

# COMUNE DI GRASSOBBIO

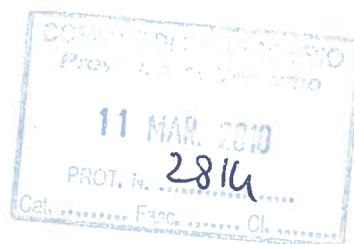
## Provincia di Bergamo

DOCUMENTO

# 11

Oggetto:

Committenti  
e proprietari



## RELAZIONE GEOLOGICA

### PIANO DI LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE

DENOMINATO

### “PL 14-BERETTA”

COMUNE DI GRASSOBBIO (BG)

COMMISSIONE URBANISTICA

SEDUTA DEL 20 LUG 2011

SI ESPRIME PARERE:

**FAVOREVOLE  
CONDIZIONATO**

L'ASSESSORE ALL'EDILIZIA  
(BANI MARIO)

I MEMBRI

*Ghedi Emilio  
Caleo Patrizio  
Beretta Silvio  
Racchi*

APPROVAT... CON DELIBERAZIONE

DI CONSIGLIO COMUNALE

N° 3 DEL 14-03-2012

**IL TECNICO INCARICATO**

Grassobbio FEBBRAIO 2010

ADOTTAT... CON DELIBERAZIONE

DI CONSIGLIO COMUNALE

N° 29 DEL 27-07-2011



**STUDIO TECNICO ARCH. OSVALDO FORLANI**

Viale Europa n. 8 – 24050 Grassobbio (BG)

Tel./Fax 035 / 52 51 24

P.I.: 00630280162 C.F.: FRL SLD 52S07 M147G

e-mail: info@studioforlani.com





## S.G.B. perforazioni S.r.l.

Sede legale: via Goldoni snc - 24128 Bergamo

Sede operativa: via Calzecchi Onesti 8 - 24124 Bergamo

tel. 035/343957 fax 035/3694619

Cod. fisc. 02607530165 P. IVA 02607530165

Attestazione SOA n.3586/04/00

### 1.0 Premessa

Nel seguente rapporto sono illustrati i dettagli degli studi e delle indagini sui caratteri geologici - geotecnici, idrogeologici e sismici, dei terreni siti lungo via Marconi, in territorio comunale di Grassobbio (Bg), proponendosi quale supporto specialistico al progetto di realizzazione di nuovi edifici residenziali, denominato PL 14 "Beretta"

Dal punto di vista sismico il territorio comunale di Grassobbio (Bg) è stato recentemente classificato, dall'O.P.C.M. 3274/2003 e dal D.M. 14 gennaio 2008, come comune inserito in Zona Sismica 3;

La finalità degli studi e delle indagini eseguite, illustrate nel seguente documento, è quella di definire in modo puntuale le caratteristiche stratigrafiche litotecniche, sismiche ed idrogeologiche dei terreni di sottofondo dell'area di intervento, a supporto del dimensionamento esecutivo delle fondazioni

L'assetto geologico del territorio è stato desunto dalla documentazione esistente e dai sopralluoghi eseguiti sulle aree di studio, mentre per l'acquisizione dei parametri litotecnici - sismici ed idrogeologici dei terreni di sottofondo si è fatto ricorso ad una specifica indagine geotecnica in sito, eseguita in data 4 marzo 2010, mediante n° 14 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH, utilizzando un penetrometro Compac Superpesante DPSH (Dynamic Probing Super Heavy).

Il seguente rapporto è stato redatto nel rispetto della normativa vigente, con dettaglio commisurato all'entità degli interventi e del contesto geologico entro il quale si inseriscono, adottando i riferimenti normativi dettati dal D.M. 11 marzo 1988 «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate.....» e dal Decreto 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

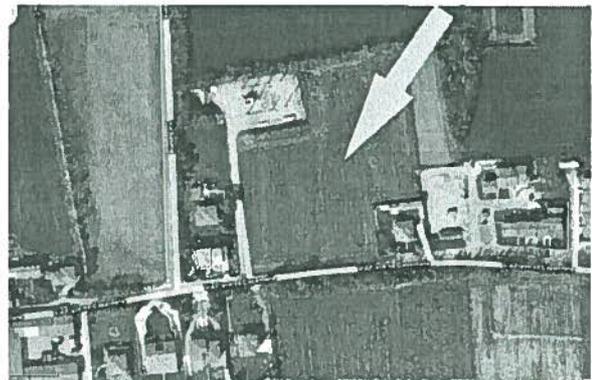
Rispetto a quanto riportato nello studio geologico di supporto al vigente PRG, non si introducono modificazioni della classe di fattibilità geologica per le azioni di piano che è e rimane **Classe 2** (fattibilità con modeste limitazioni).

## 2.0 Assetto geologico ed idrogeologico

L'area oggetto di studio è posta a sud-est del centro abitato di Grassobbio (Bg), in località Capannelle, ai limiti amministrativi, in direzione ovest, con il comune di Zanica.

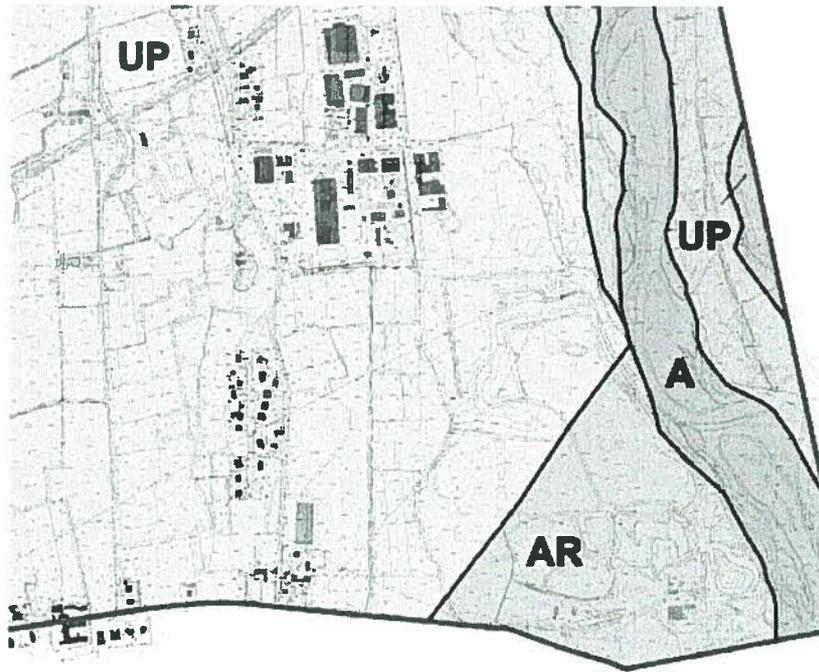
L'area si colloca ad una quota media di 201 m s.l.m, e ricade nel foglio C5c4 della carta Tecnica Regionale alla scala 1:10000.

I terreni oggetto di intervento risultano esterni a qualsiasi perimetrazione di vincoli a carattere geologico e non sono riconoscibili evidenze di processi geomorfologici significativi; la morfologia del territorio è tipicamente caratterizzata da una debole, uniforme, immersione verso i quadranti meridionali, con pendenza molto blanda e non percettibile alla scala locale.



L'assetto geologico dell'area di intervento è stato desunto dal PGT - Relazione geologica ed allegati, redatto dalla GEA S.r.l. di Ranica, 2004, ed è caratterizzato dalla presenza dei litotipi riferibili all'

Unità Postglaciale Olocenica (Olocene tardo Pleistocene superiore). Si tratta di depositi fluviali ed in particolare di ghiaie a supporto clastico, in prevalenti strati planari; si notano pure intercalazioni sabbiosolimose da massive a laminate ed argille. La differenza tra alluvioni attuali e recenti si basa sul differente grado di addensamento e cementazione delle ghiaie: scarso o nullo nelle prime, crescente mano mano che ci si allontana dall'alveo nelle seconde. Le aree in fregio all'alveo attuale del Fiume Serio, che dista in linea d'aria circa 2 km, sono sempre caratterizzate dall'affioramento della porzione superiore dell'unità, con presenza di Inceptisuoli ed è rappresentata con la sigla UP sulla carta geologica.

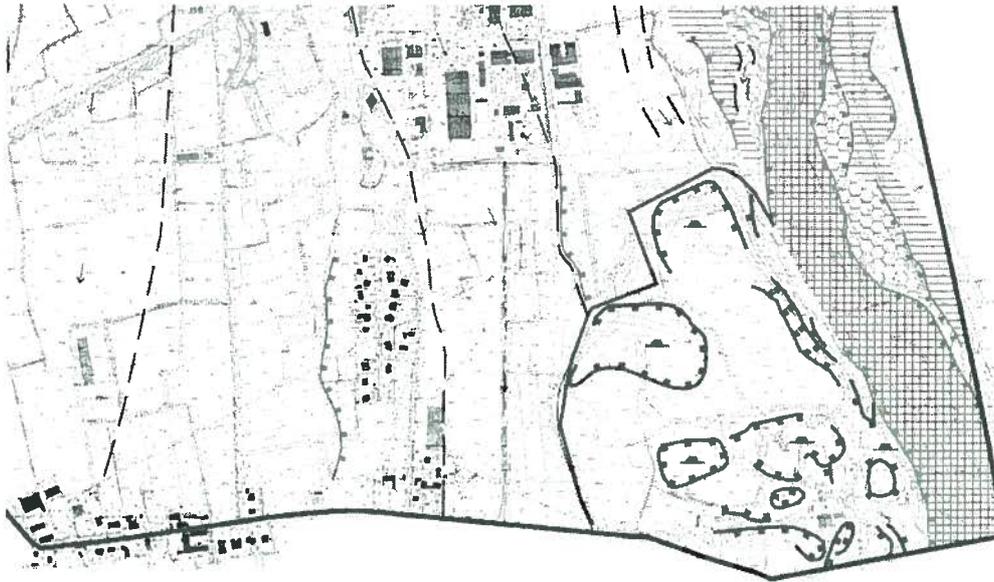


Stralcio (non in scala) da PGT - carta geologica 1:5000 - GEA srl 2004

- A** Alluvioni attuali - depositi fluviali attuali caratterizzati da prevalenze grossolane, ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate
  - AR** Alluvioni recenti - depositi fluviali recenti costituiti da prevalenze grossolane, ghiaie e sabbie in strati prevalentemente planati, con superficie limite superiore interessata da Entisuoli
  - UP** Unità Postglaciale Olocenica - depositi alluvionali: ghiaie a supporto clastico in strati planari e matrice sabbioso - limosa
  - UC** Unità di Cologno (Complesso del Serio) - depositi fluvioglaciali: ghiaie poligeniche a prevalente supporto clastico, da arrotondate a subarrotondate matrice sabbioso - limosa
  - C** Conglomerati di Seriate - depositi alluvionali: conglomerati grossolani fortemente cementati, a prevalente supporto clastico, con ciottoli arrotondati e matrice arenacea
- Limite comunale

Dal punto di vista geomorfologico, i depositi fluviali postglaciali - olocenici, oltre a formare corpi terrazzati, si rinvengono anche come paleoalvei sulla superficie delle unità più antiche.

Si distinguono su base morfologica, manifestandosi come forme depresse a vario grado di sinuosità, con orli più o meno netti. In corrispondenza di esse si riscontrano generalmente sedimenti limosi e sabbiosi con profili poco evoluti (Inceptisuoli).



Stralcio (non in scala) da PGT - carta geomorfologica 1:5000 - GEA srl 2004

**FORME D'ORIGINE FLUVIALE**

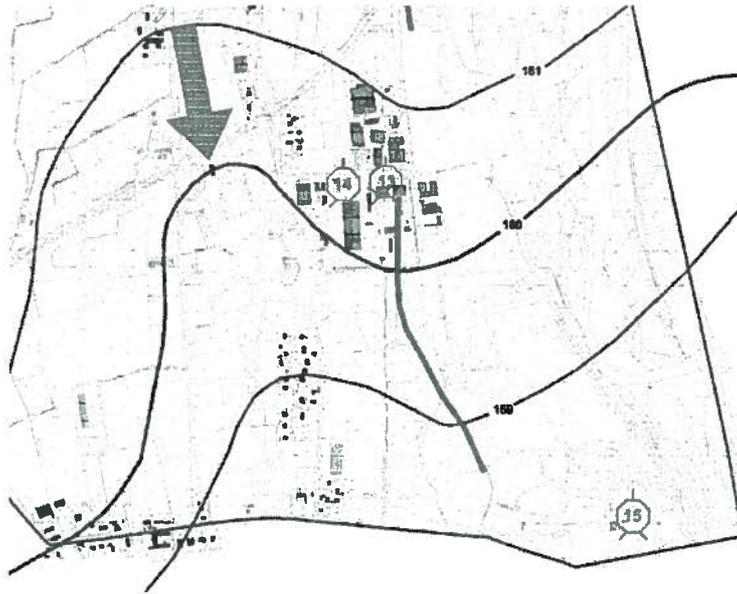
	Orlo di terrazzo in erosione attiva (h > 1.5 m)		Morfologie fluviali
	Orlo di terrazzo in erosione attiva (h < 1.5 m)		Alluvioni attuali
	Orlo di terrazzo stabilizzato		Alluvioni recenti
	Paleovalsè		Alluvioni antiche

**FORME D'ORIGINE ANTROPICA**

	Scarpata d'origine antropica
	Cava
	Scarpata in zona di cava

L'assetto idrogeologico del territorio in esame è invece stato desunto dall'analisi delle stratigrafie dei pozzi presenti sul territorio comunale e sui comuni limitrofi, nonché dalle numerose pubblicazioni disponibili in merito, che sono state appositamente consultate.

Dall'analisi eseguita emerge che nell'area di intervento è presente una prima falda a partire da oltre 42 m da p.c., pertanto non sono da attendersi negative, mutue interferenze, con le opere di fondazione. Il gradiente idraulico medio della superficie piezometrica ha un valore medio del 4.5°/°° conforme con i valori noti in letteratura che indicano nel 5°/°° il gradiente idraulico medio della falda libera nella in pianura.



Stralcio (non in scala) da PGT - carta idrogeologica 1:5000 - GEA srl 2004

Isofreatiche (m s.l.m.) sett. - ott. 2001



Direzione di flusso



Spartiacque sotterraneo



Dal punto di vista della permeabilità dei terreni l'area oggetto di indagine ed il suo intorno sono caratterizzati da terreni a buona permeabilità con un coefficiente di permeabilità idraulica compreso tra 0,0001 a 0,01 m/s; si precisa come la permeabilità a cui ci si riferisce sia quella "primaria", dovuta alla porosità dei diffusi meati conseguenti all'assetto deposizionale delle granulometrie più grossolane.



Stralcio (non in scala) da PGT - carta idrogeologica 1:5000 - GEA srl 2004

Da quanto esposto, fatte salve le puntuali verifiche di carattere geotecnico affrontate nel paragrafo seguente, emerge un quadro geologico sostanzialmente favorevole; l'intervento progettuale risulta pertanto compatibile con il locale assetto geologico - geomorfologico - geotecnico ed idrogeologico al quale non è in grado di apportare significative alterazioni o modificazioni.

### **3.0 - Indagini in sito**

Il progetto in questione prevede la realizzazione di nuovi edifici residenziali con piano di posa posto a circa - 3,0 m dal piano campagna attuale, un piano interrato e due piani fuoriterra. Mediante specifiche indagini in sito sono stati attribuiti ai terreni in oggetto i parametri fisici caratteristici, indispensabili ai calcoli e alle valutazioni geologiche - geotecniche ed idrogeologiche e sismiche illustrate nella presente relazione.

#### **3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue**

Per la caratterizzazione litotecnica dei terreni interessati dalle opere di progetto sono state eseguite n° 14 prove penetrometriche dinamiche continue DPSH, mediante l'impiego del penetrometro Superpesante Compac DPSH 75, spinte fino a - 2.70 m da p.c., le cui caratteristiche tecniche sono di seguito riportate:

- *Peso massa battente 73 Kg*
- *altezza caduta libera 0,75 m*
- *Diametro punta conica 50,8 mm -*
- *Avanzamento punta 0,30 m.*

L'impiego di tale strumento consente la registrazione continua dei dati relativi alla resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica ogni 30 cm permettendo la discretizzazione ottimale dei singoli livelli di terreno attraversato. Le successive elaborazioni ed interpretazioni dei dati forniti dalle prove penetrometriche consentono di attribuire a ciascun livello di terreno attraversato i parametri litotecnici significativi per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti totali applicando le formule maggiormente descritte in letteratura. I risultati conseguiti dalle prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'area di studio sono illustrati nei grafici e nelle tabelle allegate.

Le prove penetrometriche dinamiche sono state spinte fino alle quote riportate a seguire:

Profondità penetrometrie			
N° prova	Profondità in m da p.c.	N° prova	Profondità in m da p.c.
1	2,70	8	1,80
2	2,10	9	1,80
3	2,10	10	2,10
4	2,10	11	1,80
5	2,40	12	1,50
6	1,50	13	1,80
7	2,10	14	2,10

Durante l'esecuzione delle prove non è stata riscontrata la presenza di acqua (le aste penetrometriche sono state estratte asciutte) fino alle quote direttamente indagate.

Le prove sono state spinte fino a rifiuto dell'avanzamento della punta penetrometrica, che è da attribuire al raggiungimento di un orizzonte contenente ciottoli e/o maggiormente consistente, che ha impedito ogni ulteriore avanzamento della punta stessa.

L'interpretazione e l'elaborazione dei dati forniti dalla prova penetrometrica ha consentito di attribuire agli orizzonti attraversati i parametri litotecnici riportati nelle pagine successive.

L'indagine eseguita ha evidenziato come i terreni di sottofondo della struttura di progetto, siano caratterizzati da una sequenza verticale di livelli sempre più addensati con la profondità, fino a raggiungere il rifiuto ad una quota media di 2,00 metri.

In particolare è stato riscontrato un primo livello superficiale, dello spessore di circa 0,60 m (terreno vegetale) sempre con colpi/30 cm < 10, a scadenti caratteristiche geotecniche.

A tale livello segue l'orizzonte ghiaioso, a cui si sono arrestate le prove. Non è stata intercettata acqua di falda.

#### 4.0 Elementi di microzonazione sismica

Il territorio comunale di Grassobbio (Bg), con la recente Normativa Italiana (Ordinanza 3274 e D.M. 14 Gennaio 2008), è classificato il territorio comunale in Zona Sismica 3.

Inoltre è dotato di studio geologico di supporto alla pianificazione territoriale (PRG, del 2004), esteso a tutto il territorio comunale, redatto coerentemente con le disposizioni tecniche e normative stabilite dalla L.R. 41/97 e dalle relative DGR applicative e riconosciuto conforme a tali norme dalle preposte strutture Regionali.

Per la caratterizzazione sismica del sito di intervento sono stati adottati i riferimenti tecnici e normativi di cui alla sezione 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche" del DM 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche delle Costruzioni", che sostituisce l'OPCM 3274/2003 e l'OPCM 3519/2006. Le nuove norme tecniche introdotte dal D.M. 14 gennaio 2008, prevedono, in luogo delle accelerazioni sismiche per l'intero territorio comunale e per classi di sismicità, previste dall'O.P.C.M. 3274, l'adozione dei valori di accelerazione sismica di base considerando l'intero territorio suddiviso secondo griglie con un lato di circa 5,5 km, a ciascuna delle quali è attribuito un caratteristico ed uniforme valore di accelerazione sismica  $a_g$ . Per la determinazione dell'amplificazione sismica, fattori geomorfologici e stratigrafici locali possono modificare le caratteristiche del moto sismico, filtrando le onde nel passaggio dal bedrock alla superficie. L'effetto di filtraggio conduce ad una redistribuzione dell'energia con eventuale amplificazione del moto vibratorio associato ad alcune frequenze. Per la classificazione del sito per determinare l'eventuale amplificazione sismica, il DM 14 gennaio 2008, riprendendo quanto riportato nell'Eurocodice 8 (con particolare riferimento alla prima parte EN1998-1 in cui si definiscono le regole generali, le azioni sismiche e regole specifiche per edifici), fa riferimento sia alla velocità delle onde S nella copertura sia allo spessore della stessa. L'Eurocodice 8 identifica diverse classi: la A (a sua volta suddivisa in due sottoclassi, la A1 e la A2), la B e la C, ad ognuna delle quali è associato uno spettro di risposta elastico. Il fenomeno della amplificazione sismica diventa più accentuato passando dalla classe A1 alla classe D. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Classe	Descrizione
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo a 5 m.
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ( $N_{spt} > 50$ o coesione non drenata $> 250$ kPa).
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $V_{s30}$ compresi fra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{spt} < 50$ , $70 < c_u < 250$ kPa).
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ( $N_{spt} < 15$ , $c_u < 70$ kPa).
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali non litoidi (granulari o coesivi), con valori di $V_{s30}$ simili a quelli delle classi C o D e spessore compreso fra 5 e 20 m, giacenti su un substrato più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

Per  $V_{s30}$  s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità dal piano di posa della fondazione. Analoga procedura vale per la resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SP,30}$ . Analoga procedura vale per la resistenza non drenata equivalente  $CU30$ . In generale il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più accentuato passando dalla classe A alla classe E. Alle cinque categorie descritte se ne aggiungono altre due per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare.

Classe	Descrizione
SI	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $IP > 40$ ) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ( $10 < cu < 20$ kPa).
S2	Depositi di terreni soggetti o qualsiasi altra categoria denti. a liquefazione, di argille sensitive, non rientrante nelle classi prece-

Categorie speciali di sottosuolo di fondazione.

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale del sottosuolo di categoria A viene adeguata al sito attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_s$  ed il coefficiente topografico  $S_T$ . Il valore del periodo  $T_c$  è adeguato attraverso l'applicazione del coefficiente  $C_c$ .

**Sulla base dei dati ricavati dalle indagini MASW effettuate, i terreni di sottofondo delle opere in progetto ricadono in Classe B, mentre la categoria topografica è riferibile alla Classe T1, cui corrispondono i parametri sismici riportati nello schema allegato, con individuazione delle coordinate del sito e dei nodi della griglia in cui è stato suddiviso il territorio nazionale.**

## **5.0 Caratterizzazione sismica dell'area di intervento e di un ragionevole intorno**

I criteri, approvati con d.g.r. n. 8/1566 del 22/12/2005 e modificati con d.g.r. n. 8/7374 del 28/05/2008, forniscono le linee guida per la prevenzione del rischio idrogeologico attraverso una pianificazione territoriale compatibile con l'assetto geologico, geomorfologico e con le condizioni di sismicità del territorio a scala comunale, in raccordo con le disposizioni dell'art. 57 della l.r. 12/2005.

Relativamente all'aspetto sismico, i criteri forniscono le nuove linee guida per la definizione della vulnerabilità e della pericolosità sismica, a seguito della nuova classificazione sismica del territorio nazionale e del d.m. 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni". Questi indirizzi si basano sulle più recenti metodologie messe a punto dalla comunità scientifica, in particolare per la zonazione a livello comunale (microzonazione).

Lo studio per zonazione sismica, così come indicato nella d.g.r. n. 8/7374 del 28/05/2008, prevede tre livelli di approfondimento con grado di dettaglio in ordine crescente: i primi due livelli sono obbligatori (con le opportune differenze in funzione della zona sismica di appartenenza) in fase di pianificazione, mentre il terzo è obbligatorio in fase di progettazione sia quando con il 2° livello si dimostra l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale per gli scenari di pericolosità sismica locale caratterizzati da effetti di amplificazione, sia per gli scenari di pericolosità sismica locale caratterizzati da effetti di instabilità, cedimenti e/o liquefazione e contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico - meccaniche molto diverse. Il livello 3° è obbligatorio anche nel caso in cui si stiano progettando costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi, industrie con attività pericolose per l'ambiente, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, sociali essenziali.

### **1° LIVELLO**

Il 1° livello si basa su un approccio qualitativo e comporta la redazione della carta della Pericolosità Sismica Locale (PSL), direttamente derivata dai dati contenuti nelle carte di inquadramento geologico-geomorfologico del territorio comunale, predisposte a supporto dello studio geologico di PRG vigente. La raccolta sistematica di osservazione sui diversi effetti prodotti dai terremoti in funzione di parametri geologici, topografici e geotecnici, ha permesso di definire le situazioni tipo (scenari di pericolosità sismica locale) in grado di determinare gli effetti sismici locali. Il metodo permette l'individuazione delle zone ove i diversi effetti prodotti dall'azione sismica sono, con buona attendibilità, prevedibili, sulla base di osservazioni geologiche e sulla raccolta dei dati disponibili per una determinata area (quali la cartografia topografica di dettaglio, la

cartografia geologica e dei dissesti) e i risultati di indagini geognostiche, geofisiche e geotecniche già svolte, e che sono state oggetto di un'analisi mirata alla definizione delle condizioni locali (spessore delle coperture e condizioni stratigrafiche generali, posizione e regime della falda, proprietà indice, caratteristiche di consistenza, grado di sovraconsolidazione, plasticità e proprietà geotecniche nelle condizioni naturali, ecc.).

**Il 1° livello è obbligatorio per tutti i comuni**

Nel caso specifico, oltre all'analisi e alla consultazione delle informazioni e delle indagini in sito disponibili, è stata prodotta un'indagine geofisica originale in sito, per la definizione delle caratteristiche sismiche dei terreni, fino alla profondità di 30 m dal p.c.. Lo studio è consistito quindi nel confronto tra i vari dati disponibili ed esistenti già inseriti nella cartografia di analisi e inquadramento (carta geologica, carta geomorfologica, ecc. dello studio geologico) a supporto del PRG e del PGT vigenti con i dati contenuti nello studio di aggiornamento sismico predisposto dallo Studio Eurogeo snc di Bergamo, nonché con i dati forniti dall'indagine in sito di tipo geofisico e geotecnico eseguita,

**Per l'area di intervento è stato individuato un solo scenario di pericolosità sismica locale, ed i relativi effetti, sono illustrati nella tabella sottostante:**

Sigla	Scenario pericolosità sismica locale	Effetti
Z4a	zone di fondovalle/pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche

Gli aggiornamenti proposti e le relative cartografie di 2° livello, seguono i riferimenti normativi della Regione Lombardia che prevede i seguenti livelli di approfondimento

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1° livello fase pianificatoria	2° livello fase pianificatoria	3° livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando $F_a$ calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2.

**Nel caso specifico per l'area di intervento in comune di Grassobbio si applica il 2° Livello di approfondimento, attraverso l'elaborazione e l'interpretazione di specifica indagine geofisica eseguita in sito.**

**2° LIVELLO**

Il 2° livello, implementato in presenza dello scenario Z4 (amplificazioni litologiche), si basa su metodi quantitativi semplificati, che prevedono il confronto tra un fattore di amplificazione sismica locale ( $F_a$ ) e un valore soglia calcolato per ciascun comune.

**Il 2° livello, per i comuni classificati in Zona Sismica 3, è obbligatorio per le zone caratterizzate da**

PSL Z4, laddove interferenti con l'urbanizzato.

### 5.1 Amplificazione litologica (Scenari Z4)

Per le procedure semplificate di questo livello è richiesta la conoscenza di alcuni parametri geofisici (andamento delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) con la profondità; spessore e  $V_s$  di ogni unità geofisica) necessari alla definizione del modello geofisico del sottosuolo.

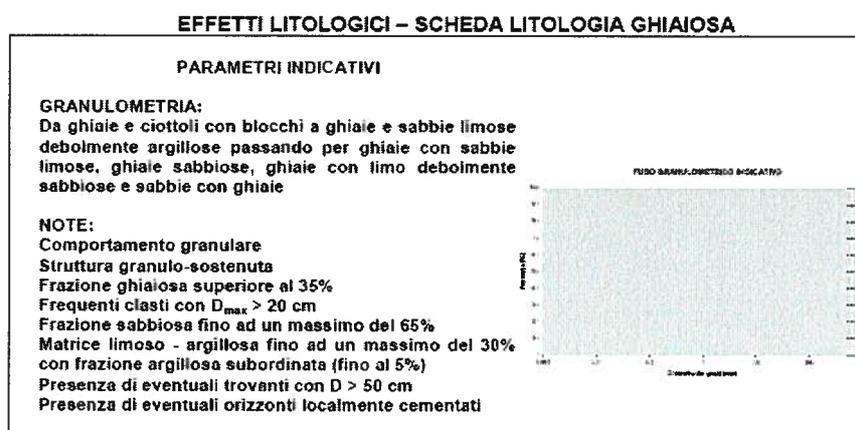
La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia prevalente dei materiali presenti nel sito;
- stratigrafia del sito;
- andamento delle  $V_s$  con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s;
- spessore e velocità di ciascun strato;
- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico - geotecnico ed identificazione dei punti rappresentativi sui quali effettuare l'analisi.
- Sulla base di intervalli indicativi di alcuni parametri geotecnici, quali curva granulometrica, parametri indice, numero di colpi della prova SPT, si individua la litologia prevalente presente nel sito e per questa si sceglie la relativa scheda di valutazione di riferimento.

#### *Scelta della scheda di valutazione*

Sulla base dei dati ottenuti dalle indagini eseguite e da dati stratigrafici in nostro possesso, sono state individuate, in base ai parametri indicativi presenti nelle schede di valutazione, le litologie prevalenti.

E' stata scelta, pertanto, la scheda litologia ghiaiosa e, sulla base dei dati geofisici a disposizione ne è stata verificata la validità.



*Spessore e velocità del primo strato e scelta della curva di correlazione T-Fa.*

Dall'incrocio dei risultati delle MASW, il primo strato (cioè quello più superficiale) ha spessore di 9 m circa e Vs media ponderata pari a 340 m/s, tenendo conto anche delle variazioni laterali di spessore.

Questo valore è superiore a 200 m/s e quindi si ottiene la curva 3 (blu).

*Determinazione del valore di T*

Con i valori di Vs ricavati dall'indagine eseguita è stato calcolato il periodo proprio T in modo pesato, considerando lo spessore e la velocità Vs di ciascun strato, mediante la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left( \frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

dove hi e Vsi sono rispettivamente lo spessore e la velocità dello strato i-esimo.

Il periodo proprio del sito T necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità Vs è uguale o superiore a 800 m/s. Nel caso in esame l'indagine non ha raggiunto la profondità alla quale il valore delle Vs si porta ad 800 m/s; secondo le integrazioni all'allegato 5 della d.g.r. citata, in mancanza del raggiungimento del bedrock (Vs>=800m/s) è possibile ipotizzare un opportuno gradiente di Vs con la profondità sulla base dei dati ottenuti dall'indagine, fino a raggiungere il valore di 800 m/s. Sulla base dell'andamento della velocità delle onde s con la profondità ottenuto nel caso in esame, si è ipotizzato il raggiungimento della velocità di 800 m/s alla profondità di 40 m.

E' stato calcolato il valore di Fa nell' intervallo 0.1 - 0.5 s, scegliendo la curva appropriata in funzione della velocità e dello spessore del primo strato.

*Il parametro calcolato per ciascun Comune della Regione Lombardia è riportato nella banca dati della Regione Lombardia e rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.*

Nella Tabella seguente si riportano i risultati:

COMUNE	CLASSIFICAZIONE	INTERVALL O	Valori soglia			
			B	C	D	E
GRASSOBBIO	3	0.1 - 0.5	1.5	1.9	2.3	2.0
		0.5 - 1.5	1.7	2.4	4.3	3.1

### *Determinazione del valore di Fa*

Fra i due grafici T-Fa disponibili è stato utilizzato quello relativo al periodo proprio della tipologia edilizia compreso fra 0,1 e 0,5 secondi, in quanto rappresentativo di strutture relativamente basse (indicativamente inferiori a 5 piani) come saranno quelli che verranno realizzati nell'area in esame.

Si possono presentare quindi due situazioni:

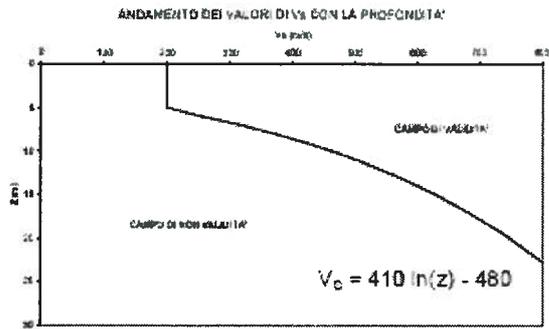
- il valore di Fa è inferiore o uguale al valore di soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa (classe di pericolosità H1) per la categoria di suolo individuata;
- il valore di Fa è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica e quindi è necessario effettuare analisi più approfondite (3° livello) in fase di progettazione edilizia (classe di pericolosità H2) o, in alternativa, l'uso degli spettri di normativa per la categoria di suolo superiore.

<i>Periodo proprio del sito T (s)</i>
<b>MASW 1 = 0,165</b>
<b>MASW 2 = 0,176</b>

Entrando in tale grafico con un valore medio di T pari a 0.17 s, si ottiene un valore di Fa pari a 1,3. Tale valore è inferiore al valore soglia definito dalla Regione Lombardia per il Comune di Grassobbio per suoli di tipo B (pari a 1,5);

*Il confronto tra i valori di Fa ottenuti dalla valutazione di 2° livello e i valori di soglia mostra come nell'intero settore ghiaiosa la norma è in grado di tenere in considerazione anche gli effetti di amplificazione litologica*

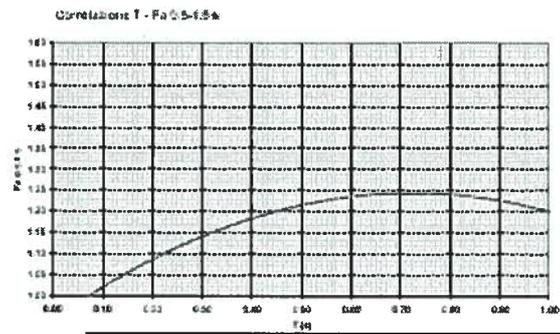
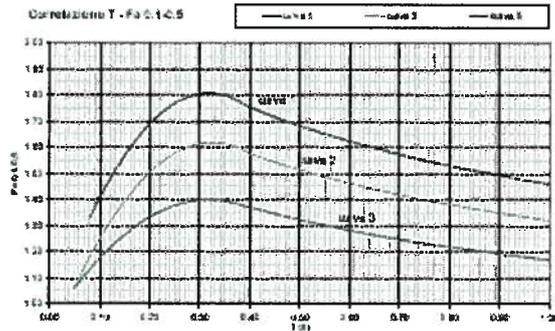
*Pertanto il settore presenta una pericolosità sismica locale H1 a cui è associata una classe di fattibilità 1.*



Profondità in metri (m)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18
200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
250	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
300	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
350	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
400	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
450	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
500	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
600	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
700	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Velocità in m/s (Vc/0,273)



$$Fa_{0,5-1,0} = -0.58T^2 + 0.84T + 0.94$$

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.08 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0,1-0,5} = -8.5T^2 + 5.4T + 0.95$	$Fa_{0,5-1,0} = 1.46 - 0.32 \ln T$
2	$0.06 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0,1-0,5} = -7.4T^2 + 4.8T + 0.84$	$Fa_{0,5-1,0} = 1.32 - 0.26 \ln T$
3	$0.05 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0,1-0,5} = -4.7T^2 + 3.0T + 0.92$	$Fa_{0,5-1,0} = 1.17 - 0.22 \ln T$

**Caratterizzazione sismica del sito di intervento:**

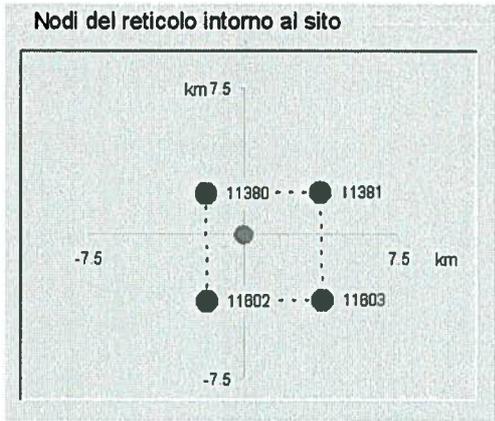
Ubicazione: Comune di Grassobbio (Bg) - Via Capannelle - Zona Sismica 3

Coordinate geografiche del sito:

Lat: 45.63138 - Long: 9.72436



Sito di intervento ed individuazione nodi della griglia di riferimento ai sensi del D.M. 14.01.2009



**Siti reticolo di riferimento:**  
 Sito 1 ID: 11380  
 Sito 2 ID: 11981  
 Sito 3 ID: 11602  
 Sito 4 ID: 11603

**Determinazione dei parametri sismici:**

Classe edificio			II - Affollamento normale - Ass. Funz. Pubb. Soc.	
Vita Nominale			> 50 anni - posto uguale a 50	
Stato Limite	Tr (anni)	A <sub>0</sub> (g)	F <sub>0</sub>	Tc' (S)
Operatività (SLO)	30	0,033	2,420	0,200
Danno (SLD)	50	0,044	2,424	0,223
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,125	2,423	0,270
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,162	2,475	0,273
Periodo di riferimento cautelativo per l'azione sismica			200 anni	
Categoria sottosuolo			B	
Categoria topografica			T1	
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. Funz. categoria	1,477	1,454	1,424	1,414
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

## 6.0 Indagine geofisica avanzata con tecnica sismica masw per la caratterizzazione geotecnica dei siti.

La prova SASW eseguite in modalità multi-stazione viene indicata con l'acronimo **MASW** ( Multistation Analysis of Surface Waves ) e serve per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , dunque:

- il tipo di suolo sismico (A, B, C, D, E, S1, S2)
- le azioni sismiche con cui progettare e verificare le opere di Ingegneria Civile
- il modulo di rigidità del terreno
- i cedimenti e gli spostamenti delle opere interagenti con il terreno: edifici, ponti, rilevati arginali, opere di sostegno, etc..

I principali **vantaggi** si sintetizzano in :

- Forniscono il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  oltre 30m di profondità
- Consentono di individuare il tipo di suolo sismico
- A differenza della sismica a rifrazione, si usano in qualunque situazione stratigrafica pseudorizzontale, anche in presenza di falda
- Non sono invasive: non occorre eseguire perforazioni
- Non implicano nessun danneggiamento allo stato dei luoghi e delle cose
- Rapidità e facilità di esecuzione e di elaborazione dati
- Ingombro limitato delle attrezzature per l'esecuzione delle prove
- Mobilità: trasporto agevole della strumentazione necessaria per eseguire le prove

### Strumentazione

Le prove sono state eseguite per mezzo della strumentazione di seguito elencata:

- Acquisitore digitale multi - canale nel caso specifico un sismografo OYO McSeis 48 ch
- Ricevitori (n. 24 geofoni da 4.5 Hz) capaci di misurare il campo di moto nella direzione verticale
- Sorgente sismica impulsiva costituita da mazza di 8 kg



## 6.1 Cenni sul metodo ed operazioni di campagna

Nelle prospezioni sismiche per le quali si utilizzano le onde di tipo P, la maggior parte dell'energia sismica totale generata si propaga come onde superficiali di tipo Rayleigh. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente in frequenza di queste onde è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) e quindi da una diversa lunghezza d'onda.

Questa proprietà si chiama *dispersione*. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di volume (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Per ottenere un profilo verticale di velocità  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore.

Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di *dispersione*, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a rifrazione.

MASW può essere efficace anche con solo dodici canali di registrazione collegati a geofoni verticali a bassa frequenza (4.5 Hz).

Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S ( $V_s$ ) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

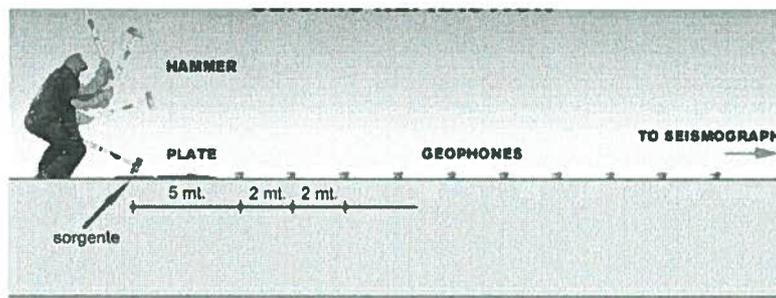
- \* acquisizione dei dati sperimentali;
- \* estrazione della curva di dispersione;
- \* inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$  (profilo 1-D),

che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità. In questi metodi frequenza - numero d'onda (denominati anche *metodi f-k*), l'analisi dei segnali viene condotta trasformando le tracce sismiche

acquisite nel dominio spazio - tempo (  $x, t$  ) nel dominio frequenza - numero d'onda (  $\omega - k$  ), mediante l'applicazione della trasformata bidimensionale di Fourier.

L'impostazione della linea sismica in sito è stata la seguente :

- Spaziatura inter-geofonica = 2 metri
- Distanza sorgente - primo geofono (offset) = 5 metri
- Secondo offset = 10 metri
- Intervallo di campionamento = 1 ms
- Durata acquisizione = 2 s
- Canali 24

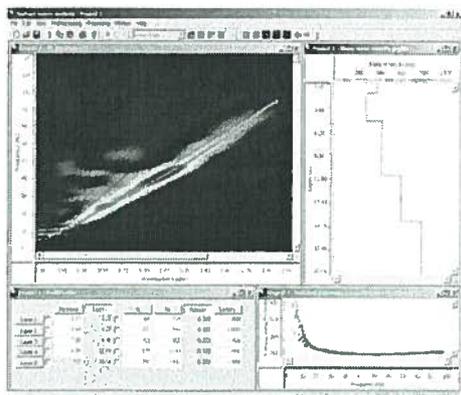


L'elaborazione dei dati è stata garantita dall' utilizzo del software SWAN ( Surface waves analysis ) prodotto dalla Geostudi Astier s.r.l. ; le principali caratteristiche di questo programma si possono così sintetizzare :

- \* Analisi di sezioni bidimensionali del terreno su dati raccolti mediante acquisizioni multiple, ottenute tramite la traslazione dell'array dei ricevitori.
- \* Interfaccia grafica studiata per rendere semplice l'uso degli strumenti disponibili, come:
  - \* L'impostazione dei parametri che definiscono il modello sintetico per l'inversione del modello del terreno in modalità interattiva.
  - \* Picking dello spettro per l'estrazione della curve di dispersione.
  - \* Editing della curva di dispersione sperimentale.
- \* Algoritmi di calcolo completi, veloci ed efficienti:
  - \* Calcolo spettro FK, FV, FX.
  - \* Molteplici finestre di windowing (boxcar, hamming, hanning, blackman,...).
  - \* Parametrizzazione del modello sintetico del terreno fino a 30 strati.
  - \* Controllo dei principali parametri dell'inversione (numero massimo delle iterazioni, tolleranza sui parametri, quantificazione del disturbo).

\* Esportazione delle immagini nei più comuni formati grafici.

\* Editing della curva di dispersione sperimentale.



L'elaborazione dei dati di campagna si compone delle seguenti fasi:

▣ Pre-processing, per:

▣ Pulizia da fenomeni di disturbo sul segnale utile, dovuto a sorgenti ambientali non controllabili.

▣ Assemblaggio di array virtuali, per ovviare alla limitazione del numero di geofoni disponibili in campagna.

▣ Analisi spettrale, mediante FFT, del sismogramma

ottenuto, condotta mediante l'utilizzo di vari parametri matematici, che consentono di adattarsi alle esigenze dell'utente.

▣ Estrazione (manuale od automatica) della curva di dispersione sperimentale, e sua visualizzazione nel dominio della frequenza o della lunghezza d'onda.

▣ Generazione di una curva di dispersione, basata su modello sintetico del terreno, mediante la caratterizzazione, per ciascuno strato, dello spessore dello strato stesso, della velocità delle onde S, della velocità delle onde P, della densità del terreno.

▣ Inversione del modello sintetico in modalità interattiva o automatica (inversione basata sulle velocità delle onde S o sugli spessori degli strati).

▣ A seguito della interpretazione eseguita viene fornito anche il valore della Vs30 del sito, consentendone la classificazione secondo le normative tecniche, attualmente in corso, in materia di progettazione antisismica.

## 6.2 Risultati

Dallo sviluppo del calcolo relativo alle Vs30, in funzione dei risultati indicati nelle tabelle in allegato al testo, si ottiene:

- Sito1 560 m/s

- Sito2 521 m/s

Entrambi i valori rientrano in una classificazione di suolo di tipo B.

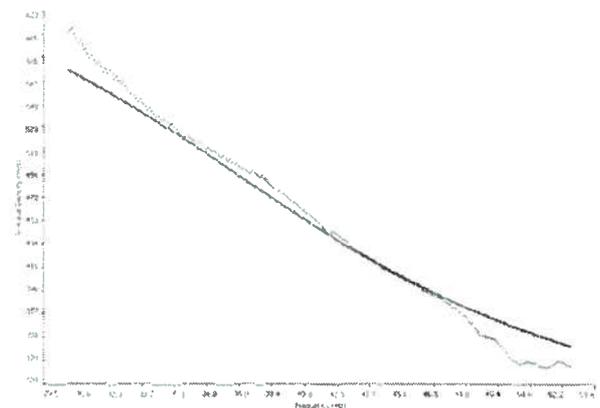
Dalla normativa (modifiche del D.M. 14/09/2005 Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. Infrastrutture del 14/01/2008, pubblicato su Gazzetta Ufficiale Supplemento ordinario n° 29 del 04/02/2008):

- A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
- B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e  $c_{u30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 inferiori a 180 m/s (ovvero  $NSPT30 < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina).
- E - Terreni dei sottosuoli dei tipi C o D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con  $VS > 800$  m/s).
- S1 - Depositi di terreni caratterizzati da valori di VS30 inferiori 100 m/s (ovvero  $10 < c_{u30} < 20$  kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includano almeno 3 m di torba o argille altamente organiche.
- S2 - Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

MASW n. 1

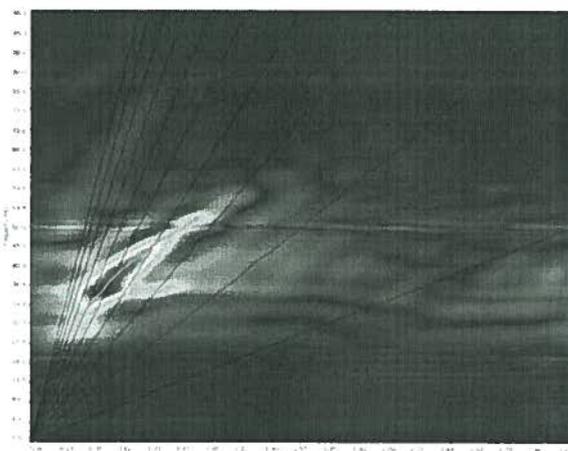


FK Spectrum

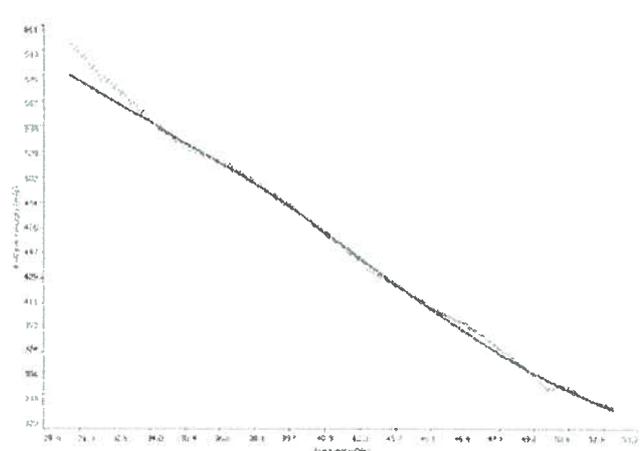


Curva di dispersione

MASW n. 2

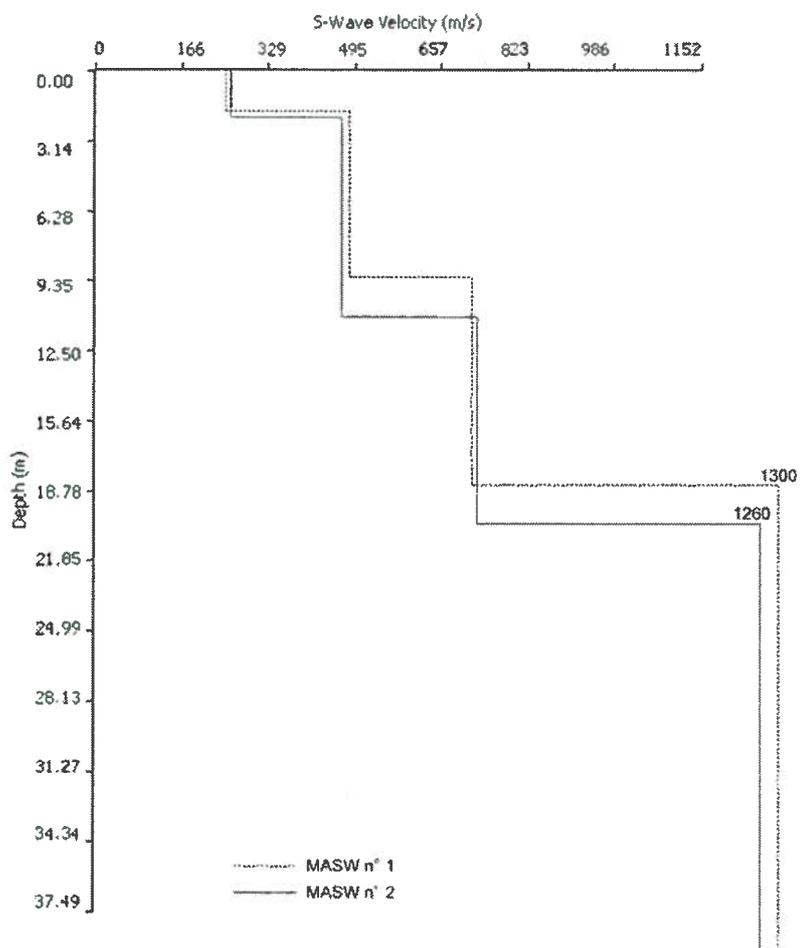


FK Spectrum



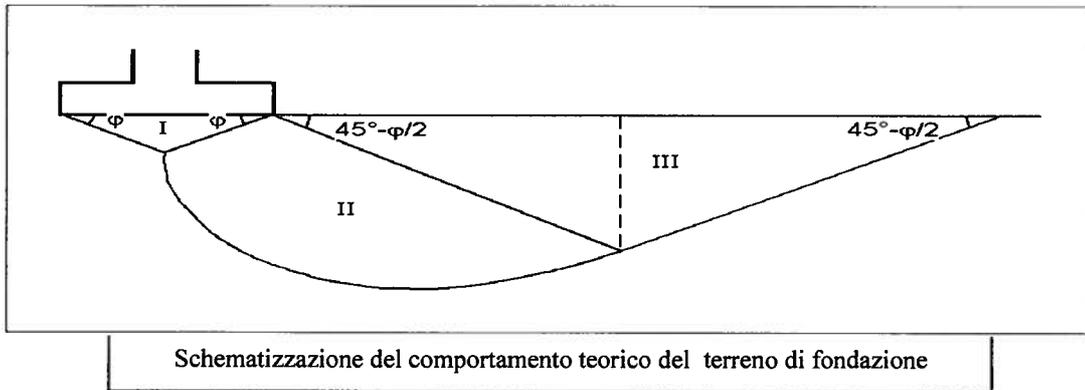
Curva di dispersione

# MODELLO DEL TERRENO



## 7.0 Calcoli relativi alla capacità portante

Il comportamento teorico del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico viene generalmente schematizzato secondo le indicazioni di Terzaghi (1943), come riportato nella sottostante figura. Si suppone che, per una fondazione ruvida, nel terreno caricato del peso del fabbricato si possano individuare tre zone a comportamento meccanico e reologico differente:



I) zona, geometricamente assimilabile ad un cuneo efficace, in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti, solidalmente con la fondazione; questo cuneo forma un angolo uguale a  $j$  ( $j$ =angolo di resistenza al taglio del terreno su cui poggia la fondazione) rispetto all'orizzontale secondo Terzaghi, uguale a  $45^\circ + j/2$  secondo Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen;

II) zona di scorrimento radiale, rappresentabile graficamente da una serie di archi di spirale logaritmica per  $j > 0$  o di cerchio per  $j = 0$ , dove avviene la trasmissione dello sforzo applicato dal cuneo di materiale che costituisce la zona I alla zona III;

III) zona che si oppone alla penetrazione del cuneo della zona I nel terreno; si assume teoricamente che assuma la forma di un triangolo isoscele con un'inclinazione dei due lati uguali rispetto all'orizzontale di  $45^\circ - j/2$ ; sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione ed altri eventuali sovraccarichi.

Si ha la rottura del terreno di fondazione quando il carico applicato dal cuneo della zona I supera la resistenza passiva della zona III. In questo caso la zona I penetrerà nel terreno di fondazione, che tenderà a rifluire lateralmente lungo la zona di scorrimento plastico, dando luogo a rigonfiamenti superficiali.

Si può giungere alla rottura del terreno attraverso tre modalità differenti:

a) rottura di tipo generalizzato: in terreni addensati e/o consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta rapidamente per piccoli incrementi di deformazione; al superamento della portanza limite il terreno si rompe e subisce grosse deformazioni; riportando in grafico gli sforzi applicati e le deformazioni relative risulta facilmente identificabile il valore della resistenza al taglio massima

b) rottura di tipo locale: in terreni sciolti e/o scarsamente consolidati la resistenza al taglio mobilitata aumenta gradualmente in relazione a significativi incrementi di deformazione; risulta

difficile individuare in questo caso di resistenza al taglio massima, superata la quale si ha la rottura del terreno, in quanto qui il fenomeno avviene con maggiore gradualità;

c) rottura di tipo intermedio: presenta caratteristiche intermedie fra la rottura di tipo generalizzato e locale.

Numerose sono le relazioni analitiche proposte per valutare la capacità portante di una fondazione superficiale.

Sulla base dei parametri litotecnici precedentemente attribuiti ai terreni di sottofondo sono stati affrontati i calcoli relativi alla capacità portante ammissibile impiegando, tra le formule più utilizzate in letteratura, quella di Terzaghi.

Nei calcoli è stato inoltre utilizzato il metodo dello **Stato Limite Ultimo**.

Le nuove norme sismiche prevedono, per la definizione del grado di sicurezza di una struttura, relativamente alla possibilità di rottura del terreno di fondazione, un approccio di tipo semiprobabilistico, o di livello 1, adottando il concetto di stato limite ultimo.

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata. Si parla di stato limite ultimo nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione. Il termine stato limite di esercizio viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisca lesioni tali da renderla inutilizzabile. Nel caso di una fondazione superficiale ciò può verificarsi, quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

Si parla di criterio semiprobabilistico in quanto, a differenza dell'approccio rigorosamente probabilistico, compare il concetto di coefficiente sicurezza, anche se di tipo differenziato a seconda del parametro preso in esame.

La procedura da adottare per calcolare la capacità portante del terreno è la seguente:

1. ipotizzando che sollecitazioni applicate e portanza siano fra loro indipendenti, si determinano i valori caratteristici dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno; per valore caratteristico s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di  $30^\circ$  dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a  $30^\circ$ ;
2. per tenere conto di eventuali altre cause d'indeterminazione, si applicano ai valori caratteristici dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato;
3. s'introducono i valori così ridotti di  $c$  e  $\varphi$  in una delle formula di calcolo della portanza disponibili in letteratura (Brinch Hansen, Vesic, Terzaghi, Meyerhof, ecc.), ricavando la portanza della fondazione; al valore ottenuto si applica un ulteriore coefficiente di sicurezza, da porre, in questo caso, uguale a 1;

4. si confronta il valore del carico di progetto con il valore di portanza ottenuto, controllando che, ovviamente, non sia superiore.

I valori caratteristici di  $c$  e  $\varphi$  sono determinabili con la seguenti relazioni:

$$(1) \varphi_k = \varphi_m (1 + \chi V_\varphi)$$

$$(2) c_k = c_m (1 + \chi V_c)$$

dove:

$\varphi_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

$c_k$  = valore caratteristico della coesione;

$\varphi_m$  = valore medio dell'angolo di attrito;

$c_m$  = valore medio della coesione;

$V_\varphi$  = coefficiente di variazione di  $\varphi$ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $\varphi$ ;

$V_c$  = coefficiente di variazione di  $c$ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $c$ ;

$\chi$  = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di  $\chi$  uguale a -1,645. Di conseguenza le relazioni (1) e (2) diventano:

$$(3) \varphi_k = \varphi_m (1 - 1,645 V_\varphi)$$

$$(4) c_k = c_m (1 - 1,645 V_c)$$

I valori di progetto di  $c$  e  $\varphi$  da adottare nel calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale secondo quanto indicato nelle Nuove Norme Tecniche. In pratica, in problemi connessi al raggiungimento dello stato limite ultimo del terreno, si ottengono come segue:

$$(5) \operatorname{tg} \varphi_p = \frac{\operatorname{tg} \varphi_k}{1,25}$$

$$(6) c_p = \frac{c_k}{1,25}$$

$$(7) c_{up} = \frac{c_{uk}}{1,40}$$

dove:

$\varphi_p$  = angolo di attrito di progetto;

$c_p$  = coesione drenata di progetto;

$c_{up}$  = coesione non drenata di progetto.

## 7.1 Risultati dei calcoli relativi alla resistenza dei terreni allo SLU

Le prove eseguite hanno evidenziato la presenza di una condizione stratigrafica e litotecnica buona, con presenza di un orizzonte limoso argilloso superficiale, scarsamente addensato, che si spinge praticamente dal piano campagna, fino alla quota di circa - 1.0 m da p.c.

Oltre tale quote è presente un orizzonte di ghiaia sabbiosa, caratterizzato da buone caratteristiche geotecniche.

Le esigenze progettuali prevedono la posa delle fondazioni a 3 m da p.c.; in tale contesto le fondazioni risultano posate entro l'orizzonte geotecnicamente buono, riscontrato fino ad una profondità di -2,70 m riscontrato nelle SCPT n°1.

Di seguito sono riportati i valori degli indici principali dei terreni indagati nell'ambito dei primi 2.5 metri di profondità:

tipo di terreno:

- 1° strato: terreno vegetale superficiale sciolto

peso di volume:  $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$

coesione non drenata  $c_u \cong 0 \text{ kPa}$

angolo di attrito  $\varphi' = 27^\circ$

densità relativa  $D_r = 57\%$

2° strato: ghiaia sabbiosa addensata sottostante

peso di volume:  $\gamma = 1,85 \text{ t/m}^3$

coesione non drenata  $c_u \cong 0 \text{ kPa}$

angolo di attrito  $\varphi' = 36^\circ$

densità relativa  $D_r = 87\%$

Nelle verifiche geotecniche sono quindi state considerate le seguenti tipologie di fondazione:

- ☞ Fondazioni singole con dimensioni  $B = 1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$  e  $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$  posate alla quota di -3 m da p.c.
- ☞ Fondazioni continue ( $L > 5 B$ ) con dimensioni  $B = 1 \text{ m}$  posate alla quota di - 3 m da p.c.

Nelle verifiche geotecniche è stato considerato un incastro effettivo della fondazione di 0,70 m.

Dai calcoli eseguiti è emerso che:

- ⇒ *Fondazioni a plinti di piastra quadrata con dimensioni in pianta  $1,5 \times 1,5 \text{ m}$  posati alla quota di - 3 m da p.c. con incastro effettivo di 0,70 m;*

*i terreni in oggetto si potranno ottenere valori di capacità portante ammissibile (carico di esercizio)*

$$\sigma_{slu} - \text{Carico Limite Ultimo} = 3,63 \text{ Kg/cm}^2$$

⇒ *Fondazioni a plinti di piastra quadrata con dimensioni in pianta 2 x 2 m posati alla quota di - 3 m da p.c. con incastro effettivo di 0,70 m;*

*i terreni in oggetto si potranno ottenere valori di capacità portante ammissibile (carico di esercizio)*

$$\sigma_{slu} - \text{Carico Limite Ultimo} = 3,55 \text{ Kg/cm}^2$$

⇒ *Fondazioni continue di dimensioni B = 1 m e (L > 5 B) posate a - 3 m da p.c.*

*i terreni in oggetto si potranno ottenere valori di capacità portante ammissibile (carico di esercizio) con incastro effettivo di 0,70 m;*

$$\sigma_{slu} - \text{Carico Limite Ultimo} = 3,10 \text{ Kg/cm}^2$$

I risultati dei calcoli di cui sopra sono stati valutati, successivamente, alla luce dei valori raggiunti dai cedimenti totali, che devono essere tollerati dalle strutture in elevazione e che condizionano l'adozione del valore *del carico di esercizio* in fase esecutiva.

## 6.2 Stima dei cedimenti totali

Sulla base degli stessi parametri del terreno e delle caratteristiche tecniche delle fondazioni introdotte nei calcoli relativi alla capacità portante ammissibile sono stati eseguiti i calcoli per la determinazione dei cedimenti totali sia a breve che a lungo termine utilizzando la teoria dell'elasticità.

Dai calcoli eseguiti è risultato che i valori dei cedimenti totali, con T = 30 anni, risultano pari a:

*Fondazioni a plinti a piastra quadrata 1x1 e 2x2 m, posate a - 3 m da p.c.*

*con un carico di esercizio applicato rispettivamente pari a 3,63 Kg/cm<sup>2</sup> e 3,55 Kg/cm<sup>2</sup> dai terreni in oggetto si potranno ottenere valori dei cedimenti totali pari a:*

$$D_h < 5 \text{ mm}$$

*Fondazioni a continue di dimensioni B = 1 m posate a - 3 m da p.c.*

*con un carico di esercizio applicato pari a 3,10 Kg/cm<sup>2</sup>, dai terreni in oggetto si potranno ottenere valori dei cedimenti totali pari a:*

$$D_h < 15 \text{ mm}$$

Comunque, a tutto vantaggio della sicurezza, considerando quanto segue :

- a) profondità di investigazione raggiunta dalle prove penetrometriche di scarsa rilevanza geotecnica in quanto non ha interessato in toto il volume di terreno su cui grava il bulbo di spartizione dei carichi generalmente pari a  $2 B$  con  $B$  = larghezza fondazioni
- b) valutazione della prova penetrometrica n. 1 riferita all'indagine geotecnica eseguita in fregio all'area in oggetto ( deposito di prodotti e mezzi agricoli - relazione geotecnica del Novembre 2006 a firma dr.geol. Manella ); osservando i risultati della prova suesposta si evince la presenza di un livello con scarse caratteristiche geotecniche della potenza di 60 cm. con tetto a 4.50 metri dal piano topografico.

Pertanto si prescrive di non superare un valore di

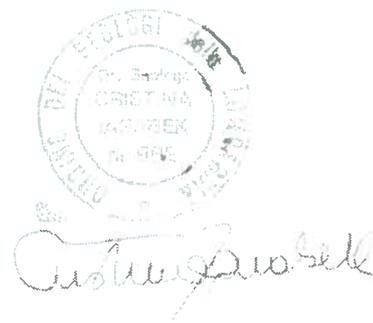
*oslu - Carico Limite Ultimo 2,00 Kg/cm<sup>2</sup>*

#### 8.0 - Considerazioni conclusive

Sulla base delle indagini in sito eseguite e delle successive interpretazione ed elaborazioni sono stati condotti i calcoli relativi agli aspetti geotecnici e idrogeologici per fornire agli Enti competenti gli strumenti necessari al rilascio dei relativi pareri e concessioni ed ai progettisti gli elementi per il dimensionamento delle strutture di fondazione. Le indagini in sito eseguite hanno evidenziato che nell'area di intervento l'assetto geologico - geotecnico ed idrogeologico dei terreni di sottofondo è sostanzialmente omogeneo e non sono da attendersi interferenze tra le opere di progetto e le condizioni di naturale equilibrio idrogeologico dell'ambito di edificazione..

L'intervento risulta quindi compatibile con il locale assetto geologico del territorio.

A scavi aperti sarà cura della D.L. avvisare gli scriventi al fine di effettuare l'ispezione del fondo scavo necessario per escludere la presenza di materiali particolarmente compressibili, "sfuggiti" alle prove. Qualora si notassero delle cavità o depressioni, o comunque la presenza di un terreno scadente occorrerà valutare l'entità del fenomeno e provvedere alla bonifica nonché al calcolo della nuova Carico di esercizio. Inoltre è buona norma prevedere opere per l'allontanamento delle acque piovane, non solo a fine dei lavori, ma anche durante l'esecuzione dell'opera e la messa in sicurezza degli scavi.



Cristina Moriggi

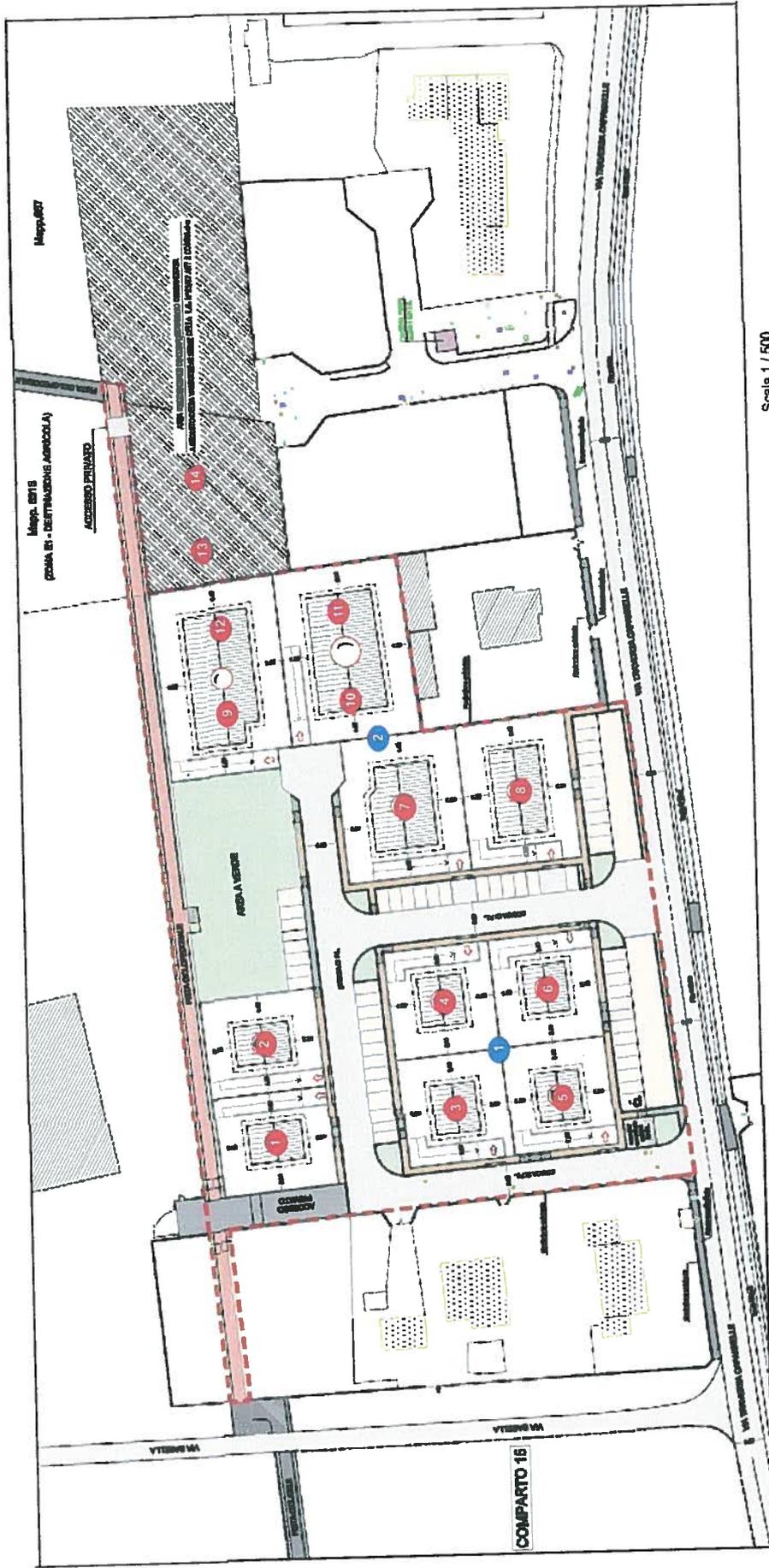
IN ALLEGATO AL TESTO

COROGRAFIA

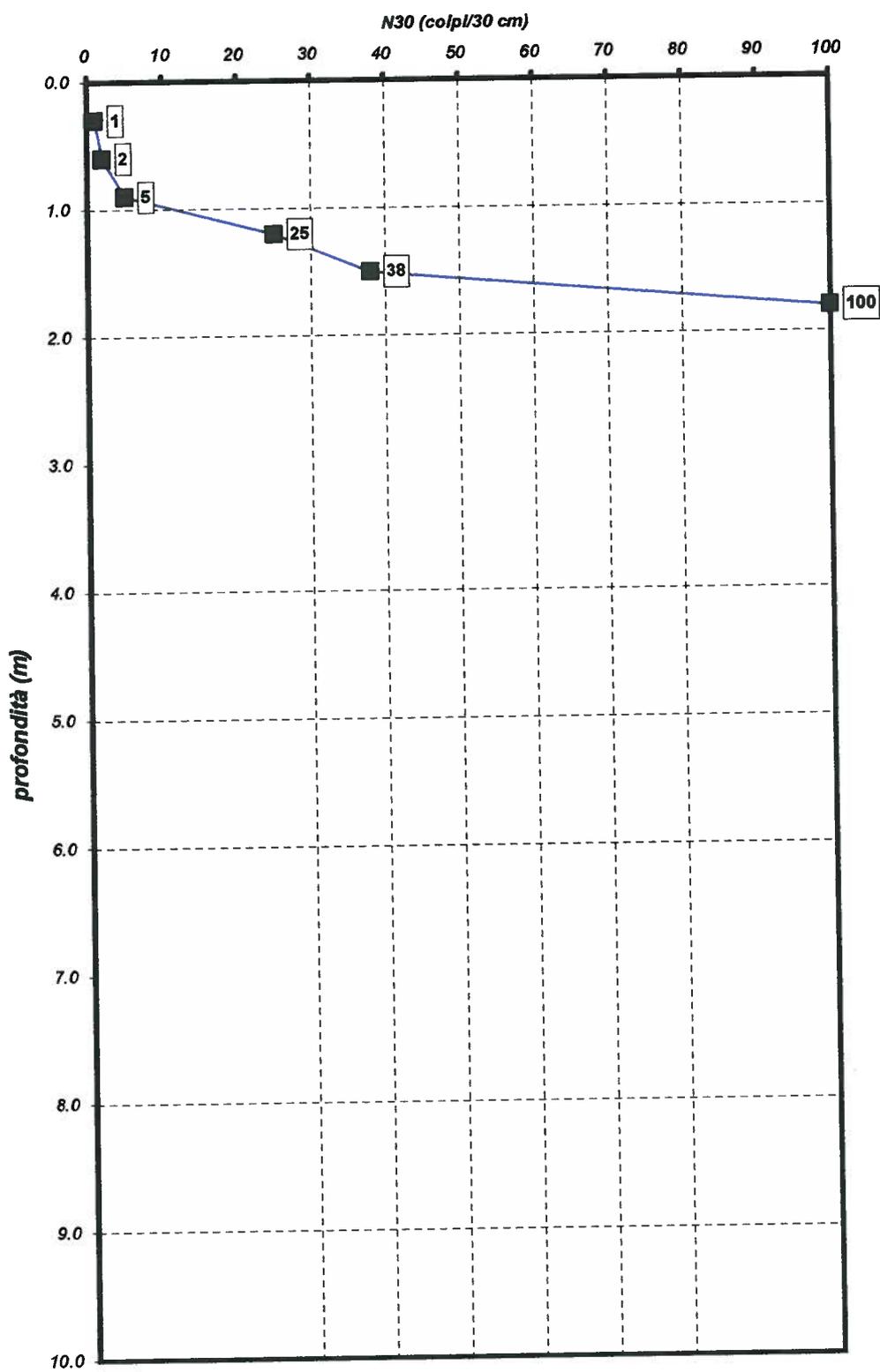
UBICAZIONE INDAGINI IN SITO

CARTA DELLA FATTIBILITA'

# UBICAZIONE INDAGINI

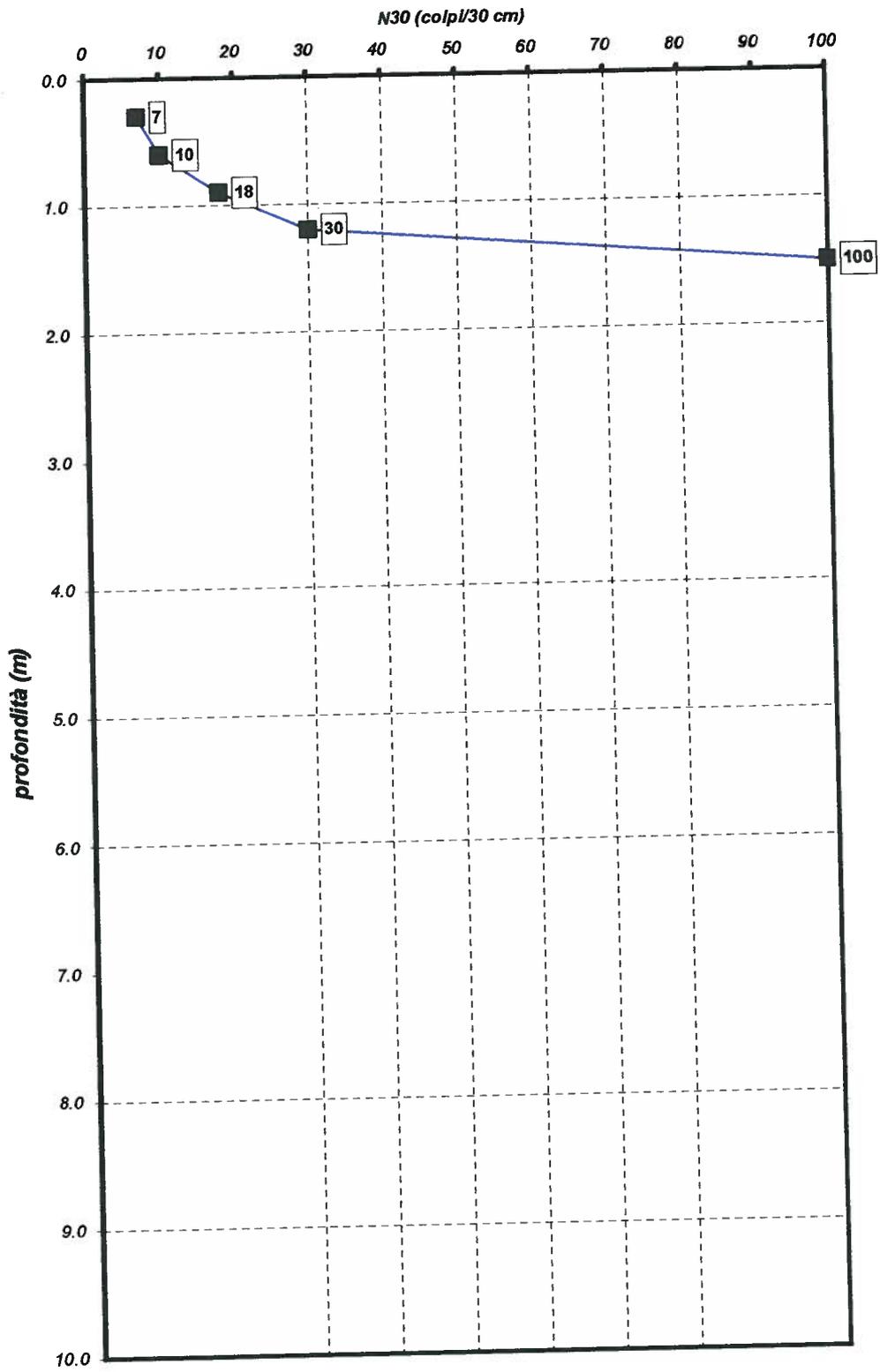


# PROVA PENETROMETRICA N° 11



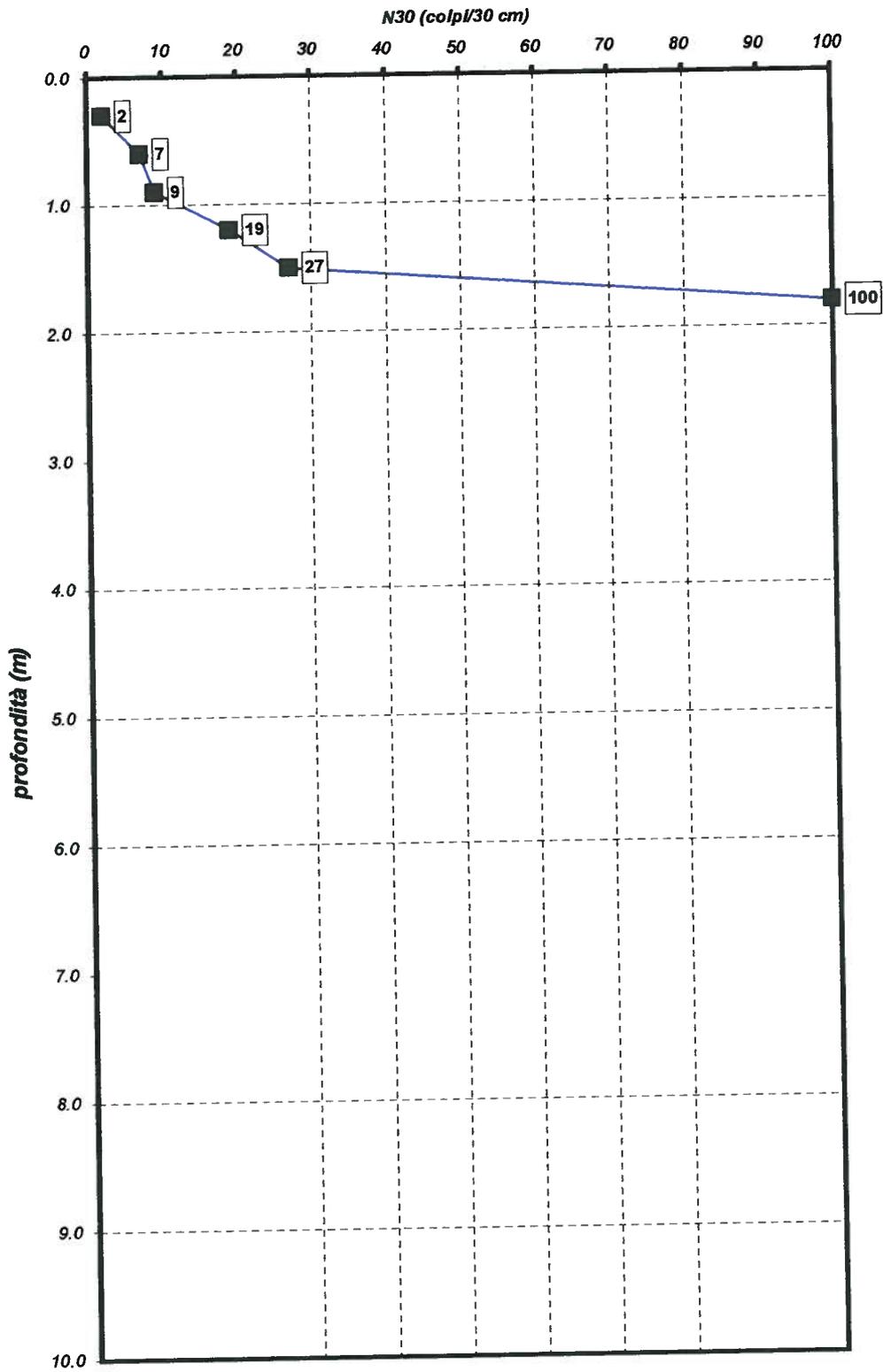
# PROVA PENETROMETRICA N° 12

□



# PROVA PENETROMETRICA N° 13

□



# PROVA PENETROMETRICA N° 14

