

L'Estensore:

dott. ing. Ruggero Rigoni

iscritto al n. 1023
dell'Ordine degli Ingegneri di Vicenza



Consulenza di settore:

dott. Geol. Gabriele Soppelsa

iscritto al n. 196
dell'Ordine dei Geologi Regione Veneto

Il Committente:

COMPOSTELLA A. SRL

UNIPERSONALE

Commercio Rottami e Metalli

Viale Lungo Brenta, n. 21

36050 CARTIGLIANO (VI)

P.IVA n. 044827597

Tel./Fax 0444.827597 - info@compostellasrl.it

**Provincia di Vicenza
Comune di Cartigliano**

COMPOSTELLA A.
unipersonale

Compostella A. s.r.l. Unipersonale

Viale Lungo Brenta, n. 21

36050 Cartigliano (VI)

tel./fax: 0424828597

mail: info@compostellasrl.it

VERIFICA DI ASSOGGETTABILITÀ (A V.I.A.)

(art. 19 D.Lgs. 152/06 e ss.mm.ii.)

del progetto di un

IMPIANTO DI RECUPERO RIFIUTI NON PERICOLOSI

in

Via delle Industrie, n. 70 in Comune di Cartigliano

Provincia di Vicenza

STUDIO PRELIMINARE AMBIENTALE

Relazione geologica

B3

elaborato:

SPA

Luglio 2019

data:

STUDIO DI INGEGNERIA AMBIENTALE ING. RUGGERO RIGONI

Via Divisione Folgore, n. 36 - 36100 VICENZA

Tel.: 0444.927477 - email: rigoni@ordine.ingegneri.vi.it

COMUNE DI CARTIGLIANO

PROVINCIA DI VICENZA

**PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN CAPANNONE PER
TRASFERIMENTO SEDE IN VIA DELLE INDUSTRIE**

RELAZIONE GEOLOGICA- GEOTECNICA IDROGEOLOGICA

Il Committente : Compostella s.r.l.

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 11.10.2018

COMUNE DI CARTIGLIANO

PROVINCIA DI VICENZA

**PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN CAPANNONE PER
TRASFERIMENTO SEDE IN VIA DELLE INDUSTRIE**

Il Committente : Compostella s.r.l.

1 PREMESSA

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici e geotecnici dell'area interessata dal progetto per la costruzione di un capannone ad uso recupero materiale ferroso per trasferimento sede in via delle industrie a Cartigliano per conto della ditta Compostella s.r.l.

Trattandosi di fabbricato ad uso produttivo con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn ≥ 50 anni** e **Classe II d'uso** quindi con affollamenti normali, quindi con un coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento **Cu = Vr / Vn = 1.0**.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di Cartigliano è classificato in base alla nuova zonizzazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 località sismica in zona 3 quindi con accelerazione massima al suolo *ag = 0.15g*.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la stesura della seguente relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M.14.01.08
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.

- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture– Parte 5 : Fondazioni, Strutture di contenimento (stesura 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) : Progettazione Geotecnica– Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.2 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale..

2 CARATTERI MORFOLOGICI E GEOLOGICI DELL'AREA

L'area in esame è situata sul lato ovest di via delle industrie, nel settore sudoccidentale dell'abitato di Cartigliano, come risulta dalla corografia da c.t.r. di Tav.1 e da immagine Google di Tav.2; l'area è censita al catasto del Comune al foglio 4, mappale 59 come dall'estratto alla scala 1:2000 di Tav.4.

Dal punto di vista morfologico l'area in esame è posta ad una quota media di 72.6 mslm, nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta, in un'area subpianeggiante con pendenze medie verso sud di 0.3% - 0.4%.

L'area è posta 20mt a est dell'argine che immette nell'alveo del F.Brenta ribassato di una quota media di circa 4mt.

Per verificare la classificazione dell'area nell'ambito del P.A.T., si è fatto riferimento alla "Carta delle Fragilità" di cui si riporta l'estratto in Tav.3. Il territorio è classificato "*Area Idonea a condizione*" dovuta a problematiche di carattere idraulico connesse con la vicinanza dell'alveo del F.Brenta.

Il sottosuolo è costituito da ghiaie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, deposte dal f.Brenta; la successione alluvionale nell'area in esame ha uno spessore superiore a 100mt ed è seguita dal substrato roccioso terziario.

3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta; i materiali sono rappresentati essenzialmente da ghiaie, ciottoli e trovanti grossolani in matrice sabbioso limosa passante localmente a limoso sabbiosa.

Le stratigrafie della zona evidenziano un rapido aumento dello spessore dei depositi alluvionali a sud di Bassano dovuto all'esistenza di un'antica conoide del Brenta che si dirigeva in direzione di Castelfranco.

Con riferimento alla stratigrafia dei pozzi presenti nel raggio di 300mt (Tavv.6-7), il sottosuolo presenta una copertura argillosa e riporto fino a -1.0mt seguita da Ghiaie grosse con ciottoli in matrice sabbiosa fino a 32mt seguite da Ghiaie argillose fino a -41mt. Successivamente sono presenti Ghiaie sabbiose fino a -58mt dal p.c. e quindi Argille fino a -61mt.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.5 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg; le caratteristiche strumentali del penetrometro e i calcoli teorici sono riportati in allegato. Le prove spinte fino alla profondità massima di 2.8mt dal p.c., sono ubicate come risulta nella planimetria alla scala di Tav.5.

Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- N = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rpd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm²
- interpretazione stratigrafia della prova

Nei tabulati allegati oltre ai risultati delle prove si riportano i principali parametri geotecnici ricavati dall'interpretazione stratigrafica.

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con spessori superiori a 100mt.

Con riferimento al piano piazzale esistente il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica tipo :

- da piano piazzale a - 0.8mt :

Materiale di riporto ghiaioso di sottofondo localmente cementato

- da -0.8mt a -1.2mt :

Limo sabbioso con ghiaia e Ghiaia limoso sabbiosa

- resistenza dinamica $R_d = 90 - 110 \text{ Kg/cmq}$
- angolo di attrito $\emptyset = 35^\circ - 36^\circ$

- da -1.2mt a -2.4mt :

Ghiaie medie in matrice limoso sabbiosa

- resistenza dinamica $R_d = 100 - 200 \text{ Kg/cmq}$
- angolo di attrito $\emptyset = 36^\circ - 41^\circ$

- da -2.4mt a -3.0mt :

Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense

- resistenza dinamica $R_d = 150 - 250 \text{ Kg/cmq}$
- angolo di attrito $\emptyset = 38^\circ - 44^\circ$

6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

I materiali ghiaioso sabbiosi sono sede di un acquifero freatico alimentato dalle dispersioni in alveo del f.Brenta e dagli apporti meteorici diretti.

Dalle misurazioni effettuate in alcuni pozzi della zona, il livello statico della falda nell'area in esame, è posto alla profondità media di **-10mt dal p.c.** con escursioni massime tra le fasi di piena e di magra di 4mt. Nel fabbricato in progetto non si prevede la realizzazione di piani interrati e la profondità dell'acquifero è tale da non interferire con i terreni di fondazione.

Con riferimento alle Norme tecniche di attuazione del Piano di tutela delle acque di cui allegato A del DGR n.80 del 27.01.2011 la costruzione in progetto non prevede lo scarico di acque reflue nel suolo o sottosuolo.

Considerata la buona permeabilità dei materiali ghiaiosi presenti dalla profondità media di -2.0mt dal p.c. oltre che la presenza di una falda acquifera profonda, **gli apporti meteorici potranno essere smaltiti con l'ausilio di vasche drenanti che reimettono le acque nel sottosuolo.**

In tali condizioni la dispersione delle acque ricaricando la falda in maniera distribuita mantiene inalterati i deflussi sulla rete idrografica superficiale.

Le acque provenienti dai piazzali che presentano un notevole trasporto solido in sospensione, prima di essere disperse, dovranno subire un trattamento di filtrazione e decantazione per garantire una maggior qualità dell'acqua, come previsto all'art.39 delle N.T.A. del Piano di tutela delle acque, che prevede il passaggio al sistema di vasche di trattamento (disabbiatura e disoleatura).

Per le acque di dilavamento dei parcheggi che in tali condizioni rientrano nel caso 5-c dell'art.39 delle N.T.A. del PTA lo scarico negli strati superficiali del suolo e sottosuolo non è soggetto al rilascio di autorizzazione.

Il sistema drenante, costituito da Vasche forate di forma cilindrica, non costituisce immissione diretta in falda in quanto la distanza tra il fondo drenante ed il livello massimo della falda è di almeno 5mt.

La natura del terreno permette la completa dispersione senza collegamenti alla rete drenante superficiale e non è necessario prevedere dispositivi di invarianza idraulica.

7 SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE E PERMEABILITA'

Le acque meteoriche che presentano caratteristiche chimico fisiche idonee potranno essere smaltite negli strati superficiali del suolo e del sottosuolo con l'ausilio di impianti disperdenti. Nel caso specifico per le acque

meteoriche della copertura del fabbricato si prevede per questo lo smaltimento con l'ausilio di vasche drenanti

Considerata la profondità del livello di falda (-10mt dal p.c.) viene assicurata comunque un'adeguata distanza di sicurezza della dispersione dalla quota di massima escursione dell'acquifero.

Le vasche drenanti delle acque meteoriche saranno comunque dimensionate in relazione con le portate massime degli afflussi di piena e in ragione della permeabilità dei materiali ghiaiosi. La permeabilità e la capacità dispersiva del sottosuolo è stata determinata con alcune prove di dispersione nel territorio a nord dell'area in esame su materiali alluvionali con caratteristiche analoghe. Le prove a carico variabile, effettuate nei materiali ghiaiosi presenti da -2.0mt dal p.c. hanno fornito il seguente valore medio : **Coefficiente di Permeabilità $K = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m/sec}$**

I parametri determinati sono relativi all'infiltrazione media che si verifica in tempi relativamente brevi (un giorno); nel caso di portate specifiche da infiltrarsi in maniera continuativa per tempi prolungati, la permeabilità e la capacità dispersiva hanno valori più bassi.

7.1 Smaltimento delle acque meteoriche con vasche drenanti

Si considera la vasca drenante tipo con le seguenti caratteristiche esecutive:

- Diametro vasca circolare costituita da anelli in cls forato = 1500mm
- Vespaio di ciottoli grossolani attorno al pozzo per almeno 1.0mt
- Profondità vasca da p.c. = -4.0mt dal p.c.
- Altezza utile della vasca = 3.0mt

In tal modo, la portata dispersa dalla formula di Dupuit per le vasche assorbenti risulta : **$Q = C \times K \times r_0 \times H$** dove :

Q = Portata dispersa

C = Coefficiente di deflusso

r_0 = Raggio della vasca = 0.75mt

H = Profondità utile della vasca = 3.0mt

$K =$ Coefficiente di permeabilità = 0.001 m/sec

Il coefficiente di deflusso C può essere calcolato con la teoria di Stephens e Neuman (1982) che esprime il termine C come :

$$\log C = 0.658 \log H / r_o - 0.398 \log H + 1.105$$

da cui il coefficiente di deflusso **$C = 22.06$**

La portata teorica dispersa dalla vasca sarà quindi :

$$Q = C \times K \times r_o \times H = 22.06 \times 0.001 \times 0.75 \times 3.0 = \mathbf{49.6 \text{ lt/sec}}$$

Considerata la riduzione di efficienza futura del pozzo, si stabilisce comunque una portata utile ridotta del 30% rispetto a quella teorica da cui :

$$Q_{\text{utile smaltita}} = \mathbf{34.7 \text{ lt/sec}}$$

Si osserva inoltre che la profondità media del livello della falda acquifera a -10.0mt dal p.c. è tale da non subire alterazioni dallo smaltimento delle acque meteoriche con un adeguato spessore di materiale ghiaioso insaturo filtrante soprastante il livello di falda.

7.2 Smaltimento delle acque reflue per subirrigazione

In assenza di condotta fognaria le acque reflue chiarificate potranno essere smaltite per subirrigazione mediante un sistema disperdente costituito da linee orizzontali forate.

Le caratteristiche esecutive della linea disperdente tipo saranno :

- Diametro tubazione forata in cls = 20cm
- Profondità scavo dal p.c. attuale = -100cm
- Larghezza scavo = 100cm
- Profondità di base tubazione dal p.c. attuale = -100cm
- Vespaio di ghiaione secco attorno al tubo per una larghezza di 100cm
- Pendenza della tubazione forata = 0,2-0,3%

La dispersione nel terreno delle portate erogate da una condotta finestrata si riconduce alla dispersione che avviene dalla trincea secondo lo schema a lato.

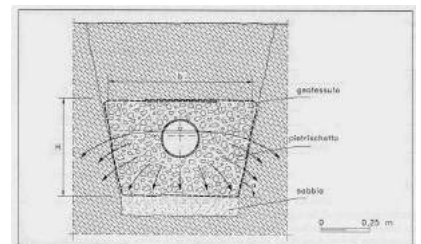


Fig. 3.57 - Condotta disperdente in trincea.

La trattazione del problema idraulico è nota in un certo numero di casi tra cui quello di sezione rettangolare con $n \approx 0$ e $b/H \approx 1$ da cui : $Q = K(b + 2H)$

dove : K è il coefficiente di permeabilità = 0.0005 m/sec

b è la larghezza della trincea disperdente = 1.0mt

H è il tirante d'acqua = 1.0mt

dove il valore k della permeabilità è stato valutato sui materiali ghiaioso limosi presenti da -1.0mt dal p.c. è stato valutato pari a 0.0005 m/s, e la dimensione della trincea è 1.0x1.0m si ottiene,

$$Q_{\text{disp per subirrigazione}} = 1.50 \text{ lt/sec per metro}$$

8 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE

Il sottosuolo presenta una copertura di riporto di sottofondo ghiaioso costipato fino a -0.8mt seguito da Limo sabbioso con ghiaia e Ghiaia limoso sabbiosa fino a -1.2mt dal piano piazzale. Successivamente sono presenti Ghiaie medie in matrice limoso sabbiosa passanti da -2.4mt a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa dense, estese per oltre 10mt.

Sulla base dei parametri geotecnici del sottosuolo **il piano di posa dei plinti di fondazione del fabbricato in progetto dovrà essere situato al contatto con le Ghiaie medie in matrice limoso sabbiosa presenti alla profondità media di -1.2mt dal piano piazzale.**

Nella fase esecutiva dovrà comunque essere verificato puntualmente per ogni plinto il raggiungimento del substrato ghiaioso naturale al di sotto del materiale di riporto, riportandosi eventualmente in quota con magrone.

8.1 Verifiche agli Stati Limite (SLU) e (SLE) per i plinti a -1.2mt dal p.c.

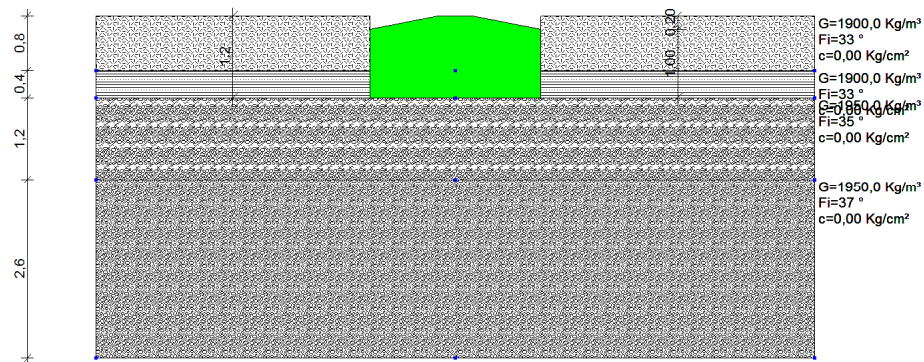
Nell'aggiornamento delle NTC del 17.01.18 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli "Stati Limite" in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione). Le verifiche

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

sono effettuate con “approcci diversi” legate all’amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e a riduzione delle resistenze (R). La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza del terreno).

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Trattandosi di un terreno granulare, dotato di coesione che si trascura, per le fondazioni si assume in valore dell’angolo di attrito $\phi_k = \phi_M = 35^\circ$



Con riferimento ad una situazione del plinto di progetto con dimensioni di 2.5mt x 2.5mt con piano di posa a -1.2mt dal p.c. in allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) che hanno fornito i seguenti risultati :

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi sarà pari a : **Qlim = 17.72 Kg/cmq**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 17.72 / 1.0 = 17.72 \text{ Kg/cmq}}$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà $\gamma_R = 1$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.5$ per i permanenti non strutturali.

Con una pressione di progetto $Q = 2.5 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) \leq Rd (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 7.09.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti $\gamma_{\phi 1} = 1.25$ da cui l'angolo attrito di progetto partendo da $\phi_k = \phi_M = 35^\circ$ sarà : $\phi_d = \tan^{-1} (\tan \phi_k / 1.25) = 29.2^\circ$.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 8.19 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà $\gamma_R = 1.8$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.0$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.3$ per i permanenti non strutturali.

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 8.19 / 1.8 = 4.55 \text{ Kg/cmq}}$$

Con una pressione di progetto $Q = 2.5 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) \leq Rd (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.28.

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze (R3) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a plinto il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi sarà pari a : **Qlim = 17.72 Kg/cmq**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 17.72 / 2.3 = 7.70 Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto $Q = 2.5 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) $\leq Rd$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 7.09.

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio sono relative alle deformazioni (Cedimenti) e agli spostamenti e si effettuano con riferimento ai valori caratteristici dei parametri (f_k), quindi $f_k = f_d$. In tali condizioni deve essere verificato che il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (Ed) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni (Cd).

Con riferimento ad una pressione normale di progetto pari a $Q = 2.5 \text{ Kg/cmq}$ sul plinto di $2.5\text{mt} \times 2.5\text{mt}$ con piano di posa a -1.2mt dal p.c., i cedimenti elastici sono risultati pari a : **$\Delta H \text{ tot} = 9.9\text{mm}$** .

Il cedimento ammissibile per le murature portanti risulta compreso tra $2.5 \div 5.0\text{cm}$ mentre per le strutture intelaiate risulta compreso tra $5.0 \div 10.0 \text{ cm}$ con cedimenti differenziali compresi tra $0.0005 \div 0.02L$.

Con una pressione unitaria sul plinto di fondazione $Q = 2.5 \text{ Kg/cmq}$ i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

9 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di Cartigliano non era classificato sismico ai sensi del D.M. 19.03.1982. In base alla OPCM 3274 del 20.03.03 che ha riclassificato l'intero territorio nazionale, il Comune è inserito in zona sismica di tipo 3.

Per il territorio in zona sismica 3 i valori di accelerazione al suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% (a_g / g) = 0.05 - 0.15

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta $a_g / g = 0.15$

Con l'entrata in vigore del D.M.17.01.18 (Aggiornamento NTC) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in 5 categorie (A, B, C, D, E).

A	<i>Ammassi rocciosi affioranti e terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo di 3mt.</i>
B	<i>Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con $N_{SPT} > 50$ o $Cu > 250$ kPa)</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con $15 < N_{SPT} < 50$, o $70 < Cu < 250$ kPa)</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 < 180 m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$, o $Cu < 70$ kPa)</i>
E	<i>Profili di terreno dei sottosuoli di tipo C o D con spessore non superiore a 20m posti sul substrato più rigido con Vs30 > 800 m/s</i>

Il sottosuolo presenta una copertura argillosa e riporto fino a -1.0mt seguita da Ghiaie grosse con ciottoli in matrice sabbiosa fino a 32mt seguite da Ghiaie argillose fino a -41mt. Successivamente sono presenti Ghiaie sabbiose fino a -58mt dal p.c. e quindi Argille fino a -61mt.

I terreni classificati nelle categorie elencate sono caratterizzati da parametri sismici (VS30, velocità media di propagazione onde di taglio entro 30m di profondità) e da parametri geotecnici (NSPT, Standard Penetration Test e cu, coesione non drenata).

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo B** : *Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori superiori a 30mt, caratterizzati dal graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con $N_{SPT} > 50$ o $Cu > 250$ kPa*

Nella successione ghiaioso sabbiosa non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi, a densità bassa e saturi suscettibili di liquefazione.

9.1 Azione Sismica di Progetto

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento V_r in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” (P_{vr}).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza P_{vr} nel periodo di riferimento V_r .

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento :

Sito in esame.
latitudine: 45.7017976948811
longitudine: 11.6922448779098
Classe: 2
Vita nominale: 50

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11407	Lat: 45.7206	Lon: 11.6307	Distanza: 5215.979
Sito 2 ID: 11408	Lat: 45.7217	Lon: 11.7021	Distanza: 2340.251
Sito 3 ID: 11630	Lat: 45.6717	Lon: 11.7037	Distanza: 3464.257
Sito 4 ID: 11629	Lat: 45.6706	Lon: 11.6323	Distanza: 5806.548

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	50anni
Coefficiente cu:	1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0.045	g
Fo:	2.486	
Tc*:	0.237	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0.061	g
Fo:	2.469	
Tc*:	0.252	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0.170	g
Fo:	2.398	
Tc*:	0.293	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0.222	g
Fo:	2.406	
Tc*:	0.296	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:	
Ss:	1.200
Cc:	1.470
St:	1.000
Kh:	0.011

	Kv:	0.005
	Amax:	0.533
	Beta:	0.200
SLD:		
	Ss:	1.200
	Cc:	1.450
	St:	1.000
	Kh:	0.015
	Kv:	0.007
	Amax:	0.715
	Beta:	0.200
SLV:		
	Ss:	1.200
	Cc:	1.410
	St:	1.000
	Kh:	0.049
	Kv:	0.024
	Amax:	1.997
	Beta:	0.240
SLC:		
	Ss:	1.190
	Cc:	1.400
	St:	1.000
	Kh:	0.074
	Kv:	0.037
	Amax:	2.589
	Beta:	0.280

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

$$\text{Accelerazione massima} = \mathbf{amax} = Ss \times St \times ag = 1.2 \times 1.0 \times 0.170 \text{ g} = \mathbf{0.204g}$$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

$$\mathbf{A \text{ max}} = ag \times 9.81 = \mathbf{2.00 \text{ m/sec}^2}.$$

$$\text{Il coefficiente sismico orizzontale sar\`a } \mathbf{Kh} = \beta_s \times Amax/g = \mathbf{0.049}$$

10 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sull'area interessata dal progetto per la costruzione di un capannone ad uso recupero materiale ferroso per trasferimento sede in va delle industrie a Cartigliano per conto della ditta Compostella s.r.l. si pu\`o concludere :

10.1 L'area in esame è situata alla quota media di 72.6 mslm, nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta, in un'area subpianeggiante con pendenze medie verso sud di 0.3% - 0.4%. L'area è posta 20mt a est dell'argine che immette nell'alveo del F.Brenta ribassato di circa 4mt.

10.2 Il sottosuolo è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta con spessori superiori a 100mt rappresentati essenzialmente da ghiaie, ciottoli e trovanti grossolani in matrice sabbioso limosa passante localmente a limoso argillosa.

10.3 Nella Carta delle Fragilità del P.a.t. il territorio è classificato "*Area Idonea a condizione*" dovuta a problematiche di carattere idraulico connesse con la vicinanza dell'alveo del F.Brenta.

10.4 Il sottosuolo presenta una copertura di riporto di sottofondo ghiaioso costipato fino a -0.8mt seguito da Limo sabbioso con ghiaia e Ghiaia limoso sabbiosa fino a -1.2mt dal piano piazzale. Successivamente sono presenti Ghiaie medie in matrice limoso sabbiosa passanti da -2.4mt a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa dense, estese per oltre 10mt.

10.5 La falda acquifera, alimentata dalle dispersioni dei corsi d'acqua e dagli apporti meteorici presenta il livello statico alla profondità di **-10mt dal p.c.** con escursioni massime di 4mt da tale valore; la profondità dell'acquifero è tale da non interferire con le fondazioni del fabbricato.

10.6 Considerata la buona permeabilità dei materiali ghiaiosi presenti dalla profondità media di -2.0mt dal p.c. oltre che la presenza di una falda acquifera profonda, **gli apporti meteorici potranno essere smaltiti con l'ausilio di vasche drenanti che reimettono le acque nel sottosuolo.**

Il sistema drenante, costituito da Vasche forate di forma cilindrica, non costituisce immissione diretta in falda in quanto la distanza tra il fondo drenante ed il livello massimo della falda è di circa 5mt.

10.7 La natura del terreno permette la completa dispersione senza collegamenti alla rete drenante superficiale e non è necessario prevedere dispositivi di invarianza idraulica.

10.8 Le acque meteoriche della copertura del fabbricato saranno smaltite negli strati superficiali del sottosuolo con l'ausilio di vasche drenanti. Per la vasca drenante tipo con diametro di 1.5mt e profondità di 4.0mt la portata utile dispersa nelle condizioni di permeabilità del sito, risulta :

$$Q_{\text{utile smaltita dalla vasca a -4.0mt}} = 34.7 \text{ lt/sec}$$

10.9 In assenza di condotta fognaria le acque reflue chiarificate potranno essere smaltite per subirrigazione. Le verifiche del dimensionamento della linea di subirrigazione larga 1.0mt e profonda 1.0mt hanno definito una portata dispersa : $Q_{\text{dispersa su metro di linea subirrigazione}} = 1.5 \text{ lt/sec}$.

10.10 Sulla base dei parametri geotecnici del sottosuolo **il piano di posa dei plinti di fondazione del fabbricato in progetto dovrà essere situato al contatto con le Ghiaie medie in matrice limoso sabbiosa presenti alla profondità media di -1.2mt dal piano piazzale.**

Nella fase esecutiva dovrà comunque essere verificato puntualmente per ogni plinto il raggiungimento del substrato ghiaioso naturale al di sotto del materiale di riporto, riportandosi eventualmente in quota con magrone.

10.11 Le verifiche agli stati limite per la fondazione a plinto di progetto larga 2.5mt con piano di posa a -1.2mt dal p.c. hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{\text{lim}}/\gamma_R = 17,72/1.0 = 17.72 \text{ Kg/cmq}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{\text{lim}}/\gamma_R = 8.19/1.8 = 4.55 \text{ Kg/cmq}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $R_d = Q_{\text{lim}}/\gamma_R = 17.72/2.3 = 7.70 \text{ Kg/cmq}$

DOTT.GABRIELE SOPPELSA

GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione di progetto pari a $Q = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ sul plinto con piano di posa a -1.2mt dal p.c. hanno definito un cedimento totale : $\Delta H = 9.9\text{mm}$

10.12 Il Comune di Cartigliano in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica di tipo 3. Il sottosuolo presenta una copertura argillosa e riporto fino a -1.0mt seguita da Ghiaie grosse con ciottoli in matrice sabbiosa fino a 32mt seguite da Ghiaie argillose fino a -41mt. Successivamente sono presenti Ghiaie sabbiose fino a -58mt dal p.c. e quindi Argille fino a -61mt.

10.13 Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio e dalla classificazione in base alle norme EC8 recepite dal OPCM 3274 è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria di tipo B** : (Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate con spessori di diverse decine di metri....) con velocità delle onde di taglio $V_{S;30} = 360 - 800 \text{ m/sec}$ e $N_{SPT} > 50$

10.14 Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = **amax** = $S_s \times S_t \times a_g = 1.2 \times 1.0 \times 0.170 \text{ g} = \mathbf{0.204\text{g}}$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = $a_g \times 9.81 = \mathbf{2.00 \text{ m/sec}^2}$.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g = \mathbf{0.049}$

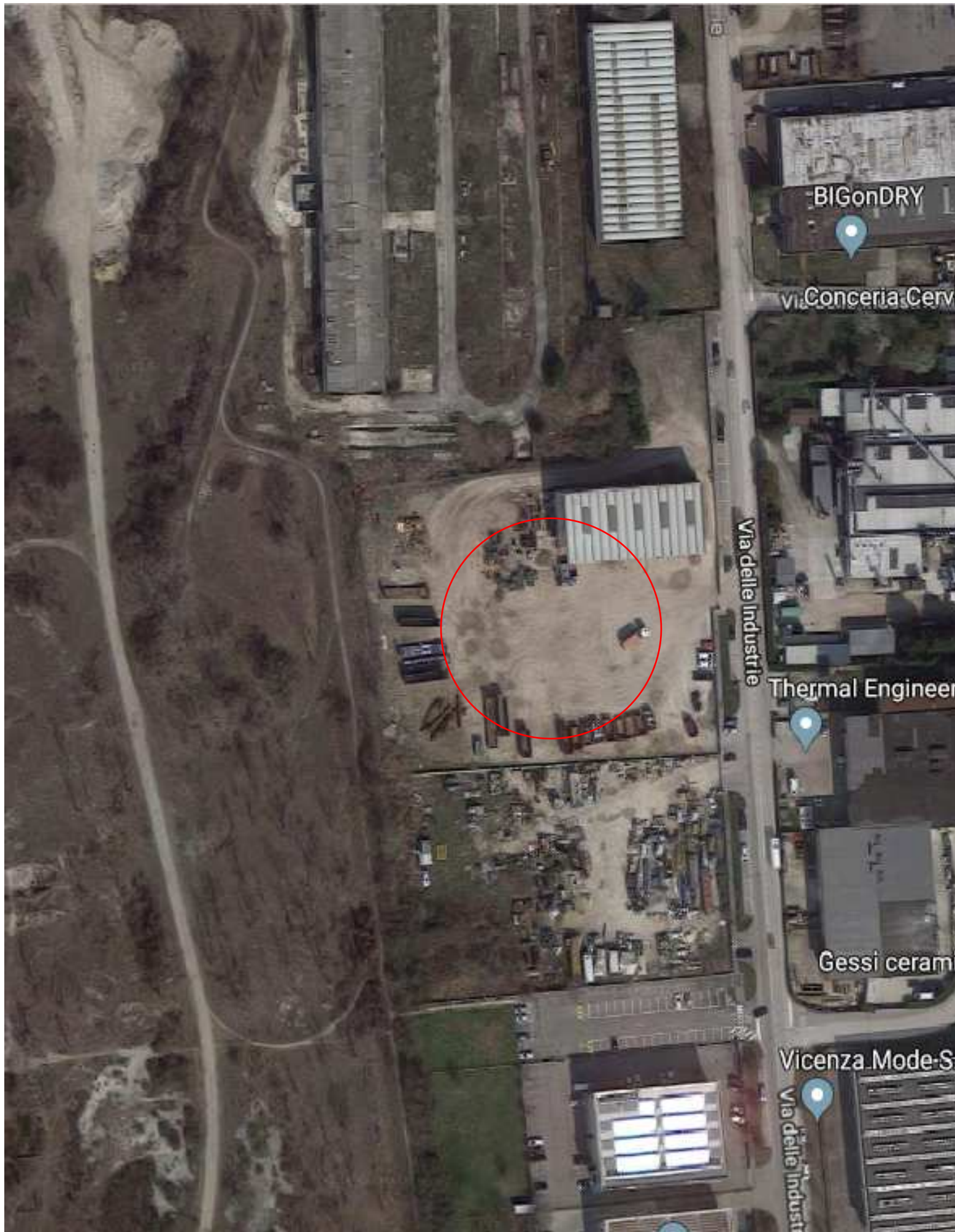
Il Geologo
Dott. Gabriele Soppelsa

Bassano d.Gr. 11.10.2018

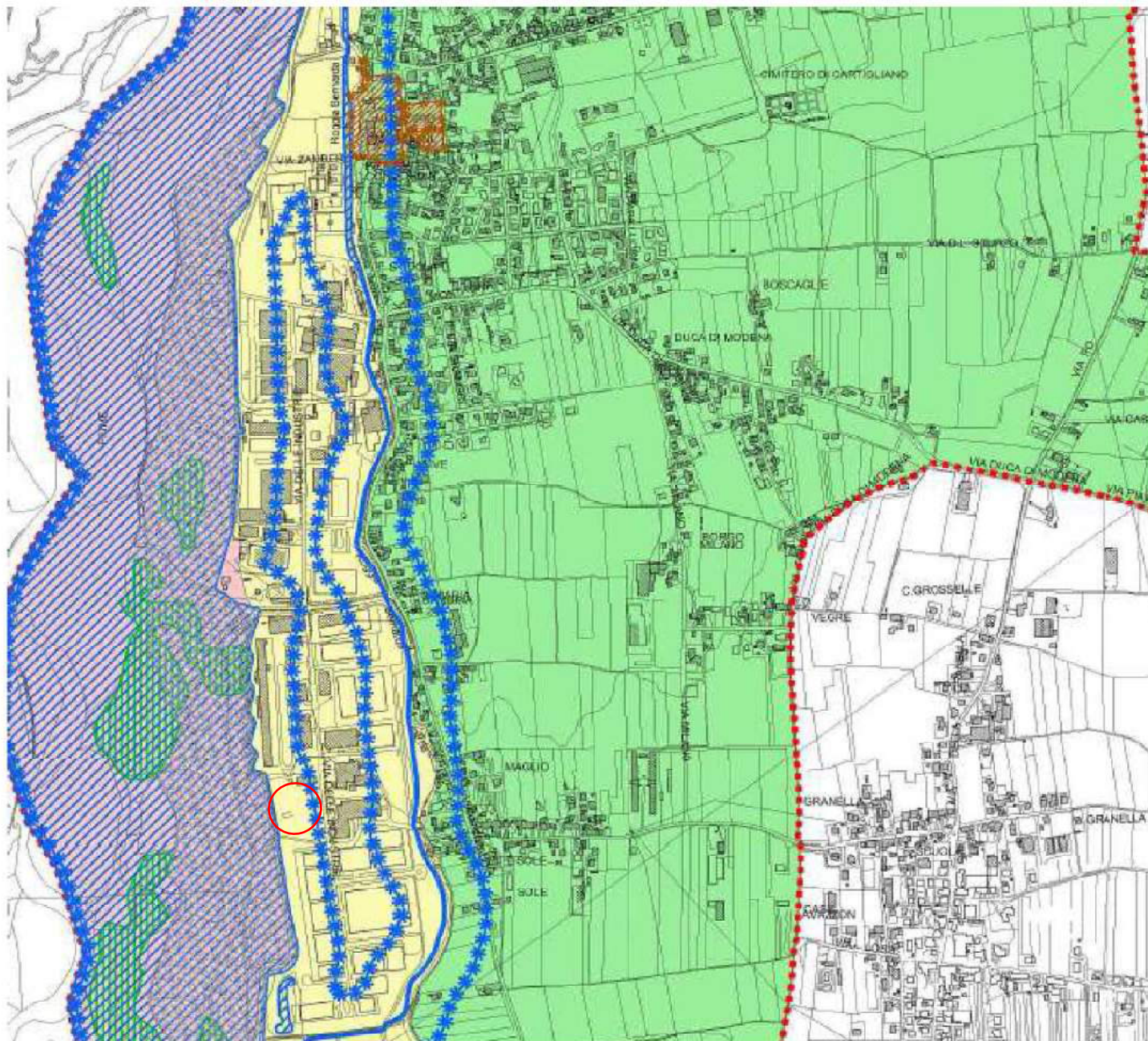



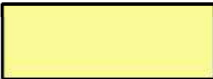



**TAV.1 : Ubicazione dell'area interessata dal fabbricato in
ampliamento su estratto di ctr alla scala 1:5.000**

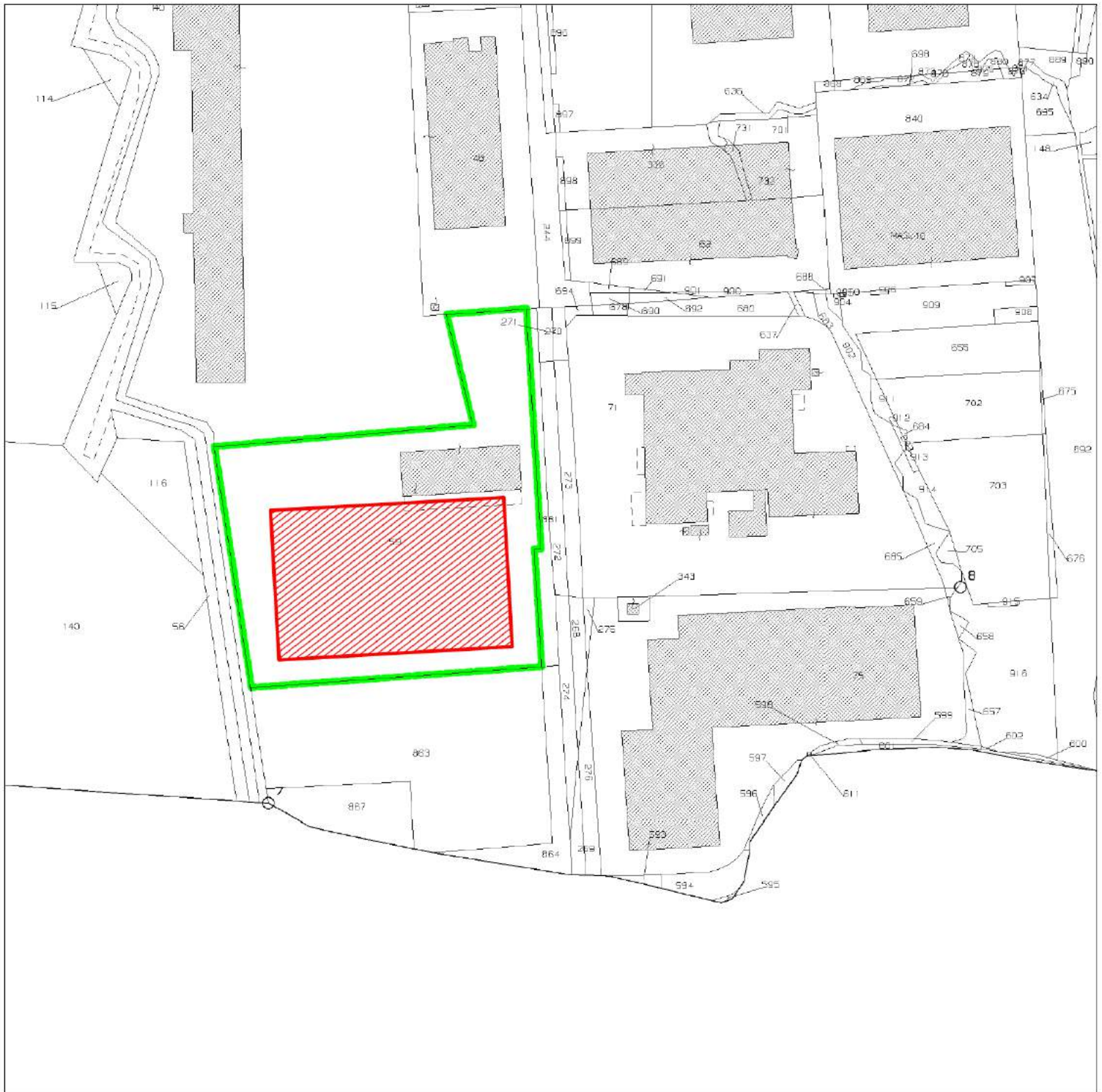


**TAV.2 : Ubicazione dell'area interessata dal fabbricato in
ampliamento su estratto di immagine Google**



-  Area idonea
-  Area idonea a condizione
-  Area non idonea

**TAV.3 – Ubicazione dell’area interessata dal fabbricato su estratto della Carta della Fragilità del PAT e del P.I. del Comune di Cartigliano
 Classificazione : Terreno Idoneo a Condizione**



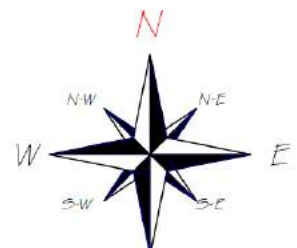
estratto di mappa catastale

COMUNE DI CARTIGLIANO

FOGLIO N. 4

MAPPALE N. 59

SCALA 1:2000



**TAV.4 : Ubicazione dell'area interessata dal fabbricato in
ampliamento su estratto di planimetria catastale alla scala 1:2.000**

Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)

Dati generali

Codice: 158040
 Regione: VENETO
 Provincia: VICENZA
 Comune: CARTIGLIANO
 Tipologia: PERFORAZIONE
 Opera: POZZO PER ACQUA
 Profondità (m): 61,00
 Quota pc slm (m): 73,00
 Anno realizzazione: 2002
 Numero diametri: 1
 Presenza acqua: SI
 Portata massima (l/s): ND
 Portata esercizio (l/s): ND
 Numero falde: 1
 Numero filtri: 1
 Numero piezometrie: 1
 Stratigrafia: SI
 Certificazione(*): NO
 Numero strati: 8
 Longitudine WGS84 (dd): 11,693469
 Latitudine WGS84 (dd): 45,699650
 Longitudine WGS84 (dms): 11° 41' 36.36" E
 Latitudine WGS84 (dms): 45° 41' 58.58" N

(*):Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia

Ubicazione indicativa dell'area d'indagine



DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	61,00	61,00	220

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	17,20	58,00	40,80

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	53,00	58,00	5,00	155

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
mar/2002	17,20	ND	ND	ND

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO AGRARIO
2	1,00	2,30	1,30		GHIAIE CON SABBIA E TERRENO
3	2,30	8,00	5,70		CIOTTOLI CON GHIAIE E SABBIE
4	8,00	17,50	9,50		GHIAIE A GROSSI ELEMENTI
5	17,50	32,00	14,50		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA
6	32,00	41,00	9,00		GHIAIE CON LENTI DI ARGILLA
7	41,00	58,00	17,00		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA
8	58,00	61,00	3,00		ARGILLA

TAV.6 : Stratigrafia profonda del sottosuolo rilevata in un pozzo situato 300mt a sudest spinto a -61mt dal p.c.

Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)

Dati generali

Ubicazione indicativa dell'area d'indagine

Codice: 158183
 Regione: VENETO
 Provincia: VICENZA
 Comune: CARTIGLIANO
 Tipologia: PERFORAZIONE
 Opera: POZZO PER ACQUA
 Profondità (m): 50,00
 Quota pc slm (m): 74,00
 Anno realizzazione: 2000
 Numero diametri: 1
 Presenza acqua: SI
 Portata massima (l/s): ND
 Portata esercizio (l/s): ND
 Numero falde: 1
 Numero filtri: 1
 Numero piezometrie: 1
 Stratigrafia: SI
 Certificazione(*): NO
 Numero strati: 6
 Longitudine WGS84 (dd): 11,691531
 Latitudine WGS84 (dd): 45,698819
 Longitudine WGS84 (dms): 11° 41' 29,29" E
 Latitudine WGS84 (dms): 45° 41' 55,55" N



(*):Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia

DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	50,00	50,00	160

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	11,00	50,00	39,00

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	45,00	50,00	5,00	114

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
giu/2000	11,00	ND	ND	ND

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	2,00	2,00		GHIAIE CON SABBIA E TERRENO
2	2,00	7,00	5,00		CIOTTOLI E SABBIA
3	7,00	15,00	8,00		GHIAIE A GROSSI ELEMENTI
4	15,00	27,00	12,00		GHIAIA E SABBIA
5	27,00	32,00	5,00		GHIAIE CON LIVELLI CEMENTATI
6	32,00	50,00	18,00		GHIAIA E SABBIA

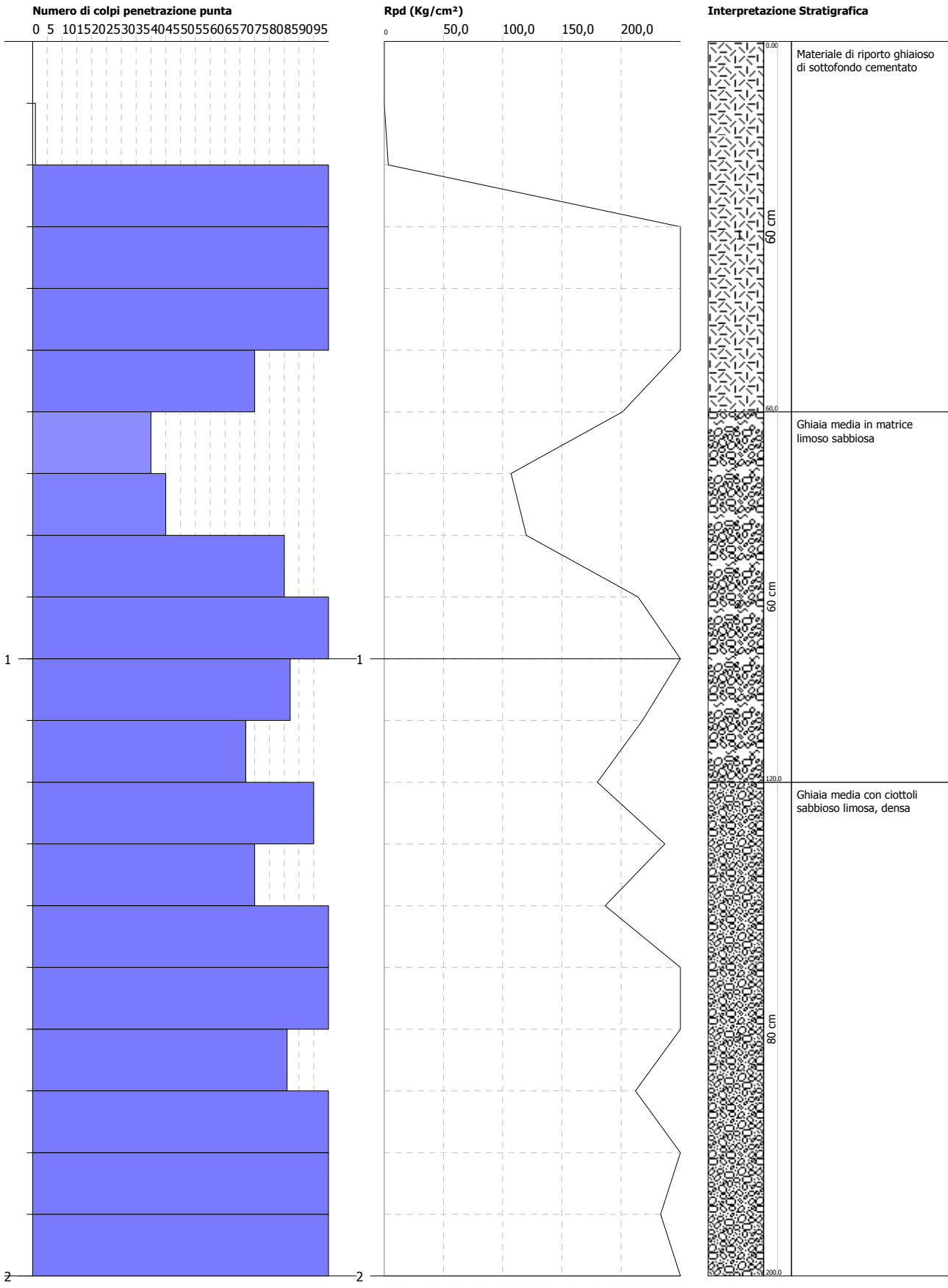
TAV.7 : Stratigrafia profonda del sottosuolo rilevata in un pozzo situato 300mt a sud spinto a -50mt dal p.c.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Compostella s.r.l.
Cantiere: via delle Industrie
Località: Cartigliano

Data: 10/10/2018

Scala 1:9

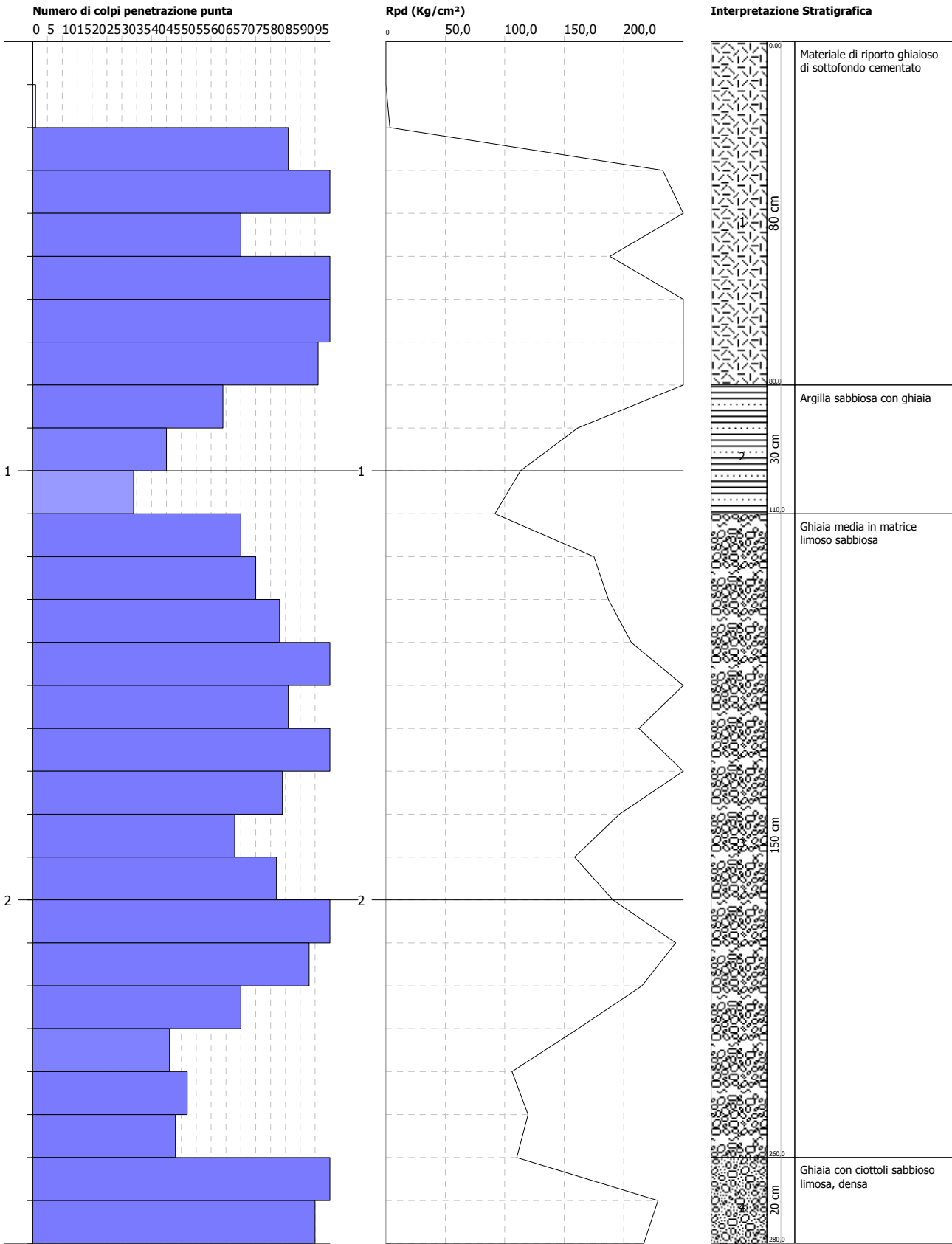


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Compostella s.r.l.
Cantiere: via delle Industrie
Località: Cartigliano

Data: 10/10/2018

Scala 1:13

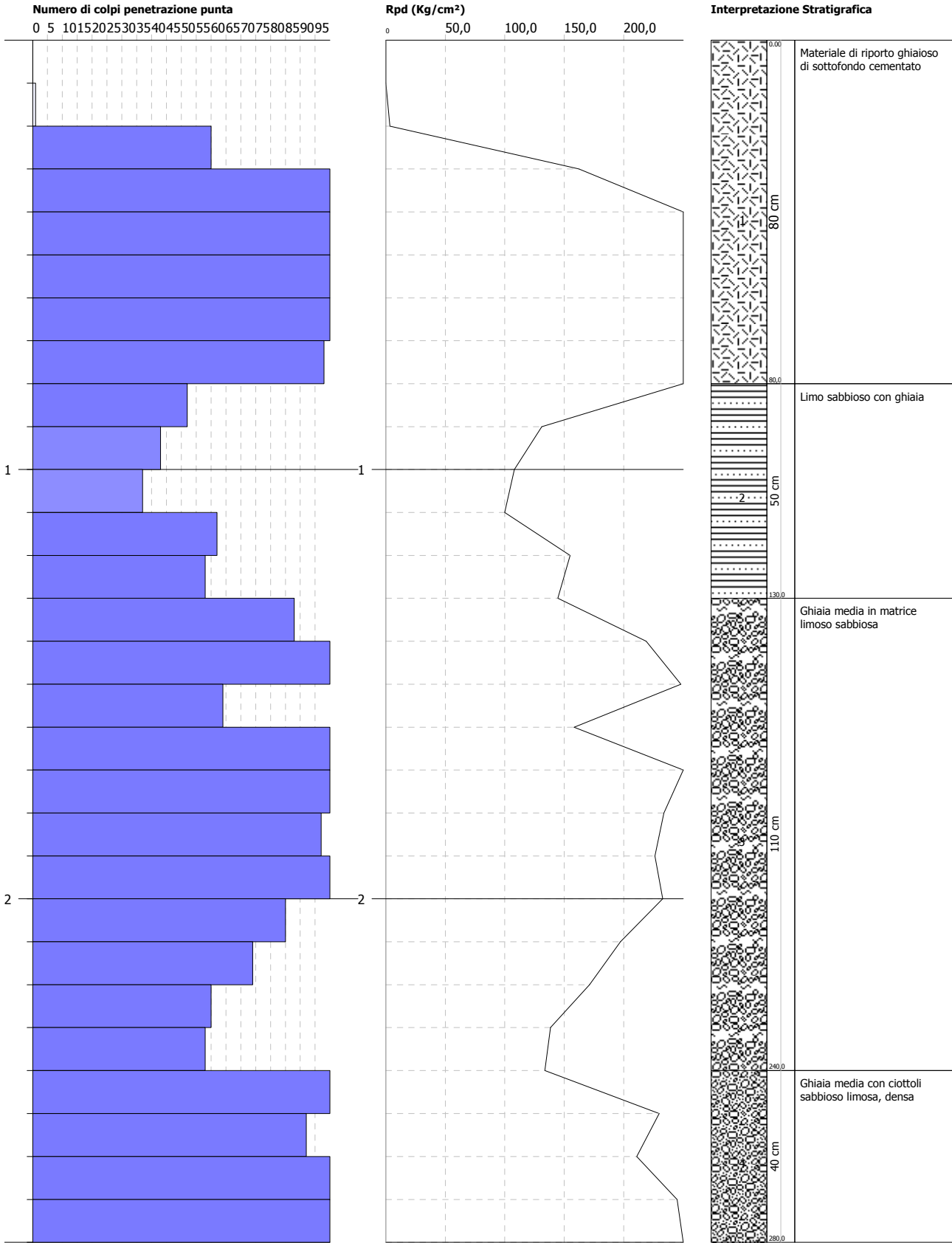


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Compostella s.r.l.
Cantiere: via delle Industrie
Località: Cartigliano

Data: 10/10/2018

Scala 1:13

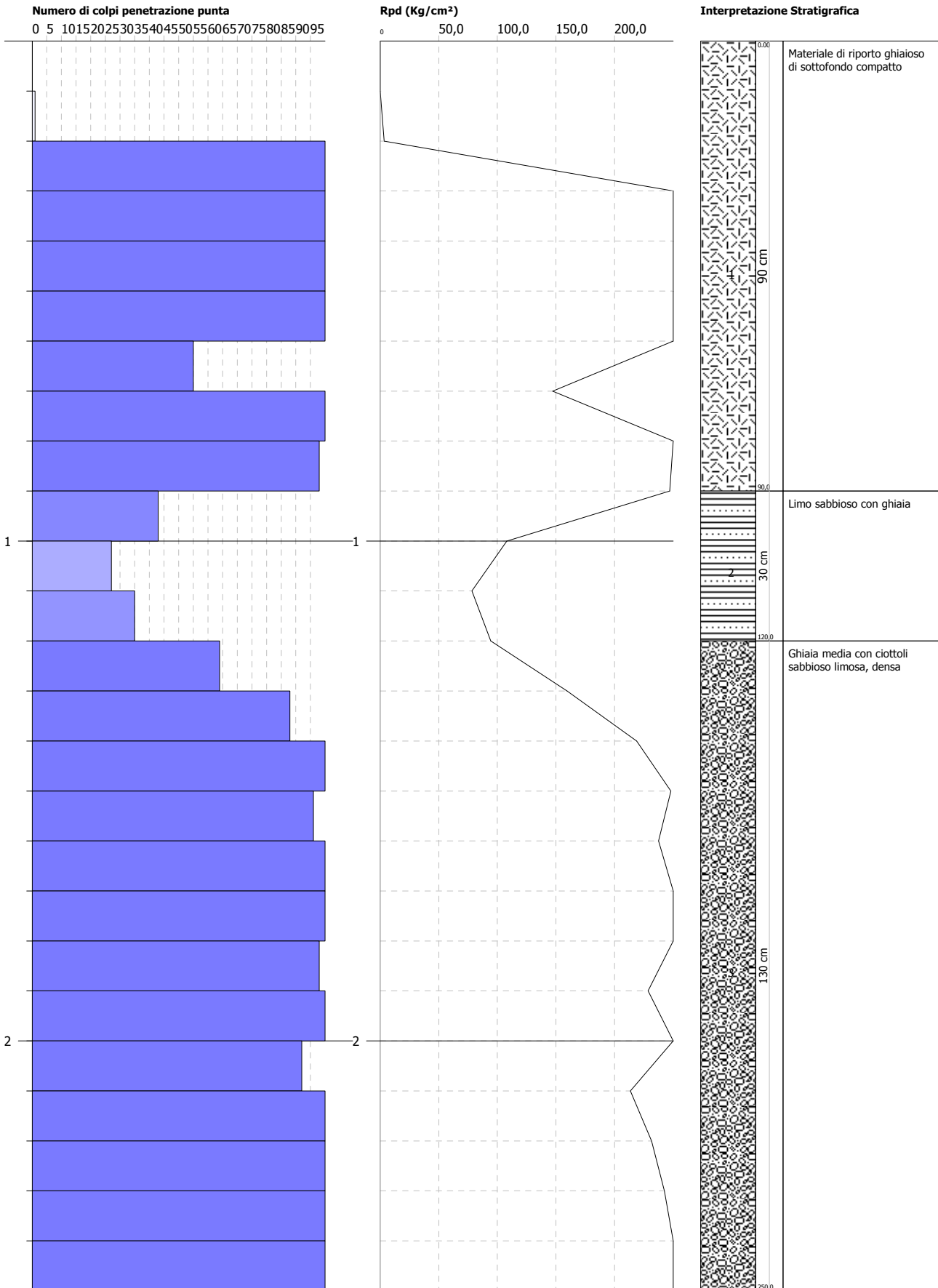


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Compostella s.r.l.
Cantiere: via delle Industrie
Località: Cartigliano

Data: 10/10/2018

Scala 1:11

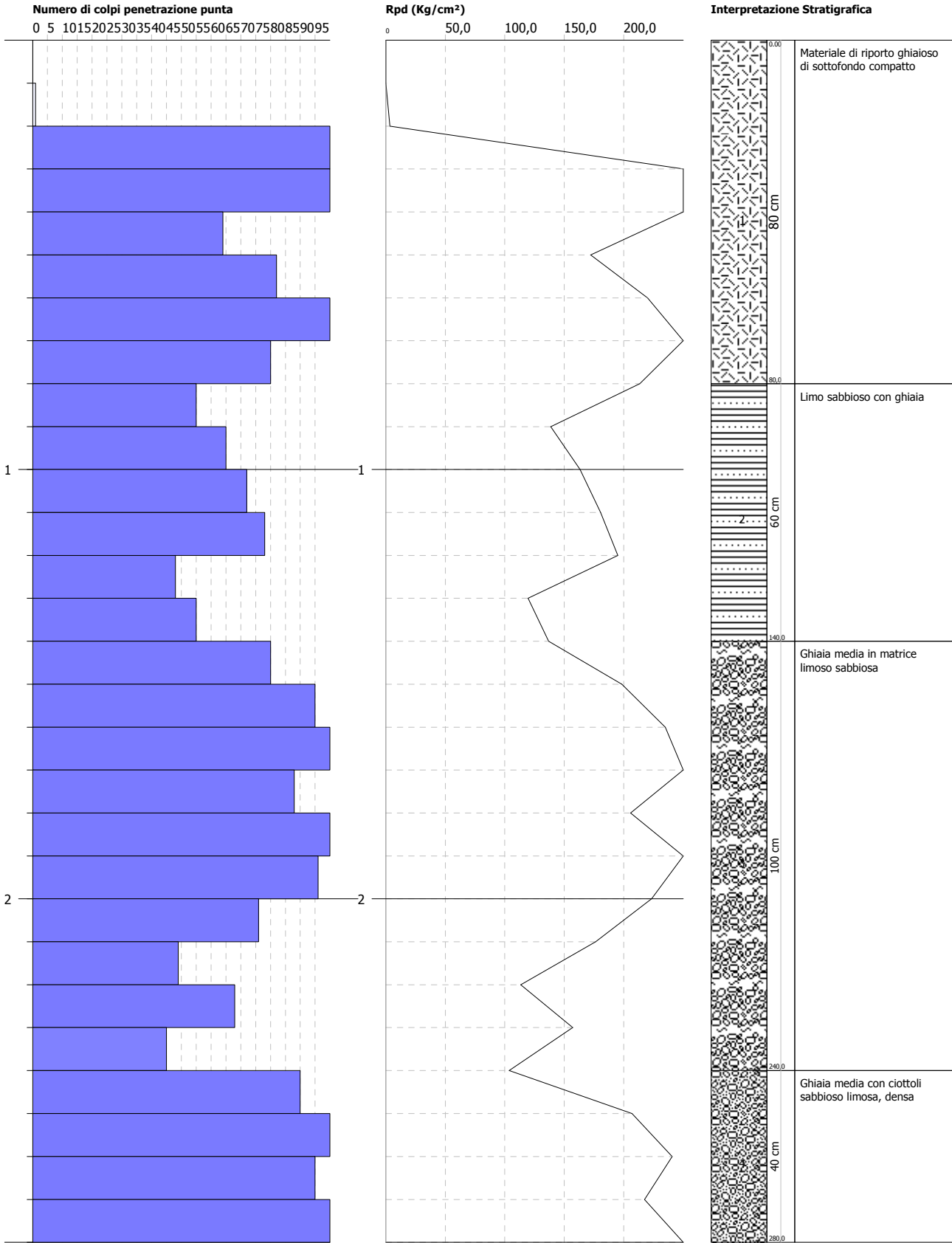


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Compostella s.r.l.
Cantiere: via delle Industrie
Località: Cartigliano

Data: 10/10/2018

Scala 1:13



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Compostella s.r.l.
Cantiere: via delle Industrie
Località: Cartigliano

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DL-30 (60°)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	30 Kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	11 Kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	2,4 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,10 m
Numero colpi per punta	N(10)
Coeff. Correlazione	0,783
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE *DPSH – DPM (... scpt ecc.)*

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)

- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10$ cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10$ cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$),
diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A = 20.27$ cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
massa battente $M = 63.5$ kg, altezza caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
M' = peso aste;
H = altezza di caduta;
A = area base punta conica;
 δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
e = infissione media per colpo (δ/N);
M = peso massa battente (altezza caduta H);
P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media - s

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.

- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buismann-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa $\gamma = 2,65$ t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss 1978-1981. Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_0)

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) - Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982, valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali.
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt}=6-12$).

Modulo Di Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa $G=2,70$ (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ($N_{spt}=0$) a 0,545 ($N_{spt}=28$)

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 10/10/2018
 Profondità prova 2,00 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	100	0,653	270,70	414,75	13,54	20,74
0,40	120	0,651	323,89	497,70	16,19	24,88
0,50	150	0,649	403,68	622,12	20,18	31,11
0,60	75	0,647	201,26	311,06	10,06	15,55
0,70	40	0,645	107,03	165,90	5,35	8,29
0,80	45	0,643	120,07	186,64	6,00	9,33
0,90	85	0,642	214,31	334,06	10,72	16,70
1,00	100	0,640	251,43	393,01	12,57	19,65
1,10	87	0,638	218,15	341,92	10,91	17,10
1,20	72	0,636	180,04	282,97	9,00	14,15
1,30	95	0,635	236,92	373,36	11,85	18,67
1,40	75	0,633	186,54	294,76	9,33	14,74
1,50	110	0,631	272,88	432,31	13,64	21,62
1,60	120	0,630	296,91	471,62	14,85	23,58
1,70	86	0,628	212,23	337,99	10,61	16,90
1,80	110	0,626	270,77	432,31	13,54	21,62
1,90	100	0,625	233,31	373,44	11,67	18,67
2,00	120	0,623	279,27	448,13	13,96	22,41

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,6	58,20	Incoerente	2,28	2,50	44,3	--	147,01	366,00	0,24	2964,43
2	1,2	55,98	Incoerente	2,26	2,50	43,67	--	142,45	354,90	0,24	2858,01
3	2,0	79,87	Incoerente	2,50	2,50	50,36	--	191,52	474,35	0,19	3991,66

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 10/10/2018
 Profondità prova 2,80 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	86	0,653	232,80	356,68	11,64	17,83
0,40	120	0,651	323,89	497,70	16,19	24,88
0,50	70	0,649	188,38	290,32	9,42	14,52
0,60	150	0,647	402,52	622,12	20,13	31,11
0,70	120	0,645	321,09	497,70	16,05	24,88
0,80	96	0,643	256,15	398,16	12,81	19,91
0,90	64	0,642	161,36	251,53	8,07	12,58
1,00	45	0,640	113,14	176,86	5,66	8,84
1,10	34	0,688	91,93	133,62	4,60	6,68
1,20	70	0,636	175,04	275,11	8,75	13,76
1,30	75	0,635	187,04	294,76	9,35	14,74
1,40	83	0,633	206,44	326,20	10,32	16,31
1,50	120	0,631	297,68	471,62	14,88	23,58
1,60	86	0,630	212,78	337,99	10,64	16,90
1,70	110	0,628	271,46	432,31	13,57	21,62
1,80	84	0,626	206,77	330,13	10,34	16,51
1,90	68	0,625	158,65	253,94	7,93	12,70
2,00	82	0,623	190,83	306,22	9,54	15,31
2,10	105	0,622	243,76	392,12	12,19	19,61
2,20	93	0,620	215,37	347,30	10,77	17,37
2,30	70	0,619	161,72	261,41	8,09	13,07
2,40	46	0,617	106,02	171,78	5,30	8,59
2,50	52	0,616	119,56	194,19	5,98	9,71
2,60	48	0,614	110,11	179,25	5,51	8,96
2,70	100	0,613	228,86	373,44	11,44	18,67
2,80	95	0,611	216,92	354,77	10,85	17,74

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,8	62,94	Incoerente	2,31	2,50	45,62	--	156,75	389,70	0,23	3190,84
2	1,1	37,33	Incoerente	2,19	2,50	38,45	--	104,14	261,65	0,28	1952,76
3	2,6	62,23	Incoerente	2,31	2,50	45,42	--	155,29	386,15	0,23	3156,99
4	2,8	76,34	Incoerente	2,50	2,50	49,38	--	184,27	456,70	0,2	3825,61

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 10/10/2018
 Profondità prova 2,80 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	60	0,653	162,42	248,85	8,12	12,44
0,40	120	0,651	323,89	497,70	16,19	24,88
0,50	150	0,649	403,68	622,12	20,18	31,11
0,60	120	0,647	322,01	497,70	16,10	24,88
0,70	105	0,645	280,96	435,48	14,05	21,77
0,80	98	0,643	261,48	406,45	13,07	20,32
0,90	52	0,642	131,11	204,37	6,56	10,22
1,00	43	0,640	108,12	169,00	5,41	8,45
1,10	37	0,688	100,05	145,41	5,00	7,27
1,20	62	0,636	155,04	243,67	7,75	12,18
1,30	58	0,635	144,65	227,95	7,23	11,40
1,40	88	0,633	218,88	345,85	10,94	17,29
1,50	100	0,631	248,07	393,01	12,40	19,65
1,60	64	0,630	158,35	251,53	7,92	12,58
1,70	120	0,628	296,14	471,62	14,81	23,58
1,80	100	0,626	246,15	393,01	12,31	19,65
1,90	97	0,625	226,31	362,24	11,32	18,11
2,00	100	0,623	232,72	373,44	11,64	18,67
2,10	85	0,622	197,33	317,43	9,87	15,87
2,20	74	0,620	171,37	276,35	8,57	13,82
2,30	60	0,619	138,61	224,07	6,93	11,20
2,40	58	0,617	133,67	216,60	6,68	10,83
2,50	100	0,616	229,92	373,44	11,50	18,67
2,60	92	0,614	211,03	343,57	10,55	17,18
2,70	107	0,613	244,87	399,59	12,24	19,98
2,80	120	0,611	274,00	448,13	13,70	22,41

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,8	64,01	Incoerente	2,32	2,50	45,92	--	158,94	395,05	0,22	3241,80
2	1,3	39,46	Incoerente	2,20	2,50	39,05	--	108,52	272,30	0,28	2057,32
3	2,4	67,34	Incoerente	2,36	2,50	46,86	--	165,78	411,70	0,22	3400,09
4	2,8	82,02	Incoerente	2,50	2,50	50,97	--	195,94	485,10	0,19	4092,59

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 10/10/2018
 Profondità prova 2,50 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	100	0,653	270,70	414,75	13,54	20,74
0,40	110	0,651	296,90	456,22	14,84	22,81
0,50	150	0,649	403,68	622,12	20,18	31,11
0,60	120	0,647	322,01	497,70	16,10	24,88
0,70	55	0,645	147,17	228,11	7,36	11,41
0,80	120	0,643	320,18	497,70	16,01	24,88
0,90	98	0,642	247,09	385,15	12,35	19,26
1,00	43	0,640	108,12	169,00	5,41	8,45
1,10	27	0,738	78,31	106,11	3,92	5,31
1,20	35	0,686	94,40	137,55	4,72	6,88
1,30	64	0,635	159,61	251,53	7,98	12,58
1,40	88	0,633	218,88	345,85	10,94	17,29
1,50	100	0,631	248,07	393,01	12,40	19,65
1,60	96	0,630	237,53	377,29	11,88	18,86
1,70	105	0,628	259,12	412,66	12,96	20,63
1,80	110	0,626	270,77	432,31	13,54	21,62
1,90	98	0,625	228,64	365,98	11,43	18,30
2,00	120	0,623	279,27	448,13	13,96	22,41
2,10	92	0,622	213,58	343,57	10,68	17,18
2,20	100	0,620	231,58	373,44	11,58	18,67
2,30	105	0,619	242,57	392,12	12,13	19,61
2,40	120	0,617	276,56	448,13	13,83	22,41
2,50	120	0,616	275,91	448,13	13,80	22,41

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,9	65,60	Incoerente	2,34	2,50	46,37	--	162,21	403,00	0,22	3317,44
2	1,2	27,40	Incoerente	2,11	2,50	35,67	--	83,75	212,00	0,3	1460,15
3	2,5	79,38	Incoerente	2,50	2,50	50,23	--	190,51	471,90	0,19	3968,64

PROVA ... Nr.5

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 10/10/2018
 Profondità prova 2,80 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	100	0,653	270,70	414,75	13,54	20,74
0,40	110	0,651	296,90	456,22	14,84	22,81
0,50	64	0,649	172,24	265,44	8,61	13,27
0,60	82	0,647	220,04	340,09	11,00	17,00
0,70	105	0,645	280,96	435,48	14,05	21,77
0,80	80	0,643	213,46	331,80	10,67	16,59
0,90	55	0,642	138,67	216,16	6,93	10,81
1,00	65	0,640	163,43	255,46	8,17	12,77
1,10	72	0,638	180,53	282,97	9,03	14,15
1,20	78	0,636	195,05	306,55	9,75	15,33
1,30	48	0,635	119,71	188,65	5,99	9,43
1,40	55	0,633	136,80	216,16	6,84	10,81
1,50	80	0,631	198,46	314,41	9,92	15,72
1,60	95	0,630	235,05	373,36	11,75	18,67
1,70	102	0,628	251,72	400,87	12,59	20,04
1,80	88	0,626	216,62	345,85	10,83	17,29
1,90	120	0,625	279,97	448,13	14,00	22,41
2,00	96	0,623	223,42	358,51	11,17	17,93
2,10	76	0,622	176,43	283,82	8,82	14,19
2,20	49	0,620	113,47	182,99	5,67	9,15
2,30	68	0,619	157,09	253,94	7,85	12,70
2,40	45	0,617	103,71	168,05	5,19	8,40
2,50	90	0,616	206,93	336,10	10,35	16,80
2,60	105	0,614	240,86	392,12	12,04	19,61
2,70	95	0,613	217,41	354,77	10,87	17,74
2,80	120	0,611	274,00	448,13	13,70	22,41

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.5

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m ³)	Gamma Saturo (t/m ³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm ²)
1	0,8	53,05	Incoerente	2,25	2,50	42,85	--	136,43	340,25	0,25	2717,18
2	1,4	48,68	Incoerente	2,23	2,50	41,63	--	127,45	318,40	0,26	2506,24
3	2,4	64,13	Incoerente	2,32	2,50	45,96	--	159,19	395,65	0,22	3247,51
4	2,8	80,26	Incoerente	2,50	2,50	50,47	--	192,32	476,30	0,19	4009,98

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLINTI A -1.2MT DA P.C.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 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.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

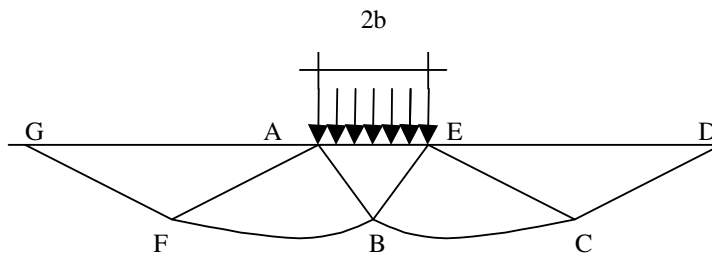
All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la

superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{tg} (45^\circ + \varphi/2) - 1} \right]^2$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale,

scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg \phi_{rid} = 2/3 \times tg \phi \quad c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto

della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_1 per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

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

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

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

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_s = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

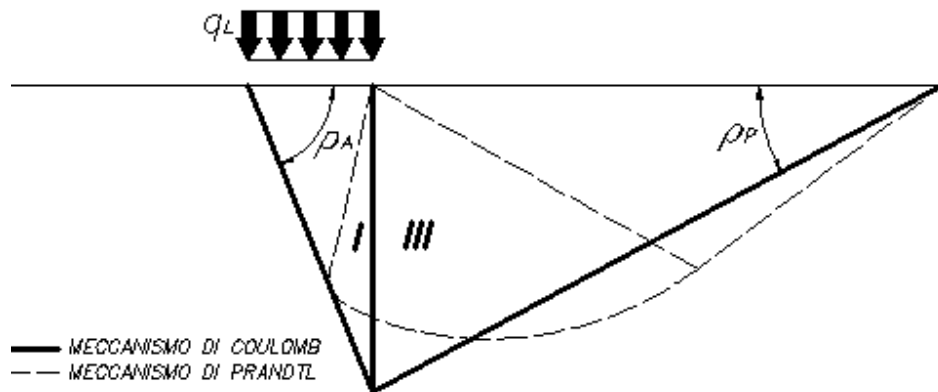
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno ϕ del terreno e dell'angolo di attrito di terreno - parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} - \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$\rho_P = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} + \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

- $\phi = 30^\circ$
- $\delta = 15^\circ$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	N_q	N_γ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_h = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

- $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_o	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $a_g/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica $C = \frac{S - 2}{100}$

S: grado di sismicità ($S \geq 2$)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_o , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di

compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	2,5 m
Lunghezza fondazione	2,5 m
Profondità piano di posa	1,2 m
Altezza di incastro	1,2 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,054
Coefficiente sismico orizzontale	0,0108
Coefficiente sismico verticale	0,0054

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,7
Longitudine:	11,69
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,44	2,49	0,24
S.L.D.	50,0	0,6	2,47	0,25
S.L.V.	475,0	1,67	2,4	0,29
S.L.C.	975,0	2,18	2,41	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,528	0,2	0,0108	0,0054
S.L.D.	0,72	0,2	0,0147	0,0073
S.L.V.	2,004	0,24	0,049	0,0245
S.L.C.	2,5848	0,28	0,0738	0,0369

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico;

Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,8	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,4	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,2	1950,0	2100,0	35,0	35	0,0	0,0	0,0	300,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,6	1950,0	2100,0	37,0	37	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 8,13 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 3,25 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	33,92
Fattore forma [Sc]	1,72
Fattore profondità [Dc]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,7
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	19,45 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	19,45 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,78

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	41,44
Fattore [Nc]	57,75
Fattore [Ng]	42,43
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	17,72 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	17,72 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,09

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	37,15
Fattore forma [Sc]	1,74
Fattore profondità [Dc]	1,18
Fattore forma [Sq]	1,37
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore forma [Sg]	1,37
Fattore profondità [Dg]	1,09
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	24,89 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	24,89 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	9,96

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	48,03
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0

Fattore forma [Sq]	1,7
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	21,51 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	21,51 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	8,6
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	45,23
Fattore forma [Sc]	1,59
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,57
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	21,12 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	21,12 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	8,45
=====	

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,38
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,19

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,82 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,9 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,53

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,58
Fattore [Nc]	34,96
Fattore [Ng]	17,92
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,19 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,55 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,28

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,82
Fattore forma [Sc]	1,58
Fattore profondità [Dc]	1,16
Fattore forma [Sq]	1,29
Fattore profondità [Dq]	1,08
Fattore forma [Sg]	1,29
Fattore profondità [Dg]	1,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	10,09 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,61 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,04

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	20,08
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	9,8 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,45 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,92

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	17,84
Fattore forma [Sc]	1,52
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,49
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	9,59 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,33 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,84

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,38
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,76 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,87 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,5

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,58
Fattore [Nc]	34,96
Fattore [Ng]	17,92
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,13 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,52 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,25

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,82
Fattore forma [Sc]	1,58
Fattore profondità [Dc]	1,16
Fattore forma [Sq]	1,29

Fattore profondità [Dq]	1,08
Fattore forma [Sg]	1,29
Fattore profondità [Dg]	1,08
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	10,03 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,57 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,01

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	20,08
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,19
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	9,73 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,41 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,89

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	17,84
Fattore forma [Sc]	1,52
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,49
Fattore profondità [Dq]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7

Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	9,53 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,29 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,81
=====	

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	2,5 Kg/cm ²
Spessore dello strato	10,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	400,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,3
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,48
Coefficiente di influenza I2	0,02
Coefficiente di influenza Is	0,49
=====	
Cedimento al centro della fondazione	9,9 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,41
Coefficiente di influenza I2	0,04
Coefficiente di influenza Is	0,43
Cedimento al bordo	4,31 mm
=====	