

Studio di Geologia dott. Monticello Franco

Via Palazzina 14 . Montecchio Precalcino (VI) tel: 0445-864608 Email: monticello.franco@alice.it

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI ARZIGNANO

**INDAGINE GEOGNOSTICA E STUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E
IDROGEOLOGICO di COMPATIBILITA' IDRAULICA**

PROGETTO DI MASSIMA DI STRALCIO PIANO ATTUAZIONE

COMMITTENTE: SARTORI G. & FIGLI SPA

28 aprile 2013

Dr. Geol. Franco Monticello

1 - PREMESSA

Su incarico dello **Studio di Progettazione Consolaro** con sede in Montorso ho eseguito, per conto della **ditta SARTORI G. & Figli spa**, uno studio geologico, geotecnico e idrogeologico relativo al terreno su cui si sta procedendo ad un progetto di massima di stralcio piano attuazione.

Il terreno in oggetto è sito nel Comune di Arzignano, lungo la strada provinciale di via Montorso.

L'area di studio è quella relativa al terreno interessato dalla viabilità e parcheggio, non si entra in merito all'area di futura edificazione, ma su questa vengono fornite delle indicazioni generali.

Le indagini e le analisi sono state eseguite in ottemperanza a quanto disposto dalla normativa vigente, ed in particolare al **D.M. 14/01/2008** recante "*Norme tecniche per le costruzioni*" e al **D.G.R. N.71 del 22/01/2008** "**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28/04/2006 n. 3519** "*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*". Direttive per l'applicazione".

2 - INDAGINE GEOGNOSTICA

E' stata condotta un'indagine geognostica preliminare in sito atta a riconoscere la natura e la successione stratigrafica dei terreni di fondazione, e soprattutto ad individuare i loro parametri meccanici fondamentali, oltre che a determinare l'assetto idrogeologico sia superficiale che profondo del sito.

Allo scopo sono state eseguite **N° 2 prove penetrometriche dinamiche (DM30)**, spinte sino alla profondità massima di 2 m dal piano campagna attuale (p.c.), in corrispondenza del rifiuto strumentale.

Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico medio (DM30 - mod. Pagani).

Il metodo di indagine utilizzato consiste nel misurare quanti colpi di maglio (30 Kg), cadente da un'altezza di 20 cm, sono necessari per infiggere nel terreno una batteria di aste per una profondità di infissione di 10 cm.

La resistenza dinamica del terreno viene calcolata mediante una curva di taratura tipica dello strumento considerato e ricavata dalla formula modificata degli "Olandesi".

Il numero di colpi N è stato caricato su un programma di calcolo che ha operato:

- a) la diagrammazione dei colpi in funzione della profondità
- b) l'elaborazione di un "modello meccanico" nel quale compare la resistenza dinamica di punta

Rpd.

Dai risultati delle prove penetrometriche eseguite è possibile una ricostruzione stratigrafica nella quale i parametri geotecnici vengono ricavati, per correlazione empirica (SCHMERTMANN, 1977; TERZAGHI & PECK, 1948 - 1967; GIBBS e HOLTZ, 1957;

PECK-HANSON-THORNBURN, 1953-1974), dal valore di N_{SPT} (numero di colpi della prova SPT).

E' stato inoltre eseguito **un sondaggio sismico** utilizzando un sismografo a 3 canali della ditta PASI, modello LCM-3; le distanze fra i geofoni sono state poste a 3 m e sono stati eseguiti 3 stendimenti in linea per una lunghezza complessiva di 27 m.

L'apparecchiatura misura l'intervallo di tempo che intercorre fra un impatto artificiale sul terreno e l'arrivo delle onde sismiche ai geofoni, disposti a distanza prestabilita.

La velocità di propagazione delle onde sismiche dipende dalle caratteristiche elastiche del terreno e dalla sua conformazione: essa è tanto maggiore quanto più alta è la densità e quindi la compattezza dei vari litotipi presenti nel sottosuolo.

La relazione fra velocità sismica e distanza percorsa permette di risalire allo spessore degli strati investigati.

3 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

3.1 - Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito

L'area d'indagine si presenta piana, stabile, posta a sud-est dal centro abitato di Arzignano, lungo la strada provinciale di via Montorso, con quota media del piano campagna di 91 m slm.

Il rilevamento di superficie non ha evidenziato zone di instabilità, di erosione superficiale o di precarietà geomorfologia, né di fenomeni di subsidenza. Allo stato attuale non vi sono processi morfogenici o dissesti in atto o potenziali.

3.2 – Assetto geologico del sito

I terreni presenti in loco sono rappresentati esclusivamente da depositi alluvionali del Torrente Chiampo, frutto delle sue esondazioni risalenti al periodo quaternario antico e recente.

Detti depositi sono costituiti da ciottoli e massi di natura calcarea e basaltica, posti in matrice prevalentemente sabbiosa.

L'area era infatti caratterizzata da ambienti ad alta e media energia, con conseguente deposizione di sedimenti prevalentemente granulari incoerenti, a granulometria prevalentemente grossolana, dalle ghiaie, ciottoli e sabbie sino ai limi sabbiosi; terreni invece più coesivi, argilloso limosi, sono invece legati ad ambienti a minor energia, riconducibili a

fenomeni di deviazioni fluviali del corso d'acqua o a locali situazioni di ambiente lacustre e palustre.

In superficie è presente una copertura argillosa di spessore variabile mediamente compresa fra 0,6 e 0,7 m.

Con riferimento alle prove svolte e ai dati storici rilevati in posto i terreni possono essere così suddivisi nella seguente successione di strati, in base alle profondità medie rispetto alla quota del p.c. locale.

| Strato | Profondità | Natura terreno |
|---------------|-------------------|-----------------------|
| 1 | 0.00 ÷ 0.7 | Suolo vegetale |
| 2 | 0.7 ÷ 5.0 | Ghiaia sciolta |
| 3 | 5.0 ÷ 6.5 | Livello limoso |
| 4 | 6.5 ÷ 10.0 | Ghiaia addensata |

3.3 – Assetto idrogeologico del sito

Sulla base di dati bibliografici relativi a indagini idrogeologiche eseguite in zona, risulta che la falda principale è contenuta all'interno dei depositi ghiaioso sabbiosi permeabili del T. Chiampo; il livello di falda è indicativamente compreso fra i 15 e i 18 m e l'escursione freatica risulta notevole.

4 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

In questo capitolo si vuole definire il **Modello Geotecnico del Sottosuolo** relativo ai terreni che costituiscono il Volume Significativo interessato dalle opere di fondazione.

In base alle profondità medie rispetto al p.c. locale, è stato possibile individuare la seguente successione di strati, indicando a ciascuno di essi i principali parametri geotecnici.

STRATO N° 1

Profondità : da p.c. a - 0.7 m.

Classifica : Suolo vegetale

STRATO N° 2

Profondità : da -0.7 a -5.0 m

Classifica : ghiaia scilta
: angolo di attrito $\emptyset = 32^\circ$ Kg/cmq
: Peso di volume: $\gamma = 19$ kN/m³

STRATO N° 3

Profondità : da -5.0 a -6.5 m
Classifica : limo

STRATO N° 4

Profondità : da -6.5 a -10.0 m
Classifica : ghiaia addensata

5 - ELEMENTI DI SISMICITÀ LOCALE

5.1. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'identificazione della categoria di sottosuolo del sito di progetto.

Sulla base del quadro geologico emerso nel presente studio, il terreno di fondazione ricade nella **categoria B** di suolo di fondazione della citata ordinanza (D.M. 14/01/2008); essa definisce per la suddetta categoria il seguente profilo stratigrafico: *depositi di sabbie e ghiaie molto addensate e argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale aumento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

Infine non sussistono nel sito in esame effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, in particolare per irregolarità morfologiche quali rilievi allungati, scarpate di altezza maggiore a 30 m, pendii con inclinazione maggiore di 15°. La superficie in oggetto è piana. Per quanto riguarda le condizioni topografiche, il sito di progetto ricade nella Categoria T1 (superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

5.2. Determinazione dello spettro di risposta.

Le norme stabiliscono che il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo (nel nostro caso il sito di progetto) è costituito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

La forma dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali dipende da alcuni parametri (S , T_B , T_C e T_D), che variano in funzione del tipo di sottosuolo, ove S rappresenta un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (categoria del suolo di fondazione - S_s) e della topografia S_T , ove $S = S_s \times S_T$, e T_B , T_C e T_D sono i periodi (s) che separano i diversi rami dello spettro.

A questo punto volendo usare il programma di calcolo che fornisce gli **spettri di risposta** rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame è necessario fornire i seguenti parametri:

- | | | |
|--|-------------------|------------------|
| 1. Coordinate geografiche sito: | Long.: 11,533333° | Lat.: 45,667582° |
| 2. Vita nominale della struttura: $V_N \geq$ | 50 anni | |
| 3. Classe d'uso: | classe II | |
| 4. Coefficiente d'uso: | $C_u = 1$ | |
| 5. Periodo di riferimento: | $V_R = 50$ anni | |
| 6. Categoria sottosuolo: | B | |
| 7. Categoria topografica: | T1 | |

I quali danno i seguenti parametri dello spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ per la componente orizzontale per lo stato limite SLV ($P_{VR} = 10\%$):

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|---|---------|
| a_g (TR = 475 anni) | 0,153 g |
| F_0 (TR = 475 anni) | 2,425 |
| T_c^* (TR = 475 anni) | 0,280 s |
| Coefficiente amplificazione stratigrafica S_s | 1,200 |
| Coefficiente funzione della categoria suolo C_c | 1,419 |
| Coefficiente amplificazione topografico S_T | 1,000 |
| Fattore di struttura q | 2,500 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------------|-------|
| S | 1,200 |
| $\eta = 1/q$ | 0,400 |
| T_B (s) | 0,133 |
| T_C (s) | 0,398 |
| T_D (s) | 2,214 |

Come si vede dal valore $S_T = 1.0$ non si hanno, nel presente caso, effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, da includere nella valutazione del parametro S .

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Dallo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ e dai parametri da esso ricavati, si hanno i seguenti **coefficienti sismici** (K_{hi} , K_{hk}):

| | |
|--|-------|
| Inerzia della struttura $K_{hi} = S_d(T_1)$ | 0.179 |
| Periodo fondamentale della struttura T_1 (s) | |
| | |
| Inerzia del terreno $K_{hk} = \beta_s \times S \times a_g$ | 0.044 |
| coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima β_s | 0.24 |

5.3 Comportamento del terreno granulare sotto l'azione dei carichi ciclici (sisma)

La liquefazione è un particolare stato di comportamento dei terreni non coesivi saturi, che si verifica durante l'azione di un terremoto.

La causa principale di tale fenomeno è dovuta alla nascita di sovrappressioni interstiziali, indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che provocano un comportamento simile a quello di un fluido.

Questi terreni, che si trovano in condizioni non drenate, subiscono, a seguito dell'azione delle onde sismiche di tipo S (trasversali), una perdita di resistenza al taglio, per la quale non sono più garantite le condizioni di stabilità, fino al raggiungimento di una nuova configurazione d'equilibrio compatibile con la nuova, diminuita, resistenza.

Durante la liquefazione le tensioni tangenziali mobilizzanti, indotte dal terremoto, incrementano le pressioni neutre in modo tale da rendere nulle le tensioni efficaci e quindi annullando la resistenza al taglio.

Il meccanismo di azione della liquefazione è così rapido che induce una riduzione di pressione efficace ad indice dei vuoti costante e dipende dallo stato di addensamento del terreno; per i terreni sciolti la riduzione di volume produce un incremento delle pressioni idrauliche mentre per i terreni densi il comportamento è inverso. Ne consegue che i terreni granulari sciolti sono suscettibili del fenomeno della liquefazione.

L'obiettivo della presente relazione è quello di capire lo stato di addensamento dei terreni granulari presenti e, conseguentemente, valutare la loro suscettibilità alla liquefazione.

Nel caso in esame l'assenza di strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda comporta che gli effetti dovuti alla liquefazione dei terreni di fondazione sono da considerarsi trascurabili o nulli.

FABBRICATI

Una volta noti i progetti esecutivi dei fabbricati potrà essere espletata relazione geotecnica integrando la presente indagine con ulteriori prove, in quanto come già detto in premessa il presente studio riguarda i terreni interessati dalle opere di urbanizzazione.

Studio di compatibilità idraulica per smaltimento acque piovane

Il presente studio viene richiesto per una valutazione di compatibilità idraulica delle modifiche dei deflussi superficiali dell'area, come conseguenza delle variazioni nella destinazione d'uso delle superfici interessate.

Per effettuare lo studio sono state eseguite le seguenti valutazioni:

- Stratigrafia del terreno e determinazione della sua permeabilità.
- Individuazione delle superfici impermeabili.
- Analisi pluviometrica storica del territorio.
- Valutazione della quantità d'acqua da smaltire.
- Dimensionamento dei sistemi di deflusso.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Vedi capitoli precedenti.

ANALISI PLUVIOMETRICA

L'analisi pluviometrica è stata eseguita utilizzando i dati storici registrati nella stazione di misura di Vicenza e riportati nella pubblicazione "Progetto strategico del C.N.R. difesa del rischio geologico – distribuzione spazio temporale delle piogge intense nel Triveneto" e relativi alle piogge brevi ed intense di durata compresa fra 1 ora e 24 ore.

Dal confronto con le planimetrie aggiornate ARPAV con le isoiete delle precipitazioni intense di durata 1 ora e vari Tr vengono confermati i dati storici.

Dall'analisi di tali piogge sono state ricavate le altezze di precipitazioni più probabili in funzione della durata e del tempo di ritorno dell'evento critico considerato.

I risultati di tali elaborazioni riportati in allegato.

COEFFICIENTI DI DEFLUSSO DELL'AREA

La determinazione delle frazioni di pioggia efficace, cioè della parte del volume idrico meteorico che effettivamente affluisce alla rete scolante, contribuendo così alla formazione della piena, comporta la determinazione del "coefficiente di deflusso" dell'area. In pratica il coefficiente di deflusso è il parametro che determina la trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi; è infatti il rapporto fra il volume di pioggia defluito attraverso una assegnata sezione in un determinato intervallo di tempo e il volume di pioggia precipitato nello stesso tempo nell'area a monte della sezione di misura.

I valori assunti da ϕ secondo la bibliografia tecnica, in base alle tipologie che nel caso specifico ci interessano, abbiamo:

Pavimentazioni asfaltate $\phi = 0,9$

Terreni a prato $\phi = 0,2$

PERMEABILITA'

Per valutare la permeabilità del terreno è stata eseguita una prova di percolazione, operata all'interno di una trincea a fondo piano, eseguita mediante escavatore.

La base della trincea è stata posta alla profondità di 3,5 m, in corrispondenza dei depositi alluvionali ghiaiosi.

La trincea è stata più volte riempita d'acqua per circa 50 cm; successivamente sono stati misurati i tempi con cui l'acqua si infiltra nel sottosuolo.

La velocità di percolazione è così risultata:

Trincea n°1: 108 cm/h corrispondente a $K = 3 \times 10^{-2}$

In base alla tabella di seguito allegata, è possibile classificare ulteriormente il terreno indagato; esso presenta un drenaggio buono ed un buon grado di permeabilità

MODALITA' DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

La realizzazione della pavimentazione in asfalto relativa ai parcheggi e la viabilità di accesso vanno ad aumentare la superficie impermeabili.

Sulla base della planimetria di progetto sono state fornite le seguenti superfici:

PRIMA DEI LAVORI

Tutta la superficie a prato
(esclusa stradina di accesso inghiaiaata, insignificante ai fini del presente studio)

STATO DI PROGETTO

| | |
|--|-----------------|
| Superficie parcheggio | 3.043 mq |
| Superficie viabilità di accesso | 972 mq |
| | ----- |
| Totale superficie asfaltata | 4.015 mq |

Una volta realizzato il progetto i deflussi aumenteranno rispetto la situazione attuale; le trasformazioni dell'area ai fini idraulici sono valutate nel seguente paragrafo:

CALCOLO DELLA PORTATA ECCEDENTE (con tempo di ritorno di 200 anni)

Si esegue il calcolo della portata totale d'acqua di deflusso eccedente rispetto alle condizioni di suolo originario, precedenti l'intervento di impermeabilizzazione in progetto, in quanto è questa eccedenza che va a costituire il picco di piena.

Nel calcolo sono stati considerati i seguenti parametri:

Viene adottato il quantitativo idrico massimo di pioggia previsto per un'ora con tempo di ritorno di 200 anni, il cui valore approssimato per eccesso è pari a 84 mm.

| | |
|--|------------------|
| Durata pioggia | 1 ora |
| Altezza di caduta | 84 mm |
| Coefficiente di deflusso attuale (a prato) | $\varphi = 0,20$ |
| Coefficiente di deflusso aree asfaltate | $\varphi = 0,90$ |

PORTATA ECCEZIONALE DI DEFLUSSO ATTUALE

84 mm x 4.015 mq x 0.20 $\varphi =$ **67.45 mc/ora**

PORTATA ECCEZIONALE DI DEFLUSSO DI PROGETTO

84 mm x 4.015 mq x 0,90 $\varphi =$ **303.53 mc/ora**

La portata critica di eccedenza per piogge di un'ora sarà:

$(303.53 \text{ mc} - 67.45 \text{ mc}) =$ **236 mc/ora** **differenza con situazione attuale**

DIMENSIONAMENTO DEL DISPERSORE

Tenuto conto della natura e permeabilità del sottosuolo, ritengo possibile smaltire la portata critica di pioggia, mediante pozzi a dispersione.

Valutata la velocità di dispersione dell'acqua e il quantitativo idrico da smaltire nel caso di piogge eccezionali, vengono determinate le dimensioni e il numero dei pozzi disperdenti che funzioneranno anche da immagazzinamento delle acque.

| | |
|--|-----------------|
| - Superficie disperdente singolo pozzo come da disegno | 35,26 mq |
| - N° pozzi previsti | 5 |
| - Superficie disperdente complessiva | 176,3 mq |
| - Profondità complessiva del pozzo | 4,0 m |
| | |
| - Volume totale d'acqua accumulabile all'interno dei pozzi, con un'altezza utile di 3 m $(3,14 \times 0,75^2 \times h.3m) \times n^{\circ}5 =$ | 26,49 mc |
| - Volume d'acqua accumulabile nelle ghiaie perimetrali ai pozzi, ipotizzando una porosità del 40% e altezza utile di 3 m $(3,14 \times 1,5^2 \times 3) - (3,14 \times 0,75^2 \times 3) = 21,19 - 5,29 =$ $15,9 \text{ mc} \times 40\% = 6,36 \text{ mc} \times n^{\circ}5 =$ | 31,8 mc |
| | ----- |
| totale acqua accumulabile | 58,29 mc |

La portata che i pozzi riescono a disperdere, tenuto conto di una velocità di percolazione pari a 1,08 m/ora, sarà:
 $176,3 \text{ mq} \times 1,08 \text{ m/ora} =$

totale acqua dispersa **190,40 mc**

In conclusione, i pozzi disperdenti in occasione dell'evento critico, saranno in grado di disperdere nel sottosuolo 190,40 mc/h d'acqua piovana e di accumularne nel loro interno 58,29 mc, per un totale complessivo di 248 mc, contro i 236 previsti.

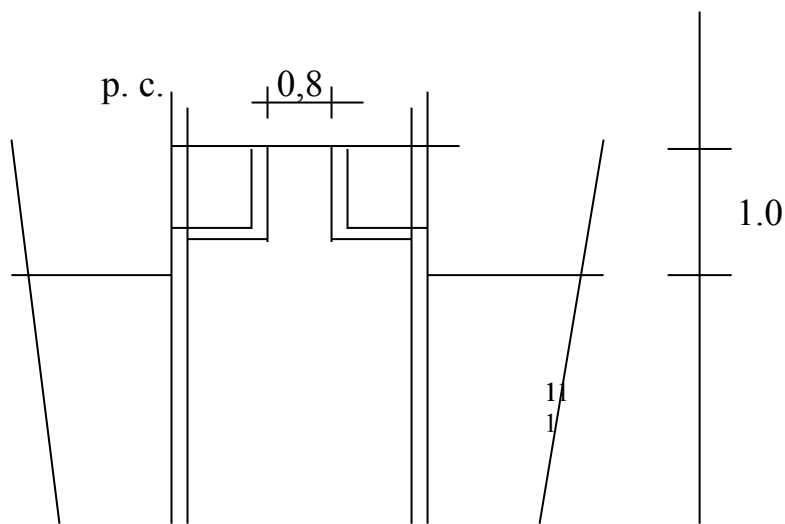
Segue:

- disegno schematico pozzo tipo

28 aprile 2013

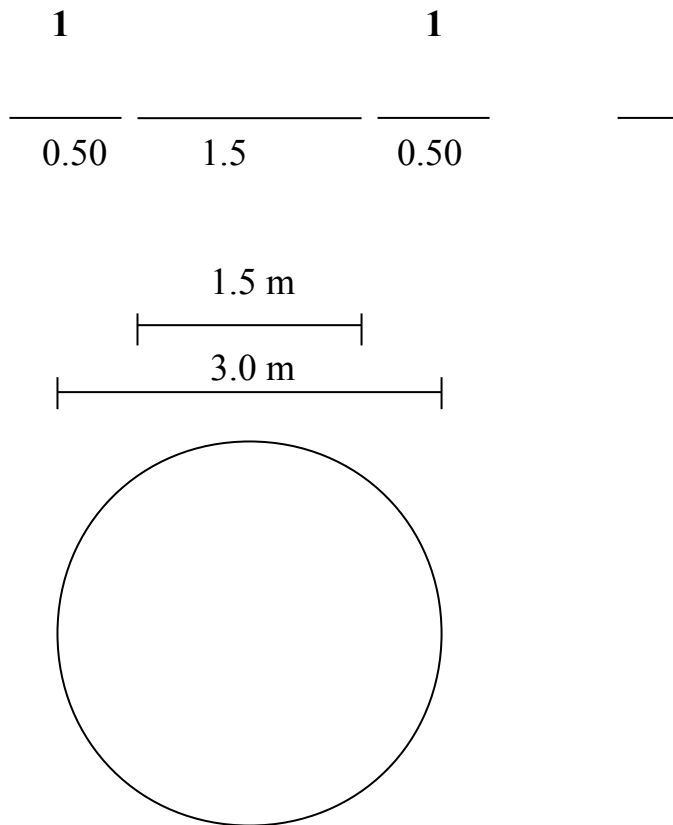
dott.geol. Monticello Franco

POZZO A DISPERSIONE



3.0

1 ghiaia secca



$$A_b = 3.14 \times 1.5^2 = 7 \text{ mq (raggio d'azione base disperdente = 1.5 m)}$$

$$A_l = 2 \times 3.14 \times 1.5 \times h. 3 = 28,26 \text{ mq}$$

$$\text{Totale superficie disperdente per singolo pozzo: = } \mathbf{35.26 \text{ mq}}$$

Classificazione delle terre adottata per la determinazione del pacchetto di fondazione stradale (sovrastutture flessibili)

| Principali suddivisioni | Simbolo lettera | DENOMINAZIONE | Giudizio come sottotondo se non soggetto all'azione del gelo | Giudizio come sottotonda se non soggetto all'azione del gelo | Giudizio come fondazione se non soggetta all'azione del gelo | Possibile azione del gelo | Compressibilità e rigonfiamento | Caratteristiche di drenaggio | Attrezzatura per la compattazione | Densità secca t/m ³ | Valori tipici di progetto | |
|------------------------------------|-----------------|---|--|--|--|---------------------------|---------------------------------|---|---|--------------------------------|---------------------------|---------|
| | | | | | | | | | | | (13) | (14) |
| (1) | (2) | (3) | (5) | (6) | (7) | (8) | (9) | (10) | (11) | (12) | (13) | (14) |
| GHIAIE E TERRE GHIAIOSE | GW | Ghiaie ben graduate o miscela di ghiaia e sabbia, con poco o nessun fango | eccellente | eccellente | buona | da nessuna a molto lieve | quasi nessuna | eccellente | ruspa, rullo a ruote gommato, rullo liscio | 2,00-2,24 | 40-50 | 5,5-8,3 |
| | GP | Ghiaie poco graduate o miscela di ghiaia e sabbia, con poco o nessun fango | da buono a eccellente | buona | da discreta a buona | da nessuna a molto lieve | quasi nessuna | eccellente | ruspa, rullo a ruote gommato, rullo liscio | 1,76-2,24 | 30-60 | 5,5-8,3 |
| | d | Ghiaie limose, miscele di ghiaia, sabbia e limo | da buono a eccellente | buona | da discreta a buona | da lieve a media | molto lieve | da discreto a scarso | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora, controllo accurato dell'umidità | 2,00-2,32 | 40-60 | 5,5-8,3 |
| | GM | Ghiaie limose, miscele di ghiaia, sabbia e limo | buono | discreta | da scarsa a non adatta | da lieve a media | lieve | da scarso a praticamente impermeabile | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 1,84-2,16 | 20-30 | 2,8-5,5 |
| TERRE A GRANA GROSSA | GC | Ghiaie argillose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla | buono | discreta | da scarsa a non adatta | da lieve a media | lieve | da scarso a praticamente impermeabile | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 2,08-2,32 | 20-40 | 2,8-8,3 |
| | SW | Sabbie ben graduate, o sabbie ghiaiose con poco o nessuno fango | buono | da discreta a buona | da scarsa a non adatta | da nessuna a molto lieve | quasi nessuna | eccellente | ruspa, rullo a ruote gommato | 1,78-2,08 | 20-40 | 5,5-8,3 |
| | SP | Sabbie poco graduate o sabbie ghiaiose con poco o nessun fango | da discreto a buono | discreta | da scarsa a non adatta | da nessuna a molto lieve | quasi nessuna | eccellente | ruspa, rullo a ruote gommato | 1,68-2,16 | 10-40 | 5,5-8,3 |
| SABBIA E TERRE SABBIOSE | d | | da discreto a buono | da discreta a buona | scarsa | da lieve ad alta | molto lieve | da discreto a scarso | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora, controllo accurato dell'umidità | 1,92-2,16 | 15-40 | 5,5-8,3 |
| | SM | sabbie limose, miscele di sabbia e limo | discreto | da scarsa a discreta | non adatta | da lieve ad alta | da lieve a media | da mediocre a praticamente impermeabile | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 1,60-2,08 | 10-20 | 2,7-5,5 |
| | SC | sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla | da scarso a discreto | scarsa | non adatta | da lieve ad alta | da lieve a media | da mediocre a praticamente impermeabile | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 1,60-2,16 | 5-20 | 2,7-8,3 |
| TERRE A GRANA FINE | ML | limi inorganici e sabbie molto fini, farina fossile, sabbie fini limose o argillose o limi argillosi leggermente plastici | da scarso a discreto | non adatta | non adatta | da media a molto alta | da lieve a media | da discreto a scarso | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora; controllo accurato dell'umidità | 1,44-2,08 | 15 o meno | 2,7-5,5 |
| | CL | argille inorganiche con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose, argille magre | da scarso a discreto | non adatta | non adatta | da media ad alta | media | praticamente impermeabile | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 1,44-2,08 | 15 o meno | 1,4-5,5 |
| | OL | limi organici e argille limose organiche a bassa plasticità | scarso | non adatta | non adatta | da media ad alta | da media ad alta | scarso | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 1,44-1,68 | 15 o meno | 1,4-2,7 |
| | MH | limi organici, terreni limosi o fangosi sabbiosi, micacci, limi | scarso | non adatta | non adatta | da media a molto alta | alta | da discreto a mediocre | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 1,28-1,68 | 10 o meno | 1,4-2,7 |
| LIMI E ARGILLE w _L < 50 | CH | argille inorganiche di alta plasticità, argille grasse | da scarso a discreto | non adatta | non adatta | media | alta | praticamente impermeabile | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 1,44-1,84 | 15 o meno | 1,4-5,5 |
| | OH | argille organiche di media o alta plasticità, limi organici | da scarso a pessimo | non adatta | non adatta | media | alta | praticamente impermeabile | rullo a ruote gommato, rullo a piede di pecora | 1,44-1,76 | 5 o meno | 0,7-2,7 |
| TERRE FORTEMENTE ORGANICHE | Pt | torba ed altre terre altamente organiche | non adatto | non adatta | non adatta | lieve | molto alta | da discreto a scarso | compattazione non eseguibile | | | |

38 Capitolo 15

Opere in terra e ghiaia

203

PACCHETTO DI FONDAZIONE STRADALE

Le prove penetrometriche indicano che sotto la copertura vegetale antropizzata (60 cm) sono presenti terreni ghiaiosi che adeguatamente rullati sono idonei per piani di fondazione stradale.

Per il calcolo del pacchetto stradale si può prendere come riferimento l'indice di portanza C.B.R. che permette di ricavare lo spessore della pavimentazione in funzione del tipo di traffico.

L'indice di portanza prudenziale consigliato è pari a 10, ipotizzando un traffico del tipo F, si ottiene:

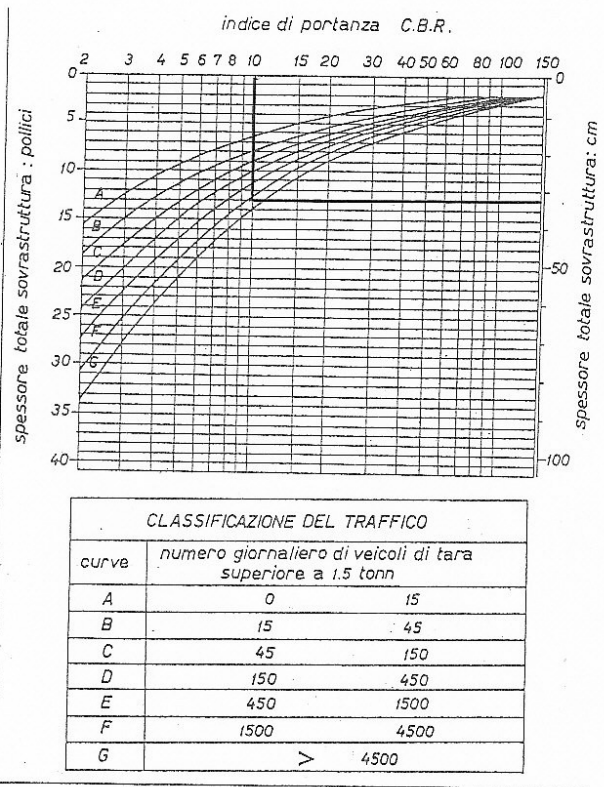


Fig. IV-2: Diagramma CBR di calcolo per pavimentazioni flessibili stradali (secondo il Road Research Laboratory).

In base alle ipotesi sopra formulate lo spessore consigliato del pacchetto stradale sarà pari a 32 cm, ovviamente dovrà essere asportato il terreno vegetale posto in superficie.

Data: 28-04-2013



geologo Franco Monticello