

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

COMUNE DI CITTADELLA

PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO DEL PIANO DI LOTTIZZAZIONE AD USO
RESIDENZIALE IN Z.T.O. C2 DI VIA MAZZINI**

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

I Committenti : Strelitto Maria Lidia e Girolimetto Virginia

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 28.09.2016

RIF:CITTAPELMAZZINI\28.09.16

COD.FISC. SPP GRL 56T22 L157Y P.IVA 01283540241

COMUNE DI CITTADELLA

PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO DEL PIANO DI LOTTIZZAZIONE AD USO
RESIDENZIALE IN Z.T.O. C2 DI VIA MAZZINI**

I Committenti : Strelotto Maria Lidia e Girolimetto Virginia

1 PREMESSA

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici, geotecnici e idrogeologici dell'area interessata dal progetto del Piano di Lottizzazione con destinazione residenziale in ZTO C2 in via Mazzini di Cittadella per Strelotto Maria Lidia e Girolimetto Virginia su progetto dello Studio Audprogetti.

Trattandosi di un'area con futura destinazione residenziale 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** = $V_r / V_n = 1.0$.

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 Cittadella 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. 14.01.2008 – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici : Circolare n.617 del 02.02.2009: Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- 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 (2003)
- 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 oggetto dell'indagine è ubicata nella Carta d'Italia I.G.M. alla tavoletta "Cittadella" F.50-I-N.O ed è situata sul lato sud di via G.Mazzini nel settore meridionale del centro di Cittadella come risulta dall'estratto di c.t.r. alla scala 1:5.000 di Tav.1. Per verificare la classificazione dell'area nell'ambito del nuovo strumento urbanistico comunale (P.I. e P.A.T.I.), si è fatto riferimento alla Tav.3 "Carta delle Fragilità" di cui si riporta l'estratto in Tav.2. Il territorio in esame è classificato "*Area Idonea a condizione di tipo D*" per la quale all'art.51 delle N.T.O. del P.I. si riportano : Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni. Assenti fenomeni di esondazione e rischio idrogeologico. Profondità della falda maggiore di 3mt.

Dal punto di vista morfologico l'area in esame è posta alla quota media di 44.1mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta sui margini meridionali dell'alta pianura; il territorio è pianeggiante con pendenza a sudest di 0.3%-0.4% secondo l'andamento della conoide.

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 in matrice sabbioso limosa con intercalazioni limoso sabbiose e argillose.

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.

Lo spessore dei depositi alluvionali nell'area in esame è superiore a 100mt con una successione di Ghiaie con ciottoli in matrice sabbioso limosa con intercalazioni di livelli argilloso limosi per una profondità superiore a 100mt.

Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo situato 500mt a nordovest dell'area in esame (Tav.5), il sottosuolo presenta una copertura limoso sabbiosa fino a -2.0mt seguita da Ghiaia medio fine sabbiosa fino alla profondità di 18mt. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -40mt seguite ancora da Ghiaie sabbiose fino a -45mt e quindi da Sabbie argillose fino a -65mt e quindi Ghiaie sabbiose fino a -71mt dal p.c.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.3 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg spinte fino alla profondità massima di 5.6mt dal p.c. Si è fatto riferimento inoltre ai sondaggi eseguiti in precedenza per altri fabbricati e alle sezioni stratigrafiche dei pozzi.

L'ubicazione delle prove è riportata nella planimetria di Tav.4. Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- N = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rpd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cmq
- interpretazione stratigrafica 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.

Il sottosuolo presenta una limitata variabilità laterale nei primi 4mt del p.c. con il substrato ghiaioso sabbioso presente alla profondità variabile da -1.0mt a -1.8mt dal p.c. attuale. La successione stratigrafica tipo del sottosuolo dal p.c. attuale risulta :

- da p.c. attuale a - 0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- da -0.4mt a -1.1mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa con ghiaia

- resistenza dinamica $R_d = 20 - 39 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.6 - 1.2 \text{ Kg/cm}^2$

- da -1.1mt a -1.8mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 13 - 27 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.4 - 0.7 \text{ Kg/cm}^2$

- da -1.8mt a -3.4mt :

Ghiaia medio fine in matrice limoso sabbioso

- resistenza dinamica $R_d = 30 - 60 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 31^\circ - 34^\circ$

- da -3.4mt a -6.0mt :

Ghiaie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense con locali livelli più fini

- resistenza dinamica $R_d = 70 - 120 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ - 38^\circ$

6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

Dal punto di vista idrogeologico, l'area in esame è situata 500mt a nord del limite settentrionale della fascia delle risorgive; i materiali sabbioso ghiaiosi sono sede di un acquifero freatico indifferenziato alimentato dalle dispersioni dei corsi d'acqua e dagli apporti meteorici diretti.

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

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

In corrispondenza alla fascia delle risorgive l'acquifero indifferenziato ghiaioso presente nell'alta pianura passa progressivamente alla struttura a falde sovrapposte differenziate da livelli impermeabili; le falde in pressione si spingono a sud e la falda freatica viene a giorno drenata da risorgive.

Nella Carta Idrogeologica del P.A.T.I: di cui si riporta l'estratto di Tav.3, il livello della falda acquifera è posto alla quota media di 38.5mslm quindi alla profondità media di -5.6mt dal p.c. con direzione verso sudovest secondo l'asse di drenaggio del F.Brenta.

Il livello della falda acquifera rilevato nei fori di prova, relativo alla fase di magra attuale è situato alla profondità media di **-5.6mt dal p.c. attuale**; con riferimento all'escursione media annua di circa 2.5mt **nelle fasi di piena il livello di falda può risalire fino alla profondità media di -3.2mt dal p.c.**

Tali previsioni sono comunque indicative essendo il livello della falda condizionato dagli andamenti meteorici stagionali e dalle portate del Brenta.

Qualora si preveda la realizzazione del piano interrato nei fabbricati in progetto, il livello della falda acquifera nelle fasi di piena interferisce con le fondazioni ed i locali interrati. In tali condizioni si dovrà prevedere per questo l'adozione di fondazioni a platea impermeabilizzata e giunti water stop per evitare infiltrazioni nelle fasi di piena.

Riguardo allo smaltimento delle acque meteoriche delle coperture e dei parcheggi, pur essendo presente un sottosuolo ghiaioso sabbioso con buona permeabilità dalla profondità media di -1.5mt dal p.c., la presenza della falda acquifera nelle fasi di piena, limita la possibilità dello smaltimento con l'adozione di pozzi perdenti.

La realizzazione di impianti disperdenti verticali potrà essere realizzata con l'ausilio di pozzi perdenti spinti alla profondità massima di -3.0mt dal p.c. che avranno comunque una capacità disperdente limitata.

In alternativa lo smaltimento delle acque meteoriche negli strati superficiali di sottosuolo potrà essere attuato con l'ausilio di tubazioni forate disperdenti o letti a disperdere, strutture orizzontali tipo "drening" con base posta alla profondità media di -1.5mt dal p.c. attuale.

Gli impianti disperdenti dovranno essere comunque dimensionati in relazione con le portate massime degli afflussi di piena e in ragione della permeabilità dei materiali sabbiosi e ghiaiosi del sottosuolo.

7 PERMEABILITA' E DISPERSIONE DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dell'area in esame presenta una copertura argilloso limosa fino alla profondità variabile da -1.0mt a -1.8mt dal p.c. seguita da Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli di Sabbie passanti da -3.4mt a Ghiaie con ciottoli sabbioso limose, dense; la falda acquifera allo stato attuale è posta a -5.6mt dal p.c.

La permeabilità e la capacità di assorbimento del sottosuolo è stata definita precedentemente con prove di dispersione a carico variabile in un'area con caratteristiche analoghe situata 800mt a nord dell'area in esame.

Per le alternanze di Ghiaie medio fini con livelli di sabbie presenti dalla profondità di -1.8mt a -4.0mt dal p.c. si possono definire i seguenti valori di permeabilità medi :

- Coefficiente di Permeabilità = $K = 4.0 \times 10^{-3} - 2.0 \times 10^{-4} \text{ mt/sec}$

7.1 Dimensionamento del Pozzo Perdente e Dispersione Orizzontale

Considerata la possibile risalita della falda nelle fasi di piena fino a -3.0mt dal p.c. si considera il pozzo perdente tipo con le seguenti caratteristiche esecutive :

- Diametro pozzo costituito da anelli in cls forato = 1500mm
- Vespaio di ciottoli grossolani attorno al pozzo per almeno 1.0mt
- Profondità pozzo = -3.0mt dal p.c.
- Altezza utile del pozzo perdente = 2.5mt

In tal modo, la portata dispersa dalla formula di Dupuit per i pozzi assorbenti risulta : $Q = C \times K \times r_o \times H$ dove :

Q = Portata dispersa

C = Coefficiente di deflusso

r_o = Raggio del pozzo = 0.75mt

H = Profondità utile del pozzo = 2.5mt

K = Coefficiente di permeabilità = 0.0003 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 = 19.5**

La portata teorica dispersa dal pozzo sarà quindi :

$$Q = C \times K \times r_o \times H = 19.5 \times 0.0003 \times 0.75 \times 2.5 = \mathbf{10.9 \text{ It/sec}}$$

In alternativa lo smaltimento delle acque meteoriche potrà essere effettuato con l'ausilio di una trincea drenante di infiltrazione spinta alla profondità media di 1.5mt dal p.c. con tubazione forata disperdente posta all'interno di un vespaio ghiaioso o con strutture prefabbricate tipo "Drening".

In tali condizioni per il bacino drenante, oltre al volume di accumulo dello stesso, nella situazione con fondo ghiaioso sabbioso, considerando una permeabilità dei materiali ghiaiosi di base k pari a 0.0003 m/s, e la dimensione della trincea di 1.0x1.0 m si ottiene: $Q_{disp} = 0.6 \text{ It/sec}$ per metro

Per evitare il progressivo intasamento dell'impianto disperdente si dovrà prevedere l'inserimento a monte di un sedimentatore o comunque di una vasca desabbiatrice di filtrazione delle acque di afflusso.

Il numero di pozzi perdenti o il volume e lo sviluppo del letto a disperdere dovranno essere dimensionati in relazione con gli afflussi della massima precipitazione nel tempo di ritorno di progetto.

8 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE

Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa con ghiaia fino alla profondità variabile da -1.0mt a -1.8mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini in matrice limoso sabbiosa passanti da -3.4mt a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa dense con locali livelli più fini, estese per una profondità superiore a 10mt dal p.c.

Nella tipologia edilizia di fabbricati fuori terra, considerata la compressibilità dei materiali argillosi superficiali si potranno adottare fondazioni continue con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini sabbioso limose presenti dalla profondità variabile da -1.0mt a -1.8mt dal p.c. o in alternativa fondazioni a platea a -0.5mt dal p.c.

Nella situazione di fabbricati con un piano interrato, si potranno adottare fondazioni a platea con piano di posa alla profondità media di -3.2mt dal p.c. al contatto con le Ghiaie medio fini sabbioso limose.

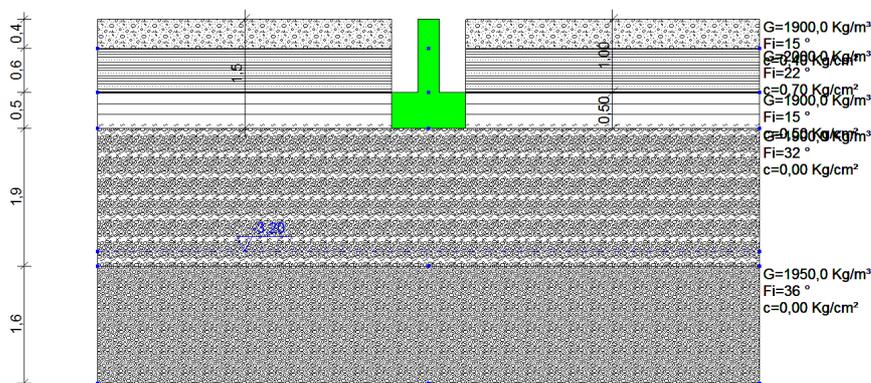
8.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e (SLE) per fabbricato fuori terra

Nelle N.T.C. del D.M.14.01.2008 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 sono effettuate con “approcci diversi” legate all’amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e riduzione resistenze (R), con riferimento alla schematizzazione di fondazione continua con piano posa a -1.5mt dal p.c.

La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione $E_d (azione) \leq R_d (resistenza \text{ del terreno})$. Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. In particolare per le Ghiaie fini limoso sabbiose si è assunto il valore dell’angolo di attrito interno $\varnothing = 32^\circ$

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

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



Con riferimento alla fondazione continua di progetto larga 1.0mt e lunga 12mt con piano di posa a -1.5mt 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 continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 10.91 Kg/cmq**

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

$$Rd = Qlim / \gamma_R = 10.91 / 1.0 = 10.91 \text{ Kg/cmq}$$

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 $Q = 1.8 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) \leq Rd (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.06.

➤ 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 abbiamo coefficienti $\gamma_{\phi 1} = 1.25$ da cui partendo da $\phi = 32^\circ$ sarà : $\phi_{uk} : 26.5^\circ$

In tali condizioni per la fondazione continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 5.58 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 :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 5.58 / 1.8 = 3.1 \text{ Kg/cmq}}$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.8 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) \leq Rd (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.1

➤ 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 continua il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **Qlim = 10.91 Kg/cmq**

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

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 10.91 / 2.3 = 4.74 \text{ Kg/cmq}}$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.8 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) \leq Rd (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 6.06.

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 sulla fondazione continua larga 1.0mt pari a $Q = 1.8 \text{ Kg/cm}^2$ con piano di posa a -1.5mt dal p.c. i cedimenti elastici sono risultati pari a : $\Delta H \text{ tot} = 8.2 \text{ mm}$.

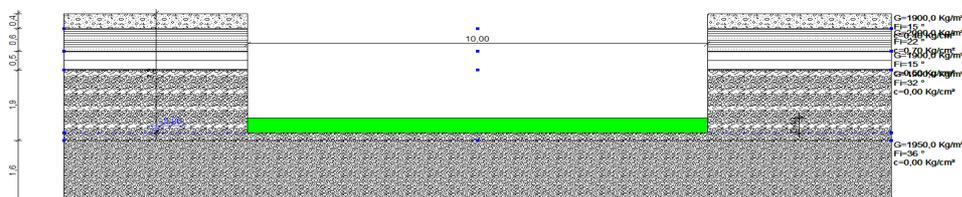
Il cedimento ammissibile per le murature portanti risulta compreso tra $2.5 \div 5.0 \text{ cm}$ mentre per le strutture intelaiate risulta compreso tra $5.0 \div 10.0 \text{ cm}$ con cedimenti differenziali compresi tra $0.0005 \div 0.02L$.

Con una pressione unitaria sulla fondazione continua $Q = 1.8 \text{ Kg/cm}^2$ i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

8.2 Verifiche Stati Limite Ultimi (SLU) e (SLE) del fabbricato con interrato

Nelle condizioni di fabbricato con piano interrato, sulla base dei caratteri geotecnici e idrogeologici del sottosuolo si potranno adottare **fondazioni a platea con piano di posa alla profondità media di -3.2mt dal p.c. al contatto con le Ghiaie medio fini in matrice limoso sabbiosa.**

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Per le Ghiaie medio fini con livelli di sabbia si è assunto l'angolo di attrito $\phi = 32^\circ$. In allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) con le relative formule; Si considera la fondazione a platea con larghezza di 10.0mt e lunghezza di 12.0mt nelle condizioni sotto schematizzate.



➤ 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 resistente (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **Qlim = 10.57 Kg/cmq**

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

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 10.57/1.0 = 10.57 Kg/cmq}$$

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 $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) $\leq Rd$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 10.57.

➤ 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 abbiamo coefficienti $\gamma_{\phi 1} = 1.25$ da cui partendo da $\phi = 32^\circ$ sarà : $\phi_{uk} : 26.5^\circ$

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **Qlim = 4.76 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 :

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 4.76/ 1.8 = 2.64 Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione Ed (azione) $\leq Rd$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 4.76

➤ 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 platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **Qlim = 10.57 Kg/cmq**

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

$$\mathbf{Rd = Qlim / \gamma_R = 10.57 / 2.3 = 4.59 Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto Q = 1.0 Kg/cmq è verificata la relazione Ed (azione) ≤ Rd (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 10.57.

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 (fk), quindi fk = fd. 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 di esercizio di progetto pari a Q = 1.0 Kg/cmq sulla fondazione a platea con piano di posa a -3.2mt dal p.c. i cedimenti elastici al centro della fondazione sono risultati : **ΔH tot = 6.0mm.**

Con una pressione unitaria sulla fondazione a platea pari a Q = 1.0 Kg/cmq i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

9 INDICAZIONI PER L'ESECUZIONE DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE

Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale a spessore medio di 0.5mt, un livello di Argille limose con ghiaia fino alla profondità variabile da 1.0mt a 1.8mt seguite da Ghiaie medio fini sabbioso limose con livelli di sabbie passanti da -3.4mt a Ghiaie con ciottoli sabbiose, dense.

Il terreno di sottofondo naturale dovrà essere idoneo a sopportare i carichi trasmessi dalla soprastruttura e dal transito degli automezzi e non dovrà sviluppare cedimenti significativi nel tempo.

In tali condizioni, si dovrà asportare preventivamente il terreno vegetale argilloso compressibile presente su tutta l'area per uno spessore medio di 0.5mt; il terreno sottostante argilloso limoso passante ad argille con ghiaia è idoneo alla posa della soprastruttura stradale, ma dovrà essere preventivamente costipato con rullo compattatore gommato o vibrante.

Considerata la presenza di materiali argilloso limosi a bassa consolidazione, prima di posare la struttura stradale e dei parcheggi si dovrà stendere un geotessile con caratteristiche idonee per consentire il costipamento dei primi strati di sottofondo evitando l'affondamento nei materiali argillosi.

Considerata la presenza di un sottofondo naturale argilloso compressibile, si prevede la formazione di un rilevato con spessore di almeno 60cm. Il rilevato di sottofondo deve avere un'elevata rigidità, per non subire deformazioni significative dovute al sovraccarico stradale oltre ad una buona capacità drenante; per ottenere una superficie regolare sulla sommità del sottofondo sarà posizionato materiale più fine (stabilizzato).

Le caratteristiche geotecniche del rilevato di sottofondo, prima di eseguire la pavimentazione, potranno essere verificate con l'ausilio di prove di carico su piastra; secondo la classificazione H.R.B. il modulo di deformazione M_d' per il rilevato e gli strati di fondazione deve superare il valore di 500 Kg/cm^2

10 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di Cittadella 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 :

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

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

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. 14.01.2008 (N.T.C.) 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 due gruppi (Tab.3.2.II delle N.T.C) : il primo gruppo è definito da 5 categorie (A, B, C, D, E), mentre il secondo gruppo comprende 2 categorie (S1, S2) per le quali si hanno studi speciali.

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 dei sottosuoli tipo C o D con uno spessore non superiore a 20mt, posti sul substrato più rigido con Vs30 > 800 m/s.</i>

Il sottosuolo presenta una copertura limoso sabbiosa fino a -2.0mt seguita da Ghiaia medio fine sabbiosa fino alla profondità di 18mt. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -40mt seguite ancora da Ghiaie sabbiose fino a -45mt e quindi da Sabbie argillose fino a -65mt e quindi da Ghiaie sabbiose fino a -71mt dal p.c.

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, 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 C** : (*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*

Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteristiche geotecniche buone e limitata variabilità laterale con falda acquifera a ridotta profondità. Nella successione ghiaioso sabbiosa non sono presenti livelli sabbiosi, a densità bassa e saturi suscettibili di liquefazione.

10.1 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.

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

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

In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento : I Parametri sismici risultanti per il sito in esame sono :

Sito in esame.

latitudine: 45,6391214832804
longitudine: 11,7869505272273
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11853	Lat: 45,6227Lon: 11,7766	Distanza: 1994,005
Sito 2 ID: 11854	Lat: 45,6237Lon: 11,8479	Distanza: 5041,640
Sito 3 ID: 11632	Lat: 45,6737Lon: 11,8466	Distanza: 6021,290
Sito 4 ID: 11631	Lat: 45,6727Lon: 11,7751	Distanza: 3848,737

Parametri sismici

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

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,043 g
Fo: 2,490
Tc*: 0,240 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,057 g
Fo: 2,483
Tc*: 0,253 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,161 g
Fo: 2,398
Tc*: 0,303 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,213 g

Fo: 2,405
Tc*: 0,314 [s]

Coefficientsi Sismici

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,680
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,006
Amax: 0,627
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,650
St: 1,000
Kh: 0,017
Kv: 0,009
Amax: 0,845
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,470
Cc: 1,560
St: 1,000
Kh: 0,057
Kv: 0,028
Amax: 2,328
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,390
Cc: 1,540
St: 1,000
Kh: 0,083
Kv: 0,041
Amax: 2,905
Beta: 0,280

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

Accelerazione massima = **amax** = Ssx St x ag = 1.47x1.0x0.161 g = **0.236g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = ag x 9.81 = **2.32 m/sec²**.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = βs x Amax/g = **0.057**

11 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sull'area di progetto del Piano di Lottizzazione con destinazione residenziale in ZTO C2 in via Mazzini di Cittadella per Strelotto Maria Lidia e Girolimetto Virginia si può concludere :

11.1 L'area in esame è posta alla quota media di 44.1mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta sui margini meridionali dell'alta pianura; il territorio è pianeggiante con pendenza a sudest del 0.3% - 0.5%.

11.2 Nella Carta delle Fragilità del P.A.T.I. l'area in esame è classificata "Terreno Idoneo a condizione di tipo D" per il quale si riportano : Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni, profondità della falda maggiore di 3mt, assenza di fenomeni di esondazione e rischio idrogeologico.

11.3 Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo situato 500mt a nordovest, il sottosuolo presenta una copertura limoso sabbiosa fino a -2.0mt seguita da Ghiaia medio fine sabbiosa fino alla profondità di 18mt. Successivamente sono presenti Argille limose fino a -40mt seguite ancora da Ghiaie sabbiose fino a -45mt e quindi da Sabbie argillose fino a -65mt e quindi Ghiaie sabbiose fino a -71mt dal p.c.

11.4 Il sottosuolo presenta al di sotto del terreno vegetale un livello di Argilla limosa a consolidazione medio bassa con ghiaia fino alla profondità variabile da -1.0mt a -1.8mt dal p.c. Successivamente sono presenti Ghiaie medio fini limoso sabbiose passanti da -3.4mt a Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa dense, estese per una profondità superiore a 10mt dal p.c.

11.5 L'area in esame è situata 500mt a nord del limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso è sede di una falda acquifera con livello statico attuale relativo alla fase di magra alla profondità media di **-5.6mt dal p.c. attuale; nelle fasi di piena il livello di falda può risalire fino alla profondità media di -3.2mt dal p.c.**

11.6 Qualora si preveda la realizzazione del piano interrato nei fabbricati in progetto, il livello della falda acquifera nelle fasi di piena interferisce con le fondazioni ed i locali interrati. In tali condizioni si dovrà prevedere l'adozione di fondazioni a platea impermeabilizzata e giunti water stop per evitare infiltrazioni nelle fasi di piena.

11.7 Per lo smaltimento delle acque meteoriche delle coperture e dei parcheggi, pur essendo presente un sottosuolo ghiaioso sabbioso con buona permeabilità dalla profondità media di -1.5mt dal p.c., la presenza della falda acquifera nelle fasi di piena alla profondità di -3.2mt dal p.c., limita la possibilità dello smaltimento con l'adozione di pozzi perdenti.

11.8 La realizzazione di impianti disperdenti verticali potrà essere realizzato con l'ausilio di pozzi perdenti spinti alla profondità media di -3.0mt dal p.c. che avranno comunque una capacità disperdente limitata. In alternativa lo smaltimento delle acque meteoriche potrà essere attuato con l'ausilio di tubazioni forate disperdenti o letti a disperdere e strutture orizzontali tipo "drening" con base posta alla profondità media di -1.5mt dal p.c. attuale.

11.9 Per le alternanze di Ghiaie medio fini con livelli di sabbie presenti dalla profondità di -1.5mt a -4.0mt dal p.c. si possono definire i seguenti valori di permeabilità medi : Coefficiente di Permeabilità $K = 4.0 \times 10^{-3} - 2.0 \times 10^{-4} \text{ mt/sec}$

11.10 Per il pozzo perdente tipo con diametro di 150cm e profondità di -3.0mt dal p.c. dotato di vespaio si può definire una portata dispersa utile :

$$Q_{\text{utile smaltita da un pozzo a -3.0mt}} = 10.9 \text{ lt/sec}$$

11.11 Qualora lo smaltimento delle acque meteoriche sia effettuato con l'ausilio di una trincea drenante di infiltrazione spinta alla profondità media di 1.5mt dal p.c. con tubazione forata disperdente posta all'interno di un vespaio ghiaioso nella situazione con fondo ghiaioso sabbioso, con la dimensione della trincea 1.0x1.0 m si ottiene: $Q_{\text{disp}} = 0.6 \text{ lt/sec}$ per metro

11.12 Nella tipologia edilizia di fabbricati fuori terra, considerata la compressibilità dei materiali argillosi superficiali si potranno adottare fondazioni continue con piano di posa al contatto con le Ghiaie medio fini sabbioso limose presenti dalla profondità media di -1.5mt dal p.c. o in alternativa fondazioni a platea a -0.5mt dal p.c.

Le verifiche agli stati limite per la fondazione continua larga 1.0mt e lunga 12mt con piano di posa a -1.5mt dal p.c. hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 10.91/1.0 = \mathbf{10.91 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 5.58/1.8 = \mathbf{3.1 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 10.91/2.3 = \mathbf{4.74 \text{ Kg/cmq}}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con la pressione di progetto $Q = 1.8 \text{ Kg/cmq}$ sulla fondazione continua con piano di posa a -1.3mt da p.c. hanno definito il cedimento totale: $\Delta H = \mathbf{8.2mm}$

11.13 Nella situazione di fabbricati con un piano interrato, si potranno adottare fondazioni a platea con piano di posa alla profondità media di -3.2mt dal p.c. al contatto con le Ghiaie medio fini limoso sabbiose. Le verifiche agli stati limite per la fondazione a platea larga 10mt e lunga 12mt con piano di posa a -3.2mt dal p.c. hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 10.57/1.0 = \mathbf{10.57 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 4.76/1.8 = \mathbf{2.64 \text{ Kg/cmq}}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 10.57/2.3 = \mathbf{4.59 \text{ Kg/cmq}}$

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 normale di progetto pari a $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ sulla fondazione a platea con piano di posa a -3.2mt dal p.c. hanno definito un cedimento totale pari a : **$\Delta H = 6.0\text{mm}$**

11.14 In corrispondenza alle aree pavimentate e alle strade si dovrà asportare il terreno vegetale argilloso compressibile presente su tutta l'area per uno spessore medio di 0.5mt; il terreno sottostante argilloso passante a sabbioso limoso è idoneo alla posa della soprastruttura stradale, ma dovrà essere costipato con rullo compattatore. Considerata la presenza di materiali argilloso limosi, prima di posare la struttura stradale si dovrà stendere un geotessile; lo spessore del rilevato dovrà essere di almeno 60cm.

11.15 Il Comune di Cittadella in base alla OPCM 3274 del 20.03.03 è inserito in zona sismica 3. 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 C** :
(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

11.16 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 = **$a_{max} = S_{sx} S_t \times a_g = 1.47 \times 1.0 \times 0.161 \text{ g} = 0.236\text{g}$**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

$A_{max} = a_g \times 9.81 = 2.32 \text{ m/sec}^2$.

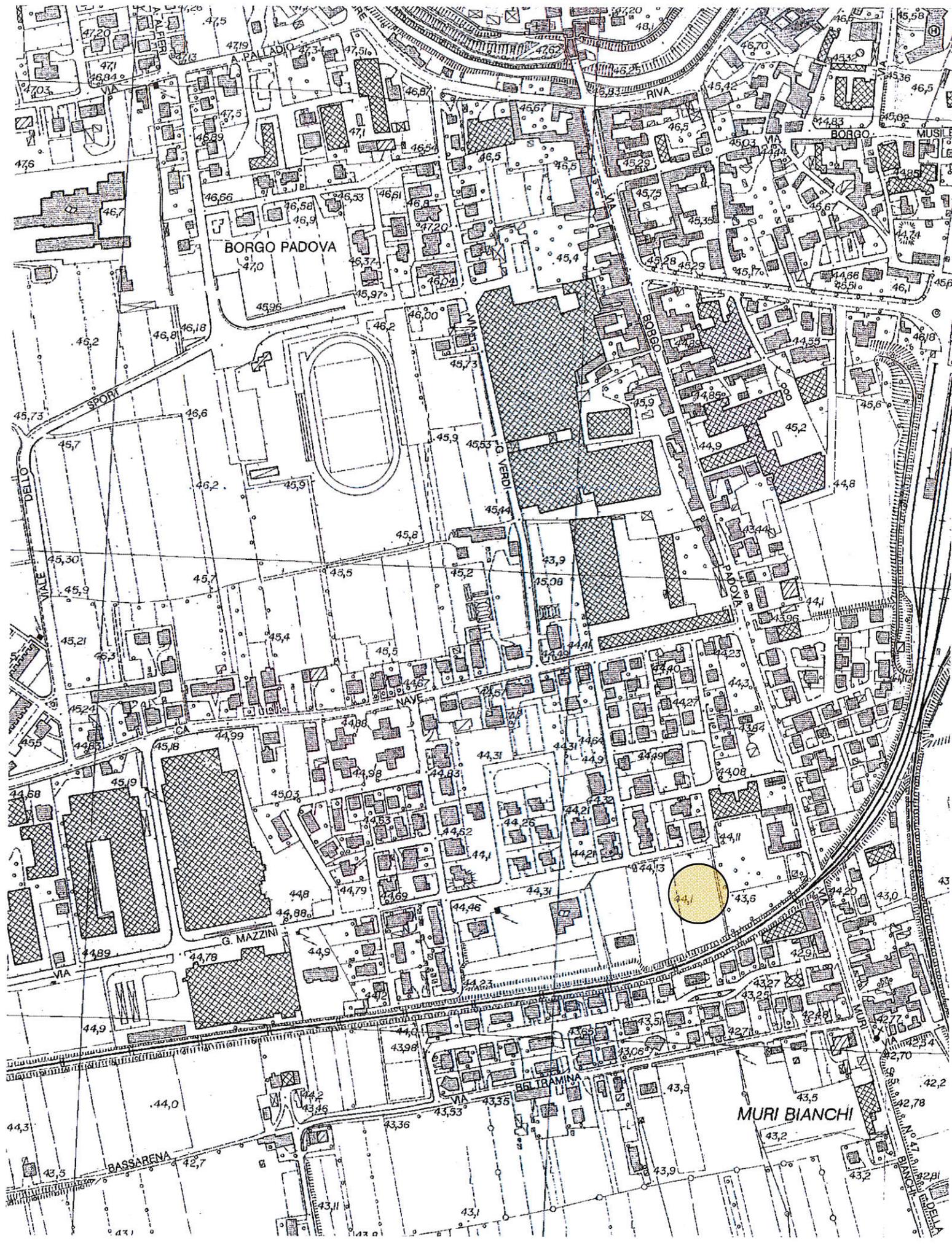
Il coefficiente sismico orizzontale sarà **$K_h = \beta_s \times A_{max}/g = 0.057$**

Il Geologo

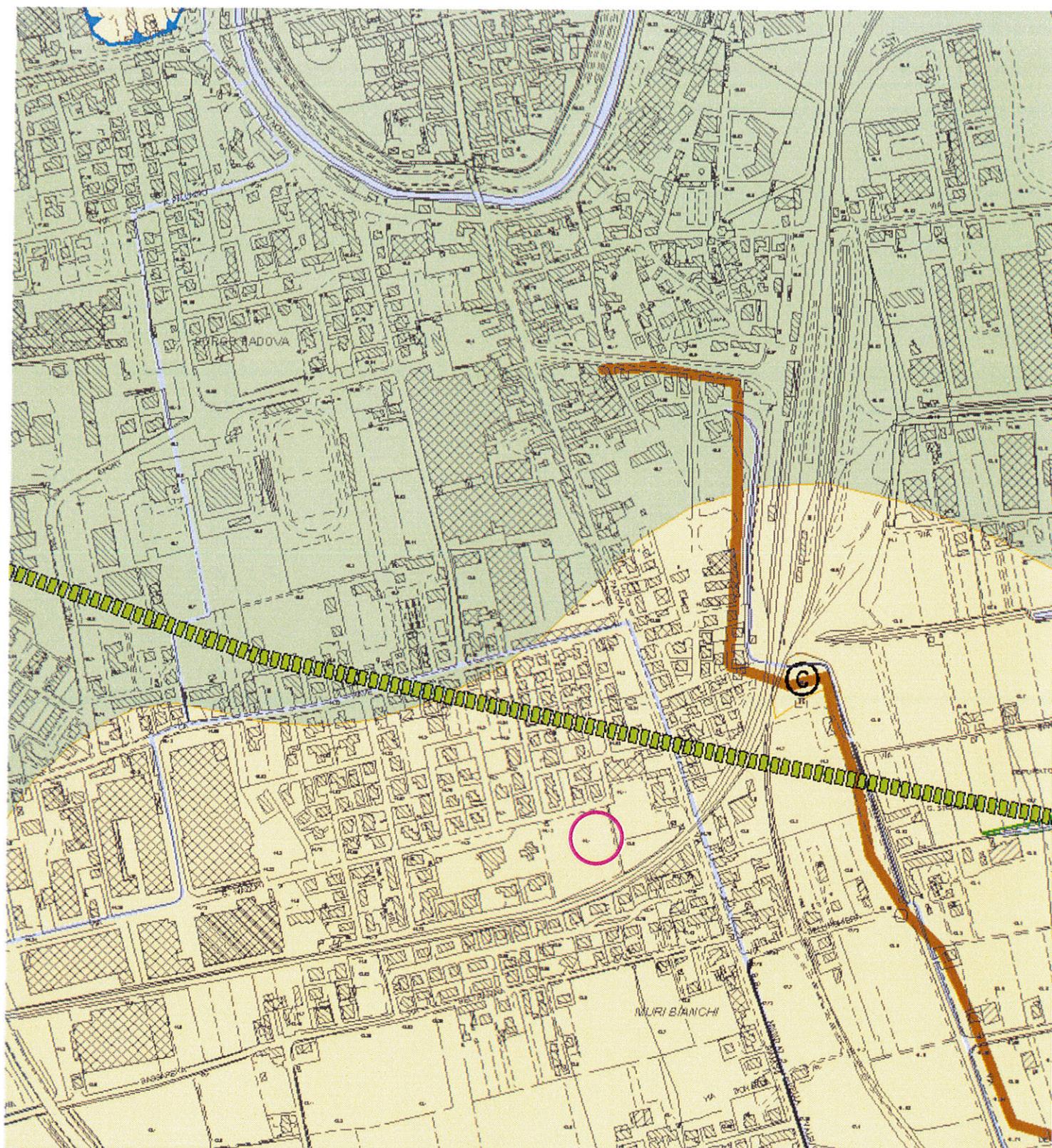
Dott. Gabriele Soppelsa

Bassano d.Gr. 28.09.2016





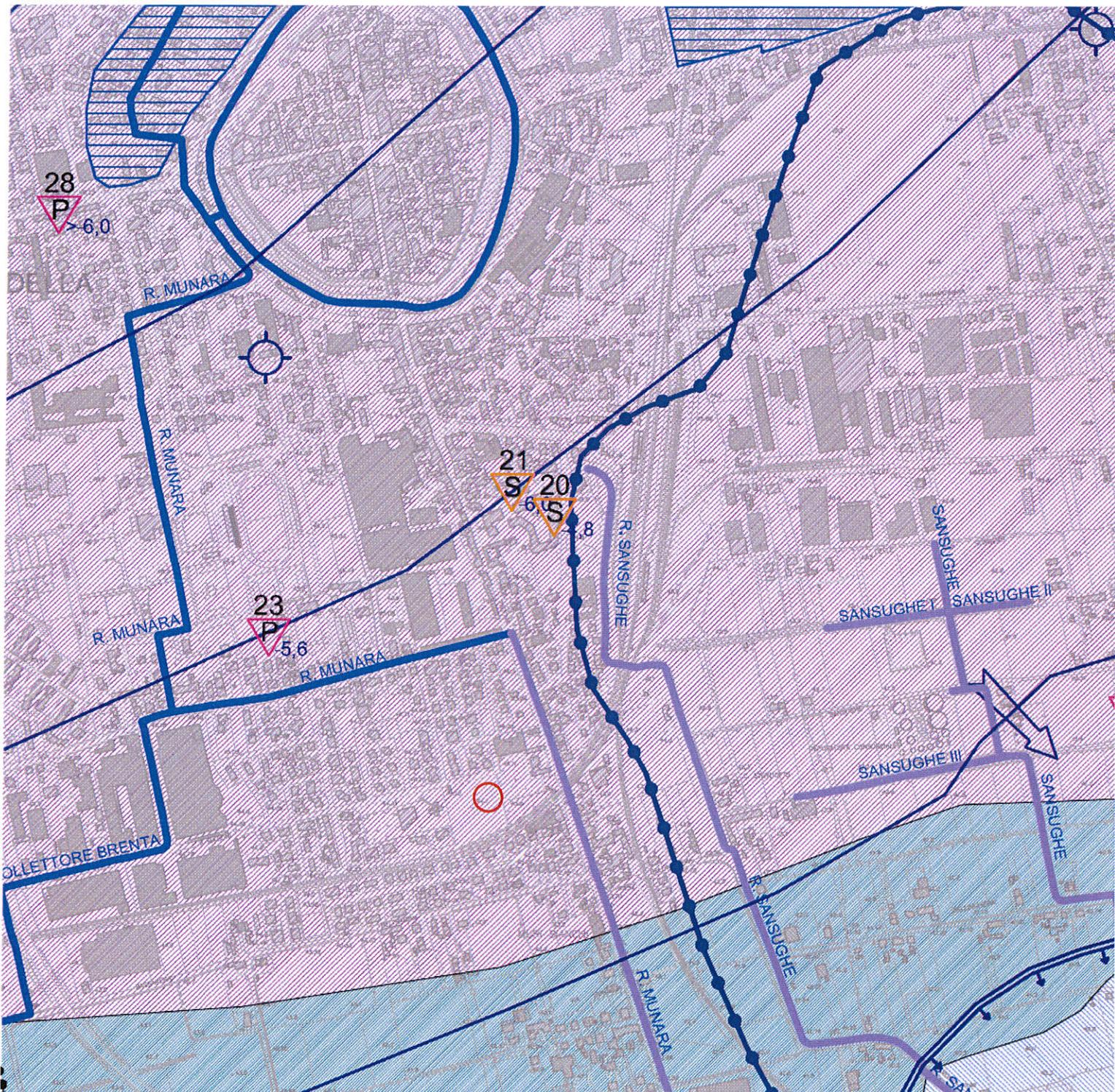
TAV.1: Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. su estratto di c.t.r. alla scala 1:5000



Area idonea a condizione

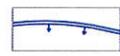
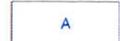
- (A) Buone/Ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, prof. falda > 3 m; assenti fenomeni di esondazione e rischio idraulico
- (B) Buone/Ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, frequenti fenomeni di esondazione per insufficienza alla rete di bonifica e/o moderato rischio idraulico
- (C) Buone/Ottime caratteristiche geotecniche dei terreni naturali, soggetti ad attività estrattiva e ripristinati con terreni eterogenei e di mediocri caratteristiche geotecniche
- (D) Mediocri caratteristiche geotecniche dei terreni, prof. falda > 3 m; assenti fenomeni di esondazione e rischio idrogeologico

TAV.2 – Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. su estratto della Carta delle Fragilità del P.A.T.I. – P.I. del Comune di Cittadella (Tav.3)- Area Idonea a Condizione Tipo D



ACQUE SOTTERRANEE :

-  Area con profondità falda freatica compresa tra 0 e 1,5 m dal p.c.
-  Area con profondità falda freatica compresa tra 1,5 e 3 m dal p.c.
-  Area con profondità falda freatica compresa tra 3 e 5 m dal p.c.
-  Area con profondità falda freatica > 5 m dal p.c.
-  Linea Isofreatica e sua quota assoluta (m s.l.m.)

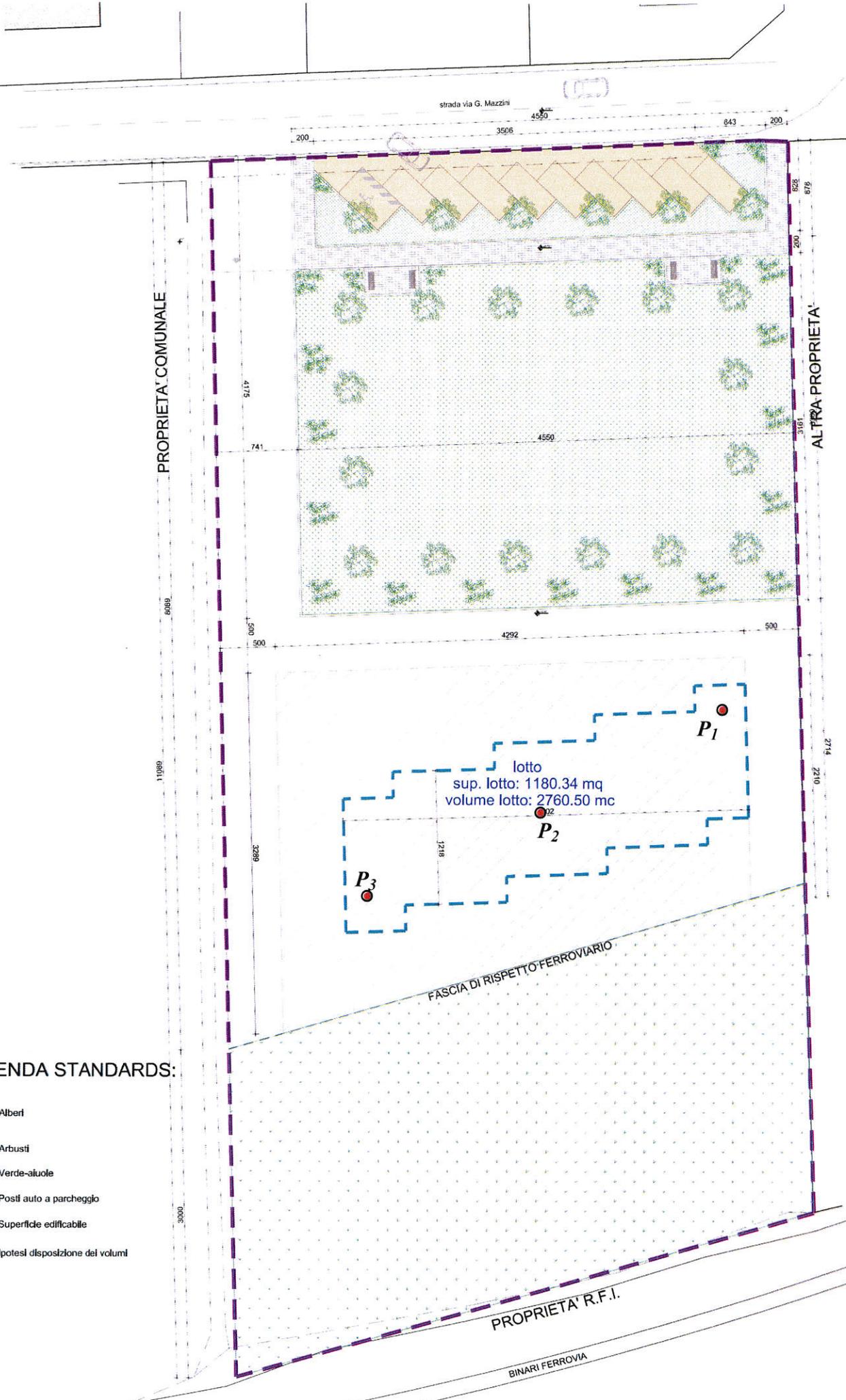
-  Direzione di flusso della falda freatica
-  Limite superiore della linea delle risorgive
-  Pozzo freatico
-  Pozzo con falda artesianica (oppure in acquifero confinato)
-  Pozzo utilizzato come acquedotto pubblico

Punto di Indagine con profondità della falda dal p.c. rilevata al momento dell'indagine

-  49 P - prova penetrometrica
-  66 S - sondaggio geognostico
-  57 S - sondaggio geognostico

TAV.3 – Ubicazione dell'area interessata dal p.d.l. su estratto della Carta Idrogeologica del PATI – P.I. del Comune di Cittadella

Quota falda 38,5m.s.l.m. - Profondità media da p.c. = -5,6mt - Direzione deflussi verso sudovest
 Comune di Cittadella - Prot. n. 23925 del 07/07/2023



LEGENDA STANDARDS:

-  Alberi
-  Arbusti
-  Verde-aiuole
-  Posti auto a parcheggio
-  Superficie edificabile
-  Ipotesi disposizione dei volumi

TAV.4 : Ubicazione delle prove penetrometriche su planimetria del P.d.I. in progetto



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

Scheda indagine

Codice: 165112
Regione: VENETO
Provincia: PADOVA
Comune: CITTADELLA
Tipologia: PERFORAZIONE
Usò: DOMESTICO
Profondità (m): 71.00
Quota pc slm (m): 46.6
Anno realizzazione: 1999
Numero diametri: 1
Presenza acqua: SI
Portata massima (l/s): 16
Portata esercizio (l/s): 8
Numero falde: 3
Numero filtri: 1
Numero piezometrie: 1
Stratigrafia: SI
Certificazione(*): ND
Numero strati: 6
Longitudine ED50 (dd): 11.781111
Latitudine ED50 (dd): 45.643059
Longitudine WGS84 (dd): 11.780141
Latitudine WGS84 (dd): 45.642154

(*): 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	71	71	160

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	10	18	8
2	40	45	5
3	65	71	6

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	67	71	4	160

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
MAR / 1999	6	8	2	8

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0	2	2.0		TERRENO VEGETALE
2	2	18	16.0		GHIAIA FINE
3	18	40	22.0		ARGILLA MISTA A LIMO
4	40	45	5.0		GHIAINO
5	45	65	20.0		SABBIA MISTA AD ARGILLA
6	65	71	6.0		GHIAIA MEDIA

TAV.5 : Stratigrafia profonda del sottosuolo rilevata in un pozzo situato 500mt a nordovest dell'area in esame spinto a -71mt dal p.c.

Via n°

Comune Cap

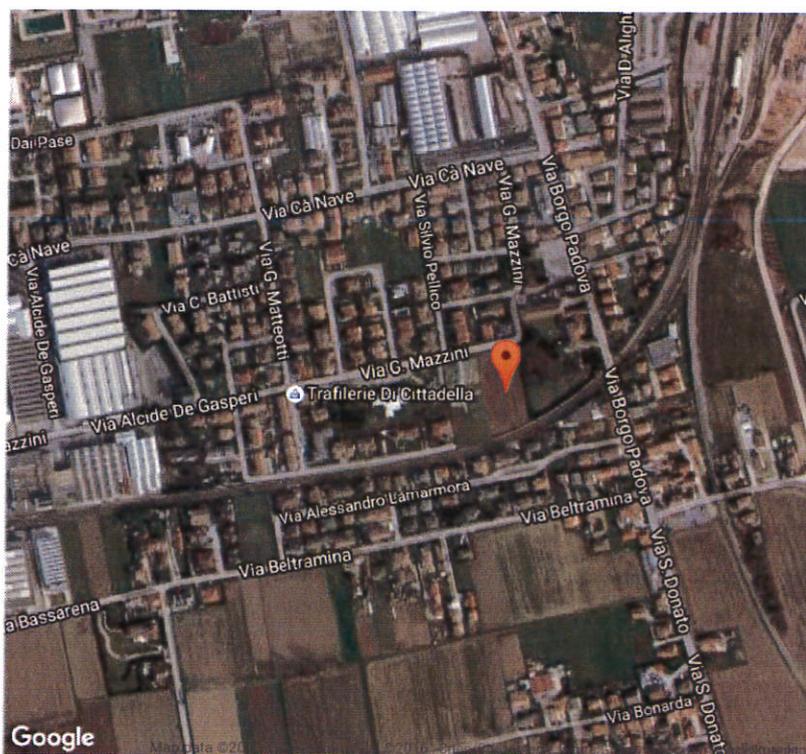
Provincia

WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

Isole



45.638215, 11.785947

Visualizza vertici della maglia di appartenenza



Parametri sismici

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1

Vita nominale
 (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)
 Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a ₀ [g]	F ₀	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,043	2,490	0,240
Danno (SLD)	50	0,057	2,483	0,253
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,161	2,398	0,303
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,213	2,405	0,314
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

- Muri di sostegno Paratie
- Stabilità dei pendii e fondazioni
- Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,47"/>	<input type="text" value="1,39"/>
Cc * Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,88"/>	<input type="text" value="1,65"/>	<input type="text" value="1,56"/>	<input type="text" value="1,54"/>
St * Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,017	0,057	0,083
kv	0,006	0,009	0,028	0,041
Amax [m/s ²]	0,627	0,845	2,328	2,905
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

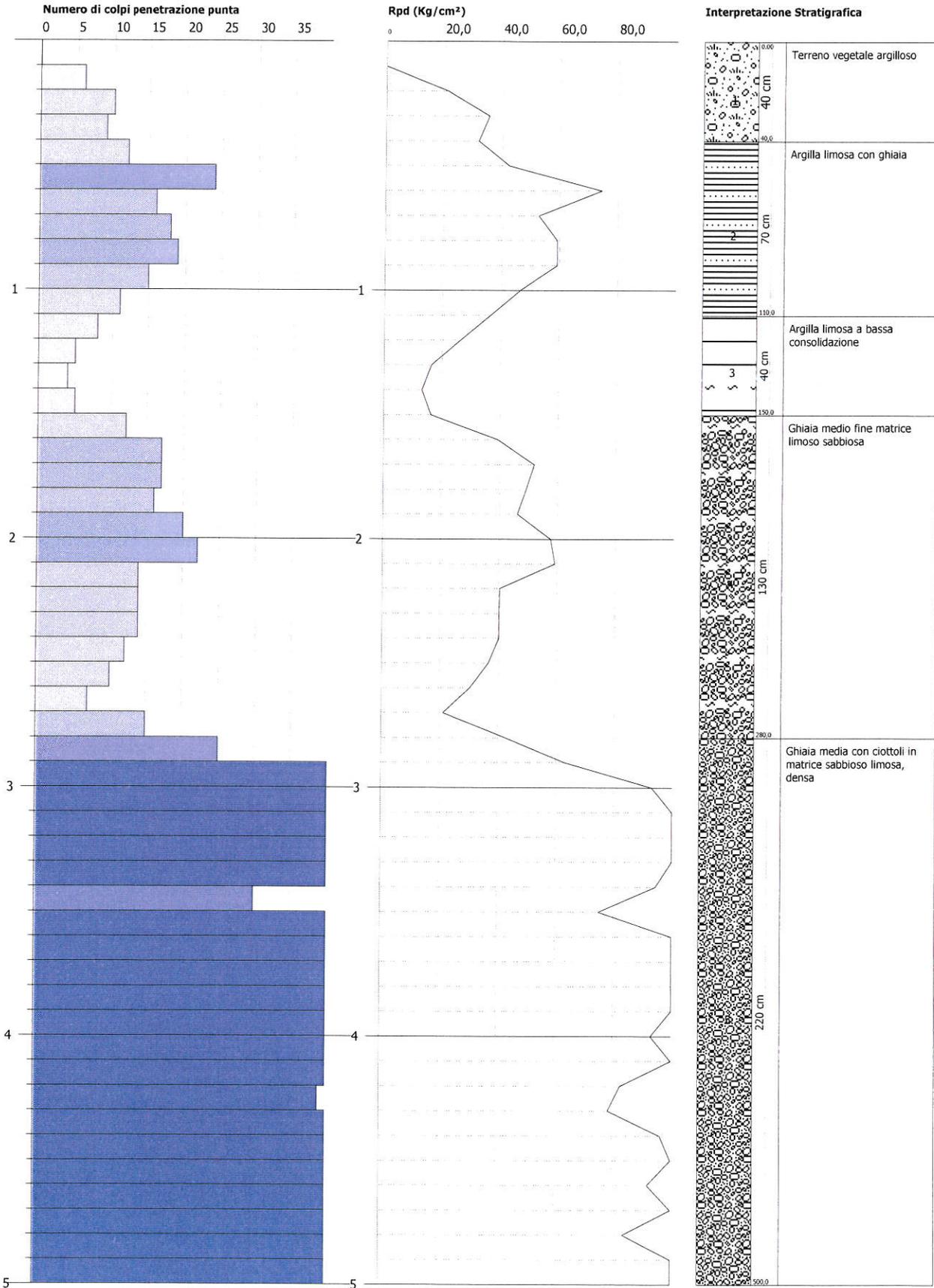
TAV. 6 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area in base alle N.T.C.

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

Committente: Strelotto Maria Lidia- Girolimetto Virginia
Cantiere: P.d.L. in zona C2 via Mazzini
Località: Cittadella

Data: 23/09/2016

Scala 1:22

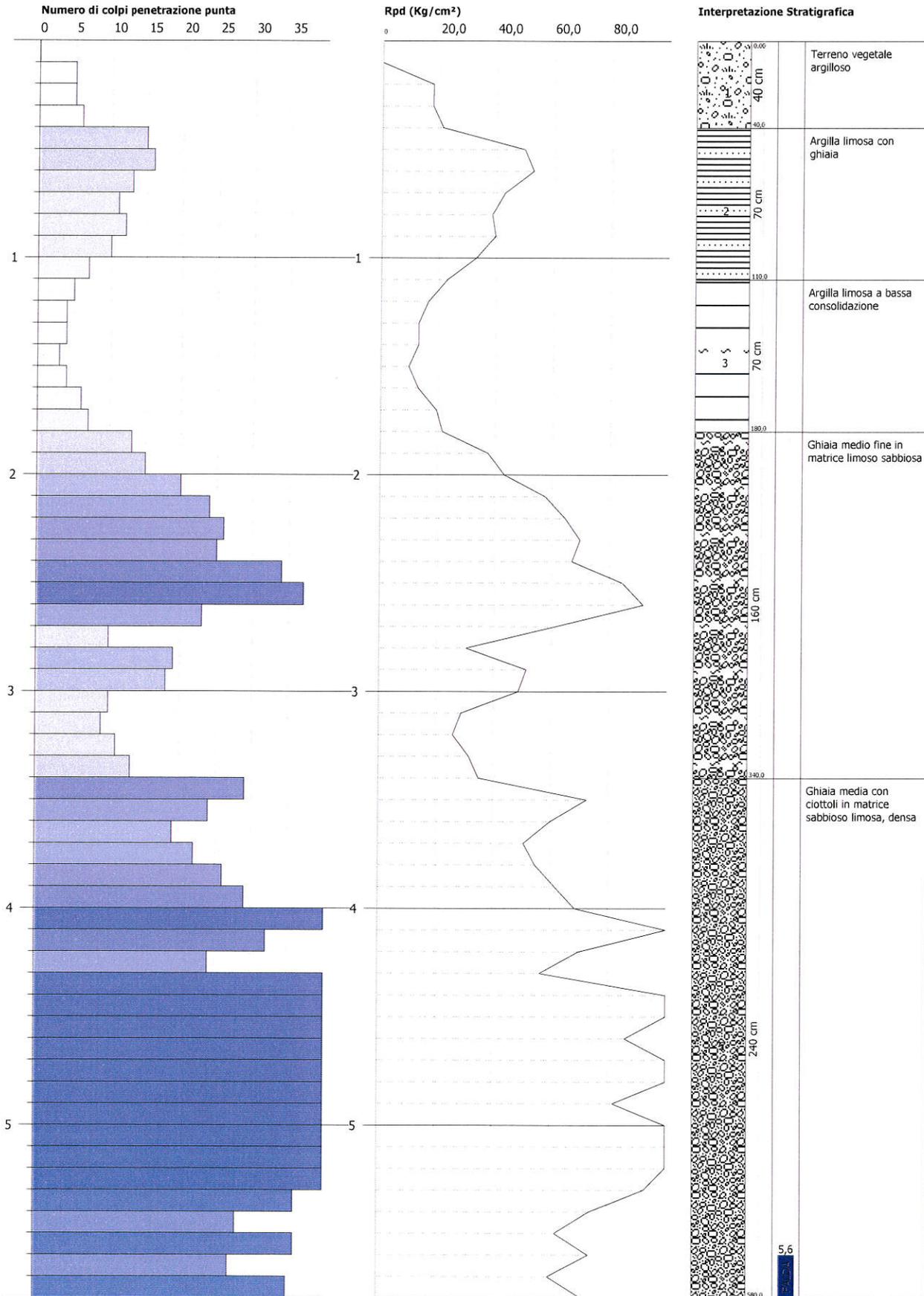


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Strelotto Maria Lidia- Girolimetto Virginia
Cantiere: P.d.L. in zona C2 via Mazzini
Località: Cittadella

Data: 23/09/2016

Scala 1:25

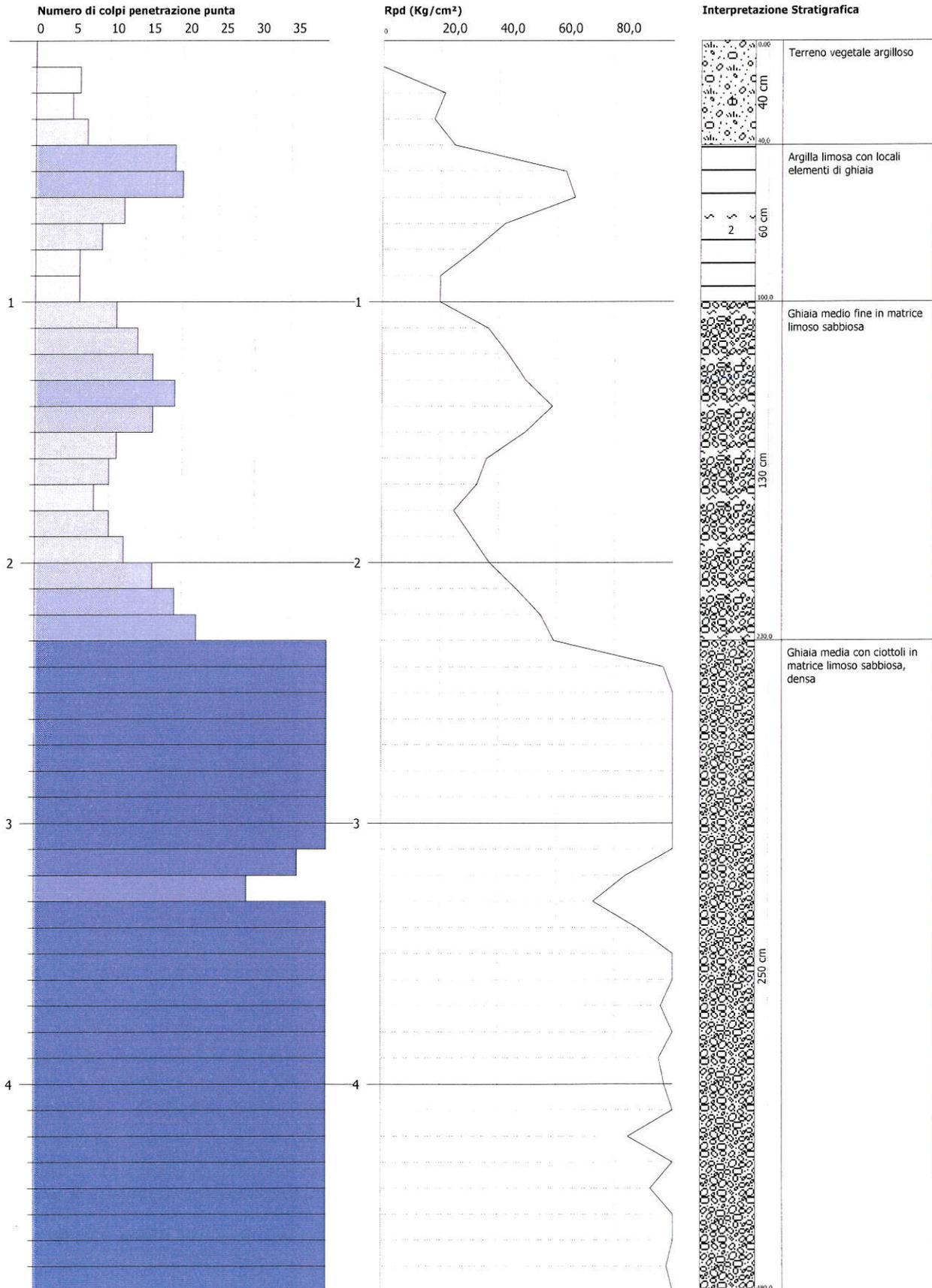


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Strelotto Maria Lidia- Girolimetto Virginia
Cantiere: P.d.L. in zona C2 via Mazzini
Località: Cittadella

Data: 23/09/2016

Scala 1:21



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Streliotto Maria Lidia- Girolimetto Virginia
 Cantiere: P.d.L. in zona C2 via Mazzini
 Località: Cittadella

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} 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) $\sigma > 15$ 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 (Ko)

- 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 23/09/2016
 Profondità prova 5,00 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	6	0,855	21,27	24,88	1,06	1,24
0,30	10	0,853	35,37	41,47	1,77	2,07
0,40	9	0,851	31,76	37,33	1,59	1,87
0,50	12	0,849	42,25	49,77	2,11	2,49
0,60	24	0,747	74,36	99,54	3,72	4,98
0,70	16	0,795	52,77	66,36	2,64	3,32
0,80	18	0,793	59,23	74,65	2,96	3,73
0,90	19	0,792	59,11	74,67	2,96	3,73
1,00	15	0,790	46,56	58,95	2,33	2,95
1,10	11	0,838	36,23	43,23	1,81	2,16
1,20	8	0,836	26,29	31,44	1,31	1,57
1,30	5	0,835	16,40	19,65	0,82	0,98
1,40	4	0,833	13,09	15,72	0,65	0,79
1,50	5	0,831	16,33	19,65	0,82	0,98
1,60	12	0,830	39,12	47,16	1,96	2,36
1,70	17	0,778	51,98	66,81	2,60	3,34
1,80	17	0,776	51,87	66,81	2,59	3,34
1,90	16	0,775	46,29	59,75	2,31	2,99
2,00	20	0,773	57,75	74,69	2,89	3,73
2,10	22	0,722	59,29	82,16	2,96	4,11
2,20	14	0,770	40,26	52,28	2,01	2,61
2,30	14	0,769	40,19	52,28	2,01	2,61
2,40	14	0,767	40,11	52,28	2,01	2,61
2,50	12	0,816	36,55	44,81	1,83	2,24
2,60	10	0,814	30,41	37,34	1,52	1,87
2,70	7	0,813	21,25	26,14	1,06	1,31
2,80	15	0,761	42,65	56,02	2,13	2,80
2,90	25	0,710	63,15	88,93	3,16	4,45
3,00	43	0,609	93,11	152,96	4,66	7,65
3,10	50	0,607	108,02	177,87	5,40	8,89
3,20	90	0,606	194,02	320,16	9,70	16,01
3,30	68	0,605	146,27	241,90	7,31	12,09
3,40	44	0,603	94,45	156,52	4,72	7,83
3,50	30	0,702	74,93	106,72	3,75	5,34
3,60	50	0,601	106,87	177,87	5,34	8,89
3,70	60	0,600	127,99	213,44	6,40	10,67
3,80	80	0,598	170,30	284,59	8,51	14,23
3,90	72	0,597	146,03	244,53	7,30	12,23
4,00	46	0,596	93,11	156,23	4,66	7,81
4,10	55	0,595	111,11	186,79	5,56	9,34
4,20	41	0,594	82,67	139,25	4,13	6,96
4,30	39	0,593	78,49	132,45	3,92	6,62
4,40	48	0,591	96,42	163,02	4,82	8,15
4,50	61	0,590	122,30	207,17	6,11	10,36
4,60	46	0,589	92,05	156,23	4,60	7,81
4,70	54	0,588	107,87	183,40	5,39	9,17
4,80	42	0,587	83,75	142,64	4,19	7,13
4,90	60	0,586	114,25	194,95	5,71	9,75
5,00	56	0,585	106,44	181,95	5,32	9,10

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	0,4	4,89	Coesivo	1,33	1,83	--	0,78	22,44	48,90	--	--
2	1,1	12,86	Incoerente	1,82	1,94	31,6	--	53,88	139,30	0,33	717,13
3	1,5	4,31	Coesivo	1,33	1,83	--	0,65	19,77	43,10	--	--
4	2,8	11,45	Incoerente	1,78	1,93	31,21	--	50,98	132,25	0,33	642,97
5	5,0	41,29	Incoerente	2,21	2,50	39,56	--	112,28	281,45	0,27	2146,88

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 23/09/2016
 Profondità prova 5,80 mt
 Falda 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	5	0,855	17,72	20,74	0,89	1,04
0,30	5	0,853	17,68	20,74	0,88	1,04
0,40	6	0,851	21,17	24,88	1,06	1,24
0,50	15	0,799	49,70	62,21	2,48	3,11
0,60	16	0,797	52,89	66,36	2,64	3,32
0,70	13	0,795	42,87	53,92	2,14	2,70
0,80	11	0,843	38,47	45,62	1,92	2,28
0,90	12	0,842	39,69	47,16	1,98	2,36
1,00	10	0,840	33,00	39,30	1,65	1,97
1,10	7	0,838	23,05	27,51	1,15	1,38
1,20	5	0,836	16,43	19,65	0,82	0,98
1,30	4	0,835	13,12	15,72	0,66	0,79
1,40	4	0,833	13,09	15,72	0,65	0,79
1,50	3	0,831	9,80	11,79	0,49	0,59
1,60	4	0,830	13,04	15,72	0,65	0,79
1,70	6	0,828	19,52	23,58	0,98	1,18
1,80	7	0,826	22,73	27,51	1,14	1,38
1,90	13	0,775	37,61	48,55	1,88	2,43
2,00	15	0,773	43,31	56,02	2,17	2,80
2,10	20	0,772	57,63	74,69	2,88	3,73
2,20	24	0,720	64,54	89,63	3,23	4,48
2,30	26	0,719	69,78	97,10	3,49	4,85
2,40	25	0,717	66,95	93,36	3,35	4,67
2,50	34	0,666	84,52	126,97	4,23	6,35
2,60	37	0,664	91,78	138,17	4,59	6,91
2,70	23	0,713	61,23	85,89	3,06	4,29
2,80	10	0,811	30,30	37,34	1,52	1,87
2,90	19	0,760	51,37	67,59	2,57	3,38
3,00	18	0,759	48,58	64,03	2,43	3,20
3,10	10	0,807	28,72	35,57	1,44	1,78
3,20	9	0,806	25,80	32,02	1,29	1,60
3,30	11	0,805	31,49	39,13	1,57	1,96

3,40	13	0,753	34,84	46,25	1,74	2,31
3,50	29	0,702	72,43	103,16	3,62	5,16
3,60	24	0,701	59,84	85,38	2,99	4,27
3,70	19	0,750	50,67	67,59	2,53	3,38
3,80	22	0,698	54,66	78,26	2,73	3,91
3,90	26	0,697	61,56	88,30	3,08	4,42
4,00	29	0,696	68,55	98,49	3,43	4,92
4,10	75	0,595	151,52	254,72	7,58	12,74
4,20	32	0,644	69,96	108,68	3,50	5,43
4,30	24	0,693	56,45	81,51	2,82	4,08
4,40	60	0,591	120,52	203,77	6,03	10,19
4,50	54	0,590	108,26	183,40	5,41	9,17
4,60	43	0,589	86,05	146,04	4,30	7,30
4,70	51	0,588	101,87	173,21	5,09	8,66
4,80	64	0,587	127,61	217,36	6,38	10,87
4,90	43	0,586	81,88	139,71	4,09	6,99
5,00	72	0,585	136,86	233,94	6,84	11,70
5,10	54	0,584	102,46	175,45	5,12	8,77
5,20	68	0,583	128,81	220,94	6,44	11,05
5,30	49	0,582	92,66	159,21	4,63	7,96
5,40	36	0,631	73,81	116,97	3,69	5,85
5,50	28	0,680	61,87	90,97	3,09	4,55
5,60	36	0,629	73,59	116,97	3,68	5,85
5,70	27	0,678	59,50	87,73	2,97	4,39
5,80	35	0,627	71,33	113,72	3,57	5,69

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	0,4	3,13	Coesivo	1,33	1,83	--	0,50	14,36	31,30	--	--
2	1,1	9,40	Incoerente	1,71	1,91	30,63	--	46,77	---	0,34	534,14
3	1,8	3,69	Coesivo	1,33	1,83	--	0,56	16,93	36,90	--	--
4	3,4	15,03	Incoerente	1,88	1,95	32,21	--	58,34	150,15	0,32	830,34
5	5,8	32,63	Incoerente	2,16	2,50	37,14	--	94,49	238,15	0,29	1720,73

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 23/09/2016
 Profondità prova 4,80 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	6	0,855	21,27	24,88	1,06	1,24
0,30	5	0,853	17,68	20,74	0,88	1,04
0,40	7	0,851	24,70	29,03	1,23	1,45
0,50	19	0,799	62,95	78,80	3,15	3,94
0,60	20	0,797	66,11	82,95	3,31	4,15

0,70	12	0,845	42,06	49,77	2,10	2,49
0,80	9	0,843	31,48	37,33	1,57	1,87
0,90	6	0,842	19,84	23,58	0,99	1,18
1,00	6	0,840	19,80	23,58	0,99	1,18
1,10	11	0,838	36,23	43,23	1,81	2,16
1,20	14	0,786	43,26	55,02	2,16	2,75
1,30	16	0,785	49,33	62,88	2,47	3,14
1,40	19	0,783	58,46	74,67	2,92	3,73
1,50	16	0,781	49,12	62,88	2,46	3,14
1,60	11	0,830	35,86	43,23	1,79	2,16
1,70	10	0,828	32,54	39,30	1,63	1,97
1,80	8	0,826	25,98	31,44	1,30	1,57
1,90	10	0,825	30,80	37,34	1,54	1,87
2,00	12	0,823	36,89	44,81	1,84	2,24
2,10	16	0,772	46,11	59,75	2,31	2,99
2,20	19	0,770	54,64	70,95	2,73	3,55
2,30	22	0,719	59,04	82,16	2,95	4,11
2,40	42	0,617	96,80	156,85	4,84	7,84
2,50	60	0,616	137,95	224,07	6,90	11,20
2,60	90	0,614	206,45	336,10	10,32	16,80
2,70	100	0,613	228,86	373,44	11,44	18,67
2,80	76	0,611	173,53	283,82	8,68	14,19
2,90	60	0,610	130,21	213,44	6,51	10,67
3,00	58	0,609	125,58	206,32	6,28	10,32
3,10	49	0,607	105,86	174,31	5,29	8,72
3,20	36	0,656	84,01	128,06	4,20	6,40
3,30	29	0,705	72,70	103,16	3,63	5,16
3,40	41	0,603	88,01	145,85	4,40	7,29
3,50	48	0,602	102,81	170,75	5,14	8,54
3,60	64	0,601	136,80	227,67	6,84	11,38
3,70	45	0,600	95,99	160,08	4,80	8,00
3,80	58	0,598	123,47	206,32	6,17	10,32
3,90	47	0,597	95,33	159,62	4,77	7,98
4,00	48	0,596	97,16	163,02	4,86	8,15
4,10	65	0,595	131,32	220,75	6,57	11,04
4,20	42	0,594	84,69	142,64	4,23	7,13
4,30	50	0,593	100,62	169,81	5,03	8,49
4,40	46	0,591	92,40	156,23	4,62	7,81
4,50	58	0,590	116,28	196,98	5,81	9,85
4,60	62	0,589	124,07	210,57	6,20	10,53
4,70	49	0,588	97,88	166,42	4,89	8,32
4,80	57	0,587	113,65	193,58	5,68	9,68

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	0,4	3,52	Coesivo	1,33	1,83	--	0,56	16,15	35,20	--	--
2	1,0	9,40	Coesivo	1,41	1,88	--	1,48	43,13	94,00	--	--
3	2,3	11,08	Incoerente	1,77	1,92	31,1	--	50,22	130,40	0,33	623,42
4	4,8	43,22	Incoerente	2,21	2,50	40,1	--	116,24	291,10	0,27	2241,08

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI CONTINUE A -1.5MT 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:

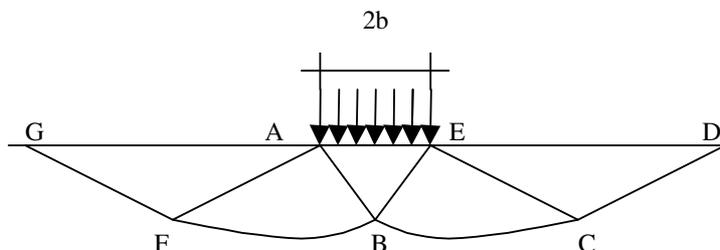
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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 due 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.

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

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:

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

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.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

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

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

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

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:

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

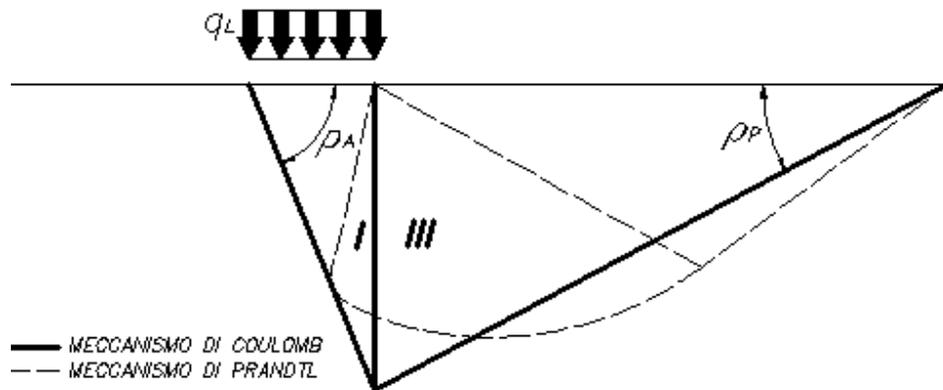
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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:

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

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

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

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

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: $ag/g = C \cdot I \cdot R$

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×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	1,0 m
Lunghezza fondazione	12,0 m
Profondità piano di posa	1,5 m
Altezza di incastro	1,5 m
Profondità falda	3,2

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,064
Coefficiente sismico orizzontale	0,0128
Coefficiente sismico verticale	0,0064

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

Descrizione:	
Latitudine:	45,64
Longitudine:	11,79
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:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,42	2,49	0,24
S.L.D.	50,0	0,56	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,58	2,4	0,3
S.L.C.	975,0	2,09	2,41	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,63	0,2	0,0128	0,0064
S.L.D.	0,84	0,2	0,0171	0,0086
S.L.V.	2,3194	0,24	0,0568	0,0284
S.L.C.	2,9089	0,28	0,0831	0,0415

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
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,4	0,4	0,4	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,6	2000,0	2200,0	22,0	22	0,7	0,7	0,7	45,89	50,0	0,0	0,0	0,0
0,5	1900,0	2100,0	15,0	15	0,5	0,5	0,5	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
1,9	1900,0	2000,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,6	1950,0	2100,0	36,0	36	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	1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	1,80	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 5,52 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 2,21 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0

Fattore forma [Sg]	0,97
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	10,93 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,93 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,07

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28,52
Fattore [Nc]	44,04
Fattore [Ng]	27,49
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	10,91 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,91 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,06

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	22,02
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,54
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore forma [Sg]	1,03
Fattore profondità [Dg]	1,27
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	11,53 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	11,53 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,41

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	30,21
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,39

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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	11,8 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	11,8 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,55
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	27,72
Fattore forma [Sc]	1,05
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]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
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	11,52 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	11,52 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,4
=====	

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18

Fattore [Ng]	8,69
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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	5,76 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,2 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,2

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15,13
Fattore [Nc]	28,26
Fattore [Ng]	12,34
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	5,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,1 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,1

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	8,79
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,49
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore forma [Sg]	1,02
Fattore profondità [Dg]	1,24
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	5,71 Kg/cm ²
---------------	-------------------------

Resistenza di progetto 3,17 Kg/cm²
Fattore sicurezza 3,17

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	13,58
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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 6,21 Kg/cm²
 Resistenza di progetto 3,45 Kg/cm²
Fattore sicurezza 3,45

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	11,59
Fattore forma [Sc]	1,04
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]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
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	6,01 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,34 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,34

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	8,69
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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	5,71 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,17 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,17

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15,13
Fattore [Nc]	28,26
Fattore [Ng]	12,34
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	5,52 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,07 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,07

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	8,79

Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,49
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore forma [Sg]	1,02
Fattore profondità [Dg]	1,24
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	5,66 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,14 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,14

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	13,58
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
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	6,15 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,42 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,42

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	11,59
Fattore forma [Sc]	1,04
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]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
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	5,96 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,31 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,31

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,8 Kg/cm ²
Spessore dello strato	5,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	200,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,3

Coefficiente di influenza I1	0,76
Coefficiente di influenza I2	0,12
Coefficiente di influenza Is	0,83

Cedimento al centro della fondazione	8,26 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0,53
Coefficiente di influenza I2	0,14
Coefficiente di influenza Is	0,61
Cedimento al bordo	3,04 mm

**CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI
DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA A -3.2MT DA P.C.**

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	10,0 m
Lunghezza fondazione	12,0 m
Profondità piano di posa	3,2 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	3,2

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,064
Coefficiente sismico orizzontale	0,0128
Coefficiente sismico verticale	0,0064

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Descrizione:	
Latitudine:	45,64
Longitudine:	11,79
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:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,42	2,49	0,24
S.L.D.	50,0	0,56	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,58	2,4	0,3
S.L.C.	975,0	2,09	2,41	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,63	0,2	0,0128	0,0064
S.L.D.	0,84	0,2	0,0171	0,0086
S.L.V.	2,3194	0,24	0,0568	0,0284
S.L.C.	2,9089	0,28	0,0831	0,0415

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
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,4	0,4	0,4	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,6	2000,0	2200,0	22,0	22	0,7	0,7	0,7	45,89	50,0	0,0	0,0	0,0
0,5	1900,0	2100,0	15,0	15	0,5	0,5	0,5	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
1,9	1900,0	2000,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,6	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	1,00	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: HANSEN (1970)

Pressione limite 4,71 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1,89 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52

Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,67
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	10,57 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,57 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	10,57

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28,52
Fattore [Nc]	44,04
Fattore [Ng]	27,49
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	16,45 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	16,45 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	16,45

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	22,02
Fattore forma [Sc]	1,54
Fattore profondità [Dc]	1,12
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,06
Fattore forma [Sg]	1,27
Fattore profondità [Dg]	1,06
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	17,77 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	17,77 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	17,77

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
--------------	-------

Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	30,21
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,52
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,67
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	13,72 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,72 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	13,72

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	27,72
Fattore forma [Sc]	1,46
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]	1,44
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,75
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	13,85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,85 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	13,85

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	8,69
Fattore forma [Sc]	1,45
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,42
Fattore profondità [Dq]	1,1
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,67
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	4,76 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,64 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,76

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15,13
Fattore [Nc]	28,26
Fattore [Ng]	12,34
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	7,61 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,23 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,61

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	8,79
Fattore forma [Sc]	1,44
Fattore profondità [Dc]	1,1
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,05
Fattore forma [Sg]	1,22
Fattore profondità [Dg]	1,05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	7,16 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,98 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,16
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	13,58
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,42
Fattore profondità [Dq]	1,1
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,67
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	6,39 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,55 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,39
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	11,59
Fattore forma [Sc]	1,4
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]	1,37
Fattore profondità [Dq]	1,1
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,75
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	6,15 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,41 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,15
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	8,69
Fattore forma [Sc]	1,45
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,42
Fattore profondità [Dq]	1,1
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,67
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	4,71 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,62 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,71
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	15,13
Fattore [Nc]	28,26
Fattore [Ng]	12,34
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	7,54 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,19 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,54
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	8,79
Fattore forma [Sc]	1,44
Fattore profondità [Dc]	1,1
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,05
Fattore forma [Sg]	1,22
Fattore profondità [Dg]	1,05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	7,1 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,94 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	7,1

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	13,58
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,42
Fattore profondità [Dq]	1,1
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,67
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	6,33 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,52 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,33

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	11,59
Fattore forma [Sc]	1,4
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]	1,37
Fattore profondità [Dq]	1,1
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,75
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	6,09 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	3,38 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	6,09
=====	

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,0 Kg/cm ²
Spessore dello strato	5,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	200,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,2
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,14
Coefficiente di influenza I2	0,09
Coefficiente di influenza Is	0,21
=====	
Cedimento al centro della fondazione	6,06 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,05
Coefficiente di influenza I2	0,08
Coefficiente di influenza Is	0,1
Cedimento al bordo	1,52 mm
=====	