti (depositi di età medio recente, Olocene medio-recente);
- depositi sabbioso-ghiaiosi di natura fluviale, laterali e leggermente sospese rispetto ai depositi fluviali dell'Olocene medio-recente, che ricoprono i depositi fluvioglaciali del Pleistocene medio-superiore (Olocene inferiore);
- depositi ghiaioso-sabbiosi di origine fluvio-glaciale con talora associato un paleosuolo rossastro di natura prevalentemente argilloso-limosa con ciottoli, che costituiscono il livello fondamentale della pianura torinese e il settore pedecollinare (Pleistocene medio-superiore, corrispondente al *“Fluvioglaciale Riss”* dei vecchi Autori);
- depositi eolici di natura limoso-argilloso di color ocra che ricoprono in prevalenza i depositi villafranchiani e il substrato terziario della collina torinese (Pleistocene medio-inferiore);

- substrato terziario della collina torinese: rappresentato da marne argillose di colore grigiastro del Tortoniano (Miocene).

6. ANALISI GEOLOGICA DEL SITO

L'analisi geologica del sito è stata effettuata sulla base di alcuni sopralluoghi e delle stratigrafie relative a n°2 sondaggi eseguiti nel mese di giugno 2000 per conto dell'Amministrazione Comunale dalla Società TECNO.APP. srl, rispettivamente sondaggio S1 (Strada Genova) e sondaggio S2 (Strada Loreto), nell'ambito di uno studio geologico-tecnico nelle aree interessate al risanamento e messa a dimora del Rio S. Bartolomeo.

Non sono stati eseguite ulteriori indagini geognostiche ma la tipologia dell'opera in progetto richiede che vengano eseguite in fase esecutiva ulteriori indagini dirette (sondaggi) in prossimità delle spalle del ponte al fine di valutare in maniera più precisa le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche del sottosuolo interessato dalle opere fondazionali dell'opera prevista.

Nei seguenti paragrafi verrà fornito un breve inquadramento geomorfologico, idrografico, litostratigrafico e idrogeologico dell'area in oggetto.

6.1. Inquadramento geomorfologico e idrografico

L'area oggetto di indagine è posta in una zona pianeggiante in corrispondenza dell'attraversamento del Rio San Bartolomeo sulla S.S. n°29 (Strada Genova). Circa 500 metri a nord del sito la morfologia è definita dai rilievi della Collina di Torino, che si innalza prima dolcemente e poi in maniera più ripida verso il Colle della Maddalena. Verso Sud la morfologia rimane pianeggiante e degrada in direzione del Fiume Po.

Il Rio San Bartolomeo o Rio di Pallera è originato da una serie di impluvi presenti a monte della Borgata San Bartolomeo tra il M.Calvo e l'abitato di Revigliasco. Esso costituisce un affluente destro del Fiume Po, che scorre ad una distanza di circa 2.5 chilometri.

In prossimità del ponte sulla S.S. n°29 il piano di scorrimento del corso d'acqua si trova incassato di circa 3 metri a monte del ponte e di circa 1.5 metri a valle. La larghezza dell'alveo risulta notevolmente differente tra monte e valle. Infatti, a monte presenta una sezione trapezoidale con base di scorrimento larga

circa 2.20 metri mentre a valle la sezione è più rettangolare con base di scorrimento larga circa 5 metri.

Le sponde del corso d'acqua si presentano in stato di degrado e parziale dissesto.

6.2. Assetto litostratigrafico dell'area

L'assetto stratigrafico del sito è stato caratterizzato utilizzando i dati stratigrafici relativi ai n°2 sondaggi geognostici precedentemente indicati e realizzati rispettivamente in Strada Genova (S1, in prossimità del ponte sul Rio San Bartolomeo) e in Strada Loreto (S2, a monte del sito oggetto d'indagine).

I due sondaggi sono stati spinti rispettivamente alle profondità di 30 m (sondaggio S1) e di 27 m (sondaggio S2) dal piano campagna e hanno permesso di individuare gli orizzonti litostratigrafici riportati nella seguente tabella:

Profondità (m)	Descrizione materiale
0.00 ÷ 11.30	Ghiaia grossolana costituita da ciottoli di natura calcareo-marnosa di dimensioni centimetriche (ϕ max 10 cm) con spigoli arrotondati, a tratti immersi in matrice limoso-sabbiosa di colore bruno-giallastra e a tratti immersi in una matrice sabbiosa fine o ghiaioso-sabbiosa di colore grigiastro (depositi di natura fluviale dell'Olocene inferiore)
11.30 ÷ 13.60	In corrispondenza del sondaggio S1 (Strada Genova) è stata riscontrata la presenza di un orizzonte costituito da limo e sabbia di colore giallo ocra
13.60 ÷ 30.00	Alternanza di: <ul style="list-style-type: none"> • livelli limoso sabbiosi a tratti argillosi di colore grigio plumbeo con intercalazioni di ciottoli di dimensioni centimetriche; • depositi sabbioso-limosi e/o limoso-sabbiosi a tratti argillosi e a tratti ghiaiosi di colore grigio plumbeo (Depositi fluviali e fluvioglaciali dell'Olocene Inferiore - Pleistocene medio-superiore)

6.3. Idrogeologia

In corrispondenza del sondaggio S1 (Strada Genova) la falda freatica è stata riscontrata alla profondità di circa 6.50 m dal piano campagna, mentre nel sondaggio S2 (Strada Loreto) la falda freatica è stata riscontrata alla profondità di circa 3.50 m dal piano campagna.

La falda freatica presenta una direzione di scorrimento generale da NNE verso SSO.

I terreni ghiaioso ciottolosi e sabbioso limosi presenti nel sottosuolo in prossimità del ponte sulla Strada Statale n°29 in corrispondenza del Rio San Bartolomeo sono generalmente caratterizzati da buoni valori di permeabilità primaria ($K=10^{-2} \div 10^{-5}$ m/s), nonostante la presenza di matrice limoso-argillosa. Risultano pertanto poco diffusi i fenomeni di ristagno d'acqua in occasione di intensi eventi meteorici.

6.4. Sismicità

In relazione all'aggiornamento generale apportato dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* recepita dalla Regione Piemonte con D.G.R. n°61-11017 del 17/11/2003 *“Deliberazione della Giunta della Regione Piemonte in merito alla riclassificazione a rischio sismico del territorio regionale”* il Comune di Moncalieri ricade all'interno della Zona 4 nelle tabelle della zonazione sismica, cui corrisponde nell'Allegato 2 *“Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”* dell'OPCM n°3274, un valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A) pari a 0,05g.

Il suolo di fondazione può essere assunto di Categoria B *“Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate, o di argille molto consistenti”*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

La caratterizzazione geotecnica del terreno interessato dalle fondazioni delle nuove opere in progetto é stata effettuata sulla base delle prove SPT (Standard Penetration Test) effettuate durante l'esecuzione del sondaggio S1 (Strada Genova) in quanto risulta il più vicino al sito interessato dalle opere in progetto.

Le prove SPT consistono nel far cadere un maglio, del peso di 63,5 kg, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di

aste alla cui estremità inferiore è avvitato il campionatore di dimensioni standardizzate o la punta conica.

I risultati delle prove SPT vengono espressi in termini di N_{SPT} , intendendo con tale quantità il numero di colpi necessario all'avanzamento della punta standard per un tratto di 30 cm (dopo l'eventuale penetrazione quasi statica per gravità e dopo 15 cm di infissione dinamica per il posizionamento). Il limite massimo per la penetrazione di ogni singolo tratto di 15 cm è di 50 colpi; al di sopra di tale valore si intende che il terreno offre rifiuto alla penetrazione.

7.1. Parametri geotecnici

I parametri utilizzati per caratterizzare i materiali presenti nell'area oggetto d'indagine ed interessati dalle fondazioni delle opere in progetto sono stati stimati sulla base dei risultati delle prove SPT. Queste prove forniscono indicazioni sul grado di addensamento dei materiali e, mediante correlazioni disponibili in letteratura tecnica, consentono di stimare le principali caratteristiche di resistenza e deformabilità dei terreni, sulla base del numero di colpi N_{SPT} ottenuti durante le prove.

Sono stati utilizzati, inoltre, i dati ottenuti da alcune prove di taglio diretto e prove edometriche realizzate su alcuni campioni provenienti dai sondaggi sopra indicati. Nella seguente tabella sono stati indicati i valori dei principali parametri geotecnici stimati:

MATERIALI	γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	ϕ_{cv} (°)	c' (MPa)	Dr (%)	Eu (MPa)	Ed (MPa)	K (kg/cm ³)	N_{SPT}
Ghiaia grossolana con ciottoli (0.00 ÷ 11.30 m)	19	44-45	32-36	0	90-95	50	51	10	30-RIF
Limo e sabbia giallastri (11.30 ÷ 13.60 m)	1.85	37	29-32	0	63-65	27	21	10	40
Sabbie limose e limi sabbiosi (13.60 ÷ 30.00 m)	19	38-40	30-33	0	65-70	32	26	10	35->70

Dove:

- γ' : Peso di Volume (NAVFAC, 1971)
- ϕ' : Angolo di resistenza al taglio (Schmertmann, 1978)
- ϕ_{cv} : Angolo a volume costante (Bolton, 1986)
- c' : Coesione drenata
- Dr: Densità relativa (Gibbs e Holtz, 1957)

γ :	Peso di Volume (<i>NAVFAC, 1971</i>)
Eu:	Modulo di deformazione drenato (<i>Webb, 1970; D'Apollonia et al., 1968, 1970</i>)
Ed:	Modulo edometrico (<i>Menzenbach e Malcev</i>)
K:	Coefficiente di sottofondo o di Winkler (<i>Terzaghi</i>)
N_{SPT} :	Valore del numero di colpi avente come riferimento la prova SPT (Standard Penetration Test), ovvero numero di colpi (NSPT) per una penetrazione del campionatore di circa 300 mm

Per il calcolo della capacità portante delle opere fondazionali del ponte in progetto occorrerà considerare soprattutto i dati forniti dalle prove SPT del sondaggio S1 (Strada Genova) eseguite nel tratto compreso tra il piano campagna e la profondità di 11 metri circa.

Nei paragrafi seguenti saranno indicati i principali parametri geotecnici che caratterizzano i depositi caratterizzanti lo strato di sedimenti compreso tra il piano campagna e 11.30 metri riscontrato nel sondaggio S1 di Strada Genova.

7.1.1. Caratterizzazione litologica

Sulla base della descrizione litologica proveniente dal sondaggio S1 i depositi alluvionali presenti nel tratto compreso tra il piano campagna e la profondità di 11 metri circa potrebbero essere possibile classificati (anche se manca un'analisi granulometrica di conforto), sulla base della classificazione CNR UNI, come appartenenti ai gruppi A1a o A1b con rare eccezioni classificabili come gruppo A2.

In particolare le prove SPT forniscono in tali depositi valori di N_{SPT} dispersi tra 30 e rifiuto alla penetrazione. Mediamente e in via cautelativa si assumerà come rappresentativo un valore di N_{SPT} pari a 40.

7.1.2. Densità relativa

Per la stima di tale parametro, si fa riferimento alle correlazioni proposte da Gibbs e Holtz (1957), come indicato in Figura 4.

Questa correlazione prevede di calcolare un parametro F:

$$F = 0,0065 * \sigma_{v0}^2 + 1,68 * \sigma_{v0} + 14$$

in cui σ_{v0} : tensione verticale espressa in t/m².

La densità relativa è pari a:

$$Dr = \left[1,5 \left(\frac{N}{F} \right)^{0,222} \right] - 0,6$$

Dall'utilizzo di tali relazioni è possibile osservare un grado di addensamento dei materiali che si attesta tra le linee rappresentative di una densità relativa Dr compresa tra 90% e 95%.

7.1.3. Parametri di resistenze (Angolo di resistenza al taglio)

Sulla base del valore di Dr ottenuto è possibile, per mezzo delle correlazioni proposte da Schmertmann (1978) e riportate in Figura 5, stimare l'angolo di resistenza al taglio di picco, che risulta pari a un valore $\phi = 44 \div 45^\circ$.

Il valore ricavato rappresenta l'angolo di resistenza al taglio di picco da utilizzare in problematiche geotecniche che implicino un basso livello deformativo (spinte contro i locali interrati, muri di sostegno etc.); relativamente all'angolo di resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{cv}), i valori proposti da Lambe e Whitman (1969) per sabbie e sabbie ghiaiose risultano compresi tra 32° e 34° .

In particolare la stima di tale parametro (ϕ_{cv}) è possibile dall'esame del diagramma proposto da Bolton (1986) (Cfr. Figura 6) che per una densità relativa del 90 % prevede una differenza fra ϕ e ϕ_{cv} compresa tra 8 e 12° . In definitiva come valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{cv}) si assume un campo di valori compreso tra 32° e 36° con il limite inferiore valido per i termini ghiaioso sabbiosi e il limite superiore valido per gli strati ove la componente ghiaiosa associata alla componente ciottolosa risulta preponderante.

7.1.4. Parametri di deformazione (Modulo di deformazione ed edometrico)

Il modulo di deformazione del terreno in condizioni drenate (E_u) è stimato, come i parametri precedenti, sulla base dei risultati delle prove SPT eseguite in sito. In particolare, facendo riferimento a quanto proposto da D'Appolonia (1970) risulta, Figura 7:

$$E_u = S_1 * N_{SPT} + S_2$$

dove per sabbie ghiaiose: $S_1 = 0,765$ [MPa]

$$S_2 = 18,75$$
 [MPa]

Per quanto riguarda il valore di N_{SPT} , si assume un valore rappresentativo 40 colpi/piede. Sostituendo questi dati nell'espressione proposta si ricava:

$$E_u = 50 \text{ MPa}$$

Per la stima del modulo edometrico (E_d) è stata utilizzata la formulazione di Menzenbach e Malcev dove per sabbia ghiaiosa:

$$E_d = 1,184 N_{spt} + 3,8 \text{ (MPa)}$$

Sostituendo i dati nell'espressione proposta si ricava:

$$E_d = 51 \text{ MPa}$$

Il coefficiente di Poisson si può ragionevolmente assumere pari a $\nu = 0.30$.

7.1.5. Peso di volume

Sulla base della classificazione granulometrica e del valore di D_r stimato in precedenza è possibile, attraverso le correlazioni proposte dal NAVFAC (1971), Figura 8, stimare il peso di volume saturo dei terreni in esame.

Con un valore di $D_r = 90\%$ si ottiene $\gamma = 20\div 21 \text{ kN/m}^3$. In via cautelativa si è preferito stimare un valore di $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

7.1.6. Coefficiente di sottofondo (o di Winkler)

In assenza di prove di carico su piastra si è ritenuto di stimare, anche se in maniera approssimativa, il coefficiente di Winkler utilizzando lo schema tratto da Terzaghi e riportato nella Figura 9 dove è indicata la correlazione tra prove N_{SPT} e coefficiente di sottofondo, ricordando che per materiali simili i livelli di confidenza raggiungono come limite superiore i 10 kg/cm^3 .

8. CAPACITÀ PORTANTE DELLE OPERE FONDAZIONALI

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche desunte dall'analisi del sondaggio S1 eseguito dalla Società TECNO.APP.srl (Relazione Geologico Tecnica. Afragola, Giugno 2000) e fornito dall'Amministrazione Comunale, dei relativi parametri stimati che caratterizzano i depositi presenti nell'immediato sottosuolo dell'area indagata e della tipologia dell'opera in progetto è stata individuata, in accordo con i progettisti, una tipologia di fondazione rappresentata da pali di medio diametro (\varnothing pari a 100 cm), di lunghezza pari a circa 8.20 metri (con lunghezza di lavoro del palo pari a circa 6.60 metri), intestati ad una profondità di circa 10 metri dal piano campagna.

8.1. Stima della capacità portante (Metodo di Brinch-Hansen, 1970)

Il calcolo della capacità portante è stata eseguita ipotizzando di intestare le fondazioni delle opere in progetto all'interno dell'orizzonte superficiale costituito da ghiaie e sabbie con ciottoli.

Sono stati effettuati dei calcoli al fine di stimare la capacità portante, sulla base dei dati geotecnici a disposizione.

Sono state prese in considerazione delle opere fondazionali costituite da pali di diametro pari ad 1 metro e di lunghezza totale pari a circa 8.20 metri, di cui 6.60 metri intestati all'interno dei depositi costituenti l'immediato sottosuolo, come riportato nella seguente tabella:

TIPO FONDAZIONE	B (m)	L (m)	D (m)
palo	1.00	1.00	6.60

dove:

B = larghezza fondazione

L = lunghezza fondazione

D = profondità fondazione

Data l'elevata permeabilità dei terreni geotecnicamente non coesivi, si è assunto che le sovrappressioni intergranulari generate dall'applicazione dei carichi si dissipino contemporaneamente all'applicazione stessa dei carichi e pertanto il calcolo di capacità portante delle fondazioni può essere effettuata in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci.

Per il calcolo della capacità portante in questi terreni si è applicata la formula di **BRINCH-HANSEN (1970)**:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

q_{LIM} = portata unitaria agente sul piano di fondazione che determina la rottura del terreno per raggiunto limite della resistenza al taglio

γ' = peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione

c' = coesione drenata

$N_{\gamma} N_q N_c$ = fattori di capacità portante dipendenti da ϕ'

$s_{\gamma} s_q s_c$ = fattori di forma della fondazione

$i_{\gamma} i_q i_c$ = fattori correttivi per inclinazione del carico

$b_{\gamma} b_q b_c$ = fattori correttivi per inclinazione della base fondazione

$g_{\gamma} g_q g_c$ = fattori correttivi per inclinazione del piano campagna

$d_c d_q$ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

Dividendo il valore del carico limite (q_{LIM}), ottenuto dalla formula applicata, per un fattore di sicurezza $F=3$, come da normativa vigente (D.M. 11/03/88), si ottiene una capacità portante ammissibile (q_{amm}) i cui valori sono:

TIPO FONDAZIONE	B (m)	L (m)	D (m)	q_{amm} (kPa)
palo	1.00	1.00	6.60	>1000

Nei calcoli sopra eseguiti sono stati ipotizzati valori di eccentricità nulla, ovvero fondazioni soggette a carico baricentrico (verticale) e non a carico inclinato.

I valori di capacità portante q_{amm} ottenuti devono però essere verificati nei confronti dei cedimenti massimi ammissibili.

8.2. Calcolo dei cedimenti

Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura, si è cautelativamente considerato un cedimento massimo ammissibile $S_{max} \leq 25$ mm (Terzaghi e Peck, 1967).

La stima dei cedimenti è stata eseguita in base al metodo di calcolo di **BURLAND E BURBIDGE (1984)**:

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot [\sigma'_{v0} B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) B^{0.7} \cdot I_c]$$

dove:

- s = cedimento in mm
- σ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta della fondazione, espressa in kPa
- B = larghezza della fondazione espressa in metri
- q' = pressione efficace lorda applicata espressa in kPa
- I_c = indice di compressibilità = $1.706/N_{AV}^{1.4}$
- $f_s f_h f_t$ = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti

I cedimenti sono stati verificati nell'immediato (S_i), ovvero in tempi brevi dopo l'esecuzione della fondazione, e tenendo conto delle deformazioni differite nel tempo ovvero dopo 30 anni (S_{30anni}). Alla stima così effettuata va associata una probabilità del 50% che il cedimento possa essere in realtà superiore a tale valore.

Per progettare una fondazione accettando una probabilità del 2,3% che il cedimento possa essere superiore a un valore di 25 mm occorre applicare al

massimo una pressione ammissibile differente. I calcoli dei cedimenti sono stati effettuati, pertanto, ipotizzando anche una probabilità del 2,3% che il cedimento possa essere superiore a un valore di 25 mm.

E' stato ipotizzato, sulla base della granulometria del terreno e del relativo grado di addensamento, un valore pari a 45 per il parametro N_{AV} , che risulta essere un valore cautelativo in rapporto della tipologia del terreno.

I risultati dei calcoli effettuati sono riportati nella seguente tabella :

B (m)	L (m)	D (m)	q_{amm} (kPa)	N_{AV}	S_i (mm)	S_{30anni} (mm)	q_{amm} 50% (kPa)	q_{amm} 2,3% (kPa)
1.00	1.00	6.60	>1000	45	11,32	13,06	>1000	604

dove:

- B = larghezza fondazione
- L = lunghezza fondazione
- D = profondità fondazione
- q_{amm} = capacità portante ammissibile
- N_{AV} = media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa Z_i
- S_i = cedimento immediato
- S_{30anni} = cedimento dopo 30 anni
- q_{amm} 50% = capacità portante ammissibile accettando solo una probabilità del 50% che il cedimento possa essere superiore a un valore di 25 mm
- q_{amm} 2,3% = capacità portante ammissibile accettando solo una probabilità del 2,3% che il cedimento possa essere superiore a un valore di 25 mm

In fase di progettazione ed esecuzione dei lavori, le dimensioni delle fondazioni da realizzare devono fare riferimento alla tabella sopra riportata, ricordando che i valori di capacità portante ammissibile q_{amm} (rispetto ai cedimenti) risultano essere differenti nei due casi presi in considerazione (50% o 2,3% che il cedimento possa essere superiore a un valore di 25 mm).

I dati relativi di capacità portante ammissibile delle fondazioni (q_{amm}) riportati nella precedente tabella indicano che possono essere applicati carichi massimi ammissibili variabili:

da circa 1000 kPa (pari a circa 10 kg/cm²) a circa 600 kPa (pari a circa 6,00 kg/cm²)	ipotizzando fondazioni di tipo palo con diametro pari a 1 metro e intestate ad una profondità di circa 6.60 metri rispetto all'alveo del Rio San Bartolomeo
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

8.3. Stima portanza limite dei pali (Metodo di Terzaghi)

E' stata eseguita anche una valutazione del carico limite di un palo utilizzando il Metodo di Terzaghi (1967).

Anche in questo caso è stato considerato un palo di lunghezza pari a 8.20 metri, intestato ad una profondità di circa 10 metri dal piano campagna all'interno dei sedimenti ghiaioso-sabbiosi che dovrebbero costituire l'immediato sottosuolo rispetto all'alveo del Rio San Bartolomeo, per una lunghezza di lavoro del palo di circa 6.60 m, e di diametro pari a 1 metro, come riportato nella seguente tabella.

TIPO	L (m)	D (m)
palo	6.60	1.00

dove:

L = profondità del palo

D = diametro del palo

Per il calcolo della portanza limite del palo Q_{lim} è stata utilizzata la formula:

$$Q_{lim} = Q_b + Q_s - W$$

dove:

$$Q_b = \text{portata alla punta o di base} = A_p \cdot N_q \cdot \sum (\gamma_t \cdot L)$$

$$Q_s = \text{portata laterale} = \sum (\pi \cdot d \cdot L \cdot K_i \cdot n_i \cdot \gamma_i \cdot L_i)$$

I valori di portanza di esercizio (Q_{eser}) ottenuti sono riassunti nella seguente tabella mentre nell'Allegato 2 sono riportati gli elaborati inerenti i calcoli di portata limite per il palo esaminato sia con il Metodo di Terzaghi sia con il Metodo di Terzaghi modificato Meardi (Tissoni, 1997).

TIPO	L (m)	D (m)	Metodo di Terzaghi		Metodo di Terzaghi (mod. Meardi)	
			Q_{eser} (tonn)	Q_{eser} (kN)	Q_{eser} (tonn)	Q_{eser} (kN)
palo	6.60	1.00	84,7	831	114,5	1123

9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base delle indagini e dei rilievi effettuati è possibile compiere alcune considerazioni.

Le opere in progetto consistono nel rifacimento del ponte in Strada Genova (Strada Statale n°29) sul Rio San Bartolomeo, nel quadro delle opere di sistemazione idraulica del predetto rio, già avviate da qualche anno sul riferimento di un progetto esecutivo predisposto dal Settore Regionale di Prevenzione del Rischio Geologico.

Dal punto di vista litostratigrafico le indagini messe a disposizione dall'Amministrazione Comunale, eseguite nell'anno 2000 dalla Soc. TECNO.APP. Srl, evidenziano che l'immediato sottosuolo del sito indagato risulta caratterizzato, fino alla profondità di circa 30 metri, da tre livelli principali:

- un livello superficiale (0.00 ÷ 11.30 m) costituito da ghiaia grossolana costituita da ciottoli di natura calcareo-marnosa di dimensioni centimetriche (ϕ max 10 cm) con spigoli arrotondati, a tratti immersi in matrice limoso-sabbiosa di colore bruno-giallastra e a tratti immersi in una matrice sabbiosa fine o ghiaioso-sabbiosa di colore grigiastro (depositi di natura fluviale dell'Olocene inferiore), depositi ben addensati e caratterizzati da buoni parametri geotecnici;
- un livello intermedio (11.30 ÷ 13.60 m) caratterizzato da un orizzonte costituito da limo e sabbia di colore giallo ocra, caratterizzato da parametri geotecnici da mediocri a buoni;
- un livello inferiore, (13.60 ÷ 30.00 m) caratterizzato dall'alternanza di livelli limoso sabbiosi a tratti argillosi di colore grigio plumbeo con intercalazioni di ciottoli di dimensioni centimetriche e livelli di depositi sabbioso-limosi e/o limoso-sabbiosi a tratti argillosi e a tratti ghiaiosi di colore grigio plumbeo. Si tratta di depositi fluviali e fluvioglaciali dell'Olocene Inferiore - Pleistocene medio-superiore, depositi ben addensati e caratterizzati da buoni parametri geotecnici.

Il livello della falda acquifera superficiale è stato rilevato in corrispondenza del sondaggio S1 (Strada Genova) alla profondità di circa 6.50 m dal piano campagna, mentre nel sondaggio S2 (Strada Loreto) la falda freatica è stata riscontrata alla profondità di circa 3.50 m dal piano campagna.

Ipotizzando di realizzare delle opere fondazionali per il ponte in progetto costituite da pali di diametro pari ad 1 metro e di lunghezza totale pari a circa 8.20 metri, di cui 6.60 metri intestati all'interno dei depositi costituenti l'immediato sottosuolo, si potranno assumere valori di capacità portante del terreno da circa **600 kPa** (pari a circa **6 kg/cm²**) a circa **1000 kPa** (pari a circa **10,00 kg/cm²**), relativi a fondazioni di tipo palo, ipotizzando una probabilità rispettivamente del 2,3% e del 50% che il cedimento possa essere superiore a un valore di 25 mm.

I calcoli di stima della portata limite per il palo esaminato sia con il Metodo di Terzaghi sia con il Metodo di Terzaghi modificato Meardi (Tissoni, 1997) hanno fornito valori di portanza di esercizio (Q_{eser}) variabili rispettivamente da 831 kN a 1123 kN.

Si ricorda che i calcoli geotecnici eseguiti in questa relazione sono stati effettuati utilizzando i soli dati stratigrafici e geotecnici relativi a n°2 sondaggi geognostici realizzati rispettivamente in Strada Genova (S1, in prossimità del ponte sul Rio San Bartolomeo) e in Strada Loreto (S2, a monte del sito oggetto d'indagine) dalla Soc. TECNO.APP. Srl, eseguite nell'anno 2000 e che lo scrivente ha effettuato l'analisi geotecnica esclusivamente sulla base dei dati provenienti dai due sondaggi sopra indicati e forniti dall'Amministrazione Comunale.

Al fine di poter calcolare in maniera più precisa la portanza delle opere fondazionali previste, o di confermare quanto stimato con la presente relazione si consiglia fortemente la realizzazione di:

- n°1-2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti ad una profondità non inferiore a 15 metri dal piano campagna, da realizzarsi in prossimità delle spalle del ponte in progetto al fine di verificare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei sottostanti sedimenti;
- prove SPT con cadenza ogni 2 metri, da eseguire all'interno dei fori di sondaggio;
- n° 6 analisi granulometriche di campioni raccolti da fori di sondaggio.

Chivasso, 06/02/2009

Dott. geol. Mauro Castelletto

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. UBICAZIONE DELL'AREA.....	1
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO.....	1
4. ANALISI DELLA DOCUMENTAZIONE GEOLOGICO-TECNICA IN POSSESSO PRESSO L'AMMINISTRAZIONE COMUNALE.....	2
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	3
6. ANALISI GEOLOGICA DEL SITO.....	4
6.1. <i>INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E IDROGRAFICO.....</i>	<i>4</i>
6.2. <i>ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO DELL'AREA.....</i>	<i>5</i>
6.3. <i>IDROGEOLOGIA.....</i>	<i>5</i>
6.4. <i>SISMICITÀ.....</i>	<i>6</i>
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO.....	6
7.1. <i>PARAMETRI GEOTECNICI.....</i>	<i>7</i>
7.1.1. <i>Caratterizzazione litologica.....</i>	<i>8</i>
7.1.2. <i>Densità relativa.....</i>	<i>8</i>
7.1.3. <i>Parametri di resistenze (Angolo di resistenza al taglio).....</i>	<i>9</i>
7.1.4. <i>Parametri di deformazione (Modulo di deformazione ed edometrico).....</i>	<i>9</i>
7.1.5. <i>Peso di volume.....</i>	<i>10</i>
7.1.6. <i>Coefficiente di sottofondo (o di Winkler).....</i>	<i>10</i>
8. CAPACITÀ PORTANTE DELLE OPERE FONDAZIONALI.....	10
8.1. <i>STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE (METODO DI BRINCH-HANSEN, 1970).....</i>	<i>11</i>
8.2. <i>CALCOLO DEI CEDIMENTI.....</i>	<i>12</i>
8.3. <i>STIMA PORTANZA LIMITE DEI PALI (METODO DI TERZAGHI).....</i>	<i>14</i>
9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	15

FIGURE

ALLEGATO 1: Stratigrafie sondaggi eseguiti nel giugno 2000

ALLEGATO 2: Elaborati calcoli di capacità portante

FIGURE

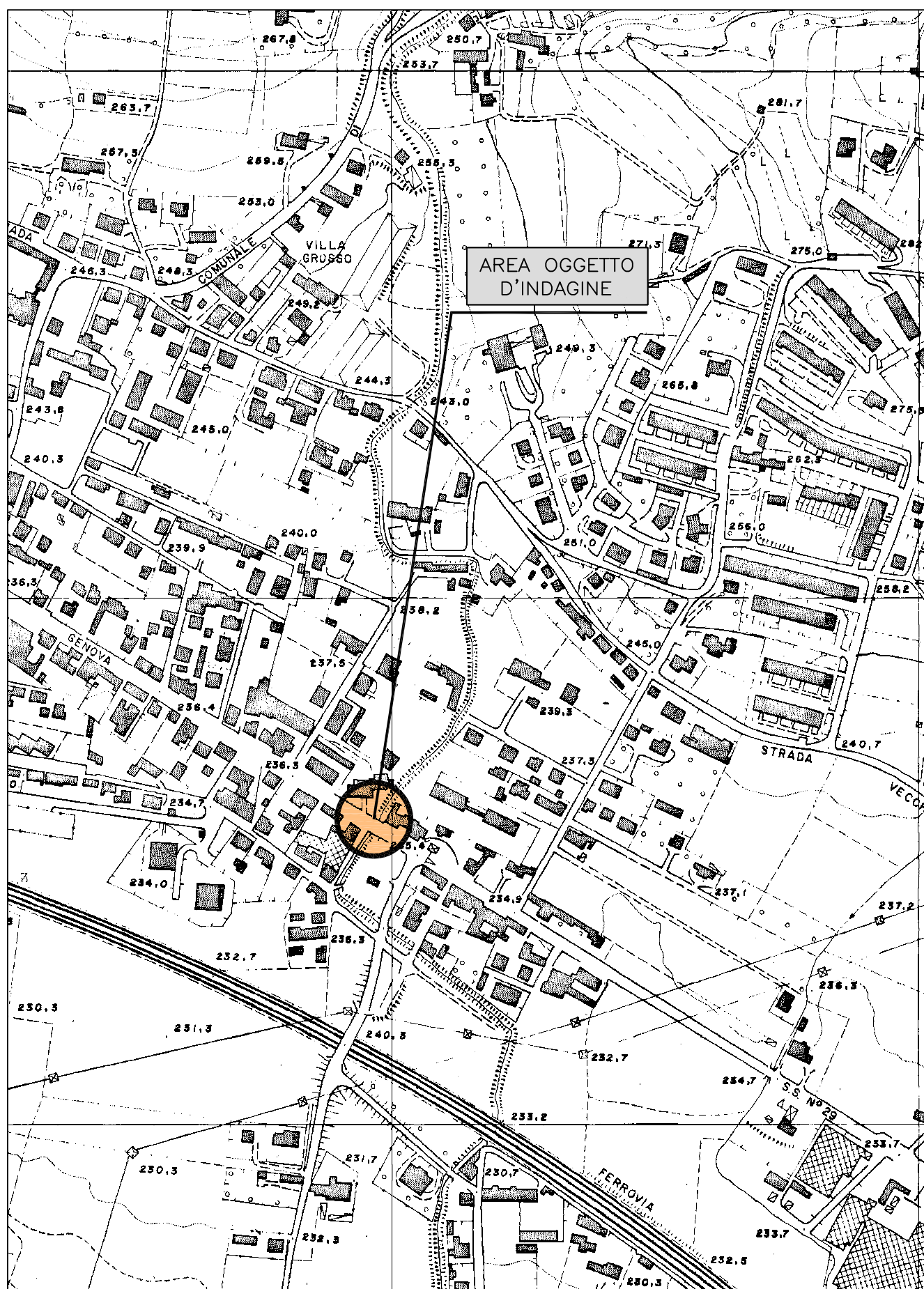
ALLEGATO 1

Stratigrafie sondaggi eseguiti nel giugno 2000

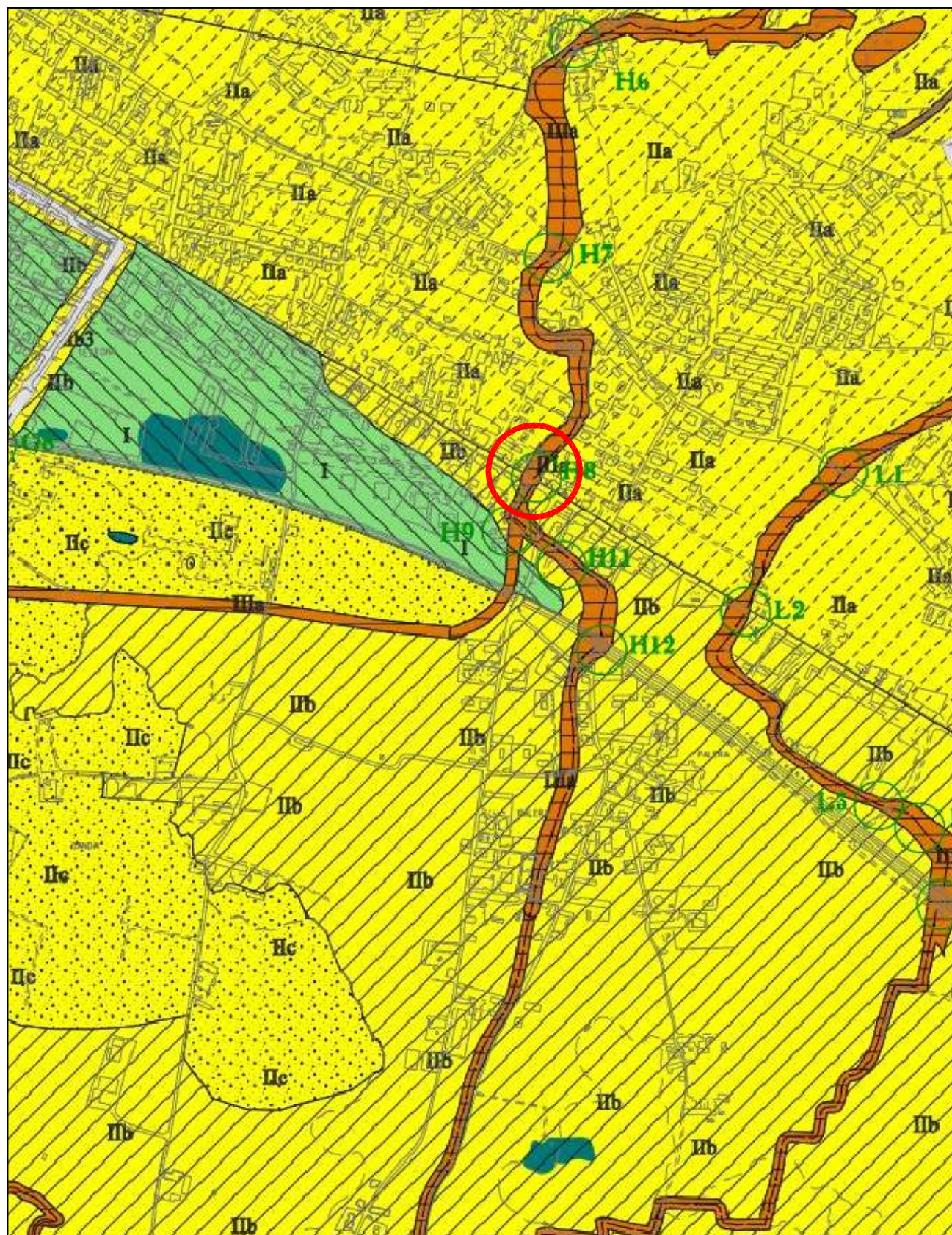
ALLEGATO 2

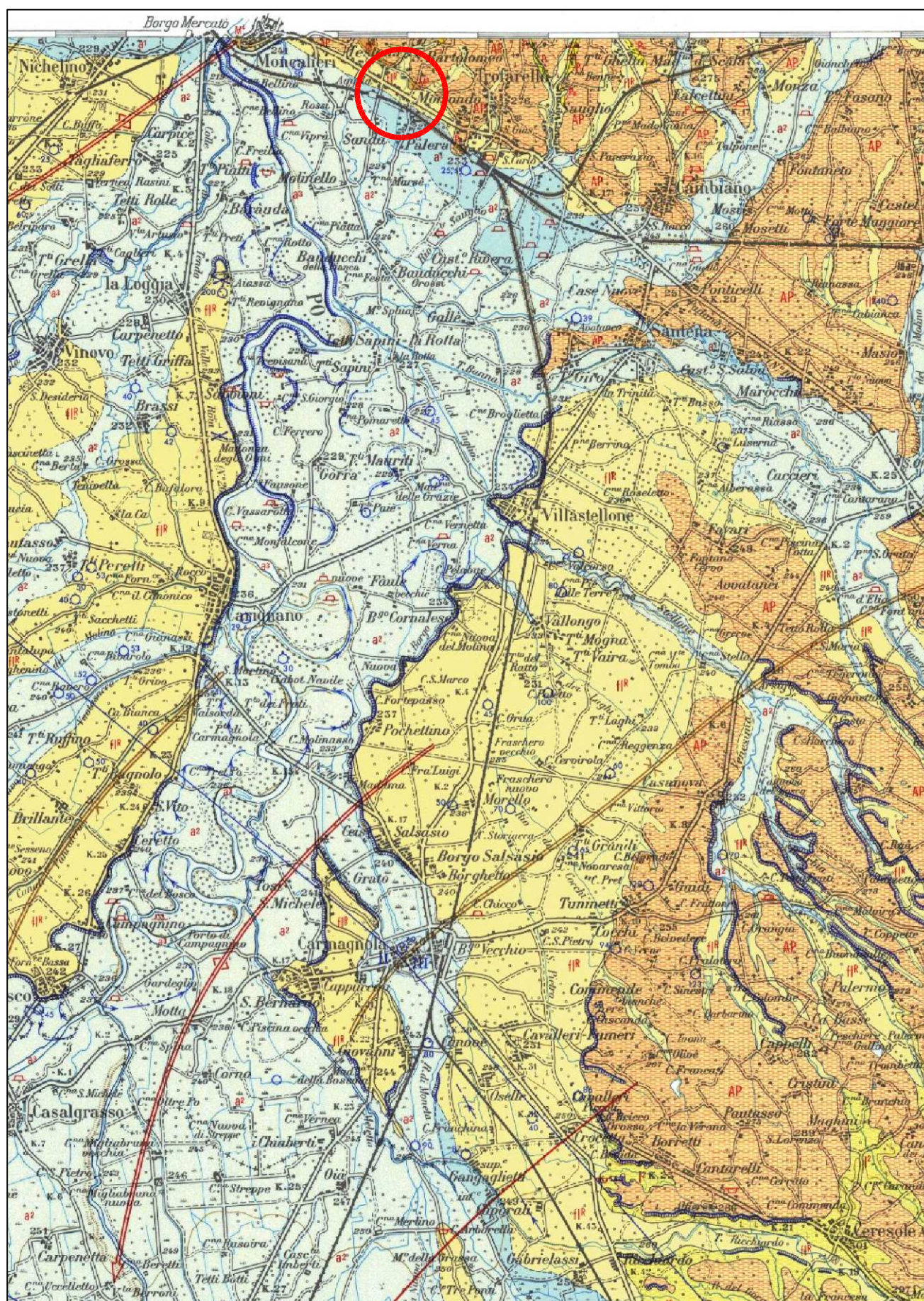
Elaborati calcoli di capacità portante

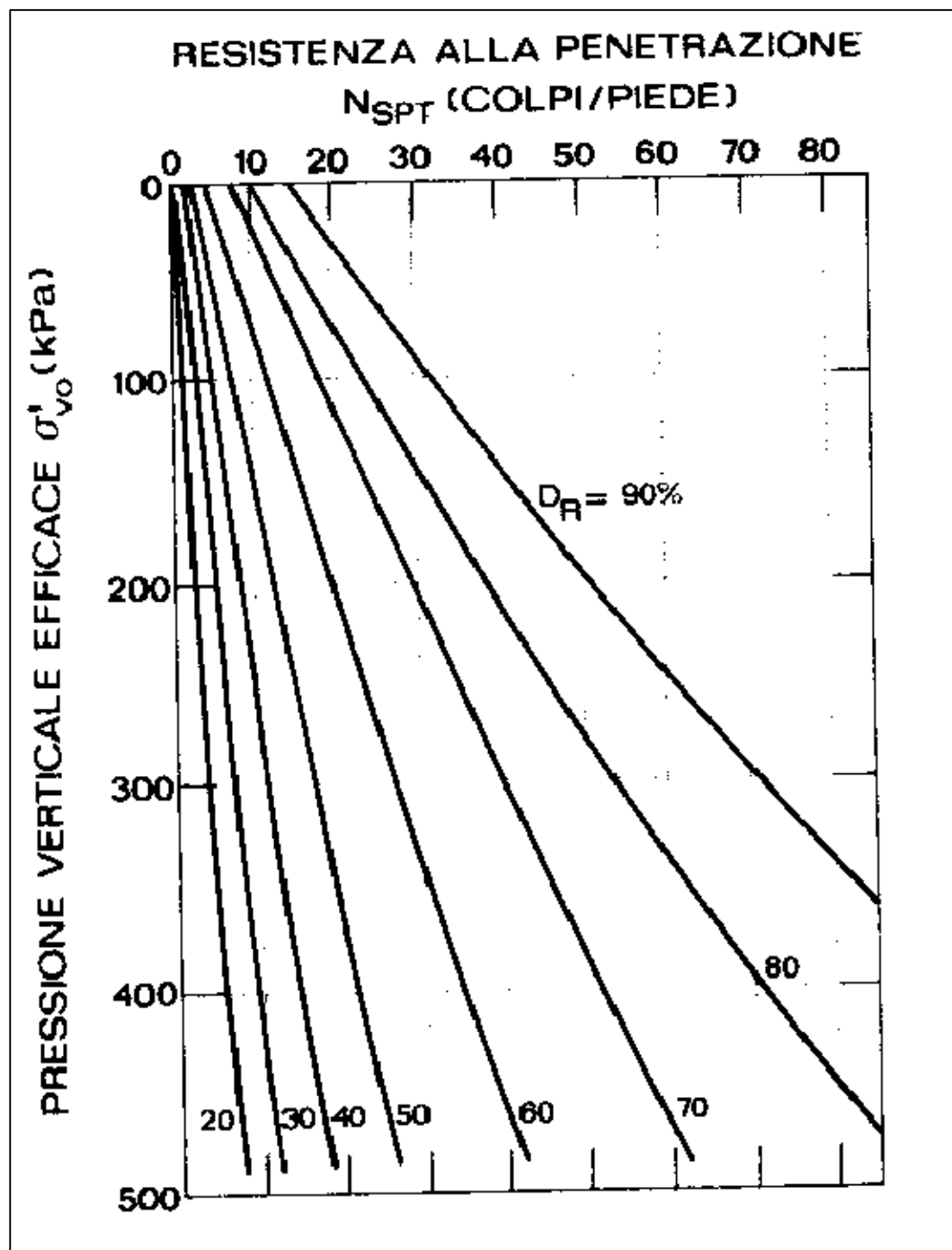
1

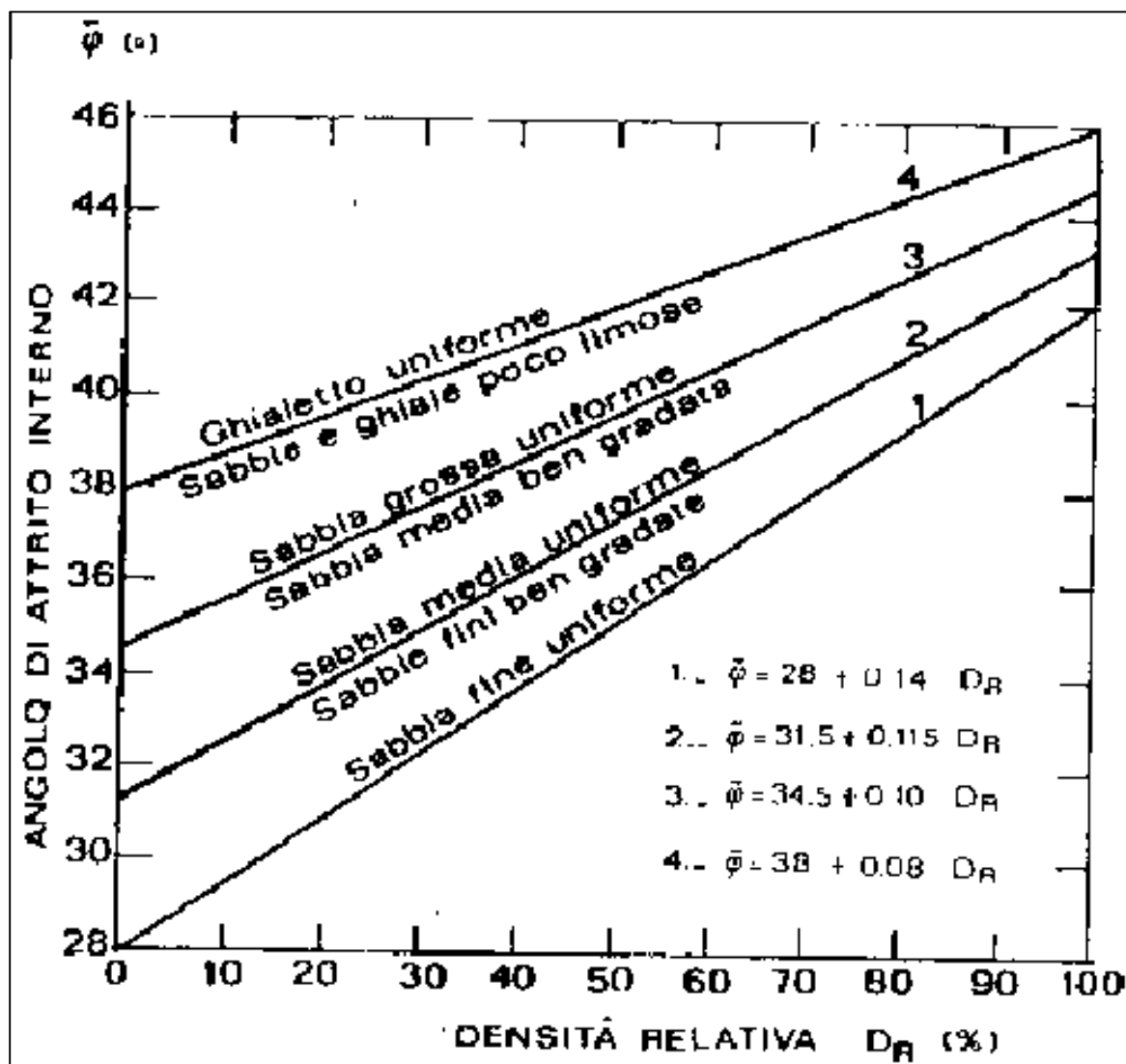


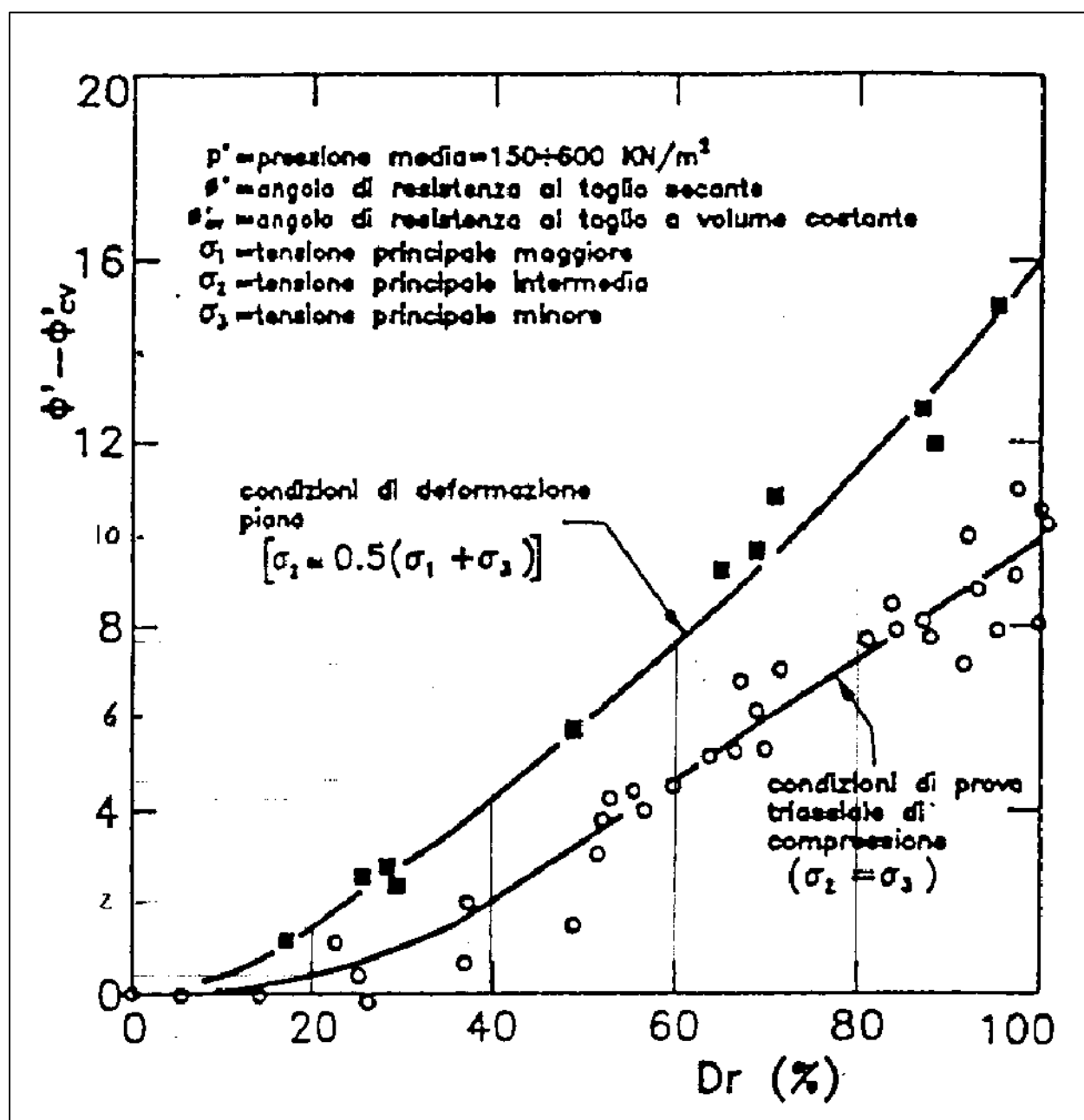
dott. geol. Mauro Castelletto

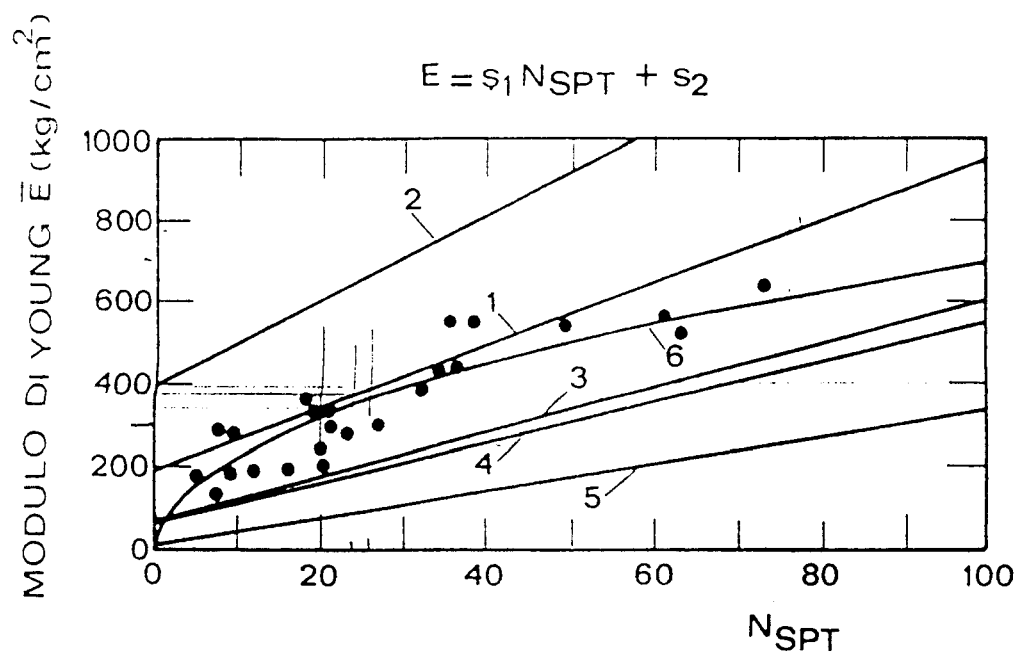




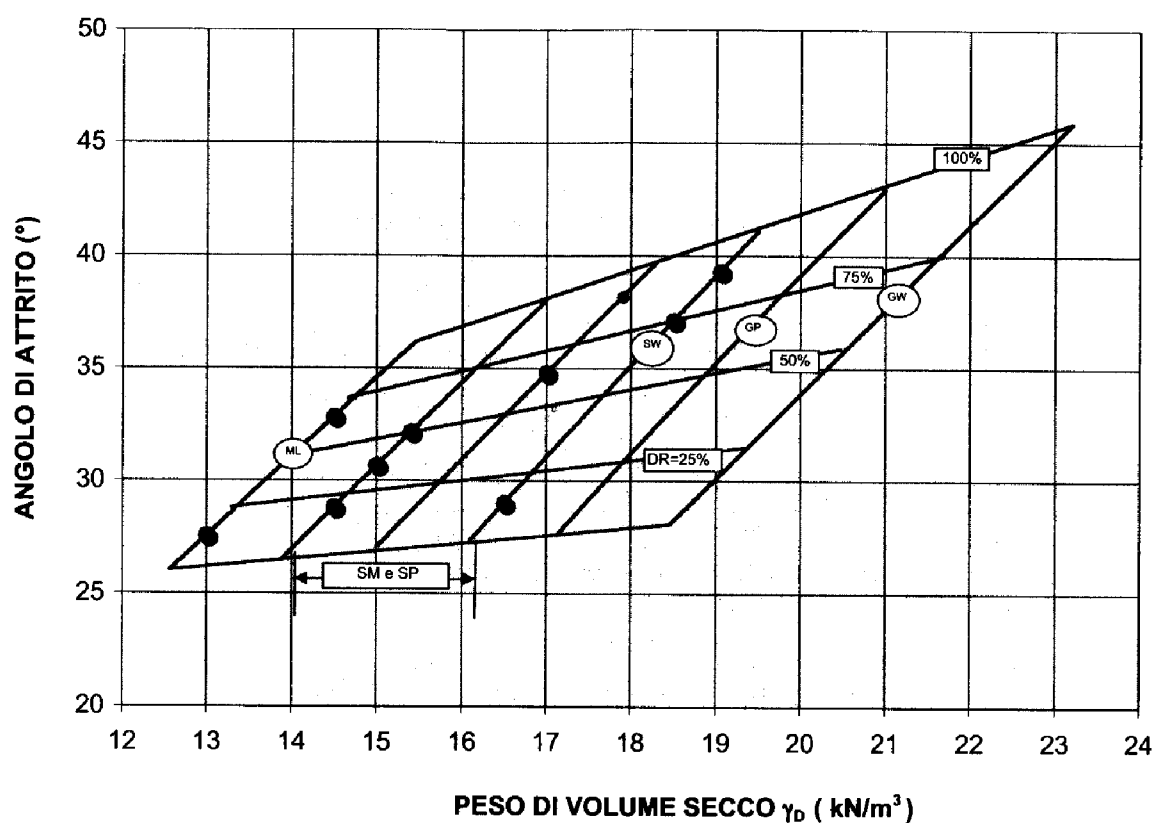


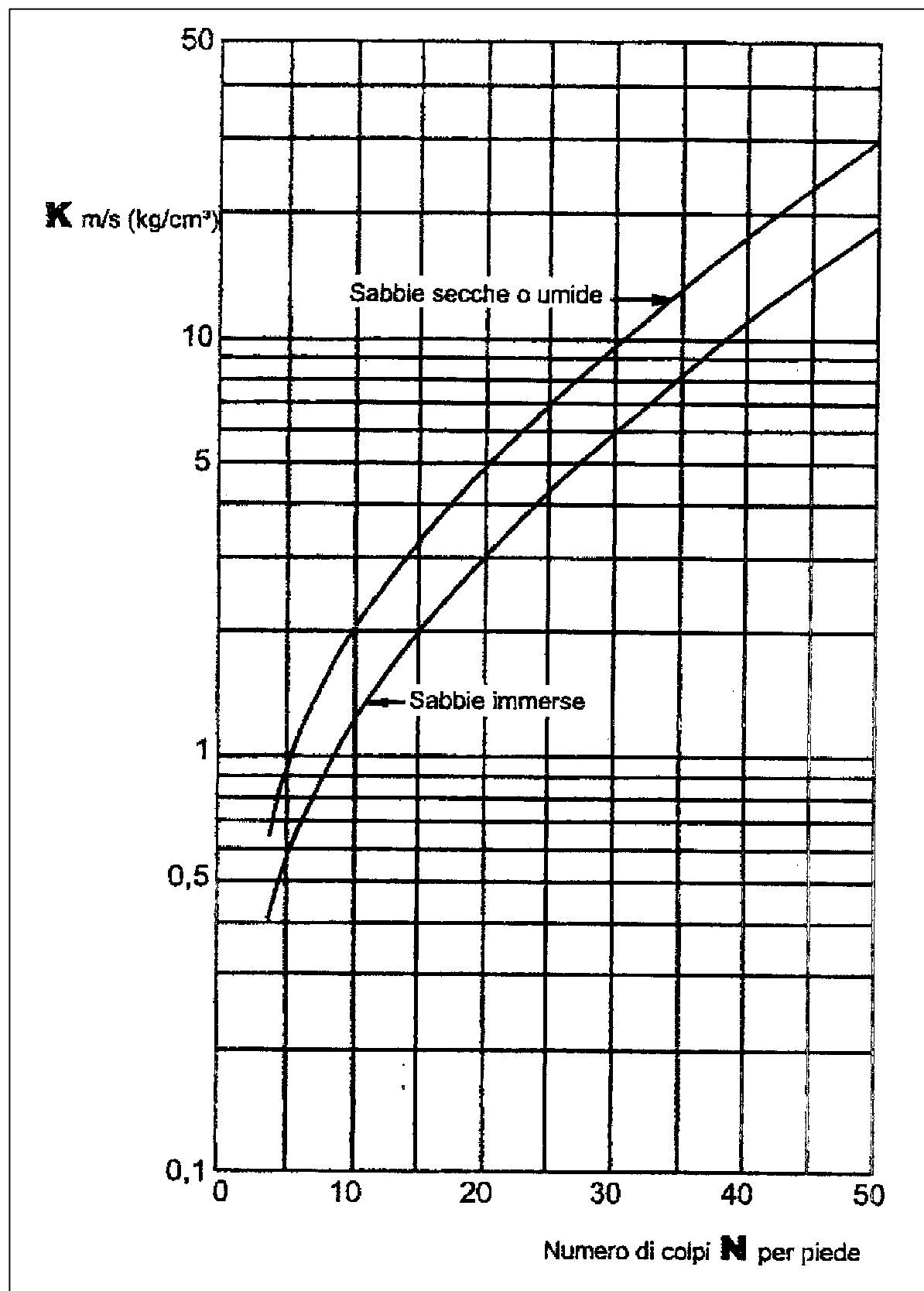






CURVA	s_1 [MPa]	s_2 [MPa]	NOTE	RIFERIMENTO
1	0.756	18.75	SABBIA E GHIAIA NC	D'APPOLONIA ET AL., 1970
2	1.043	36.79	SABBIA SC	D'APPOLONIA ET AL., 1970
3	0.517	7.46	—	SCHULTZE & MENZENBACH, 1961
4	0.478	7.17	SABBIA SATURA	WEBB, 1970
5	0.316	1.58	SABBIA ARGILLOSA	WEBB, 1970





COMMITTENTE: SICOAP S.p.A.

CANTIERE: MONCALIERI (TO) - STRADA COMUNALE TROFARELLO MONCALIERI

LOCALITA': TORINO DATA: 06/06/2000

CASSETTE n°: 4 CAMP. IND. n°: 3 CAMP. RIM. n°: 1 S.P.T. N°: 10 STRUM. INSTALLATA:

ATTREZZATURA UTILIZZATA SONDA: 600 CMV CAROTIERE: Semplice ϕ 101 ASTE: ϕ 60 RIVESTIMENTO: ϕ 127

Rap.: 1/100

LOG STRATIGRAFICO E GEOTECNICO

Pag. 1/1

PROF.	SIMB.	DESCRIZIONE LITOLOGICA	ATTREZ. TFO	S.P.T. prof. n° colpi	C.I.	P.P. kg/cm ²	T.V. kg/cm ²	LIV. H ₂ O	STRUMENTI INSTALLATI tipo	% CAROTAGGIO	R.Q.D. %
				2.00 15-12-18 30							
				4.00 20-rifiuto							
				6.00 Rifiuto				6.50			
				8.00 22-Rifiuto							
			CS								
11.30				11.00 15-16-20 40	11.00 (S) N.R.						
13.60		Limbo fortemente sabbioso di colore giallo oro.			13.00 (C.R) 13.30						
15.20		Sabbia limosa e/o limo sabbioso a tratti argilloso e a tratti ghiaioso di colore grigio plumbeo.		14.30 16-26-30 58	14.00 (S) 14.30						
18.30		Limo sabbioso a tratti argilloso di colore grigio plumbeo con intercalazioni di ciottoli di dimensioni centimetriche.		17.00 18-30-32 62							
23.40		Limo sabbioso a tratti argilloso di colore grigio plumbeo con intercalazioni di livelli centimetrici di materiale ghiaioso.		20.50 30-35-38 73	20.00 (S) 20.50						
				23.00 32-38-40 78							
30.00		Uvetto sabbioso con limo di colore grigio scuro, molto compatto.		25.00 28-36-42 78							

CS CAROTIERE SEMPLICE

CD CAROTIERE DOPPIO

(S) SHELBY

(O) OSTERBERG

(M) MAZIER

(CR) CAMPIONE RIMANEGLIATO

NOTE:

Rilevamento quota dell'acqua nel foro di sondaggio

data	ora	q. acqua q. f. foro q. rivest.	data	ora	q. acqua q. f. foro q. rivest.
06/06	18.00	8.10	12.00		
07/06	14.00	6.50	12.00		

COMMITTENTE: SICOAP S.p.A.

CANTIERE: MONCALERI (TO) - STRADA LORETO

LOCALITA': TORINO DATA: 07/06/2000

CASSETTE n°: 5 CAMP. IND. n°: 3 CAMP. RIM. n°: 1 S.P.T. N°: 7 STRUM. INSTALLATA:

ATTREZZATURA UTILIZZATA: SONDA: 600 CMV CAROTIERE: Semplice ϕ 101 ASTE: ϕ 60 RIVESTIMENTO: ϕ 127

Rap.: 1/100

LOG STRATIGRAFICO E GEOTECNICO

Pag. 1/1

PROF.	SIMB.	DESCRIZIONE LITOLOGICA	ATTREZ. RFO	S.P.T. $\frac{kg}{cm^2}$ N° 60021	C.I.	P.P. $\frac{kg}{cm^2}$	T.V. $\frac{kg}{cm^2}$	LIV. H ₂ O	STRUMENTI INSTALLATI tipo	% CAROTAGGIO prof.	R.Q.D. %
1.60		Materiale di riporto di natura eterogenea costituito da ciottoli di dimensioni centimetriche a spigoli arrotondati, con frammenti lateritici, frammenti di plastica, ferro e frustoli vegetali.									
2.00		Ghiala grossolana immersa in matrice sabbiosa.			2.00 (S)						
		Sabbia fine limosa di colore marrone chiaro con rari ciottoli ϕ max 2 cm.		3.00 15-18-20 30	2.50			3.50			
		Ghiala grossolana costituita da ciottoli di natura calcarea-calcareo-marnosa, immersi a tratti in matrice limo-sabbiosa di colore marrone giallastro e a tratti in matrice sabbio-ghiaiosa di colore grigiastro.		7.00 10-12-15 32	6.50 (S) 7.00						
9.00			CS								
		Sabbia limosa e/o limo-sabbiosa a tratti argillosa di colore grigio plumbeo.		11.50 15-16-20 36	11.00 (S) 11.50						
				15.00 20-21-21 42	14.70 (S) 15.00						
16.80				18.00 22-28-30 52							
				20.00 26-30-32 62							
		Limo sabbioso argilloso passante a limo sabbioso di colore grigio plumbeo		23.00 30-32-36 68							
27.00											

CS CAROTIERE SEMPLICE

CD CAROTIERE COMPLETO

CH CAROTIERE

CI CAROTIERE

CH CAROTIERE

CH CAROTIERE

NOTE:

Indicazioni generali dell'opera nel caso di sondaggio

Indicazioni generali dell'opera nel caso di sondaggio

Indicazioni generali dell'opera nel caso di sondaggio

Indicazioni generali dell'opera nel caso di sondaggio

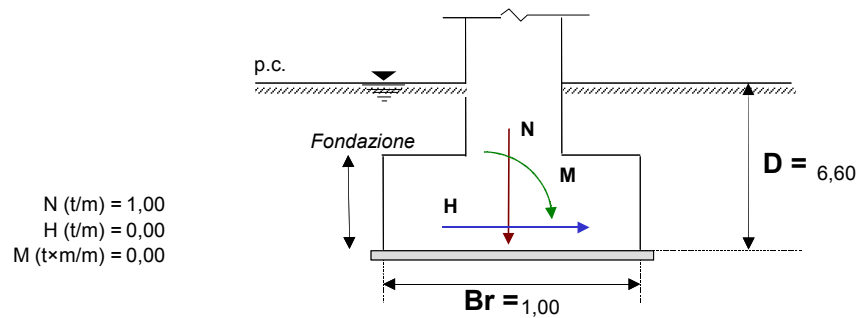
Indicazioni generali dell'opera nel caso di sondaggio

Indicazioni generali dell'opera nel caso di sondaggio

COMMITTENTE:
COMUNE DI MONCALIERI

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE (Formule di Vesic, Brinch Hansen, Meyerhof, Terzaghi)

LOCALITA':
Ponte Rio San Bartolomeo
Moncalieri (TO)



TIPO DI TERRENO: Ghiaie e sabbie con ciottoli

Inserimento dati

γ [kN/m ³]	19,00 > peso di volume naturale del terreno	
γ_w [kN/m ³]	10,00 > peso di volume dell'acqua	
γ' [kN/m ³]	9,00 > peso di volume alleggerito	<input type="checkbox"/> falda
ϕ' [°]	32,00 > angolo di resistenza a taglio	
c' [kPa]	0,00 > coesione	
D [m]	6,60 > profondità del piano di posa della fondazione	
L [m]	1,00 > lunghezza fondazione reale	
Br [m]	1,00 > larghezza fondazione reale	
e [m]	0,00 > eccentricità del carico (M/N)	
M [kN-m/m]	0,00 > momento flettente sul piano di fondazione	
H [kN/m]	0,00 > componente orizzontale del carico	
N [kN/m]	1,00 > componente normale del carico	
α [°]	0,00 > inclinazione del piano di posa della fondazione	
ω [°]	0,00 > inclinazione del piano campagna	
α [μ]	6,50 > posizione della falda rispetto al piano campagna	
a [m]	-3,50 > posizione della falda rispetto al piano di posa della fondazione	

Risultati parziali:

σ'_{vo} [kN/m ²]	59,40 > sovraccarico laterale
B [m]	1,00 > larghezza reagente
B/L	1,00 > rapporto larghezza - lunghezza
D/B	6,60 > rapporto profondità - larghezza
m	1,50 > coefficiente per carichi inclinati

Fattori di Capacità portante N γ Nc Nq			Fattori di Forma della fondazione s γ sc sq			Fattori di Profondità del p.f. d γ dc dq			Fattori di Inclinazione del carico i γ ic iq			Fattori di Inclinazione del p.f. b γ bc bq			Fattori di Inclinazione del p.c. g γ gc gq			Capacità portante della fondazione			
																		Qlim kPa	Qamm kPa kg/cm²		
30,21	35,49	23,18	0,60	1,65	1,62	1,00	1,41	1,39	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3196,0	1065,3	10,86	Vesic
20,79	35,49	23,18	0,60	1,65	1,62	1,00	1,41	1,39	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3170,6	1056,9	10,78	B-Hansen
22,02	35,49	23,18	1,33	1,65	1,33	1,89	2,32	1,89	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3690,2	1230,1	12,54	Meyerhof
26,20	35,49	28,52	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1811,8	603,9	6,16	Terzaghi
30,21	35,49	23,18	0,70	1,55	1,53	1,00	1,41	1,39	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3027,6	1009,2	10,29	EC-7

COMMITTENTE:
COMUNE DI MONCALIERI

CALCOLO DEI CEDIMENTI

LOCALITA':
Ponte Rio san Bartolomeo
Moncalieri (TO)

CALCOLO DEI CEDIMENTI (METODO BURLAND & BURBIDGE, 1984) - Terreni incoerenti

B	1,0	m	σ_{v0}	5,83	(kPa)
L	1,0	m	q'	1057	(kPa)
D	6,6	m	Z_i	7,56	Tabella Burland e Burbidge (vedi sotto)

γ 0,9 (kN/m³)

N_{AV} 45 (media dei valori N_{spt} alla profondità Z_i o di posa delle fondazioni)

R3 0,3 Costante (0.3 carichi statici - 0.7 carichi pulsanti)

R 0,2 Costante (0.2 carichi statici - 0.8 carichi pulsanti)

f_s 1,00

f_h 1,00

$f_{t_{imm}}$ 1,30 3 $1+0,3+(0,2*\text{LOG}(\text{anni}/3))$ Cedimento immediato

$f_{t_{lt}}$ 1,50 30 $1+0,3+(0,2*\text{LOG}(\text{anni}/3))$ Cedimento a lungo termine

usare $t > 0 = 3$ (vedi Lancellotta, 1999)

t (tempo-anni)

f_s	f_h	$f_{t_{imm}}$	σ'_{v0}	$B^{0.7}$	$I_c/3$	+	$(q' - \sigma'_{v0})$	$B^{0.7}$	I_c	= S cedimento in mm
1,00	1,00	1,30	5,83	1,00	0,0028		###	1,00	0,008	11,32 IMMEDIATO
1,30			0,02			8,69				

f_s	f_h	$f_{t_{lt}}$	σ'_{v0}	$B^{0.7}$	$I_c/3$	+	$(q' - \sigma'_{v0})$	$B^{0.7}$	I_c	= S cedimento in mm
1,00	1,00	1,50	5,83	1,00	0,0028		###	1,00	0,008	13,06 DOPO 30 ANNI
1,50			0,02			8,69				

f_s	f_h	f_t	$B^{0.7}$	I_c	s (mm)	Q_{amm} (kPa)	Q_{amm} (kg/cm ²)
1,00	1,00	1,50	1,00	0,008	25	2019	20,59
1,50			0,01				
			0,012				

$S/\Delta q' =$

con probabilità del:

50,0%

COMMITTENTE:
COMUNE DI MONCALIERI

CALCOLO DEI CEDIMENTI

LOCALITA':
Ponte Rio san Bartolomeo
Moncalieri (TO)

CALCOLO DEI CEDIMENTI (METODO BURLAND & BURBIDGE, 1984) - Terreni incoerenti

B	1,0	m	σ_{v0}	5,83	(kPa)
L	1,0	m	q'	1057	(kPa)
D	6,6	m	Z_i	7,56	Tabella Burland e Burbidge (vedi sotto)
γ	0,9	(kN/m³)			
N_{AV}	45	(media dei valori N_{spt} alla profondità Z_i o di posa delle fondazioni)			
R3	0,3	Costante (0.3 carichi statici - 0.7 carichi pulsanti)			
R	0,2	Costante (0.2 carichi statici - 0.8 carichi pulsanti)			
f_s	1,00				
f_h	1,00				
$f_{t_{imm}}$	1,30	3	$1+0,3+(0,2*\text{LOG}(\text{anni}/3))$ Cedimento immediato		
$f_{t_{lt}}$	1,50	30	$1+0,3+(0,2*\text{LOG}(\text{anni}/3))$ Cedimento a lungo termine		
t (tempo-anni)					

usare $t > 0 = 3$ (vedi Lancellotta, 1999)

f_s	f_h	$f_{t_{imm}}$	σ'_{v0}	$B^{0.7}$	$I_c/3$	+	$(q' - \sigma'_{v0})$	$B^{0.7}$	I_c	= S cedimento in mm
1,00	1,00	1,30	5,83	1,00	0,0028		1051,17	1,00	0,028	38,01 IMMEDIATO
1,30			0,02				29,19			
f_s	f_h	$f_{t_{lt}}$	σ'_{v0}	$B^{0.7}$	$I_c/3$	+	$(q' - \sigma'_{v0})$	$B^{0.7}$	I_c	= S cedimento in mm
1,00	1,00	1,50	5,83	1,00	0,0028		1051,17	1,00	0,028	43,86 DOPO 30 ANNI
1,50			0,02				29,19			

f_s	f_h	f_t	$B^{0.7}$	I_c	s (mm)	Q_{amm} (kPa)	Q_{amm} (kg/cm ²)
1,00	1,00	1,50	1,00	0,028	25	604	6,16
1,50			0,03				
			0,042				

$S/\Delta q' =$

con probabilità del:

2,3%

STIMA PORTATA LIMITE DI UN PALO			
METODI DI TERZAGHI E TERZAGHI MODIFICATO MEARDI (c = 0)			
Portata Limite Totale [Q _{lim}]	(kN)	Q _{lim} = Q _b + Q _s - W _p	
		TERZAGHI	TERZAGHI MOD. MEARDI
Portata Limite di Base o di Punta [Q _b]	(kN)	Q _b = γ * L * N _q * A _b	
Portata Limite Laterale [Q _s]	(kN)	Q _s = π * d * L * f ₀	Q _s = π * d * L * γ _c * h _m * tg φ
Peso proprio del palo [W _p]	(kN)	W _p = A _b * L * γ _c	
PARAMETRI DEL TERRENO			
Peso di volume naturale [γ]	(kN/m³)	19,00	
Peso di volume naturale saturo [γ _d]	(kN/m³)	9,00	
Angolo di resistenza al taglio [φ]	(°)	32	
Profondità falda da p.c.	(m)	0	
GEOMETRIA PALO			
Diametro [d]	(m)	1,00	
Lunghezza del palo [L]	(m)	8,20	
Lunghezza di lavoro del palo [L]	(m)	6,60	
PORTATA DI BASE			
Superficie di base [A _b]	(m²)	0,785	
Fattore di capacità portante [N _q]		28,5	28,3
Portata Limite di Base o di Punta [Q _b]	(kN)	2809	2783
PORTATA LATERALE			
Coeff. di spinta [ks]		0,47	
Peso di volume terreno a lato palo [γ _t]		9,00	
Angolo di attrito palo-terreno (°)		30,00	
tg ang. attrito palo-terreno [tg δ]		0,58	
Profondità mezzera strato considerato [h _m]	(m)	3,3	
Resistenza allo scorrimento [f ₀]		8,06	
Portata Limite Laterale [Q _s]	(kN)	167	1068
PORTATA LIMITE TOTALE [Q _{lim}]			
	(kN)	2976	3851
Coefficiente di sicurezza [η]		3	
PORTATA AMMISSIBILE TOTALE [Q _{amm}]	(kN)	992	1284
PESO PROPRIO DEL PALO			
Peso di volume c.a. [γ _c]	(kN/m³)	25	
Peso proprio del palo [W _p]	(kN)	161,01	
PORTATA DI ESERCIZIO [Q _{es}]			
	(kN)	831	1123
MEDIA DEI VALORI [Q _{es}]			
	(kN)	977	