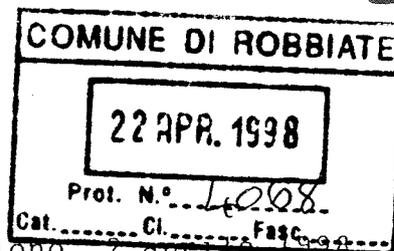


R.G.M. Studio di Geologia Applicata
KINDL SANDRO
Via Mognago, 7/1
23848 OGGIONO (Lecco)
Partita IVA 01170220139
Cod. Fisc. KND SDR 35H10 F2050

uff.: via Ca' Bianca Pascolo, 14
tel/fax 0341 / 57 85 84



Egr. Sigg.
R.BREMBILLA - C. ZONCA
Via C. Battisti, 10
24030 MEDOLAGO (Bg)

Oggetto: Relazione geologica ai sensi del D.M.LL.PP. 11/3/1988
relativa al progetto di costruzione di villetta al lotto
n. 1 del P.L. "Respiro", Comune di Robbiate (LC).

Progetto arch. Fabiano Redaelli, Vimercate (MI)
C.A. ing. M. Marzani, Bergamo.

Contenuto:

1. Premessa.
2. Indagini eseguite.
3. Caratteristiche dell' area del progetto.
4. Indicazioni geologiche e geotecniche per il progetto.

Allegati:

-) ubicazione delle prove, scala 1:200
-) n. 1 sezione stratigrafica
-) caratteristiche del penetrometro SUNDA DL030
-) n. 2 diagrammi penetrometrici
-) metodi di stima dei parametri geotecnici
-) n. 3 tabelle con stime di portanza e cedimenti
-) n. 2 tabelle con stima parametri geotecnici

1. Premessa.

La presente relazione geologica e' stata commissionata allo scopo di valutare le caratteristiche del terreno di fondazione relativo al progetto di costruzione di una villetta uso civile abitazione nell' area del lotto n. 1 del P.L. "Respiro", in Comune di Robbiate (LC).

La relazione e' redatta nel rispetto della vigente normativa, in particolare del D.M.LL.PP. 11.3.1988 "Norme tecniche per le indagini sui terreni e sulle rocce" e contiene indicazioni geologiche e geotecniche di carattere preliminare riguardo alle scelte del progetto esecutivo.

Estremi del progetto.

L' ing. M. Marzani, di Bergamo, responsabile per i C.A., ha fornito copia della planimetria generale scala 1:200 del progetto.

In un lotto di ca m 25 x 35 e' prevista la costruzione di un' edificio uso civile abitazione su un' area di ca m 18 x 8 di altezza corrispondente alla parte abitabile, oltre ad un piano interrato.

2. Indagini eseguite.

In data 31/3/1998 sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche dinamiche, ubicate presso i vertici SE e NW dell' area dell' edificio progettato.

Le profondita' raggiunte sono di m 5,5 e m 7,2 dal p.c. e sono ritenute sufficienti per il progetto in esame, in quanto entrambe sono terminate in terreni ad elevata resistenza.

Nel foro n. 2 e' risultato presente il livello della falda idrica, la cui profondita' e' stata misurata a mezzo tubi fessurati e sondino.

Le prove sono state eseguite con attrezzatura medio-leggera SUNDA DL 030, le cui caratteristiche sono riportate in allegato e per la quale esistono correlazioni con la prova internazionale SPT, meglio documentata.

In allegato sono pure riepilogati i metodi di stima dei parametri geotecnici.

Inoltre lo scrivente dispone dei dati di indagini geognostiche finalizzate a progetti edilizi eseguite dallo stesso precedentemente in aree vicine e in condizioni geologiche analoghe all' area del progetto.

3. Descrizione dell' area.

3.1 - Ambiente geologico e geomorfologia.

L' area si presenta molto disomogenea, in quanto il sottosuolo del settore nord (verso valle, punto-prova n. 2) e' molle e scadente fino a 6 m dal p.c., mentre il settore sud (verso monte, punto-prova n. 1) e' molto resistente fin dalla superficie.

L' attuale superficie del suolo presenta acclivita' di ca 2 gradi (3,3 %) verso nord.

Infatti l' ambiente geologico corrisponde al margine della piana palustre intramorenica del Rio Garavesa o Ruschetta, alla base del ~~del~~ cordone morenico di Merate - Robbiate di eta' della glaciazione Würm.

I processi morfogenetici naturali in atto al presente sono limitati al drenaggio di superficie, operato da una roggia a regime temporaneo, tributaria del rio Garavesa e che e' incanalata in sotterraneo al limite nord dell' area del progetto in esame, e all' evoluzione impercettibile del suolo, contrastata dagli interventi antropici.

In termini di urbanizzazione il lotto in esame e' ubicato al margine ovest del P.L., compresa tra le aree a utilizzo agricolo dei limitrofi Comuni di Imbersago e Merate e l' area urbanizzata a insediamenti residenziali del Comune di Robbiate.

3.2 - Composizione del sottosuolo e stratigrafia.

Dalle penetrometrie eseguite e dai dati di geologia regionale si ricava la seguente stratigrafia del sottosuolo fondazionale.

Le profondita' sono date dal profilo esterno al momento delle prove, che presenta acclivita' debole (2 gradi = 3,3 %) verso nord.

- 1) Dalla superficie a m 0,6-0,7 dal profilo esterno attuale suolo agrario sabbioso-limoso, da poco a moderatamente addensato, di origine colluviale naturale sulla morena (punto-prova n. 1) e probabilmente costituito da riporto nel settore nord (punto-prova n. 2).
Permeabilita' media; assenza di falda idrica.

Portanza geotecnica non affidabile anche per le variazioni stagionali di volume.

- 2) E' in forma di cuneo, presente da m 0,7 a m 6,1 dal profilo esterno solo al settore nord (punto-prova n. 2), manca totalmente al settore sud (punto n. 1): complesso di origine palustre, composto da sabbie fini piu' o meno limose e da limi allo stato da molle a poco addensato, inoltre sottoconsolidato per erosione sotterranea a livello

della falda (5-6 m dal p.c.).

Permeabilita' scarsa: alla base e' presente una falda filtrante o acque di subalveo della roggia, con livello soggetto a fluttuazioni in concomitanza con la piovosita'.

Portanza geotecnica non affidabile per scadente resistenza al taglio, elevata compressibilita' e sensibilita' all' erosione sotterranea da parte della falda filtrante.

- 3) Al settore sud (punto-prova n. 1) da m 0,6 a m 5,5 dal profilo esterno,
al settore nord (punto-prova n. 2), con inizio alla profondita' di m 6,1 dal profilo esterno:
sottosuolo resistente, costituito da terre miste di origine morenica, composte da una matrice sabbioso-limosa di colore chiaro, allo stato addensato, contenente ciottoli e pietre. La base e' verosimilmente a m 5,5 dal p.c. al punto n. 1 e a non meno di m 8 al punto n. 2.

Permeabilita' verosimilmente limitata alla parte superiore (ca 1/2 metro), dove ^{al punto 2} scorre la falda filtrante, che rappresenta le acque di subalveo della roggia, con livello che puo' risalire in periodi di piogge.

Costituisce il substrato portante affidabile, ma con profondita' di inizio che aumenta rapidamente dal punto 1 al punto 2.

- 4) Alla profondita' di 5,5 m al punto 1
e di ca 8 m al punto 2
e' verosimile l' inizio del conglomerato "Ceppo dell' Adda", o del substrato roccioso cretaceo-eocenico, entrambi ad elevata resistenza, secondo le indicazioni delle stratigrafie dei pozzi per acqua del territorio.

3.3 - Acque.

Gli afflussi atmosferici ammontano mediamente a ca 1400 mm/anno.

I tempi di ritorno delle piogge di massima intensita' della durata di 1 giorno (24 ore) sono di 1-2 anni per pioggia di 50-70 mm e di 10 anni per pioggia di 110-120 mm.

Le acque di superficie sono costituite dalla roggia a regime occasionale, limitato ai periodi di pioggia, presente al piede della zona edificata del P.L. e del lotto in esame:
e' stata incanalata in sotterraneo in corrispondenza dell' area del P.L., mentre e' tuttora in alveo a cielo aperto nel tratto a monte nei territori di Imbersago e di Merate.

Le acque del sottosuolo sono composte dalle acque di subalveo

della roggia e del rio Garavesa;
costituiscono una falda filtrante con livello che oscilla verosimilmente da minimi di 6,6 m a massimi di 4-5 m dal p.c., con moto diretto verso est:
si tratta probabilmente di una falda sospesa o composita, alimentata dall' altipiano del Lago di Sartirana.

Le terre che contengono la falda filtrante sono particolarmente sensibili all' erosione sotterranea, come mostra anche l' accentuato minimo di resistenza trovato tra 5 e 6 m alla prova n. 2.

Le acque della falda filtrante sono esposte al rischio di inquinamento dalla superficie.

3.4 - Sismicità.

Il territorio comunale non è compreso fra le aree a rischio sismico.

Il catalogo CNR 1985 riporta intensità massime del VI grado, con tempi di ritorno nettamente superiori al secolo.

3.5 - Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo fondazionale.

Esiste una netta differenza fra le terre del sottosuolo del settore verso monte (punto-prova n. 1) e quelle del settore verso valle (punto n. 2).

Verso ^{valle} monte il sottosuolo è composto solo da terre miste di origine morenica, resistenti, addensate, apparentemente sovraconsolidate per probabile carico di 5-10 m dell' antico ghiacciaio e per "aging", a matrice sabbioso-limosa, per le quali sono state simulate condizioni drenate.

Verso la piana (punto-prova n. 2) le suddette terre moreniche iniziano solo a profondità di 6 m dal p.c. e sono sovrastate da un complesso di sabbie fini limose, molli e scadenti, da normal consolidate a sottoconsolidate per erosione sotterranea, con una falda filtrante alla base, per le quali sono state simulate sia condizioni non drenate che condizioni drenate.

Le intercalazioni affette da erosione sotterranea sono verosimilmente in forma di canaletti irregolari, senza continuità in 2 dimensioni, in quanto hanno resistenza inferiore ai carichi litostatici esistenti (vedi strati n. 7 e 8 della tabella allegata dei carichi ammissibili della prova n. 2).

La resistenza al taglio e la coesione delle sabbie fini limose decresce al crescere del contenuto d' acqua e del grado di rimaneggiamento e delle pressioni di filtrazione della falda per

cause naturali (piogge intense) e antropiche (lavori nel sottosuolo).

La frazione argillosa dei limi e' soggetta ai fenomeni di rigonfiamento / ritiro, anche se i dati disponibili (A. Cancelli, 1981) indicano che le argille "attive" sono relativamente scarse in Alta Brianza.

Fenomeni di cedimenti innescati da sismi del VI grado sono possibili in materiali incoerenti (sabbie), specie se allo stato particolarmente sciolto.

Liquefazione dei limi molli e saturi sono possibili con intensita' di almeno l' VIII grado Mercalli.

4. Indicazioni geologiche e geotecniche per le opere progettate.

La presente analisi e' condotta soprattutto dal punto di vista della geologia applicata, mentre le indicazioni geotecniche sono di tipo preliminare nei confronti delle scelte del progetto esecutivo.

4.1 - Stabilita' dell' area.

Nelle attuali condizioni non si hanno indizi di dissesti in atto, che pero' possono diventare potenziali in caso di interventi, che non tengano conto delle terre scadenti verso la piana e dell' erodibilita' sotterranea da parte della falda filtrante.

4.2 - Fondazioni dell' edificio progettato.

Il progetto prevede anche un piano interrato, per cui in linea di massima si puo' supporre una profondita' di posa per fondazioni dirette di ca 4 m dal p.c. attuale.

L' esame preliminare dei diagrammi penetrometrici e delle tabelle allegati mostra che per il settore verso valle le terre resistenti iniziano solo a m 6,1 dal p.c., con carichi ammissibili di almeno 2,0 kg/cmq per basi di appoggio di m 2x2, mentre al di sopra in condizioni non drenate si stimano a varie profondita' carichi ammissibili praticamente nulli e in condizioni drenate un minimo di 0,6 kg/cmq a 5,1 m dal p.c.; inoltre esiste il rischio che l' erosione sotterranea da parte della falda filtrante possa indebolire ulteriormente in futuro e in modo irregolare la gia' scadente resistenza delle terre.

Al contrario nel settore verso monte (punto n. 1) le terre resistenti consentono di stimare carichi ammissibili di almeno

o iniziare da

4,0 kg/cm² per plinti di m 2x2 appena sotto al terreno di coltura (m 0,6 dal p.c.).

Come indicato nella sezione allegata, nel tratto fra i punti n. 1 e n. 2 la profondita' di inizio del substrato portante varia in modo piu' o meno continuo.

Lo scrivente ritiene che la soluzione di fondazione a platea con rullatura del sottosuolo limitata ad uno strato di 30-40 cm fra le quote di m 3,5-4 e di m 4-4,5 dall' attuale p.c. lascia il rischio di cedimenti a lungo termine, a causa non solo delle zone gia' indebolite da erosione sotterranea indicate fra le profondita' di m 5 e m 6 dal p.c., ma anche di futuri ulteriori analoghi fenomeni:

la presenza della falda filtrante comporta condizioni dinamiche variabili nel tempo, mentre una stima attuale dei possibili cedimenti in condizioni statiche, desunte dai dati della prova n. 2, non ~~sono~~ ^è molto significativa.

Di conseguenza lo scrivente ritiene preferibile prevedere sul lato nord una bonifica del sottosuolo fondazionale.

Sono esaminate le seguenti soluzioni.

a) Soluzione con bonifica del sottosuolo fondazionale.

Si puo' prevedere di bonificare lo strato tra la quota di imposta delle fondazioni e la quota -6,1 m dove la prova n. 2 indica l' inizio di terre resistenti:

nel caso che la base delle fondazioni dirette sia a 4,0 m dal p.c. attuale si trattera' di bonificare uno spessore di 2,1 m.

In tal caso e' da prevedere la rimozione di almeno 1,5 m delle terre esistenti, la loro sostituzione o miscelazione con pietrisco / ghiaia / macerie sane e la rullatura, o comunque compattazione in strati di 30-40 cm, fino a raggiungere la quota d' imposta fondazioni.

Lo scavo e il lavoro di bonifica non si presentano di facile attuazione, in quanto le terre hanno scarsa resistenza, sono facilmente fluidificabili e alla base e' presente la falda filtrante.

di

Nell' ipotesi voler tenere aperto tutto lo scavo dalla quota del pavimento piano interrato (ca -3 m dal p.c. attuale) alla profondita' di m 6,1 dal p.c., lo scrivente ritiene necessario armare le pareti dello scavo stesso ed eventualmente tenere controllato a mezzo pompaggio il livello di falda (m 6,60 dal p.c. alla data del 30 marzo '98).

Alternativamente sono da valutare convenienza e realizzabilità di eseguire lo scavo dai 3 m ai 6 m per trincee successive, usando la benna stretta dell'escavatore e di riempire immediatamente ogni trancia dello scavo con "magrone" o pietrame.

b) Caso fondazioni su pali.

In linea di massima si possono prevedere 2 alternative:

-) palificare il settore nord con sottosuolo scadente e rullare il settore sud allo scopo di omogeneizzare le resistenze;
-) palificare entrambi i settori nord e sud.

Nelle tabelle allegare sono stimate anche le portanze di pali singoli di diametro 30 cm del tipo trivellato.

La tecnica di infissione dei pali con maglio può avere ripercussioni negative negli edifici esistenti nelle vicinanze, dove è possibile una analoga situazione disomogenea del sottosuolo fondazionale.

Le caratteristiche scadenti degli strati superficiali del settore nord comportano attriti laterali negativi fino all'inizio del substrato resistente, per cui i pali devono lavorare solo di punta in profondità.

Una stima preliminare indica che in entrambi i settori nord e sud i pali dovrebbero raggiungere profondità di almeno 7-8 m dall'attuale p.c., ossia avere lunghezza di almeno 4 m dalla base di imposta delle fondazioni dell'edificio; è inoltre probabile che i pali raggiungano il substrato composto dal conglomerato "Ceppo dell'Adda" o da rocce calcareo-marnoso-arenacee del Cretacico-Paleocene, che offrono una eccellente resistenza alla punta.

Lunghezza effettiva dei pali e portata della palificata potranno essere meglio specificate dalla eventuale Ditta fornitrice.

Al proposito si ricorda la regola generale, per cui nel presente caso di terre prevalentemente incoerenti per ogni gruppo di pali per elemento di fondazione la portata corrisponde alla somma delle portate dei singoli pali solo se gli interassi sono di 2,5 - 6 volte il diametro del singolo palo (m 0,75 - 1,8 per diametri 30 cm).

In linea di massima i cedimenti delle palificate sono di 2 tipi:

-) cedimenti per raggiungere la portata d'esercizio: richiedono

prove di carico;

-) cedimenti per compressibilita' delle terre sottostanti alla base della palificata: lo stato di addensamento delle terre in profondita' e l' indicazione della presenza di un substrato roccioso (conglomerato "Ceppo dell' Adda" o rocce del Cretacico-Paleocene) suggeriscono valori dei cedimenti sufficientemente contenuti e ammissibili.

4.3 - Rampa ai box.

Una rampa con pendenze del 15% di accesso al piano interrato dei box e' prevista sul lato nord.

Anche per la fondazione dei muri di contenimento e per il fondo della rampa, anche se non si prevedono sovraccarichi rispetto ai valori fino a 0,5 kg.cmq delle pressioni geostatiche esistenti, la scadente qualita' delle terre indicata dalla prova n. 2 consiglia una opportuna bonifica con aggiunta di pietrisco e rullatura o compattazione.

4.4 - Rapporti fra base della costruzione e falda idrica.

La profondita' del livello di falda misurata al momento delle prove appare sufficientemente distante dal pavimento previsto per il piano interrato, ma corrisponde ad un minimo di piovosita', per cui non si puo' escludere che durante periodi piovosi si determinino infiltrazioni d' acqua anche alla base dell' edificio.

Lo scrivente ritiene opportuno prevedere un pozzetto-spia sotto al pavimento del piano interrato, con funzione assorbente e con possibilita' di installazione di pompa ad innesco automatico per l' eventuale controllo di falda occasionalmente alta.

4.5 - Smaltimento acque bianche e nere.

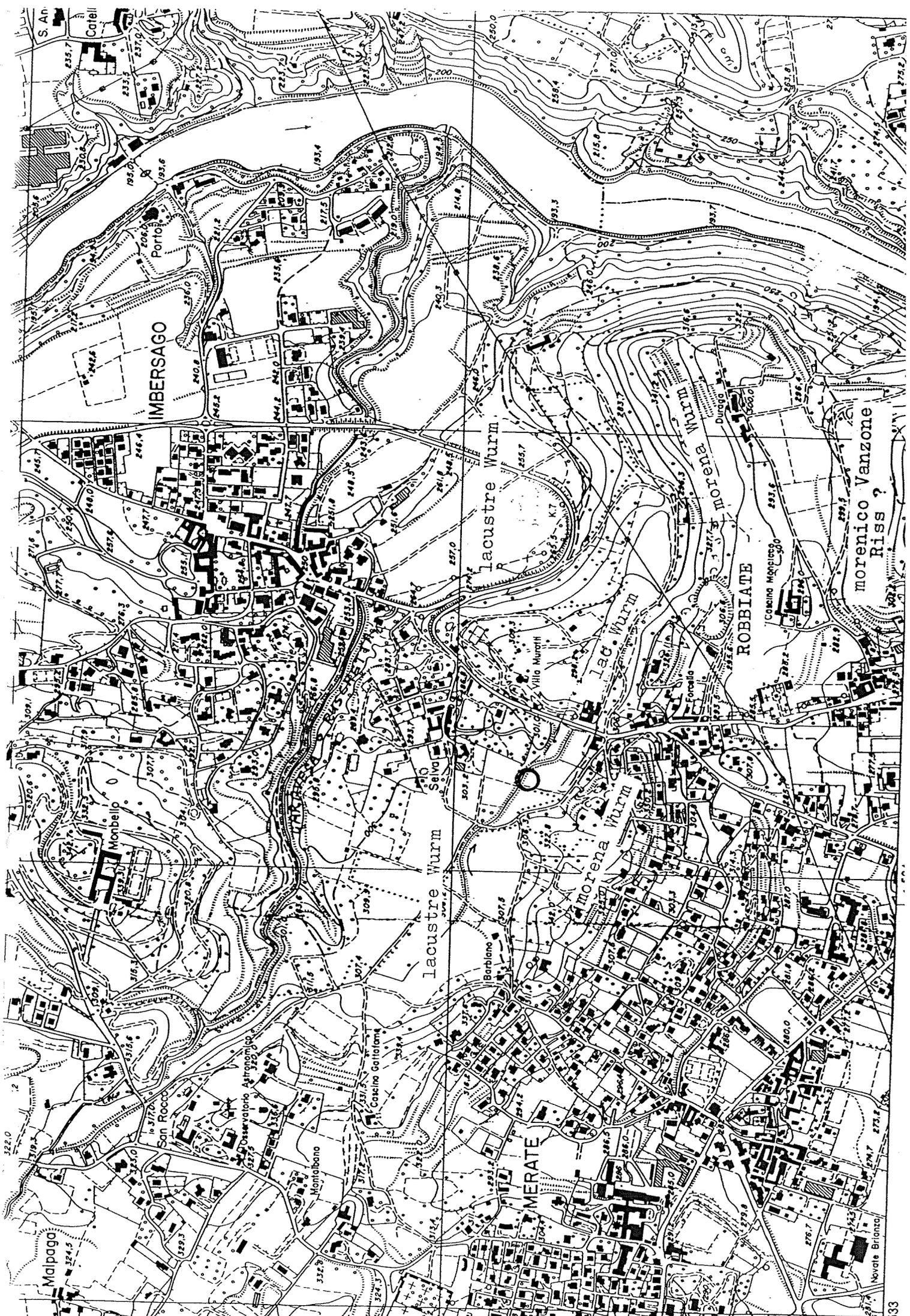
L' edificio progettato sara' collegato ai sistemi esistenti per l' intero P.L.

4.6 - Eventuali contaminazioni nel sottosuolo.

Non si rilevano indizi di inquinanti esistenti nel sottosuolo: comunque, nel caso che gli scavi programmati ne rivelino la presenza, sara' necessario provvedere alla loro determinazione e alla relativa bonifica.

Ordine degli Ingegneri Geologi
Sandro Kindl
Albo n° 213
Regione Lombardia





IMBERSAGO

lacustrine Wurm

ROBBIATE

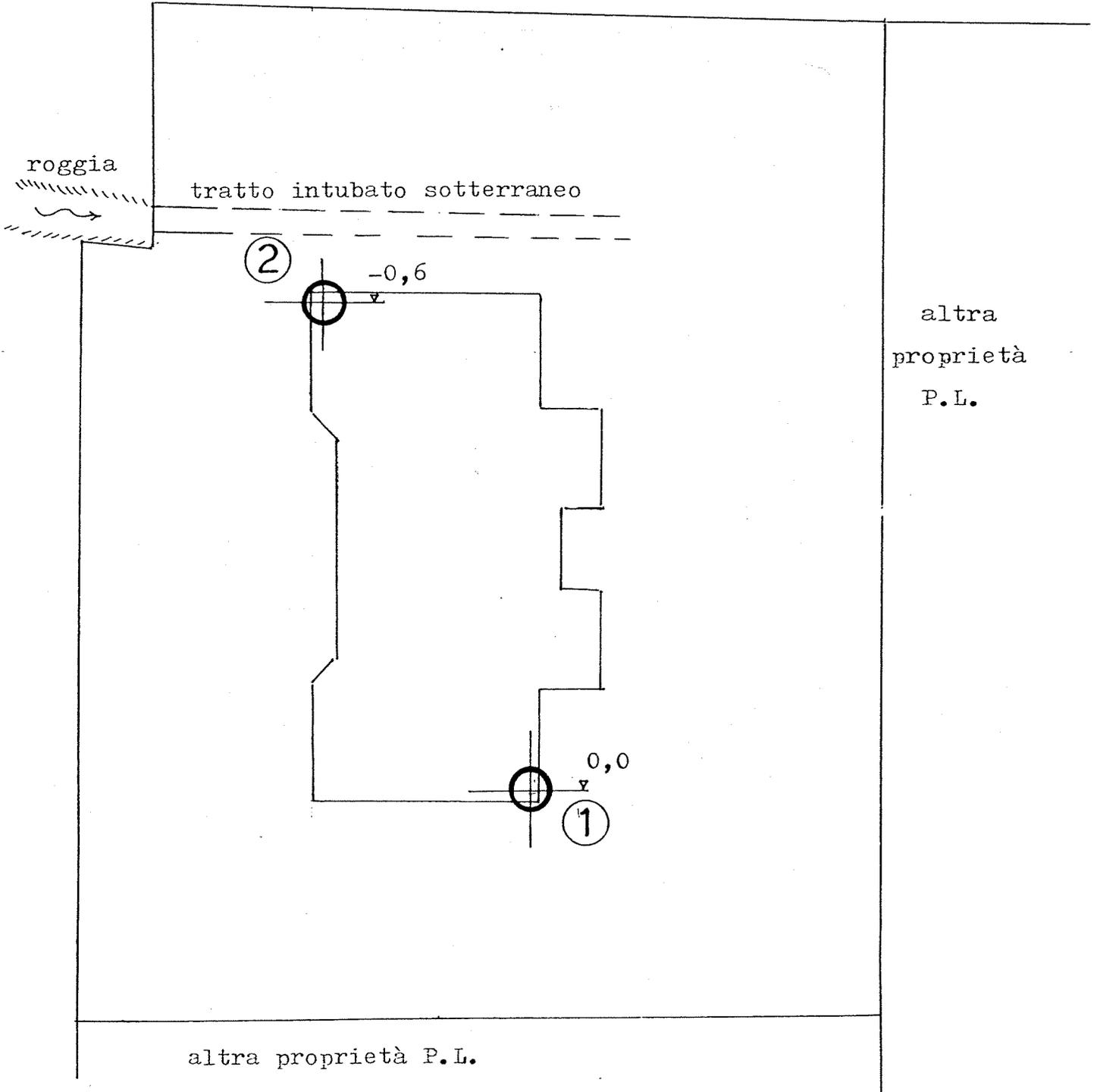
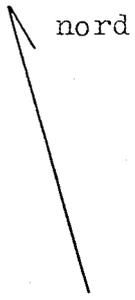
lacustrine Wurm

morena Wurm

MERATE

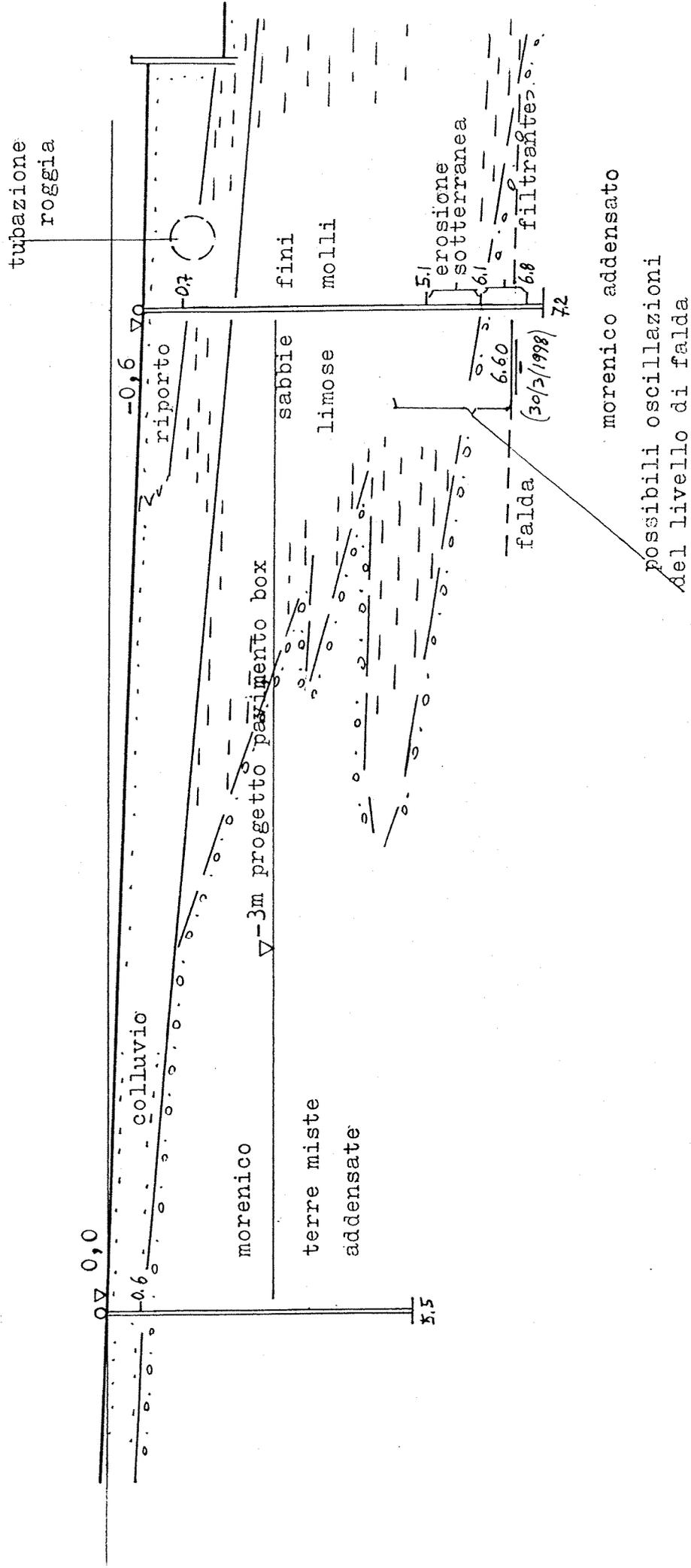
morenico Vanzone
Riss ?

Comune di Robbiate (LC)
P.L. "Respiro" (via dei Tigli)
Lotto n. 1
Ubicazione delle prove
scala 1:200 approx



Sezione stratigrafica

scala 1:100



In profondità possibili conglomerato "Ceppo dell' Adda"
e/o rocce del Cretacico-Paleocene

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N. 1

TIPO SUNDA DL-030

PROGETTO: P.L. "Respiro", Robbiate (LC): villetta n. 1

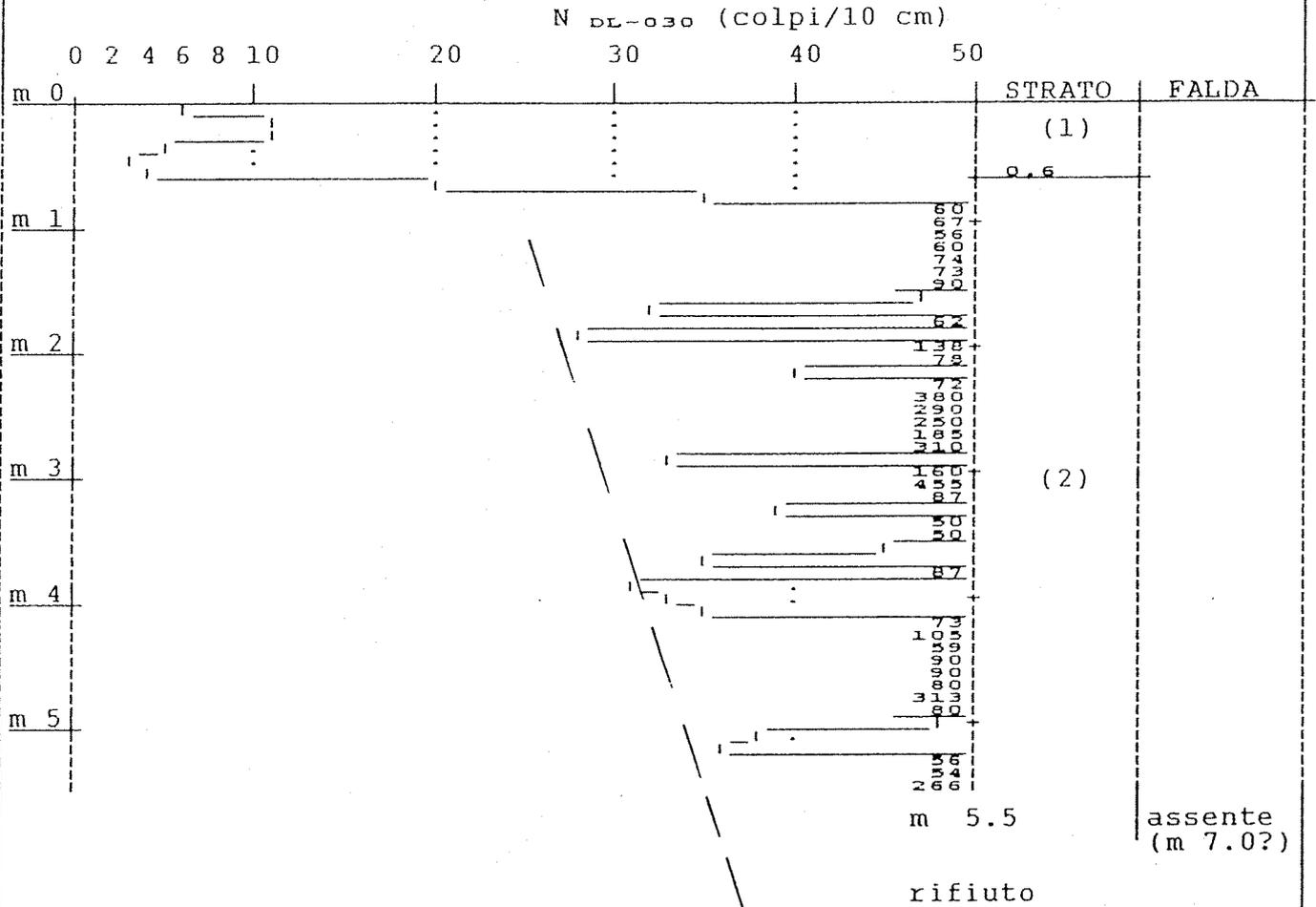
PROGETTISTA:

DATA: 30/3/98

UBICAZIONE: angolo SE

OPERATORE: KS

QUOTA: p.c.



STRATIGRAFIA:

morenico Wurm

1) suolo agrario: colluvio poco addensato

2) terre miste moreniche addensate, con ciottoli

matrice sabbiosa
sovracconsolidata

R.G.M. - Kindl S.
via Mognago, 7/1
tel 0341/578300
via Ca' Bianca P., 14
tel/fax 0341/578584
23848 OGGIONO (LC)

ing. Mario Marzani
via dei Capodiferro, 10
24121 BERGAMO (BG)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N. 2

TIPO SUNDA DL-030

PROGETTO: P.L. "Respiro", Robbiate (LC): villetta n. 1

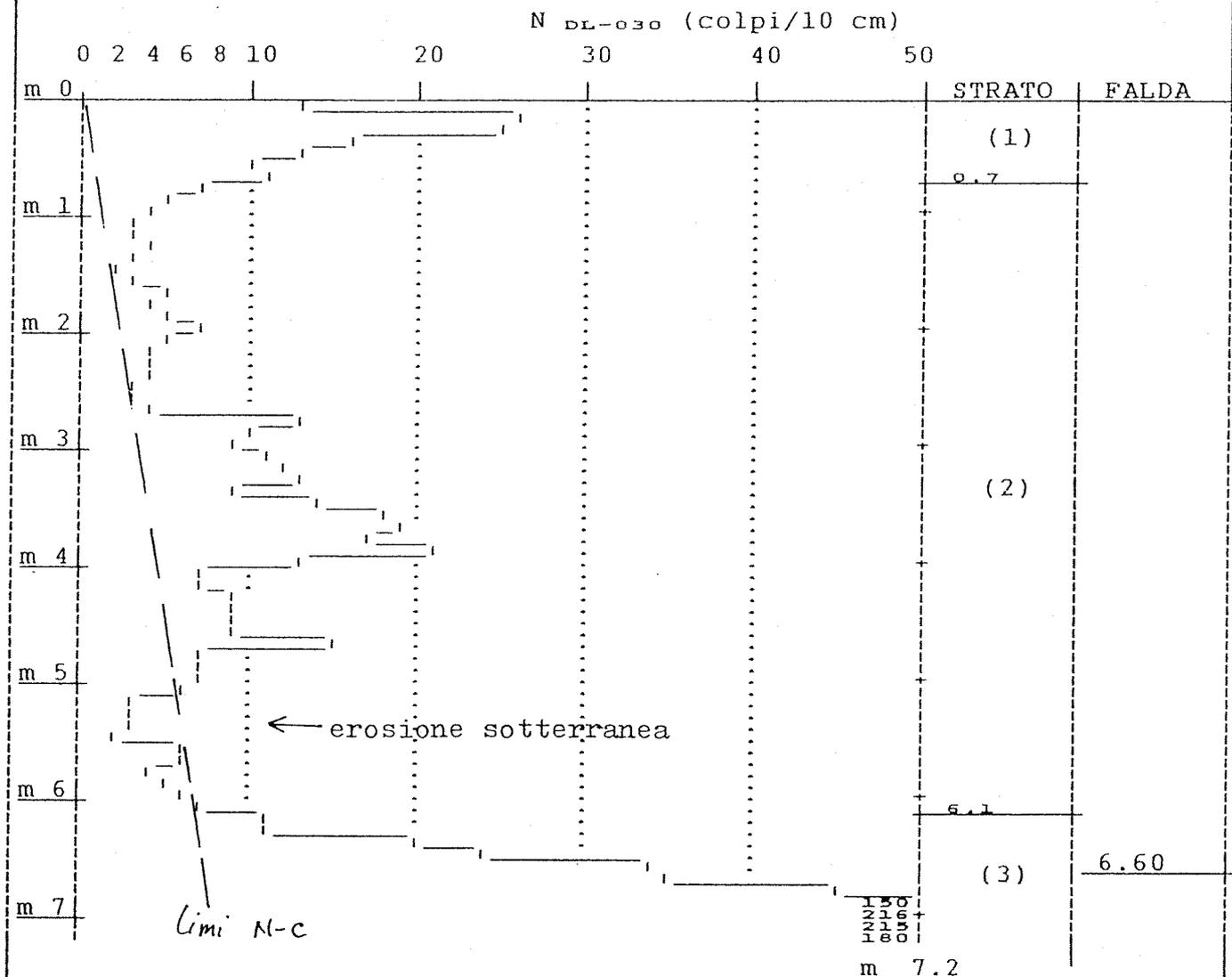
PROGETTISTA:

DATA: 30/3/98

UBICAZIONE: angolo NW

OPERATORE: KS

QUOTA: p.c. (ca m-0.6 da n. 1)



STRATIGRAFIA:

Wurm: lacustre su morenico

- 1) riporto moderatam. addensato
- 2) lacustre: sabbie fini limose poco addensate - molli
- 3) terre miste moreniche addensate

R.G.M. - Kindl S.
 via Mognago, 7/1
 tel 0341/578300
 via Ca' Bianca P., 14
 tel/fax 0341/578584
 23848 OGGIONO (LC)

ing. Mario Marzani
 via dei Capodiferro, 10
 24121 BERGAMO (BG)

METODI DI CALCOLO E DI STIMA PRELIMINARE
DELLA RESISTENZA AL TAGLIO E DEI CEDIMENTI

Correlazione con la prova SPT, sec. SUNDA s.r.l. (1985):

incoerenti: $N_{SPT(30cm)} = N_{DLO30(10cm)} \times 0,85 - 1,05$; coesive: $N_{SPT(30cm)} = N_{DLO30(10cm)} \times 1,0 - 1,4$

Correlazione fra le prove SCPT e SPT, sec. Meardi; A. Tissoni, 1987.

Correzione in caso di sabbie fini in falda per $N > 15$:

sec. Terzaghi e Peck: $N_{corr} = 15 + 1/2(N - 15)$

Divisione del sottosuolo in sottostrati in funzione della larghezza B della fondazione (0,3B-0,4B-0,5B...), della resistenza penetrometrica e della composizione litologica.

Condizioni drenate / non drenate per terre coesive: sono esaminate separatamente.

Grado di consolidazione: per coesive dal confronto della resistenza penetrometrica con terre normal-consolidate per incoerenti stima preliminare geologica di eventuali carichi erosi

Granulometria delle terre: da campionatura e secondo il tipo di diagramma penetrometrico;

o possono essere simulate ipotesi alternative

Pesi di volume delle terre: da granulometria e densità relativa secondo tabella NAVFAC, 1971

Resistenza al taglio:

D_r , densità relativa: da N_{SPT} , sec. Terzaghi-Peck, Hansen-Brinch.

C_u , coesione non drenata: da misure o stime di indice plastico, I_p , sec. Skempton, 1954 e di limite liquido, LL sec. Hansbo, 1957, con correzione per grado di consolidazione

C' , coesione drenata per coesive sovra-consolidate, sec. Lancellotta 1983

ϕ_i , angolo di attrito interno:

per coesive normal-consolidate: dall'indice plastico I_p , sec. Skempton, 1954 e Bjerrum+Simons, 1960

per coesive sovra-consolidate: da Lancellotta, 1983 e' preso il valore minimo N-C, in quanto e' usata anche la coesione drenata.

valore residuo di terre coesive sovra-consolidate sec. Voight, 1973

per incoerenti da N_{SPT} , sec. Meyerhof (fini $< 0 > 5\%$);

N_q, N_c, N_γ fattori di capacità portante: da ϕ_i , sec. Terzaghi, Meyerhof, Sowers

Carico di rottura $q_r = B' L' / B L (1 - 0,2B/L) \gamma B' / 2 N_q + \gamma D N_\gamma + (1 + 0,2B/L) c N_c$ in cui:

B' e L' = dimensioni ridotte della fondazione per carichi eccentrici;

γ = peso di volume del terreno in funzione delle condizioni;

Carico ammissibile: incoerenti $q_a = q_r / 3$; coesive: fattore $F=3$ applicato solo al termine con coesione.

Profondità e ampiezza della zona di rottura nel terreno di fondazione: sec. Meyerhof, 1951

Modulo di reazione del terreno, K_r da D_r (incoerenti) e da C_u (coesive), sec. Terzaghi, 1955.

Coefficiente di spinta a riposo, K_0 : coesive normal-consolidate da I_p sec. Massarsch, 1979 e Flavigny, 1980

coesive sovra-consolidate: da I_p e grado di sovraconsolidazione sec. Lambe e Whitman, 1969

incoerenti normal-consolidate: sec. Jaki, 1944; se sovra-consolidate: indeterminato

Cedimenti immediati:

modulo E: a) sabbie medie e ghiaie con $D_r \geq 0,4$ da pressione di confinamento e D_r , sec. Baldi et al., 1981

b) per incoerenti sec. Schmertmann $E = 2R_p$, $E = 8N_{SPT}$ (R_p = resistenza alla punta del penetrometro statico).

c) per altri terreni: $E = 2 k N_{SPT}$ con $k=2$ a 8 .

Correzione per grado di consolidazione esclusa, perché indeterminata.

Cedimenti (cm) $d_{Hi} = I_i q dz / E$ in cui:

I_i = fattore geometrico e in funzione del coeff. di Poisson; q = carico aggiunto; dz = spessore dello strato.

Cedimenti a lungo termine (coesive: per consolidazione o drenaggio; non coesive: per viscosità):

a) rapporto di compressione $R_c = 0,457 W_o - 0,024$ (+/- 0,05) per lacustre Wurm Brianza, sec. Cancelli, 1981 (W_o = contenuto acqua naturale); con correzione per grado di consolidazione.

b) modulo di compressibilità $E_{ed} = C_1 + C_2 N_{SPT} / \pm SE$ sec. Schultze-Menzenbach, escluse terre coesive sature;

c) $E_{ed} = a R_p$ sec. Buisman-Sanglerat e correlazione empirica R_p / N_{DL} per terre soffice Alta Brianza con stima correzione per grado di consolidazione

Calcolo con R_c : $d_{Hc} = dz R_c \log((s_0 + ds) / s_0)$

con: s_0 = carico litostatico; ds = carico aggiunto; I_s dai grafici Steinbrenner

Calcolo con E_{ed} : $d_{Hc} = dz ds / E_{ed}$

d) con I_c , indice di compressibilità da N_{SPT} sec. Burland e Burbiche, in Lancellotta, 1993

Coefficienti di riduzione:

carico inclinato, sec. Meyerhof (1953); fondazione su pendio, sec. Meyerhof (1957) e Nhiem (1971);

per fondazione con base obliqua, sec. Nhiem (1971).

Correzione del fattore di sicurezza: da I_p sec. Burghignoli, 1973, VIII Congr. Int. Mecc. Terr. e Ing. Fond.

LEGENDA per le tabelle geotecniche

Le profondita' sono dal p.c. del momento della prova.

Tipo terra: R=roccia; Gu=ghiaia uniforme; Gm=ghiaia mista; Sm=sabbia mista; Su=sabbia media uniforme
Sf=sabbia fine uniforme; Sl=sabbia limosa; Ls=limo sabbioso; La=limo argilloso; A=argilla; O=organico

Grado di consolidazione delle terre coesive: * = sotto-consolidate; NC = normal-consolidate;
SC poco sovra-; SSC molto sovra-consolidate

Le terre coesive sono supposte inattive o normaim. attive e di bassa o normale sensibilita'

Rd, resistenza dinamica: sec. formula Olandesi.

Resistenza al taglio:

i carichi ammissibili per profondita' maggiori di quella esaminata

ipotizzano un ricalzo di terre fino alla base del fabbricato o fino al profilo esterno;

: 'tensione lito'= pressione effettiva litostatica;

'si/no/?': e' riferito all' ammissibilita' del carico ipotizzato: cfr. 'q agg.perm'

Presenza di pendio e carichi inclinati:

un asterisco (*) significa che la presenza del pendio e/o dell' inclinazione dei carichi diminuisce la portan-

** = portanza fortemente diminuita a causa del pendio e/o dell' inclinazione dei carichi

Modulo reazione della terra per trave Winkler, Kr in kg/cm:

il valore dato e' inversamente proporzionale alla larghezza della fondazione B in metri
per B diversi eseguire la proporzione.

Dimensioni sottosuolo sollecitato: in funzione di phi e B sec. Meyerhof, 1951

Cedimenti: q agg. = carico aggiunto.

Per carichi poco diversi e' lecita la proporzionalita' con i cedimenti.

Pali: 'net'= portata al netto del peso del palo

portate nel caso di diametri diversi: portata di punta proporzionale ad area base;

portata per attrito laterale proporzionale al diametro

si = incastro sufficiente;

n.d.= non determinato per insufficiente lunghezza del palo

PROGETTO: P.L. "Respiro", Robbiate (LC): villetta n. 1

PUNTO-PROVA: 1

PROGETTISTA:

UBICAZIONE: angolo SE

QUOTA: p.c.

GEOLOGIA: morenico Wurm

CASO: esame preliminare

terre coesive assenti

rincalzo terre alla fondazione: fino al pavimento: costante m 1.5

superficie orizzontale o comunque carichi applicati a quota inferiore al piede del pendio
carichi verticali su base orizzontale, eccentricita' nulla

FONDAZIONE IPOTIZZATA:

plinti: 8 x L= 3 casi: m 1x1; m 2x2; m 3x3

SOTTOSUOLO SOLLECITATO (B=m 3): profondita' dalla base fondazione m 4.0; ampiezza m 14.4

COMPORTAMENTO DEI SINGOLI STRATI con plinti 2 x 2, q perm. fabbricato= kg/cmq 1.0, t/pilastro 40
oltre q terre=kg/cmq 0.23

#	r	r	a	resistenza al taglio			modulo		cedimenti			palo/pila singolo					
				kg/cm ²	note	densita'	terra	base	strato	agg.	immediati	lungoterm	lung	net	pun+lat		
1	SI	6	21	0.0	0.6- 0.7	B=1m	0.00	0.5	0.5	0.0	1.23			0.0	0	0+	0
					0.8- 0.9	E=2m											
					1.0- 1.0	B=3m											
2	Gm	58	205	0.6	5.8- 6.7	si	10.10	5.3	0.4	0.6	10.00	0.2- 1.5	1.2- 2.5	0.3	0	0+	-0
3	SI	41	135	1.6	3.9- 5.4	si	10.34	5.3	0.4	1.6	10.65	0.1- 0.3	0.1- 0.5	1.1	1	1+	0
4	Gm	92	277	1.9	7.6- 7.6	si	10.40	5.3	0.4	1.9	10.38	0.0- 0.2	0.1- 0.4	1.8	5	5+	0
5	SI	37	103	3.6	4.0- 4.5	si	10.82	5.3	0.4	3.6	10.20	0.0- 0.2	0.0- 0.3	2.8	12	11+	2
6	Gm	66	176	4.1	6.8- 7.8	si	10.91	5.3	0.4	4.1	10.13	0.0- 0.0	0.0- 0.1	3.9	10	9+	2
7	SI	37	94	5.0	4.0- 4.4	si	11.15	5.3	0.4	5.0	10.10	0.0- 0.0	0.0- 0.0	4.6	19	17+	3
8	Gm	76	168	5.2	8.0- 8.0	si	11.18	5.3	0.4	5.2	10.09	0.0- 0.0	0.0- 0.0	5.1	14	11+	3
				5.5			11.26			5.5	10.09	0.0- 0.0	0.0- 0.0	5.4	24	21+	4

(m 67)

0.4- 2.2 ; 1.4- 3.8 +/- 50%
in 20 anni con carichi statici

INDICAZIONI:

La resistenza al taglio e' valida per fondazioni dirette solo fino alla profondita' di m 4*B
I cedimenti immediati sono considerati solo rispetto alla situazione scavo per fondazioni ultimate:
eventuali cedimenti immediati negativi per forte decompressione dai carichi pre-scavo sono fatti = 0
Limite Terzaghi dei cedimenti di consolidazione per cedimenti differenziali trascurabili: cm 2.5
Strati in condizioni di rottura, se scavo a m 0.0: nessuno
a rischio di rottura: nessuno
Strati 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, angolo di attrito interno diminuito del 10% per carichi > 5 kg/cmq
Rischio di sollevamento del fondo di eventuale scavo: strati nessuno
Rischio di sifonamento al fondo scavo per carico idraulico > pressione contenimento

DETTAGLI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Data: 31/3/98

All.

PROGETTO: P.L. "Respiro", Robbiate (LC): villetta n. 1

PUNTO-PROVA: 1

GEOLOGIA: morenico Wurm

parametri di resistenza al taglio

#	base (m)	N (strato)	Rd (DL)	tipo (terra)	peso vol. (t/mc)		cont. H2O (%)	densita' relativa	angolo attr. interno (cond. dren)	coesione (kg/cm ²)		fattori capacita' portante (solo terre incoerenti)			
					Yd	Yo				Cu	C'	Ngamma	Nc	Nq	
1	0.6	6	21	S1	1.52	1.63	7%	0.23-0.23	27-28	---	---	4.6-4.8	---	---	7.1-7.4
2	1.6	58	205	Gm	2.28	2.44	7%	0.81-0.91	37-38	---	---	39-46	---	---	45-50
3	1.9	41	135	S1	1.66	1.78	7%	0.67-0.74	35-37	---	---	27-39	---	---	34-45
4	3.6	92	277	Gm	2.32	2.49	7%	0.95-0.95	39-39	---	---	54-54	---	---	56-56
5	4.1	37	103	S1	1.65	1.87	13%	0.64-0.70	35-35	---	---	26-28	---	---	32-36
6	5.0	66	176	Gm	2.31	2.61	13%	0.68-0.95	38-39	---	---	46-54	---	---	50-56
7	5.2	37	94	S1	1.65	1.87	13%	0.64-0.70	35-35	---	---	26-28	---	---	32-36
8	5.5	76	188	Gm	2.32	2.63	13%	0.95-0.95	39-39	---	---	54-54	---	---	56-56

(m 6.0?)

N.B. La coesione e' Cu non drenata nell' ipotesi di terre saturate in condizioni non drenate; e' C' drenata in caso di sovraconsolidate in condizioni drenate. Per le terre coesive l' angolo di attrito interno e' usato nell' ipotesi di condizioni drenate.

parametri per cedimenti

#	base (m)	grado (cons.)	coeff. Poisson	modulo di Young, E (kg/cm ²)		modulo di compressibilita' edometrica, Eed (kg/cm ²)	rapporto di compressione Rc	coefficienti geometrici	
				45-47	47-74			Ie(cons.)	Ii(imm.)
1	0.6	ind	0.26-0.30	45-47	47-74	---	0.242	0.153	
2	1.6	ind	0.16-0.20	197-207	350-601	---	0.164	0.493	
3	1.9	ind	0.24-0.28	270-324	172-282	---	0.102	0.383	
4	3.6	ind	0.15-0.19	235-235	540-859	---	0.054	0.213	
5	4.1	ind	0.25-0.29	247-296	145-236	---	0.029	0.026	
6	5.0	ind	0.15-0.19	252-262	369-612	---	0.023	0.000	
7	5.2	ind	0.25-0.29	247-296	118-177	---	0.019	0.000	
8	5.5	ind	0.15-0.19	274-274	416-674	---	0.018	0.000	

TABELLA: CARICHI AMMISSIBILI

Data: 31/3/98

All.

PROGETTO: P.L. "Respiro", Robbiate (LC): villetta n. 1

PUNTO-PROVA: 2

PROGETTISTA:

UBICAZIONE: angolo NW

QUOTA: p.c. (ca m-0.6 da n. 1)

GEOLOGIA: Wurm: lacustre su morenico

CASO: esame preliminare

terre coesive in condizioni non drenate

rincalzo terre alla fondazione: fino al pavimento: costante m 1.5

pendio alla fondazione= 2° distanza dal ciglio=m 5 pendio a valle=90° dislivello pendio a valle=m 1.8
carichi verticali su base orizzontale, eccentricita' nulle

FONDAZIONE IPOTIZZATA:

plinti: B x L= 3 casi: m 1x1; m 2x2; m 3x3

SOTTOSUOLO SOLLECITATO (B=m 3): profondita' dalla base fondazione m 3.0; ampiezza m 6.3

COMPORTAMENTO DEI SINGOLI STRATI con plinti 2 x 2, q perm.fabbricato= kg/cmq 1.0, t/pilastro 40
oltre q terre=kg/cmq 0.23

#	t	e	r	r	a	resistenza al taglio			modulo Ko			cedimenti			palo/pila singolo				
						kg/cm²	note	litolo	kg/cm²	Pxz	base	strato	aggi.	immediati	lungoterm	lungi	net	pun	lat
1	SI					0.0	1.8- 1.9	B=1m	10.00	1.8	0.5	0.0	1.23			0.0	0	0+	0
							2.1- 2.2	B=2m											
							2.6- 2.7	B=3m											
2	Sf					0.7	0.4- 0.5	no	10.12	0.3	0.6	0.7	10.94	0.1- 0.5	0.7- 1.5	0.4	0	0+	0
3	LS SC					1.6	0.1- 0.1*	no	10.27	0.6	0.6	1.6	10.59	1.7- 4.9	2.6- 8.3	1.2	0	0+	-0
4	Sf					2.7	1.9- 1.9	si	10.45	1.2	0.5	2.7	10.31	1.0- 1.2	2.8- 3.0	2.2	-0	0+	-0
5	Sf					3.4	2.2- 2.3	si	10.58	1.8	0.5	3.4	10.19	0.1- 1.1	0.3- 1.8	3.1	4	4+	0
6	Sf					4.0	1.2- 1.2	si	10.70	0.7	0.5	4.0	10.13	0.0- 0.0	0.0- 0.2	3.7	5	5+	1
7	LS *					5.1	0.1- 0.2	si	10.90	0.6	0.7	5.1	10.10	0.0- 0.0	0.0- 0.2	4.6	4	3+	2
8	LS *					5.5	0.2- 0.4	si	10.97	0.6	0.5	5.5	10.03	0.0- 0.0	0.1- 0.2	5.3	2	0+	3
9	SI					6.1	2.0- 2.1	si	11.08	1.8	0.5	6.1	10.08	0.0- 0.0	0.1- 0.3	5.8	4	0+	4
10	SI	6.6				6.5	2.9- 3.3	si	11.15	1.9	0.5	6.5	10.07	0.0- 0.0	0.0- 0.0	6.3	8	4+	5
11	Gm					6.8	6.3- 6.3	si	11.15	3.2	0.4	6.8	10.07	0.0- 0.0	0.0- 0.0	6.7	10	6+	5
						7.2			11.21			7.2	10.07	0.0- 0.0	0.0- 0.0	7.0	25	20+	6

3.0- 7.7 | 6.7-15.5 +/- 50%
in 20 anni con carichi statici

INDICAZIONI:

La resistenza al taglio e' valida per fondazioni dirette solo fino alla profondita' di m 4*B

I cedimenti immediati sono considerati solo rispetto alla situazione scavo per fondazioni ultimato:

eventuali cedimenti immediati negativi per forte decompressione dai carichi pre-scavo sono fatti = 0

Limite Terzaghi dei cedimenti di consolidazione per cedimenti differenziali trascurabili: cm 3.1

Strati in condizioni di rottura, se scavo a m 0.0: 7 8

a rischio di rottura: 3

Strati 11, angolo di attrito interno diminuito del 10% per carichi > 5 kg/cmq

Rischio di sollevamento del fondo di eventuale scavo: strati 7

Rischio di sifonamento al fondo scavo per carico idraulico > pressione contenimento

PROGETTO: P.L. "Respiro", Robbiate (LC): villetta n. 1

PUNTO-PROVA: 2

PROGETTISTA:

UBICAZIONE: angolo NW

QUOTA: p.c. (ca m=0.6 da n. 1)

GEOLOGIA: Murm: lacustre su morenico

CASO: esame preliminare

terre coesive in condizioni drenate

rincalzo terre alla fondazione: fino al pavimento: costante m 1.5

pendio alla fondazione= 2° distanza dal ciglio=m 5 pendio a valle=90° dislivello pendio a valle=m 1.0
 carichi verticali su base orizzontale, eccentricita' nulla

FONDAZIONE IPOTIZZATA:

plinti: B x L= 3 casi: m 1x1; m 2x2; m 3x3

SOTTOSUOLO SOLLECITATO (B=m 3): profondita' dalla base fondazione m 3.0; ampiezza m 6.3

COMPORTAMENTO DEI SINGOLI STRATI con plinti 2 x 2, q perm.fabbricato= kg/cm² 1.0, t/pilastro 40
 oltre q terre=kg/cm² 0.23

#	t	e	r	r	a	resistenza al taglio			modulo Ko		cedimenti			palo/pila singolo				
						kg/cm ²	note	lit	kg/cm ²	P'x	P'z	base	agg.	immediati	lungoterm	lung	net	pun
1	SI		16	61	0.0	1.8- 1.9	B=1m	0.00	1.8	0.5	0.0	1.23			0.0	0	0+	0
						2.1- 2.2	B=2m											
						2.6- 2.7	B=3m											
2	Sf		4	13	0.7	0.4- 0.5	no	0.12	0.3	0.6	0.7	0.94	0.1- 0.5	0.7- 1.5	0.4	0	0+	0
3	LS SC		4	14	1.6	1.1- 2.5	si	0.27	0.6	0.6	1.6	0.59	1.7- 4.9	2.6- 8.3	1.2	0	0+	-0
4	Sf		11	32	2.7	1.9- 1.9	si	0.45	1.2	0.5	2.7	0.31	1.0- 1.2	2.8- 3.0	2.2	0	1+	-0
5	Sf		16	45	3.4	2.2- 2.3	si	0.58	1.8	0.5	3.4	0.19	0.1- 1.1	0.3- 1.8	3.1	4	4+	0
6	Sf		8	22	4.0	1.2- 1.2	si	0.70	0.7	0.5	4.0	0.13	0.0- 0.0	0.0- 0.2	3.7	5	5+	1
7	LS *		3	7	5.1	0.6- 0.7	si	0.90	0.6	0.7	5.1	0.10	0.0- 0.0	0.0- 0.2	4.6	4	3+	2
8	LS *		6	14	5.5	1.4- 1.5	si	0.97	0.6	0.5	5.5	0.09	0.0- 0.0	0.1- 0.2	5.3	1	0+	1
9	SI		16	38	6.1	2.0- 2.1	si	1.08	1.8	0.5	6.1	0.08	0.0- 0.0	0.1- 0.3	5.8	2	2+	1
10	SI	6.6	26	59	6.5	2.9- 3.3	si	1.15	1.9	0.5	6.5	0.07	0.0- 0.0	0.0- 0.0	6.3	4	4+	1
11	Gm		190	412	6.8	6.3- 6.3	si	1.15	3.2	0.4	6.8	0.07	0.0- 0.0	0.0- 0.0	6.7	7	6+	2
					7.2			1.21			7.2	0.07	0.0- 0.0	0.0- 0.0	7.0	22	20+	3

3.0- 7.7 ; 6.7-15.5 +/- 50%
 in 20 anni con carichi statici

INDICAZIONI:

- La resistenza al taglio e' valida per fondazioni dirette solo fino alla profondita' di m 4*B
- I cedimenti immediati sono considerati solo rispetto alla situazione scavo per fondazioni ultimate:
- eventuali cedimenti immediati negativi per forte decompressione dai carichi pre-scavo sono fatti = 0
- Limite Terzaghi dei cedimenti di consolidazione per cedimenti differenziali trascurabili: cm 3.1
- Strati in condizioni di rottura, se scavo a m 0.0: nessuno
- a rischio di rottura: nessuno
- Strati 11, angolo di attrito interno diminuito del 10% per carichi > 5 kg/cm²
- Rischio di sollevamento del fondo di eventuale scavo: strati nessuno
- Rischio di sifonamento al fondo scavo per carico idraulico > pressione contenimento

PROGETTO: P.L. "Respiro", Fobbiate (LC): villetta n. 1

PUNTO-PROVA: 2

GEOLOGIA: Mura: lacustre su morenico

parametri di resistenza al taglio

#	base (m)	N	Rditipo	peso vol. (t/mc)		cont. H2O	densita' relativa	angolo attr. interno (cond. dren)	coesione (kg/cm ²)		fattori capacita' portante		
				Yc	Yo				Cu	C'	Ngamma	Nc	Nq
1	0.7	16	61:Sl	1.59	1.69	7%	0.42-0.45	31-31	---	---	15-16	---	20-21
2	1.6	4	13:Sl	1.62	1.74	7%	0.15-0.16	22-23	---	---	2.4-2.6	---	4.3-4.6
3	2.7	4	14:Ls SC	1.54	1.57	17%	0.22-0.24	22-22	0.06-0.11	0.03-0.23	---	5.3-5.3	1.0-1.0 u
4	3.4	11	32:Sl	1.69	1.91	13%	0.36-0.37	31-31	---	---	12-13	---	16-17
5	4.0	16	45:Sl	1.71	1.93	13%	0.42-0.44	31-31	---	---	15-16	---	19-21
6	5.1	8	22:Sl	1.67	1.88	13%	0.29-0.30	29-29	---	---	7.4-8.0	---	11-11
7	5.5	3	7:Ls *	1.32	1.75	33%	0.14-0.16	19-21	0.05-0.10	0.00-0.00	---	5.3-5.3	1.0-1.0 u
8	6.1	6	14:Ls *	1.36	1.76	30%	0.26-0.29	26-27	0.09-0.18	0.00-0.00	---	5.3-5.3	1.0-1.0 u
9	6.5	16	38:Sl	1.58	1.79	13%	0.43-0.45	31-31	---	---	15-16	---	20-21
10	6.8	26	59:Sl	1.62	0.00	29%	0.52-0.58	33-33	---	---	27-30	---	31-35
11	7.2	119	412:Sm	2.32	1.46	30%	0.95-0.95	39-39	---	---	54-54	---	56-56

N.B. La coesione e' Cu non drenata nell' ipotesi di terre saturate in condizioni non drenate; e' C' drenata in caso di sovraconsolidate in condizioni drenate. Per le terre coesive l' angolo di attrito interno e' usato nell' ipotesi di condizioni drenate.

parametri per cedimenti

#	base (m)	grado	coeff. Poisson	modulo di Young, E (kg/cm ²)		rapporto di compressione Rc	coefficienti geometrici	
				Young, E	compressibilita' edometrica, Eed (kg/cm ²)		Iσ (cons.)	Ii (imm.)
1	0.7	ind	0.26-0.30	108-130	74-134	---	0.225	0.179
2	1.6	ind	0.25-0.29	30-32	53-79	---	0.159	0.485
3	2.7	1.7	0.29-0.33	22-25	47-61	0.05-0.05	0.083	0.193
4	3.4	ind	0.24-0.28	88-92	70-90	---	0.044	0.162
5	4.0	ind	0.24-0.28	107-128	71-99	---	0.031	0.051
6	5.1	ind	0.24-0.28	67-70	61-86	---	0.023	0.000
7	5.5	0.4	0.29-0.33	14-16	32-47	0.03-0.15	0.018	0.000
8	6.1	0.8	0.29-0.33	28-32	52-67	0.07-0.14	0.017	0.000
9	6.5	ind	0.26-0.30	110-132	68-109	---	0.015	0.000
10	6.8	ind	0.25-0.29	177-212	91-128	---	0.015	0.000
11	7.2	ind	0.15-0.19	271-271	959-1310	---	0.014	0.000