

00	16/07/2012	EMISSIONE	MANCINI	AGOSTI	GRADIZZI
REV	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

MORETTA	CUNEO	PIEMONTE
COMUNE	PROVINCIA	REGIONE

**NUOVO IMPIANTO DI DEPURAZIONE
A SERVIZIO DEL COMPLESSO
INDUSTRIALE IN.AL.PI. S.P.A.**

G06

TAVOLA /
ELABORATO

TITOLO

SCALA

IN.AL.PI. S.P.A.

PROPRIETA' / COMMITTENTE



ING. ANDREA AGOSTI



PROGETTISTA

DOTT. GEOL. ANNA PAOLA GRADIZZI



GEOLOGO

IMPRESA

PROPRIETA' / COMMITTENTE

RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA

NOME TAVOLA /
ELABORATO

ING. ANDREA AGOSTI - via san pancrazio 28 - 37013 caprino veronese (VR) - ing.agosti@gmail.com - M + 39 348 8274524
SAVI LABORATORI s.r.l. - via roma 80 - 46037 roncoferraro (MN) - info@savilab.it - P +39 0376 663917 - F + 39 0376664993

1 PREMESSA	2
2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	2
3 INDAGINI GEOGNOSTICHE	3
3.1 Modello geologico e geotecnico locale.....	3
4 SISMICITA' LOCALE	4
5 PARAMETRAZIONE GEOTECNICA	8
6 ANALISI GEOLOGICO GEOTECNICA DEL PROGETTO IN ESAME	9
6.1 Calcolo della fondazione a platea.....	9

1 PREMESSA

Per conto della ditta IN.AL.PI. di Moretta (CN) è stato eseguito uno studio geologico-geotecnico a supporto del progetto per la realizzazione di un nuovo impianto di depurazione situato in località Prese nel Comune di Moretta (CN).

In particolare il progetto prevede la realizzazione di un nuovo impianto di depurazione delle dimensioni in pianta complessive ed indicative pari a 26 m X 65 m e costituito da un unico ed esteso piano fuori terra.

Lo studio relativo alle opere progettate si è avvalso di un rilevamento geologico di dettaglio effettuato in campagna e dei dati bibliografici e geognostici messi a disposizione dalla committenza e redatti dallo studio Citiemme di Torino.

In particolare lo studio condotto per la fattibilità e la caratterizzazione geologica-geotecnica del sito in esame è costituito dalla realizzazione di un sondaggio geognostico spinto fino alla profondità di -30 m dal p.c., dall'esecuzione di un estendimento geofisico del tipo MASW e dall'esecuzione di alcune prove di carico su piastra. I dati geognostici raccolti sono riportati negli allegati alla presente relazione e descritti nei capitoli seguenti.

Il presente studio ha lo scopo di verificare la fattibilità degli interventi previsti rispetto alle caratteristiche stratigrafiche e idrogeologiche dell'area in esame.

Il presente rapporto costituisce la “relazione geologica” che, ai sensi di quanto previsto dal D.M. 11/3/88 e dal DM 14/01/2008, dovrà fare parte integrante del progetto al fine di giungere alle scelte progettuali ed alle verifiche previste.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il sito in esame si trova in località Prese, poco a sud del centro abitato di Moretta, in un'area subpianeggiante con leggera pendenza verso SSW.

Il sito è prossimo sul suo lato occidentale ad un canale denominato “Bealera del Mulino”.

L'area è pianeggiante, interessata dalla presenza dei depositi alluvionali antichi e recenti legati alle fasi deposizionali del Fiume Po.

Dal punto di vista geologico il sito in esame è interessato esclusivamente dalla presenza dei depositi fluviali medio-recenti del Fiume Po, caratterizzati in questa zona da materiali sabbiosi limosi ai quali seguono alluvioni più grossolane di natura ghiaioso-sabbiosa.

Il sottosuolo del sito in esame è quindi caratterizzato dalla presenza di depositi fluviali recenti, appartenenti al periodo Quaternario, di natura da sabbiosa e ghiaiosa.

Dal punto di vista idrogeologico il sito in esame è interessato da una falda freatica perenne, legata agli apporti del Fiume Po e che localmente è stata intercettata circa alla profondità di -3,6 m dal piano campagna.

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nel mese di maggio 2012 sono state condotte le indagini geognostiche da parte dello studio Citiemme di Torino.

Nel presente studio vengono riportati i dati ricavati dall'indagine geognostica conoscitiva e forniti alla scrivente dalla committenza.

In particolare è stato eseguito un sondaggio geognostico spinto fino alla profondità di -30 m dal p.c. corredato da prove SPT in foro, un profilo sismico del tipo MASW per la definizione della categoria di sottosuolo, n. 3 prove di carico su piastra per la definizione del modulo di reazione locale in corrispondenza del primo strato di riporto grossolano e compattato che caratterizza il sito in esame.

Nell'Allegato 3 al testo è riportato il log stratigrafico del sondaggio condotto, nell'Allegato 4 al testo è riportato il certificato della prospezione sismica, nell'Allegato 5 al testo sono riportati i certificati della prove di carico su piastra.

Di seguito vengono brevemente descritti i risultati delle indagini geognostiche condotte.

SONDAGGIO GEOGNOSTICO

In corrispondenza della futura impronta del nuovo impianto è stato condotto un sondaggio geognostico a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di -30 m dal p.c.

Di seguito è riassunta la successione stratigrafica individuata:

0,0 m – 1,5 m = Terreno di riporto costituito da ghiaia grossolana e subordinata sabbia,

1,5 m – 5,0 m = Sabbia fine con limo di colore nocciola,

5,0 m – 9,0 m = Alternanza di sabbia limosa e ghiaia fine,

9,0 m – 17,4 m = Sabbia limosa poco addensata, molto umida, di colore grigiastro,

17,4 m – 24,3 m = Ghiaia poligenica, subarrotondata e sabbia limosa,

24,3 m – 26,1 m = Sabbia e limo,

26,1 m – 30 m = Sabbia con ghiaia eterometrica.

Alla profondità di -3,6 m dal p.c. è stata rilevata la falda freatica.

3.1 MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO LOCALE

Sulla base dei dati bibliografici e sulla base della valutazione delle indagini geognostiche condotte per lo studio preliminare viene di seguito descritto il modello geologico e geotecnico locale.

Il sito in esame è caratterizzato da uno strato superficiale dello spessore variabile da 1,0 m a 1,5 m di riporti costituiti nello specifico da ghiaie grossolane con subordinata sabbia. Questo livello è stato interessato dall'esecuzione di n. 3 prove di carico su piastra che hanno riportato valori variabili da 2,0 daN/cmc a 3,64 daN/cmc.

Al di sotto del terreno di riporto è presente un primo livello di sabbie limose caratterizzato da valori di N_{pst} estremamente bassi e pari a 3-7.

Dalla profondità di -5 m dal p.c. e per uno spessore di circa 4 m è presente uno strato di alternanze di sabbie limose e ghiaia fine caratterizzato da valori di compattazione superiori.

Da -9 m dal p.c. fino alla profondità di -17,40 m dal p.c. sono presenti delle sabbie limose poco addensate.

Dai 17,40 m dal p.c. ai 24,30 m dal p.c. è presente un livello di ghiaia eterometrica e poligenica mista a sabbia limosa.

Da 24,30 m a 30 m dal p.c. è presente uno strato di sabbie con subordinate ghiaie.

Il sottosuolo del sito in esame è quindi costituito dalla presenza di depositi alluvionali caratterizzati da alternanze di sabbie limose e ghiaie in matrice sabbioso limosa.

I materiali presentano un grado di addensamento crescente con la profondità, in accordo con le prove SPT condotte in foro.

La falda freatica è posta alla profondità di circa -3,6 m dal p.c..

Lo strato di terreno di riporto superficiale presenta un buon grado di costipazione e valori medio-alto del modulo di reazione.

4 SISMICITA' LOCALE

La vulnerabilità dell'area di studio nei confronti del rischio sismico è stata valutata sulla base delle classificazioni a disposizione e facendo riferimento alla normativa italiana, in particolare facendo riferimento a quanto riportato nelle NTC e nell'Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 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"*.

In particolare, la zona in esame è classificata come categoria 4, con grado di sismicità basso.

Al fine di valutare l'azione sismica sulla tipologia fondazionale adottabile nell'ambito del progetto sono stati determinati i profili stratigrafici del suolo di fondazione dell'area, secondo la normativa tecnica di applicazione dell'Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 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"*.

I profili determinati si riferiscono a depositi con specifici valori dell'indice geofisico V_{s30} rappresentativo delle velocità delle onde sismiche del tipo S nel sottosuolo.

In particolare è stato assegnato al substrato dell'area in esame un profilo stratigrafico D sulla base dei dati ricavati dal profilo geofisico di tipo Masw condotto nel sito in esame e dei dati forniti dalla carta geologica.

In particolare e con riferimento al profilo delle velocità riportato nell'Allegato 4 al testo, in corrispondenza del futuro piano di imposta delle fondazioni le velocità sismiche rilevate assumono valori variabili da 150 a 180 m/sec, tali da rientrare nella **categoria di sottosuolo D**.

Le norme tecniche per le fondazioni che accompagnano l'ordinanza descrivono il profilo stratigrafico D come segue: *"Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/sec"*.

A questa zona sismica corrisponde un valore di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) volte pari a 0.05 l'accelerazione gravitativa locale (g).

A questo profilo stratigrafico corrispondono i seguenti parametri da inserire nelle espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali:

PROFILO SUOLO	S	T_B	T_C	T_D
PROFILO D	1,35	0,2	0,8	2.0

Dove:

S = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione,

T_B , T_C , T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro, sempre dipendenti dal profilo.

In accordo con le nuove norme tecniche per le costruzioni DM 14-01-2008 vengono di seguito forniti i parametri e i coefficienti da adottare per il calcolo delle fondazioni.

Si suggerisce di utilizzare l'Approccio 2 per il quale i coefficienti sono A1+M1+R3.

Il coefficiente A1 (coefficiente parziale per le azioni) si assume pari a 1,0-1.5.

Il coefficiente M1 (coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno) da applicare ai valori di coesione efficace, angolo di resistenza al taglio, resistenza non drenata e peso di volume dei materiali costituenti il sottosuolo dell'area in esame è sempre pari a 1,0.

Il coefficiente R3 (coefficiente parziale da applicare alle resistenze caratteristiche) da applicare è pari a 2,3 per la capacità portante del terreno di fondazione e pari a 1,1 per le verifiche a scorrimento.

CALCOLO DEI PARAMETRI SISMICI LOCALI

Il calcolo dei parametri sismici locali è stato realizzato mediante il software della Geostru.

Di seguito vengono riportati i valori determinati.

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Sito in esame.

latitudine: 44,750980 [°]

longitudine: 7,539893 [°]

Classe d'uso: III. Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Vita nominale: 70 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	15122	44,735100	7,507570	3104,0
Sito 2	15123	44,738580	7,577764	3293,4
Sito 3	14901	44,788460	7,572867	4913,7
Sito 4	14900	44,784970	7,502654	4788,2

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 105 anni

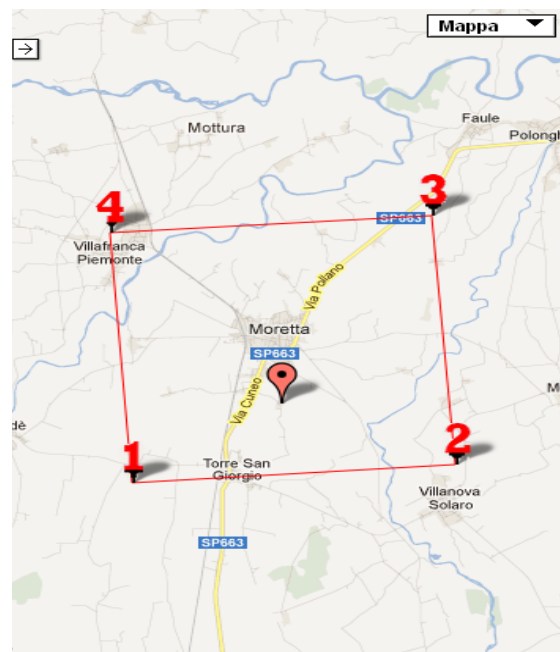
Coefficiente cu: 1,5

	Prob. superament o [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	63	0,045	2,519	0,223
Danno	63	106	0,056	2,538	0,239

(SLD)					
Salvaguardia della vita (SLV)	10	997	0,126	2,548	0,279
Prevenzione e dal collasso (SLC)	5	2047	0,156	2,554	0,286

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,800	2,650	1,000	0,016	0,008	0,792	0,200
SLD	1,800	2,560	1,000	0,020	0,010	0,984	0,200
SLV	1,800	2,370	1,000	0,054	0,027	2,217	0,240
SLC	1,800	2,340	1,000	0,068	0,034	2,762	0,240



5 PARAMETRAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei terreni investigati è stata effettuata sulla base dell'osservazione di campagna ulteriormente sostenuta dai dati bibliografici e dai dati ricavati dalla campagna geognostica condotta per il progetto di fattibilità.

Si stimano per i materiali rilevati le seguenti caratteristiche geotecniche:

RIPORTO COSTITUITO DA GHIAIE GROSSOLANE E SABBIA

Peso di volume naturale	$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito	$\phi = 30^\circ$
Coesione reale	$C = 0 \text{ Kpa}$
Coefficiente di permeabilità	$k = 10^{-4} \text{ m/sec}$

SABBIE LIMOSE E ALTERNANZE DI SABBIE E LIMI

Peso di volume naturale	$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito	$\phi = 26^\circ\text{-}28^\circ$
Coesione reale	$C = 0\text{-}5 \text{ Kpa}$
Coefficiente di permeabilità	$k = 10^{-5} \text{ m/sec}$

GHIAIE FINI E ALTERNANZE DI SABBIE E GHIAIE

Peso di volume naturale	$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$
Angolo d'attrito	$\phi = 30^\circ\text{-}32^\circ$
Coesione reale	$C = 0\text{-}2 \text{ Kpa}$
Coefficiente di permeabilità	$k = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/sec}$

6 ANALISI GEOLOGICO GEOTECNICA DEL PROGETTO IN ESAME

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo impianto di depurazione delle dimensioni in pianta complessive ed indicative pari a 26 m x 65 m e costituito da un unico ed esteso piano fuori terra.

Per la costruzione verranno realizzati degli scavi nei materiali precedentemente parametrati di altezza pari a circa 1,0 m.

Sulla base del modello stratigrafico-geotecnico indicato nei capitoli precedenti, le problematiche relative a tali aspetti, dovute alle interazioni terreno-struttura della nuova opera, riguardano:

- la capacità portante del terreno di fondazione;
- la stabilità degli scavi in progetto.

Per quanto riguarda la stabilità degli scavi in esame, ed in relazione alla loro esigua altezza, si prescrive che questi vengano realizzati con angoli di profilatura massimi pari a 75°-80° al fine di rimanere in condizioni cautelative durante gli scavi provvisoriali.

6.1 CALCOLO DELLA FONDAZIONE A PLATEA

Il depuratore in progetto è costituito da diversi corpi che vengono di seguito riassunti e schematizzati (si rimanda alle Tavole progettuali per un maggior dettaglio).

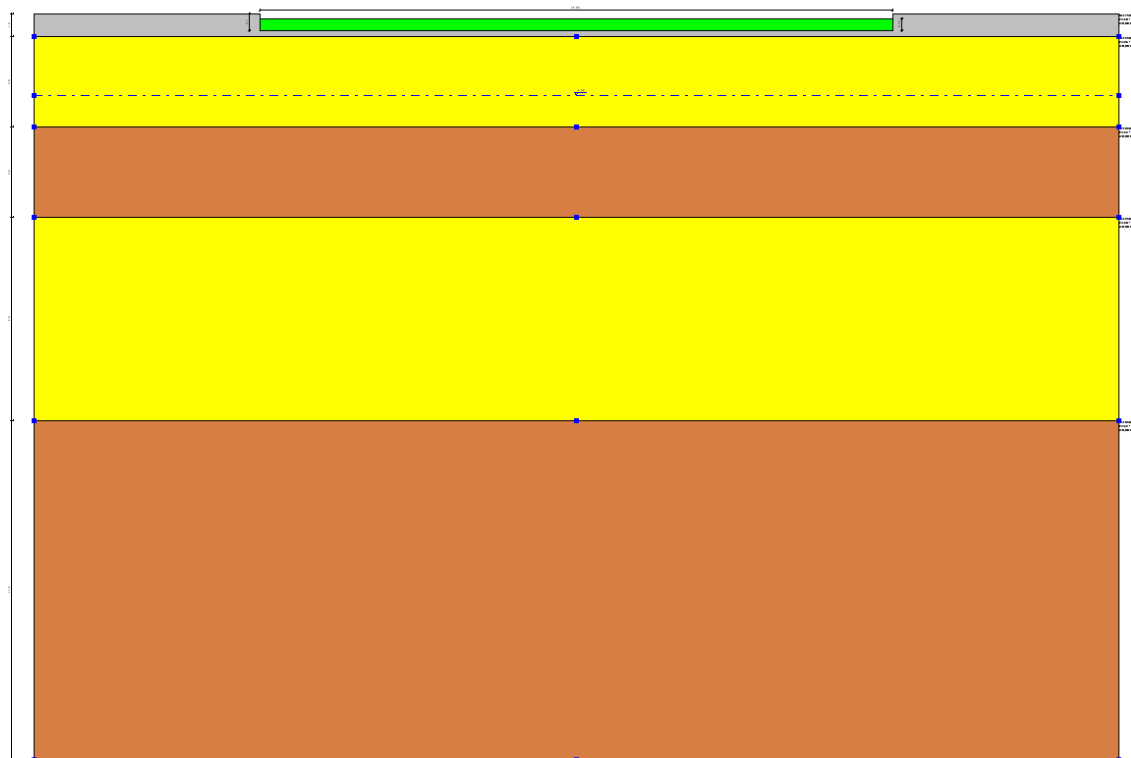
I sedimentatori avranno dimensioni in pianta pari a circa 12 m x 24 m, il comparto di ossidazione avrà dimensioni in pianta pari a circa 35 m x 28 m, il comparto di equalizzazione avrà dimensioni in pianta pari a circa 17 m x 16,6 m, lo stabilizzatore avrà dimensioni in pianta pari a circa 12 m x 9,4 m.

Il calcolo della fondazione a platea è stato realizzato con il programma LoadCap della Geostru.

Di seguito è riportato lo schema fondazionale e i risultati della verifica condotta.

E' stata adottata una fondazione a platea delle dimensioni dei corpi principali costituenti il futuro depuratore, con uno spessore di 50 cm e impostata a -0,7/-0,6 m dal p.c.

SCHEMA DELLA FONDAZIONE



RISULTATI CON IL METODO DI HANSEN

COMPARTI DEL DEPURATORE	$Q_{\text{limite ultimo}} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ ricavato utilizzando i coefficienti riduttivi dell'approccio 2 = $A1+M1+R3$	Resistenza di progetto $R_d \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
SEDIMENTATORE	3,15	1,75
COMPARTO DI OSSIDAZIONE	4,53	2,52
COMPARTO DI EQUALIZZAZIONE	3,3	1,83
STABILIZZATORE	2,73	1,52

Nella tabella sovrastante sono riportati i valori minori di capacità portante ottenuti dal programma per il caso in esame, in particolare riferiti al metodo di calcolo di Hansen.

Il calcolo dei cedimenti elastici riporta cedimenti dell'ordine dei 5-6 mm.

RELAZIONE DI CALCOLO

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:

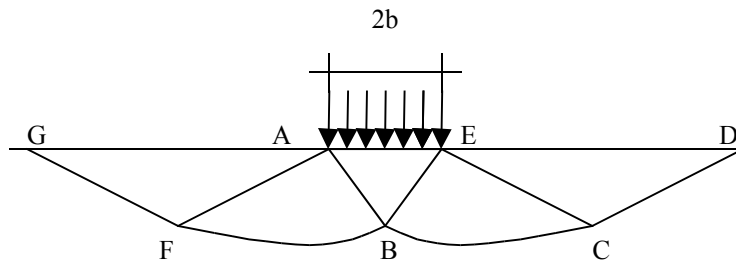
- ⌚ Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- ⌚ Comportamento rigido - plastico
- ⌚ Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- ⌚ Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$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

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

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

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_i 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:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

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)

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

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

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

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

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:

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

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

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;
 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.

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_h , e vale:

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

CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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

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

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

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

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	44,75098/7,539893
Larghezza fondazione	9,4/12/16,6/28 m
Lunghezza fondazione	12,0/35/17 m
Profondità piano di posa	0,6/0,7 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	3,6

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,081
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0162
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1809

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	70,0 [anni]
Vita di riferimento:	105,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	63,0	0,44	2,52	0,22
S.L.D.	106,0	0,55	2,54	0,24
S.L.V.	997,0	1,24	2,55	0,28
S.L.C.	2047,0	1,53	2,55	0,29

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,792	0,2	0,0162	0,0081
S.L.D.	0,99	0,2	0,0202	0,0101
S.L.V.	2,232	0,24	0,0546	0,0273
S.L.C.	2,754	0,24	0,0674	0,0337

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]
1,0	1750,0	1850,0	30,0	30	0,0	0,0	0,0	500,0
4,0	1950,0	2050,0	26,0	26	0,0	0,0	0,0	75,0
4,0	1850,0	1950,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	500,0
9,0	1950,0	2050,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	75,0
15,0	1850,0	1950,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	500,0

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+R 3	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

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. C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	3,3 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1,83 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,1 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3,0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1,32 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,4
Fattore [Nc]	30,14
Fattore [Ng]	15,07
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,61
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	11,59 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,04 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10,43
Fattore [Nc]	20,42
Fattore [Ng]	6,53
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,45
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,61
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]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,3 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,83 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,05 Kg/cm ²
Spessore dello strato	5,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	500,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,2

Coefficiente di influenza I1	0,07
Coefficiente di influenza I2	0,08
Coefficiente di influenza Is	0,13

Cedimento al centro della fondazione	5,9 mm
--------------------------------------	--------

Coefficiente di influenza I1	0,02
Coefficiente di influenza I2	0,06
Coefficiente di influenza Is	0,06
Cedimento al bordo	1,43 mm

In allegato alla presente relazione:

- Allegato 1: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO
- Allegato 2: CARTA GEOLOGICA
- Allegato 3: LOG STRATIGRAFICO SONDAGGIO GEOGNOSTICO
- Allegato 4: PROFILO GEOFISICO DA MASW
- Allegato 5: CERTIFICATI DELLE PROVE DI CARICO SU PIASTRA

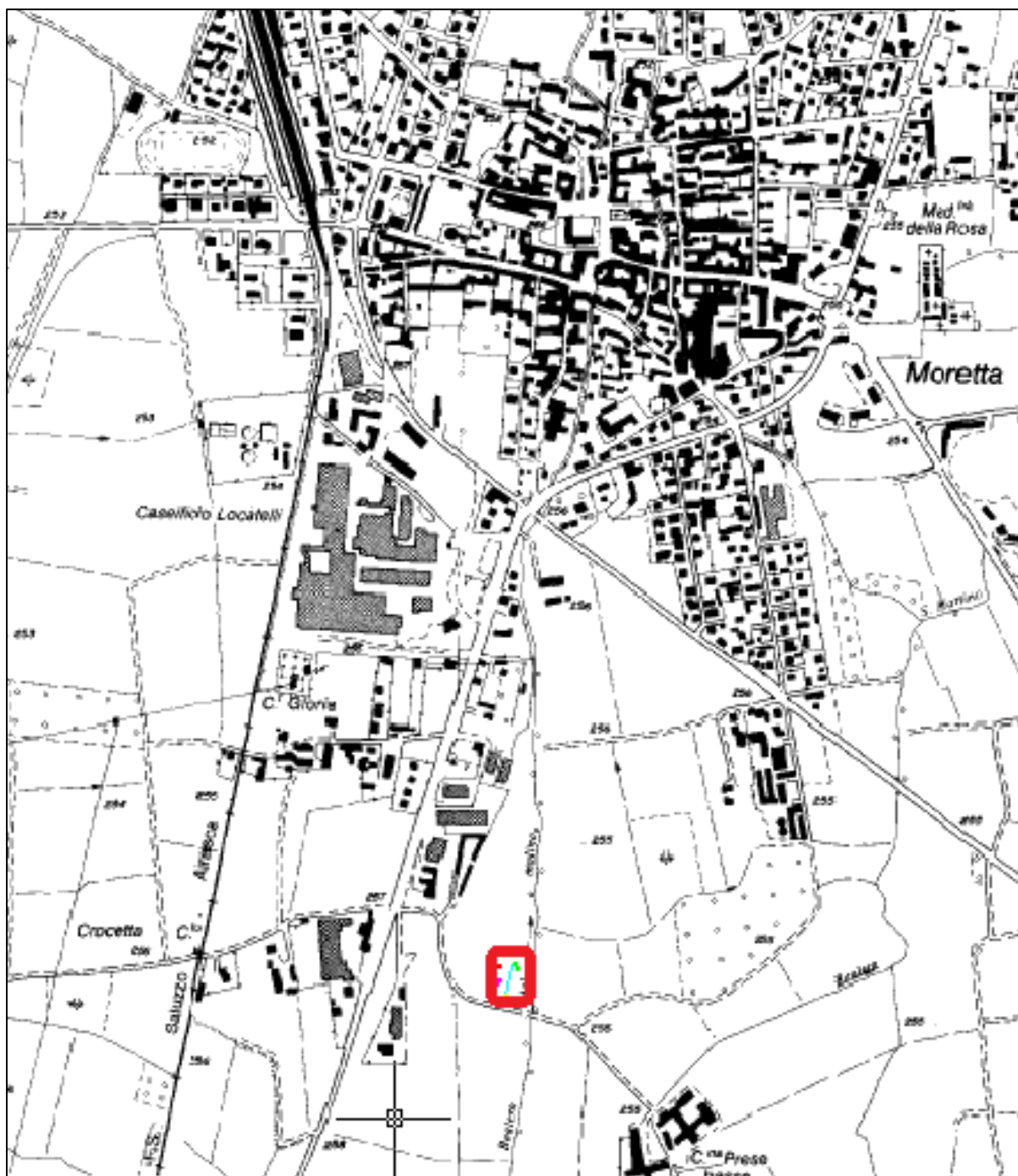
dott. geol. Annapaola Gradizzi



ALLEGATO 1

INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

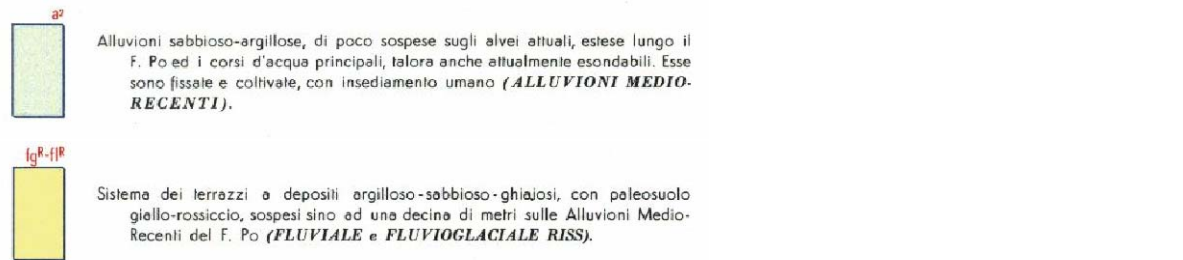
FIGURA 1
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO
Scala 1: 5.000



Area in esame

ALLEGATO 2

CARTA GEOLOGICA



Area in esame

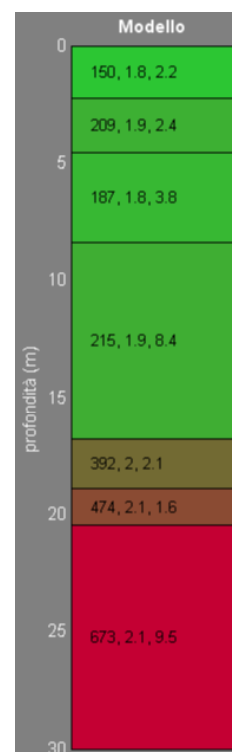
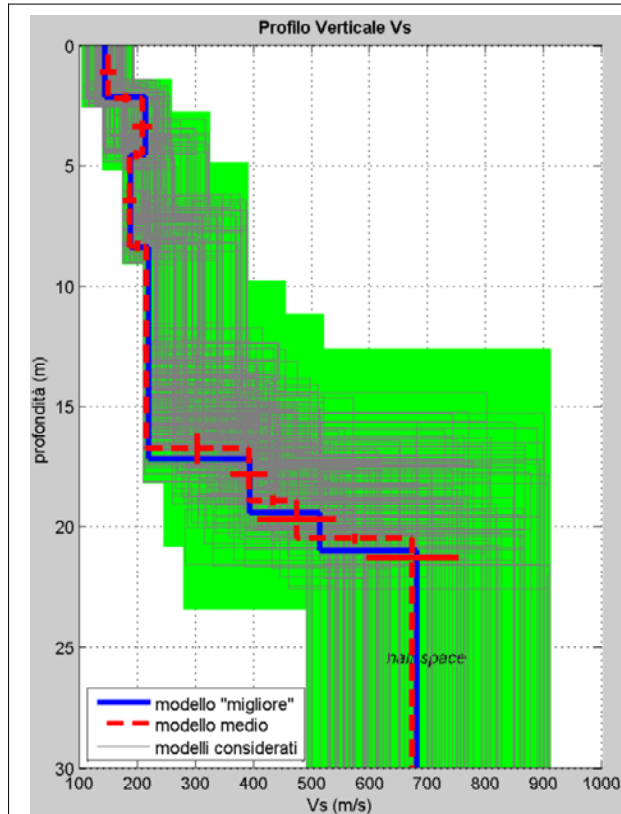
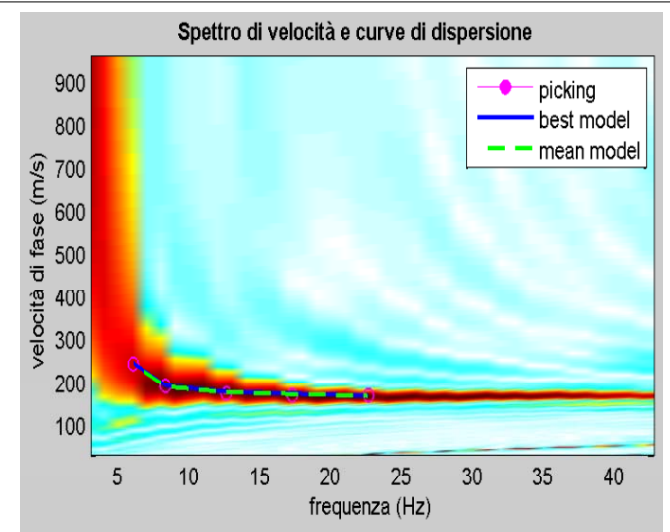
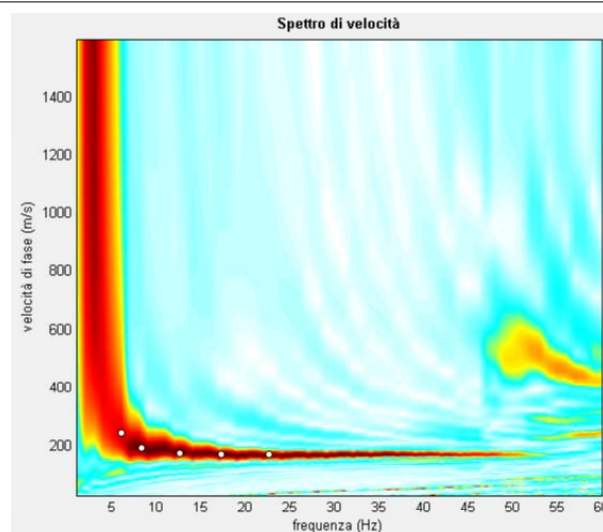
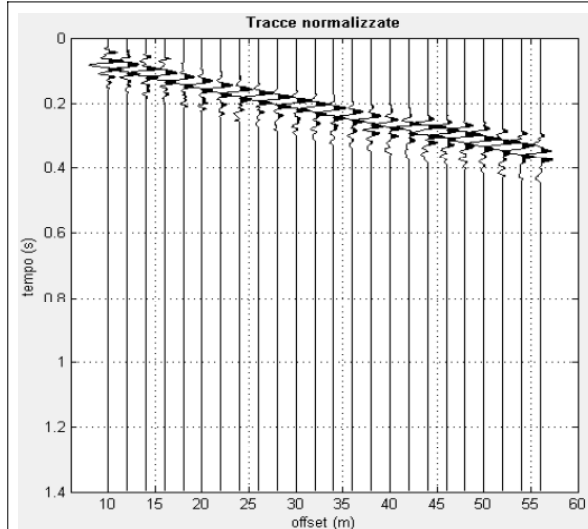
ALLEGATO 3

LOG STRATIGRAFICO SONDAGGIO GEOGNOSTICO

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e dia m. di perforazione	diametro investimenti	percentuale di carotaggio	piazzo metro tubo a petto	indinometro	S.P.T.	piccoli penetrometri	piccoli vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [m/s]
1.50	1.50		Terreno di riporto costituito da ghiala eterometrica ciottolosa, poligenica, arrotondata, con sabbia debolmente limosa, umida, colore nocciola.	<div style="text-align: center;">3.80</div>	Carotaggio Continuo Diam. 101 mm	127 mm	100 %			1.50	5-4-3 p.a.	1-1-2 p.a.			
2.40	2.40		Sabbia fine con limo, molto umida, da poco addensata a sciolta, colore nocciola ocra.							3.00					
3.90	1.10		Sabbia fine con limo, molto umida, poco addensata, colore grigio scuro.							7.50					
5.00	4.00		Alternanza di livelli sub metrici di sabbia limosa con ghiala fine e di livelli c.s. di limo sabbioso con ghiala fine, saturi, da poco a moderatamente addensati, colore grigio nerastro.							8-7-8 p.a.					
9.00	3.30		Sabbia limosa, molto umida, poco addensata, colore grigio scuro.							15.00	8-12-33 p.a.				
12.30	1.70		Sabbia limosa, molto umida, poco addensata, colore marrone passante a grigio scuro.							21.00					
14.00	1.00		Limo e sabbia finissima, saturo, poco addensata, colore grigio cenere.							12-15-21 p.c.					
15.00	2.00		Sabbia con limo saturo, moderatamente addensata colore da grigio scuro a grigio verdastro.												
17.00	0.40		Sabbia limosa con ghiala fine poligenica arrotondata, molto umida, colore grigio giallastro.												
17.40	3.60		Ghiala eterometrica, poligenica, da subangolare a subarrotondata e sabbia limosa, umida colore marrone grigiastro. Tracce di alterazione della matrice e dei clasti per argillificazione.												
21.00	3.30		Ghiala eterometrica poligenica arrotondata e sabbia limosa molto umida, addensata, colore nocciola giallastra.												
24.30	1.00		Limo e sabbia finissima colore da grigio cenere a grigio nocciola con screziature varicolori.												
25.30	0.80		Sabbia limosa, saturo, colore nocciola giallastro.												
26.10	3.90		Sabbia con ghiala eterometrica fine, poligenica, arrotondata, molto umida, colore nocciola.												
30.00															

ALLEGATO 4

PROFILO GEOFISICO MASW



Legenda

Velocità, densità, spessore
(m/s) (gr/cm³) (m)

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs
0	2.2	150
2.2	4.6	209
4.6	8.4	187
8.4	16.8	215
16.8	18.9	392
18.9	20.5	474
20.5	30.0	673

VS30 = 277 m/s

PROVA SISMICA VS30

Comune di Moretta (CN)

IN.AL.PI. Spa

Metodologia MASW

**VELOCITA' DELLE ONDE S
PROVA MASW - Vs30**

All. 01

Maggio 2012



ALLEGATO 5

CERTIFICATI DELLE PROVE DI CARICO SU PIASTRA

Certificato di prova n.	del	Verbale di accettazione n.	Pagina
00/12	00/05/2012	2128	1/1

PROVE IN SITO
PROVA DI CARICO SU PIASTRA
DETERMINAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE "K" DI UN SOTTOFONDO

Normativa di riferimento CNR BU N. 92

Committente:	IN.AL.PI S.p.A - Via Cuneo 38, 12033 Moretta (CN).
Richiesta prove del:	11/05/2012
Cantiere:	Costruzione impianto di depurazione ditta IN.AL.PI. in Via Prese.
Luogo della prova:	Postazione 1
Quota:	Piano di campagna.
Note:	

RISULTATI DELLA PROVA

Prova eseguita il 11/05/12

Piastra diametro 760 mm - Prova n. 1					
Tensione (N/mm ²)	Letture ai comparatori (mm)			Media (mm)	Delta (mm)
	1	2	3		
0,01	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
0,08	1,82	1,99	1,96	1,923	1,923

Nota: le letture ai comparatori sono state effettuate a cedimenti assestati

Modulo di Reazione "k"		
k (0,01 - 0,08)	3,64	daN/cm³

Lo Sperimentatore
Geom. Christian Marin

Il Direttore di Laboratorio
Dott. Geol. Massimo Lelli

Certificato di prova n.	del	Verbale di accettazione n.	Pagina
00/12	00/05/2012	2128	1/1

PROVE IN SITO
PROVA DI CARICO SU PIASTRA
DETERMINAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE "K" DI UN SOTTOFONDO

Normativa di riferimento CNR BU N. 92

Committente:	IN.AL.PI S.p.A - Via Cuneo 38, 12033 Moretta (CN).
Richiesta prove del:	11/05/2012
Cantiere:	Costruzione impianto di depurazione ditta IN.AL.PI. in Via Prese.
Luogo della prova:	Postazione 2
Quota:	Piano di campagna.
Note:	

RISULTATI DELLA PROVA

Prova eseguita il 11/05/12

Piastra diametro 760 mm - Prova n. 2					
Tensione (N/mm ²)	Letture ai comparatori (mm)			Media (mm)	Delta (mm)
	1	2	3		
0,01	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
0,08	2,90	2,10	2,80	2,600	2,600

Nota: le letture ai comparatori sono state effettuate a cedimenti assestati

Modulo di Reazione "k"		
k (0,01 - 0,08)	2,69	daN/cm³

Lo Sperimentatore
Geom. Christian Marin

Il Direttore di Laboratorio
Dott. Geol. Massimo Lelli

Certificato di prova n.	del	Verbale di accettazione n.	Pagina
00/12	00/05/2012	2128	1/1

PROVE IN SITO
PROVA DI CARICO SU PIASTRA
DETERMINAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE "K" DI UN SOTTOFONDO

Normativa di riferimento CNR BU N. 92

Committente:	IN.AL.PI S.p.A - Via Cuneo 38, 12033 Moretta (CN).
Richiesta prove del:	11/05/2012
Cantiere:	Costruzione impianto di depurazione ditta IN.AL.PI. in Via Prese.
Luogo della prova:	Postazione 3
Quota:	Piano di campagna.
Note:	

RISULTATI DELLA PROVA

Prova eseguita il 11/05/12

Piastra diametro 760 mm - Prova n. 3					
Tensione (N/mm ²)	Letture ai comparatori (mm)			Media (mm)	Delta (mm)
	1	2	3		
0,01	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000
0,08	3,50	3,61	3,41	3,507	3,507

Nota: le letture ai comparatori sono state effettuate a cedimenti assestati

Modulo di Reazione "k"		
k (0,01 - 0,08)	2,0	daN/cm³

Lo Sperimentatore
Geom. Christian Marin

Il Direttore di Laboratorio
Dott. Geol. Massimo Lelli