

**PIANO ATTUATIVO CON CAMBIO DI  
DESTINAZIONE D'USO E RIQUALIFICAZIONE  
AMBIENTALE SU UN LOTTO DI FABBRICATI  
AD USO PRODUTTIVO POSTO IN  
Via BOLOGNA 485, 487 - Viale F.LLI CERVI 49/B, 49/C  
COMUNE DI PRATO**

**RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA DI FATTIBILITA'  
(Ai sensi DPGR 26/R del 27/4/2007)**

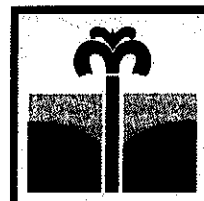
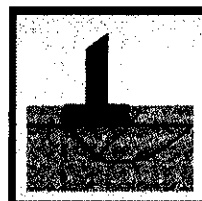
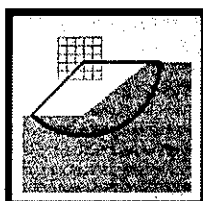
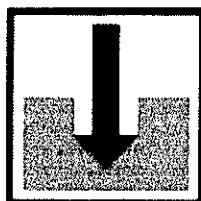
**Committenti:** *Sig. INVERNI MARCO*  
*Sig. CIAMBELLOTTI PATRIZIO*  
*Sig. CIAMBELLOTTI GIANFRANCO*

**Progettista:** *Arch. FRANCO MARTINI*

**Data:** 15 Aprile 2009



*Franco Ceccarini*



**STUDIO GEOLOGICO DOTT. F. CECCARINI**  
Via J. Nardi, 9 - 59100 PRATO  
Tel./Fax 0574 39888

## INDICE

1.)	PREMESSA	pag. 2
2.)	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	pag. 4
	2.1.) Caratteristiche generali	pag. 4
	2.2.) Caratteristiche dell'area desumibili dagli elaborati del Piano Strutturale del Comune di Prato-Pericolosità dell'area e fattibilità dell'intervento	pag. 6
	2.3.) Riferimento al PTC Provincia di Prato	pag. 8
	2.4.) Rischio idraulico - Autorità di Bacino del F. Arno	pag.11
3.)	APPROFONDIMENTI DEL QUADRO CONOSCITIVO-DATI GEOGNOSTICI E CONSIDERAZIONI SULLE CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DELL'AREA	pag.12
	3.1.) Campagna geognostica	pag.12
	3.2.) Caratterizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo	pag.14
4.)	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SULL'INTERVENTO	pag.19
	4.1.) Considerazioni generali	pag.19
	4.2.) Edificio n. 3	pag.19
	4.2.1.) Capacità portante dell'fondazioni	pag.19
	4.2.2.) Cedimenti	pag.20
	4.3.) Edificio n. 4	pag.23
	4.3.1.) Capacità portante dell'fondazioni	pag.23
	4.3.2.) Cedimenti	pag.24
5.)	SCAVI	pag.29
6.)	RISPOSTA SISMICA LOCALE	pag.33
	6.1.) Amplificazione per effetti morfologici	pag.33
	6.2.) Amplificazione per effetti litologici e stratigrafici	pag.33
	6.3.) Terreni particolarmente scadenti-Instabilità dinamica per cedimenti e cedimenti differenziali	pag.34
	6.4.) Instabilità dinamica per franosità	pag.34
	6.5.) Liquefazione	pag.35
	6.6.) Carta delle zone a maggior pericolosità sismica locale (ZMPSL)	pag.35
7.)	CONCLUSIONI CIRCA LA PERICOLOSITA' DELL'AREA E LA FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO	pag.36
In appendice	- Elaborati grafici - Dati geognostici (prova penetrometrica SCPT)	
FILE: PDRbolcervi		

**1.) PREMESSA**

La presente relazione esamina le caratteristiche geologiche e geotecniche di un lotto di terreno posto in Prato con accesso da Via Bologna nc. 485 e da Via F.lli Cervi nc. 49/b, dove è in corso la redazione di un Piano Attuativo con cambio di destinazione d'uso e riqualificazione ambientale dei fabbricati produttivi ivi presenti.

L'ubicazione dell'area in oggetto è riportata in FIG. 1 : "Corografia Generale" in scala 1 : 10.000.

Il progetto prevede, tramite parziale demolizione e profonda ristrutturazione dei fabbricati presenti, la realizzazione di un edificio commerciale (Edificio 2) e di una palestra (Edificio 1), entrambi disposti su 2 piani fuori terra; saranno inoltre realizzati due edifici per civile abitazioni disposti rispettivamente su 5 piani fuori terra (Edificio 4) e 5 piani fuori terra più ampio piano interrato adibito ad autorimessa (Edificio 3).

L'intervento, come detto, si configura come Piano Attuativo; la normativa regionale vigente (DPGR 26/R del 27 aprile 2007 - Regolamento di attuazione in materia di indagini geologiche dell'art. 62 della L.R. n. 1 del 3 gennaio 2005) fornisce anche, al punto 4 dell'allegato A, le direttive per la formazione dei Piani complessi di intervento e per i Piani attuativi, in cui si richiama la necessità di corredare il piano con una relazione di fattibilità predisposta nel rispetto delle condizioni di fattibilità contenute nello strumento di piano; la relazione di fattibilità deve contenere *"gli esiti degli approfondimenti di indagine, laddove siano stati indicati necessari dal regolamento urbanistico in relazione alle*

*condizioni di fattibilità, ovvero indicazioni sulla tipologia delle indagini da eseguire e/o sui criteri e sugli accorgimenti tecnico-costruttivi da adottare, ai fini della valida formazione del titolo abilitativo all'attività edilizia."*

Nella presente relazione si analizzeranno pertanto per prima cosa i contenuti dello studio geologico a supporto del Piano Strutturale e le classificazioni e condizioni di fattibilità contenute nel Regolamento Urbanistico; si analizzeranno inoltre anche i contenuti del PTC provinciale e del PAI dell'Autorità di Bacino del F. Arno; quindi, valutato se siano o meno intervenute modifiche rispetto al quadro conoscitivo di riferimento (assetto geomorfologico, idraulico, idrogeologico e sismico), sarà comunque affrontato un approfondimento delle caratteristiche geologiche e geotecniche dell'area, pervenendo ad una valutazione di pericolosità della stessa e di fattibilità dell'intervento ai sensi del DPGR 26/R.

Per tale approfondimento, saranno qui utilizzati, oltre a dati generali sull'area, anche i risultati di una campagna geognostica appositamente eseguita in situ, composta, nell'attuale difficoltà di reperire spazi liberi per l'indagine stessa, da una prova penetrometrica dinamica S.C.P.T..

## **2.) INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO**

### **2.1.) Caratteristiche generali**

Il lotto in esame è ubicato in posizione settentrionale della vasta pianura alluvionale di Firenze - Prato - Pistoia, pianura che deriva da un antico bacino lacustre di età villafranchiana instauratosi dopo la fase parossistica dell'orogenesi appenninica, quando iniziò una fase distensiva responsabile della creazione di depressioni longitudinali ("graben") ad andamento appenninico; in tali depressioni si impostarono vari bacini lacustri intermontani (Mugello, Casentino, ecc.), tra i quali appunto quello di Firenze - Prato - Pistoia.

Successivamente, alcune faglie trasversali provocarono il sollevamento della conca di Firenze rispetto al resto del bacino, con la conseguente erosione della soglia alla Gonfolina (presso Signa) che provocò lo svuotamento di tale parte del lago, mentre continuava a colmarsi la parte del bacino di Prato e Pistoia fino al suo totale riempimento.

I corsi d'acqua che si impostarono successivamente sulla neoformata superficie di origine lacustre la rimaneggiarono tramite l'alternarsi di cicli erosivi e deposizionali e la ricoprirono con una coltre di depositi fluviali.

Al paesaggio attuale ha concorso, come ultimo evento, anche il verificarsi di una serie di impaludamenti, che hanno interessato diverse aree della piana anche in epoche storiche, ma non la zona in oggetto che si trova nella parte altimetricamente più elevata della pianura.

Notevole rilevanza possiede, nell'area pratese, la presenza del vasto corpo sedimentario ghiaioso di conoide dovuto al Fiume Bisenzio, la cui parte apicale si trova proprio nella

zona di S. Lucia (nel punto di passaggio dal percorso vallivo a quello di pianura del suddetto corso d'acqua). Nella zona apicale della conoide, dove il fiume possiede ancora una notevole energia di trasporto, si depositano in prevalenza i materiali più grossolani e pesanti: si rileva dunque solitamente la presenza di ghiaie e ciottolami. Tali livelli grossolani possono tuttavia essere coperti in superficie dalla coltre di sedimenti alluvionali finemente depositatisi da quando, con la regimazione antropica, sono cessate le divagazioni del corso idrico; nella zona in oggetto sono poi possibili apporti superficiali di tipo detritico-eluviale provenienti dal vicino versante.

Secondo dati desunti dalla bibliografia ("*La falda idrica della conoide di Prato*" di Landini-Pranzini-Venturucci, 1990), la superficie freatica risulta in tale zona ad una quota prossima a 70 m s.l.m. (dati risalenti a ottobre 1987); poiché la superficie topografica possiede in questa zona una quota di circa 78 m s.l.m., si dovrebbe incontrare la presenza della falda ad una profondità di circa -8,0 m di profondità dal piano campagna attuale.

Il perforo di prova è stato attrezzato con un tubo piezometrico ed ha rinvenuto presenza di falda a -9,55 m di profondità.

Dal punto di vista dell'idrografia di superficie, i deflussi sono assicurati dal sistema fognario che fa capo al Gorone, che passa a circa 200 m di distanza a Sud-Est del lotto in esame.

A circa 500 m di distanza a verso Sud-Est scorre il F. Bisenzio: l'edificio in oggetto cade dunque al di fuori di ogni ambito collegato a detto fiume.

**2.2.) Caratteristiche dell'area desumibili dagli elaborati dal Piano Strutturale del Comune di Prato - Pericolosità dell'area e fattibilità dell'intervento.**

Riferendosi alla cartografia geologica allegata al Piano Strutturale vigente, è possibile notare quanto segue:

- Sulla "Carta geolitologica" (estratto riportato in FIG.2), l'area ricade in zona in cui i depositi superficiali sono costituiti da "limi"; va tuttavia detto, come rivelato dalla prova dinamica eseguita in sito, che questa copertura superficiale di materiali fini giunge solo fino a circa -4,5 m dal p.c., mentre al di sotto di essa sono presenti i sedimenti ghiaioso-sabbiosi tipici della conoide del F. Bisenzio.
- Sulla "Carta Idrogeologica - Il livello massimo della falda" (estratto riportato in FIG.3), la zona è compresa tra le linee isopieze relative ai 70 e 72,5 m s.l.m.; la quota del piano di campagna dell'area di intervento risulta essere di circa 78 m s.l.m.: si avrebbe dunque presenza di falda a circa -5,5 ÷ -8 m di profondità dal p.c.; in realtà, come già accennato, all'interno del perforo d'indagine geognostica attrezzato con tubo freaticometrico è stata rinvenuta falda a maggiore profondità, ovvero a -9,55 m dal p.c..
- Sulla carta "Carta della Pericolosità" (FIG. 4), l'area è definita ricadere in Classe di Pericolosità 2, ovvero "pericolosità bassa", come del resto quasi tutta la piana pratese se non interessata da fenomeni di inondazione. Tale classificazione corrisponde, ai sensi della Del. C.R. 94/85 secondo la quale la classificazione è stata a uso tempo redatta, a

situazioni geologico-tecniche apparentemente stabili sulle quali però permangono dubbi che comunque potranno essere chiariti a livello di indagine geognostica di supporto alla progettazione esecutiva.

Per quanto riguarda la fattibilità attribuita all'intervento in oggetto dallo studio geologico di supporto al Piano Strutturale, essa può essere dedotta dalla griglia sotto riportata, ripresa dall'Art. 121 del R.U. del Comune di Prato.

	PERICOLOSITA'														
	2	2f	3	3r	3v	3d	3s	3e	4fr	4acc	4tr	4i	4a	4r	4all
Manutenzione ordinaria	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Manutenzione straordinaria	2	2	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3
Risanamento conservativo	2	2	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3
Restauro	2	2	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3
Ristrutturazione	2	2	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3
Ampliamento	2	2	3	3	3	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3
Demolizione / ricostruzione	2	2	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4
Demolizione	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Ristr. Urb./recupero ambient.	2	2	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4
Nuova edific. e nuovo impianto	2	2	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4

Come si vede, sia per le ristrutturazioni sia per gli interventi di demolizione/ricostruzione, la classe di fattibilità che compete in area a pericolosità 2 è **Classe di fattibilità 2**, ovvero, dall'Art. 121 del R.U. "situazioni che non determinano particolari condizioni di attuazione".

La pericolosità dell'area e la fattibilità dell'intervento sopra rilevate in base allo studio geologico di supporto al Piano Strutturale saranno di seguito controllate sulla base di altre cartografie e normative e sulla base dei dati geognostici rilevati in situ, con i quali sono state



condotte considerazioni circa il comportamento della struttura in progetto.

### **2.3.) Riferimento al PTC della Provincia di Prato.**

Si analizzano di seguito i dati contenuti della recente Variante di adeguamento del PTC della Provincia di Prato alla L.R. 1/2005, con particolare riferimento alle misure di salvaguardia di cui al Capo III delle NTA della variante stessa.

- La Tav. QC\_GEO\_07 - Carta delle Emergenze Geoambientali, di cui si riporta uno stralcio in FIG. 5, mostra che il Piano di Recupero in oggetto non insiste su aree di prelievo di materiali lapidei; non risulta inoltre essere interessato dalla presenza di fonti o sorgenti, né tanto meno, da forme prodotte dall'azione delle acque superficiali, da carsismo o da fronti di cava.
- In FIG. 6 si riporta uno stralcio della Tav. QC\_PCR\_02 (sensibilità al rischio); su essa l'area in oggetto, attualmente occupata da edifici industriali, non risulta essere definita quale area di emergenza destinata all'ammassamento soccorritori, o ad "area attrezzata multifunzionale di interesse generale" per utilizzo pubblico in condizioni di "non emergenza".
- Per quanto riguarda la Tav. QC\_PCR\_03 - Definizione rischio idraulico - (FIG. 7), l'area d'intervento non risulta ricompresa in aree esposte a rischio idraulico e non risulta nemmeno interessata dalla progettazione di opere per la mitigazione del rischio idraulico stesso.

Si riporta di seguito, per completezza, il commento di altre carte di corredo alla Variante al PTC (2008), delle quali non si allega alcun stralcio in relazione perché ritenute non determinanti ai fini dell'intervento in oggetto.

- Sulla Tav. IDR 01 - Piano rischio idraulico Autorità di Bacino del Fiume Arno, l'area in esame ricade al di fuori delle aree alluvionabili (alluvioni ricorrenti od eccezionali) così come definite dal DPCM 5/11/1999 e non risulta inoltre interessata da interventi strutturali di tipo A e tipo B.
- La TAV. IDR 02 - Piani Assetto Idrogeologico, riporta la classificazione di pericolosità idraulica attribuita ai territori di pianura dall'Autorità di Bacino dell'Arno e del Reno, senza aggiungere niente alla cartografia del PAI, che di seguito sarà riportata.  
Si segnala che su questa carta vengono accorpate le zonizzazioni di pericolosità del PAI in scala 1:25.000 (livello di sintesi) ed in scala 1:10.000 (livello di dettaglio), senza tenere conto delle differenti definizioni (vedi art. 5 delle NtA del PAI); sulla legenda allegata, infatti, vengono riportate solamente le definizioni delle classi di pericolosità a livello di dettaglio (scala 1 : 10.000).
- La TAV. IDR 03 - Opere Idrauliche Classificate, indica che l'area in oggetto non è interessata dalla previsione di realizzazione di casse di espansione; non introducendo quindi limiti in questo senso per l'intervento in progetto.

- Infine, la TAV. PCR 01 - Aree Idrogeologicamente Omogenee, che suddivide il territorio provinciale in vari sottobacini idrogeologici (solitamente coincidenti con i vari territori comunali pratesi), indica che l'area in esame ricade ovviamente nell'area di Prato (area B3).

Per quanto riguarda il rischio idraulico, nel PTC sono quindi riprese le definizioni del PAI; l'art. 25 delle NtA del PTC 2008, al punto 6 definisce testualmente che alle carte di Integrità idraulica (QC\_IDR\_01 e QC\_IDR\_02) sono associate le Norme Tecniche di Attuazione contenute negli stessi Piani di settore delle Autorità di Bacino.

Anche ai sensi delle salvaguardie poste dal PTC diviene dunque determinante l'analisi del PAI.

All'art. 25 del PTC, si danno inoltre disposizioni per il contenimento dell'impermeabilizzazione del suolo; si può nel caso in oggetto notare che l'intervento ricade in zona già edificata ed impermeabilizzata (piano di recupero su area occupata da vari edifici industriali), e che non vi sarà pertanto una "consistente ricaduta sull'assetto idrogeologico e sulla capacità di permeabilità del suolo", che potrebbe altrimenti portare alla previsione di opportune opere di compensazione anche mediante la realizzazione di opere di raccolta temporanea delle acque. Per quanto riguarda il contenuto dell'ultimo capoverso dell'art. 25, si nota che nel caso in oggetto, con la sostituzione degli attuali corpi di fabbrica con gli edifici in progetto, non si concretizza un aumento di superficie coperta uguale o superiore a 500 mq; in conteggi in tal senso comunicati dal Progettista sono i seguenti:

Sup. coperta edifici	Stato attuale	mq 5660
	Stato progetto	mq 2980
Sup. permeabile del lotto	Stato attuale	mq 0
	Stato progetto	mq 1940

Pertanto, sia per la superficie coperta che per quella impermeabile, non si ha allo stato di progetto un incremento, ma viceversa una riduzione; anche in questo caso dunque cade la necessità di impianti di accumulo per l'immagazzinamento ed il riutilizzo delle acque meteoriche ai sensi dell'Art. 25 del PTC.

#### **2.4.) Rischio idraulico - Autorità di Bacino del F. Arno**

Altre informazioni sul rischio idraulico, od eventuali vincoli da esso derivanti, possono essere desunti dalla cartografia appositamente redatta dall'Autorità di Bacino del F. Arno.

Sul PAI (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico), la zona in oggetto è indicata ricadere in area a pericolosità idraulica P.I.1, ovvero "moderata" (FIG. 8 - cartografia in scala 1:10.000, Livello di dettaglio).

E' questa la più ridotta classificazione di pericolosità prevista dal PAI, e ad essa non è collegato vincolo alcuno per l'intervento.

Si fa ad ogni modo notare che, in base alle definizioni del PAI (art. 5 NTA), la pericolosità P.I.1 a livello di dettaglio corrisponde ad aree inondabili da eventi con tempo di ritorno  $Tr$  tale che  $200 < Tr \leq 500$  anni.

### **3.) APPROFONDIMENTI DEL QUADRO CONOSCITIVO - DATI GEOGNOSTICI E CONSIDERAZIONI SULLE CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DELL'AREA**

#### **3.1.) Campagna geognostica**

Per ottenere dati sulle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni interessati dall'intervento è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica S.C.P.T.; con tale metodo è stato possibile approfondire l'indagine anche nei livelli ghiaiosi addensati che avrebbero fornito resistenza a rifiuto nel caso di prova di tipo statico.

La profondità massima raggiunta in tal modo è stata di - 11,1 m dal p.c.; tale profondità, date anche le valide caratteristiche geotecniche dei terreni incontrati, è stata ritenuta sufficiente per indagare i terreni al di sotto del piano di posa delle fondazioni dell'edificio in progetto.

In Fig. 9, *Ubicazione delle verticali d'indagine geognostica*, in scala 1 : 500, è riportata la posizione della prova eseguita rispetto all'impronta dei fabbricati in progetto.

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infissione di una punta conica tramite battitura, operata mediante un maglio di peso e altezza di caduta standardizzati; il risultato viene espresso per mezzo della registrazione del numero di colpi N per ogni 30 cm di infissione.

Il penetrometro dinamico utilizzato è del tipo superpesante (DPSH) Meardi - AGI, con le seguenti caratteristiche:

- peso del maglio: 73 Kg
- altezza di caduta: 75 cm

- punta conica con angolo al vertice: 60°
- diametro cono: 51 mm

I risultati delle prove effettuate hanno consentito di elaborare un grafico della resistenza dinamica così come misurata nel corso della prospezione eseguita.

Come già accennato, il perforo d'indagine è stato attrezzato con tubo freaticometrico consentendo di misurare presenza di acqua a -9,55 m dal p.c..

Dalla resistenza penetrometrica dinamica N'30 è possibile stimare il valore di resistenza N<sub>spt</sub>.

La differenza tra i due metodi (S.C.P.T. ed S.P.T.), a parte il fatto che in un caso il rilevamento è continuo sull'intera profondità ed in un altro esso è limitato in alcuni punti durante l'esecuzione di un sondaggio, dovrebbe essere unicamente costituita dal diverso peso del maglio (63 Kg per la prova S.P.T. e 73 per la S.C.P.T.) e, pertanto, dalla conseguente diversa energia.

In realtà, notevole rilevanza nei risultati delle prove penetrometriche dinamiche è costituita dal rendimento del macchinario, esprimibile con il rapporto:

$$Er = \frac{\text{energia effettivamente ceduta alla punta}}{\text{energia assorbita}} \times 100$$

Tale rendimento risulta estremamente variabile, tanto che l'utilizzo di macchinari diversi comporta risultati assai dissimili.

Il coefficiente di correlazione effettiva fornito dal costruttore risulta essere:

$$N_{spt} = 1,74 N'30$$

Ciò corrisponde al risultato di studi condotti in terreni italiani da Tissoni (1987) e, successivamente, dallo Studio Geotecnico Italiano, che pongono in media:

$$N'30 = 0,57 \text{ Nspt}$$

I risultati della prova dinamica sono riportati sotto forma di grafici e di tabelle, ed allegati in appendice alla presente relazione tecnica.

### **3.2.) Caratterizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo**

Sulla base della prova penetrometrica dinamica condotta in situ è possibile ricostruire la seguente successione stratigrafica, ricordando che la quota di inizio di tale prova corrisponde a circa +55 cm rispetto alla quota 0,0 di progetto, posta su Via Bologna:

**Livello A0** (da 0,0 a -0,9 m dal p.c.): elementi di riporto che compongono la massicciata del piazzale.

**Livello A1** (da -0,9 a -4,2 m dal p.c.): terreni fini a granulometria prevalentemente limo-argillosa. Il numero medio di colpi per ogni 30 cm d'infissione (N'30), valutato sull'intero orizzonte escludendo per cautela la lettura più elevata, risulta pari a  $N'30 = 4,3$ , ovvero  $Nspt = 7,5$

Il comportamento geomeccanico di questo livello può essere considerato sostanzialmente di tipo coesivo, regolato a breve termine dalla coesione non drenata  $C_u$  ed a lungo

termine, quando la coesione tende a decadere, dall'angolo di attrito interno in condizioni di sforzi efficaci  $\phi'$ .

La prova penetrometrica dinamica non fornisce, in generale, valori particolarmente attendibili per i terreni fini coesivi; tuttavia per terreni argillosi di media plasticità, può essere utilizzata la seguente formula:

$$C_u = 0,067 N_{spt} = 0,5 \text{ Kg/cmq.}$$

In base a precedenti studi condotti in zona prossima (ex fabbrica degli Abatini), era stato determinato un uguale spessore di sedimenti fini soprastanti le ghiaie; anche i valori di resistenza penetrometrica dinamica in tali terreni risultavano simili a quelli ora rilevati; in detti terreni superficiali fini furono prelevati n.2 campioni in zolla durante saggi eseguiti con scavatore.

Nella tabella seguente si riportano sinteticamente i risultati della prove di laboratorio condotte su detti campioni, prelevati a circa -1,5 ÷ -2,0 m dal p.c..

<b>CAMPIONE</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>
$\phi'$ (Taglio CD)	26°	28°
C' (Taglio CD)	0.00 Kg/cmq	0.12 Kg/cmq
Cu (ELL)	0.57 Kg/cmq	0.40 Kg/cmq
Prova edometrica Cc		0.205
Classificazione USCS	CL	CL
Limite di liquidità	30,3	36
Limite di Plasticità	17,8	20,2
Indice di plasticità	12,4	15,8
Indice di consistenza	0,8	0,8



I risultati di laboratorio sopra riportati confermano quindi in linea di massima, come valore medio, la stima eseguita per la resistenza a taglio rapido non drenato Cu.

**LIVELLO B** (da -4,2 dal p.c. fino alla massima profondità indagata, pari a -11,1 m dal p.c.): ghiaie e sabbie in stato di addensamento medio-alto; la resistenza all'infissione dinamica assume valori discretamente elevati, generalmente con valori di N'30 compresi nell'intervallo di 15 ÷ 20 colpi (Nspt = 26 ÷ 35).

Il comportamento geomeccanico di questo livello stratigrafico è di tipo sostanzialmente attritivo, caratterizzato sia a breve sia a lungo termine da una resistenza al taglio dovuta all'angolo di attrito  $\Phi$ .

Tale angolo di attrito, assumendo un valore di Nspt prossimo al minimo rilevato, ovvero Nspt = 26, può essere stimato nel modo seguente:

#### Metodi diretti

Japanese National Railway

$$\phi = 0,3 \text{ Nspt} + 27 = 34,8^\circ$$

Owasaki & Iwasaki

$$\phi = \sqrt{20 \text{ Nspt} + 15} = 37,8^\circ$$

Peck-Hanson & Thornburn

$$\phi = 27,2 + 0,28 N_{spt} = 34,5^\circ$$

### Metodi indiretti

Si giunge alla stima dell'angolo di attrito passando per una valutazione della densità relativa  $Dr\%$ .

Terzaghi & Peck

$$Dr = \sqrt{N_{spt}/60}$$

Tenendo conto che il dato è stato rilevato ad una profondità per la quale la pressione litostatica efficace è prossima a 1 Kg/cm<sup>q</sup>, si può ritenere che il dato sia "normalizza" rispetto a tale pressione  $\sigma'_{v_0}$ ; si ha allora:

$$Dr\% = 65,8\%$$

Gibbs & Holtz

$$Dr\% = 21\sqrt{N_{spt}/(\sigma + 0,7)} = 82\%$$

Ponendo cautelativamente  $Dr=65\%$ , si può stimare l'angolo di attrito interno con (Schmertmann):

$$\phi = 31,5 + 0,115 Dr = 38,9^\circ$$

(la formula è valida per sabbia media; per ghiaia si otterrebbe un valore  $\phi$  superiore).

In conclusione, i valori ottenuti con metodi diretti risultano più cauti, facendo pervenire ad un angolo di attrito  $\phi = 34^\circ$ .

#### **4.) CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SULL' INTERVENTO**

##### **4.1.) Considerazioni generali**

Come già accennato, il Piano di Recupero prevede sia la ristrutturazione di due corpi di fabbrica esistenti al fine di ottenere gli edifici di progetto n.1 e n.2 (FIG. 9), sia la costruzione, previa demolizione di parte delle strutture esistenti, di due edifici per civile abitazione, di cui l'edificio n.3 dotato di piano interrato più 5 piani fuori terra e l'edificio n.4 disposto su 5 piani fuori terra e privo di piano interrato.

Mentre per gli edifici n.1 e n.2 sarà necessaria una verifica delle fondazioni esistenti rispetto ai nuovi carichi di progetto, per gli edifici n.3 e n.4 saranno realizzate nuove fondazioni.

##### **4.2.) Edificio n.3**

###### **4.2.1.) Capacità portante delle fondazioni**

Il progetto prevede la realizzazione di un piano interrato che eccederà ampiamente la porzione di fabbricato in elevazione; il piano di calpestio dell'interrato sarà posto a -3,0 m dalla quota di riferimento, ovvero a circa -3,5 m di profondità rispetto alla quota d'inizio della prova penetrometrica PD1; si può pertanto prevedere che le fondazioni, se del consueto tipo a graticcio di travi rovesce, giungeranno ad almeno -4,5 m dal p.c., poggiando direttamente sui sedimenti ghiaiosi di conoide

(livello stratigrafico B), dotati di scarsa compressibilità e valido angolo di attrito interno.

Tali terreni potranno assicurare una buona capacità portante alle fondazioni in progetto.

Si deve peraltro ricordare che la capacità portante di una fondazione su terreni incoerenti è direttamente proporzionale ai termini geometrici B e D, ovvero larghezza e profondità di incastro al suolo delle fondazioni. Converrà pertanto eseguire il getto delle travi di fondazione in scavi a sezione obbligata, evitando lo splateamento generale dei terreni fino al piano di posa: in tal caso si annullerebbe infatti totalmente il termine D, con perdita del 50% circa della capacità portante.

#### **4.2.2.) Cedimenti**

Poggiando il nuovo fabbricato direttamente sui sedimenti ghiaiosi, il potenziale cedimento del suolo dovuto all'imposizione dei carichi strutturali sarà di tipo "immediato", con decorso rapido nel tempo.

Il metodo per il calcolo del cedimento immediato considerato attualmente il più significativo partendo da prove penetrometriche dinamiche risulta essere quello definito da Burland e Burbidge (1984); esso si basa sull'analisi statistica di oltre 200 casi, con dimensioni di fondazione molto variabili, ed utilizza i valori di resistenza S.P.T. , a cui si può nel caso presente pervenire, come visto precedentemente, tramite le correlazioni esistenti con le prove penetrometriche dinamiche continue.

La formula per il calcolo del cedimento è:

$$W = f_s * f_h * f_t * [p'_o * B^{0,7} * I_c/3 + (q' - p'_o) * B^{0,7} * I_c]$$

dove:

$q'$  = pressione efficace lorda, espressa in Kpa;

$p'_o$  = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione (Kpa);

$B$  = larghezza della fondazione, in metri;

$I_c$  = indice di compressibilità

$f_s$  = fattore correttivo per la forma della fondazione;

$f_h$  = fattore correttivo per lo spessore dello strato compressibile;

$f_t$  = fattore correttivo per la componente viscosa del cedimento.

Il cedimento risultante dal calcolo è espresso in mm.

All'interno della parentesi quadra figurano due termini: il primo si riferisce alla ricompressione del deposito fino al raggiungimento della pressione litostatica efficace agente alla quota di imposta della fondazione (in pratica si fa l'ipotesi che l'asportazione di terreno e quindi di carico provochi un ritorno elastico pari ad 1/3 della deformazione dovuta al carico litostatico).

Il secondo termine è invece dovuto all'effetto del carico eccedente la ricompressione fino a  $p'_o$ .

I risultati di prova S.P.T. vengono utilizzati nella determinazione dell'indice di compressibilità; occorre notare che i valori misurati in situ devono essere corretti, nel caso di depositi sabbioso-ghiaiosi, nel modo seguente:

$$N_c = 1,25 * N_{spt}$$

Il valore  $N_c$  da introdurre nel calcolo risulta essere quello medio compreso in un certo livello al di sotto delle fondazioni ( $N_{av}$ ): lo spessore di tale livello varia in funzione della larghezza della fondazione e diviene al massimo pari a  $2B$  nel caso che i valori di resistenza del terreno siano in riduzione con la profondità.

L'indice di compressibilità può allora essere ottenuto con la formula:

$$I_c = \frac{1,706}{N_{av}^{1,4}}$$

Per quanto riguarda i coefficienti correttivi  $f_s$ ,  $f_h$ ,  $f_t$  è possibile notare quanto segue:

- il coefficiente  $f_s$  viene stimato per ognuna delle possibili dimensioni di fondazione prese in considerazione.
- il coefficiente  $f_h$  viene posto = 1, in quanto si considera compressibile l'intero spessore interessato dal procedimento di calcolo (avrebbe invece senso introdurre un fattore riduttivo qualora a breve profondità si trovassero terreni non deformabili).
- Il fattore tempo  $f_t$  è stato valutato in base ad un periodo di 30 anni.

Poiché il procedimento è stato automatizzato tramite apposito calcolo computerizzato, i risultati vengono presentati sotto forma di tabella, che viene qui di seguito allegata; in questo caso sono stati considerati i dati rilevati all'unica prova disponibile, prova PD1.

In TAB. 1 viene calcolato il cedimento nell'ipotesi di una pressione trasmessa al suolo assai elevata, pari a 2,5 Kg/cm<sup>2</sup>; ciò, oltre a tenere conto delle valide caratteristiche di capacità portante proprie dei terreni in oggetto, risulta cautelativo per il calcolo del cedimento, che viene in tal modo esaltato.

Nonostante ciò, il cedimento calcolato risulta abbastanza ridotto, pari a soli 6,5 mm circa per la massima dimensione di fondazione considerata ( $B = 2,20$  cm).

Con l'effetto del fattore tempo, ovvero del cedimento viscoso, ed in presenza di carichi vibranti si raggiunge un valore di cedimento massimo pari a circa 1,6 cm, valore comunque contenuto al di sotto di quanto ritenuto usualmente ammissibile per normali strutture (2,5 cm); la fattibilità dell'intervento appare dunque accertata anche sotto tale punto di vista.

#### **4.3.) Edificio n.4**

##### **4.3.1.) Capacità portante delle fondazioni**

Come già accennato, per questo edificio non è prevista la realizzazione di piani interrati; le fondazioni quindi troveranno il loro appoggio nei sedimenti superficiali fini, limoso-argillosi, precedentemente descritti come livello stratigrafico A1.

Come visto, a tali terreni si può attribuire la seguente parametrizzazione geotecnica:



**CEDIMENTO IMMEDIATO DA PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE**

Metodo di Burland e Burbidge (1984)

CANTIERE: Via F.lli Cervi - Via Bologna - PRATO  
 COMMITTENTE: Sigg. Ciambellotti, Sig. Inverni  
 PROGETTISTA: ARKINGEO - Dott. Arch. Franco Martini

DATI: Prova penetrom. dinamica PD1

**Fondazione a trave rovescia**

Pressione lorda al contatto [Kg/cmq]: 2,5                          245,15 [Kpa]  
 Profondità piano di posa [m]: 4,50  
 Dimensione maggiore fondazione [m]: 50  
 Peso medio del terreno asportato [t/mc]: 1,95

B	Fs	Nspt	Nc	Ic	P'o	W1	W2	Wtot
1,00	1,55	26,00	32,50	0,01	86,05	0,58	3,21	3,79
1,20	1,54	26,00	32,50	0,01	86,05	0,66	3,64	4,30
1,40	1,54	26,00	32,50	0,01	86,05	0,73	4,05	4,78
1,60	1,54	26,00	32,50	0,01	86,05	0,80	4,43	5,23
1,80	1,53	26,00	32,50	0,01	86,05	0,87	4,81	5,67
2,00	1,53	26,00	32,50	0,01	86,05	0,92	5,16	6,09
2,20	1,53	26,00	32,50	0,01	86,05	0,99	5,51	6,50

**Cedimento viscoso secolare      Tempo = 30,00 anni**

B	Carichi statici	Carichi pulsanti
1,00	5,68	9,47
1,20	6,44	10,74
1,40	7,16	11,94
1,60	7,85	13,08
1,80	8,51	14,18
2,00	9,14	15,23
2,20	9,75	16,25

**LEGENDA**

B = larghezza della fondazione in metri  
 Fs = fattore di forma  
 Nspt = valore S.P.T. misurato  
 Nc = valore S.P.T. corretto  
 Ic = indice di compressibilità  
 P'o = tensione verticale efficace alla quota di imposta della fondazione  
 W1 = cedimento dovuto alla ricomprensione fino a P'o  
 W2 = cedimento dovuto all'incremento di pressione eccedente P'o (mm)  
 Wtot = cedimento totale tenuto conto del fattore di forma (mm)

**TAB. 1**

Resistenza al taglio rapido non drenato (tensioni totali):

$$C_u = 0,5 \text{ Kg/cmq}$$

Resistenza in termini di tensioni effettive:

$$c' = 0,0 \div 0,12 \text{ Kg/cmq}$$

$$\phi' = 26 \div 28^\circ$$

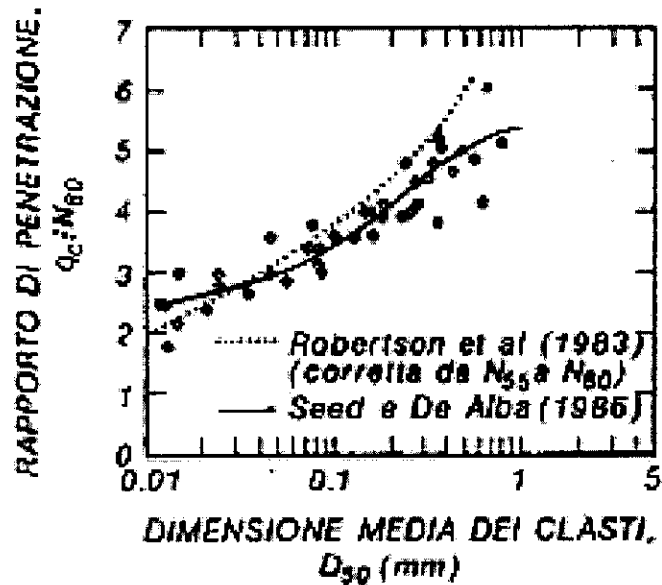
Con tali valori, in base a precedenti calcoli geotecnici svolti su cantieri prossimi, si può ottenere per una trave rovescia un valore di capacità portante non elevato; si può pertanto ritenere che, data la presenza di n. 5 piani fuori terra, sia opportuno ricorrere, pur rimanendo nel campo delle consuete fondazioni di tipo diretto, ad una soluzione a platea generale.

#### **4.3.2.) Cedimenti**

Per quel che riguarda i possibili cedimenti dell'edificio, considerando anche in questo caso il ricorso a fondazioni di tipo a trave rovescia, si ipotizza a titolo esemplificativo, in questa fase di studio, una profondità del piano di posa pari a -120 cm dal p.c..

Dalla resistenza  $N_{spt}$  si può stimare in prima approssimazione la resistenza penetrometrica statica alla punta  $Q_c$  tramite la correlazione  $Q_c/N_{spt}$  riportata nel seguente grafico.

- \* Jamiolkowski et al (1985)
- Muromachi e Kobayashi (1982)
- ▲ Ishihara e Koga (1981)
- + Robertson (1982)
- × Mitchell (1985)
- Harden et al (1984)



Attribuendo ai terreni fini di sedime la dimensione granulometrica minima prevista nel grafico, si ricava, secondo Robertson et al (1982), la seguente correlazione:

Da	A	N'30	Nspt	Qc (Kg/cmq)
120 cm	150 cm	9	15,8	<b>31,6</b>
150 cm	180 cm	6	10,5	<b>21,1</b>
180 cm	210 cm	4	7,0	<b>14,0</b>
210 cm	240 cm	4	7,0	<b>14,0</b>
240 cm	270 cm	4	7,0	<b>14,0</b>
270 cm	300 cm	5	8,8	<b>17,5</b>
300 cm	330 cm	5	8,8	<b>17,5</b>
330 cm	360 cm	6	10,5	<b>21,1</b>
360 cm	390 cm	4	7,0	<b>14,0</b>
390 cm	420 cm	3	5,3	<b>10,5</b>

Sulla base dei valori Qc così ottenuti, è possibile una previsione del cedimento stimando il coefficiente di

compressibilità volumetrica  $mv$  in funzione di  $Q_c$ ; si pone in tal senso:

$$mv = 1/2,5 Q_c$$

Nei terreni fini, data la loro scarsa permeabilità, il cedimento per consolidazione è provocato solo dai carichi permanenti, che possono in prima approssimazione essere considerati pari all'80% dei carichi totali.

Si può inoltre tenere conto della compensazione dei terreni asportati per il raggiungimento del piano di posa. Pertanto, l'incremento di carico permanente causa di cedimento, considerando un carico totale trasmesso al suolo da una platea generale posto pari, a titolo esemplificativo, a 1 Kg/cm<sup>q</sup>, sarà allora:

$$\Delta p = (1 \times 0,8) - 100 \times 1,9/1000 = 0,61 \text{ Kg/cm}^q$$

Stabilito quanto sopra, il cedimento per consolidazione viene valutato tramite la seguente relazione:

$$S = I_s q_p mv H$$

dove:

$S$  = cedimento

$I_s$  = fattore di influenza del sovraccarico in profondità

$q_p$  = incremento di pressione esercitato al contatto terreno-struttura

$mv$  = coefficiente di compressibilità volumetrica, che viene in questo caso valutato tramite i

risultati della prova penetrometrica statica  
ponendo  $mv = 1/(2,5 Qc)$

H = spessore dello strato considerato cedevole.

La valutazione della diffusione delle pressioni in profondità (fattore di influenza  $I_s$ ) è stata condotta al di sotto del vertice di un'area caricata di forma rettangolare (Steinbrenner); suddividendo la fondazione in quattro parti rettangolari, il cedimento può in tal modo essere ottenuto come sovrapposizione degli effetti dei quattro vertici concorrenti; tale metodo può essere applicato in un qualunque punto, interno od esterno all'area caricata; ciò permette di valutare l'effetto della rigidità della struttura che trasmette il carico.

In effetti, tale rigidità uniforma il cedimento al centro e sui bordi, risultando il risultato finale in definitiva inferiore a quello calcolato al centro di un'area flessibile.

Il calcolo sopra indicato, condotto per una platea di dimensioni di 10,5 x 35 m, viene riportato in TAB. 2; il risultato ottenuto in termini di cedimento è pari a 4 cm; tale valore è abbastanza elevato, in pratica coincidente con il limite superiore ritenuto solitamente accettabile per normali edifici su terreni argillosi.

Si deve peraltro notare che allo stato attuale di piano attuativo non sono conosciuti gli esatti dati di carico; dunque, il calcolo sopra fornito risulta solo indicativo; se, per esempio il carico medio trasmesso al suolo dalla platea risultasse inferiore (0,8 Kg/cm<sup>2</sup>, come possibile in base al valore di 0,1 Kg/cm<sup>2</sup> per ogni orizzontamento strutturale), il cedimento calcolato passerebbe a 2,9 cm (TAB. 3).

Si nota che con l'utilizzo di una trave rovescia di larghezza 150 cm che scaricasse al suolo una pressione di

1,5 Kg/cm<sup>2</sup>, il cedimento non sarebbe dissimile (3,8 cm, TAB. 4). Questo perché si incrementa la pressione al contatto, ma la minore dimensione dell'impronta riduce la profondità dei bulbi di pressione (si veda sulle tabelle l'andamento del coefficiente di influenza  $I_s$  con la profondità).

**CALCOLO CEDIMENTO PER CONSOLIDAZIONE**

**CANTIERE:** Via Cervi - Via Bologna  
**PROGETTISTA:** ARKINGEO - Arch. Franco Martini  
**COMMITTENTE:** Sigg. ri Ciambellotti, Sig. Inverni

**Fondazione:** Platea generale

Peso di volume del terreno (densità apparente)	1,9	g/cm <sup>3</sup>	
Profondità piano di posa	120	cm	
Profondità della falda dal p.c.	900	cm	
Larghezza della fondazione	1050	cm	
Lunghezza della fondazione	3500	cm	
Pressione totale al contatto	1,00	Kg/cm <sup>2</sup>	
Incremento di pressione permanente al contatto	0,572	Kg/cm <sup>2</sup>	
Fattore di correlazione alfa (mv = 1/(alfa x Qc)) :	2,50		

Scomposizione punto caratteristico		
828	x	2760
222	x	2760
828	x	740
222	x	740

Prof. da	a	Z	Is	Dq	$\sigma_0$	Qc	mv	S
120	150	15	1,000	0,572	0,257	31,00	0,013	0,22
150	180	45	0,998	0,571	0,314	21,00	0,019	0,33
180	210	75	0,993	0,568	0,371	14,00	0,029	0,49
210	240	105	0,982	0,562	0,428	14,00	0,029	0,48
240	270	135	0,966	0,552	0,485	14,00	0,029	0,47
270	300	165	0,946	0,541	0,542	17,50	0,023	0,37
300	330	195	0,924	0,528	0,599	17,50	0,023	0,36
330	360	225	0,900	0,515	0,656	21,10	0,019	0,29
360	390	255	0,876	0,501	0,713	14,00	0,029	0,43
390	420	285	0,852	0,487	0,770	10,50	0,038	0,56

**CEDIMENTO TOTALE** **cm** **4,00**

**LEGENDA**

- D = profondità del piano di posa
- B = Larghezza della fondazione
- Z = Profondità media dello strato considerato dal piano di posa
- Is = Coefficiente di influenza dello sforzo verticale
- Dq = Incremento di carico permanente in mezzeria dello strato cedevole
- Qc = Resistenza penetrometrica statica alla punta (media sul tratto considerato)
- mv = Coefficiente di compressibilità volumetrica (cm<sup>3</sup>/Kg)
- S = Cedimento dello strato considerato (cm)

**TAB. 2**

**CALCOLO CEDIMENTO PER CONSOLIDAZIONE**

**CANTIERE:** Via Cervi - Via Bologna  
**PROGETTISTA:** ARKINGEO - Arch. Franco Martini  
**COMMITTENTE:** Sigg. ri Ciambellotti, Sig. Inverni

**Fondazione:** Platea generale

Peso di volume del terreno (densità apparente)	1,9	g/cm <sup>3</sup>	
Profondità piano di posa	120	cm	
Profondità della falda dal p.c.	900	cm	
Larghezza della fondazione	1050	cm	
Lunghezza della fondazione	3500	cm	
Pressione totale al contatto	0,80	Kg/cm <sup>2</sup>	
Incremento di pressione permanente al contatto	0,412	Kg/cm <sup>2</sup>	
Fattore di correlazione alfa (mv = 1/(alfa x Qc)) :	2,50		

Scomposizione		
punto caratteristico		
828	x	2760
222	x	2760
828	x	740
222	x	740

Prof. da	a	Z	Is	Dq	σ <sub>o</sub>	Qc	mv	S
120	150	15	1,000	0,412	0,257	31,00	0,013	0,16
150	180	45	0,998	0,411	0,314	21,00	0,019	0,24
180	210	75	0,993	0,409	0,371	14,00	0,029	0,35
210	240	105	0,982	0,404	0,428	14,00	0,029	0,35
240	270	135	0,966	0,398	0,485	14,00	0,029	0,34
270	300	165	0,946	0,390	0,542	17,50	0,023	0,27
300	330	195	0,924	0,381	0,599	17,50	0,023	0,26
330	360	225	0,900	0,371	0,656	21,10	0,019	0,21
360	390	255	0,876	0,361	0,713	14,00	0,029	0,31
390	420	285	0,852	0,351	0,770	10,50	0,038	0,40

**CEDIMENTO TOTALE** **cm** **2,88**

**LEGENDA**

- D = profondità del piano di posa
- B = Larghezza della fondazione
- Z = Profondità media dello strato considerato dal piano di posa
- Is = Coefficiente di influenza dello sforzo verticale
- Dq = Incremento di carico permanente in mezzeria dello strato cedevole
- Qc = Resistenza penetrometrica statica alla punta (media sul tratto considerato)
- mv = Coefficiente di compressibilità volumetrica (cm<sup>3</sup>/Kg)
- S = Cedimento dello strato considerato (cm)

**TAB. 3**



**CALCOLO CEDIMENTO PER CONSOLIDAZIONE**

**CANTIERE:** Via Cervi - Via Bologna  
**PROGETTISTA:** ARKINGEO - Arch. Franco Martini  
**COMMITTENTE:** Sigg. ri Ciambellotti, Sig. Inverni

**Fondazione:** Platea generale

Peso di volume del terreno (densità apparente)	1,9	g/cm <sup>3</sup>	
Profondità piano di posa	120	cm	
Profondità della falda dal p.c.	900	cm	
Larghezza della fondazione	150	cm	
Lunghezza della fondazione	3500	cm	
Pressione totale al contatto	1,50	Kg/cm <sup>2</sup>	
Incremento di pressione permanente al contatto	0,972	Kg/cm <sup>2</sup>	
Fattore di correlazione alfa (mv = 1/(alfa x Qc)) :	2,50		

Scomposizione		
punto caratteristico		
118	x	2760
32	x	2760
118	x	740
32	x	740

Prof. da	a	Z	Is	Dq	σ <sub>0</sub>	Qc	mv	S
120	150	15	0,982	0,954	0,257	31,00	0,013	0,37
150	180	45	0,835	0,812	0,314	21,00	0,019	0,46
180	210	75	0,706	0,686	0,371	14,00	0,029	0,59
210	240	105	0,608	0,591	0,428	14,00	0,029	0,51
240	270	135	0,531	0,516	0,485	14,00	0,029	0,44
270	300	165	0,468	0,455	0,542	17,50	0,023	0,31
300	330	195	0,416	0,404	0,599	17,50	0,023	0,28
330	360	225	0,373	0,363	0,656	21,10	0,019	0,21
360	390	255	0,337	0,328	0,713	14,00	0,029	0,28
390	420	285	0,307	0,299	0,770	10,50	0,038	0,34

**CEDIMENTO TOTALE** **cm** **3,79**

**LEGENDA**

- D = profondità del piano di posa
- B = Larghezza della fondazione
- Z = Profondità media dello strato considerato dal piano di posa
- Is = Coefficiente di influenza dello sforzo verticale
- Dq = Incremento di carico permanente in mezzera dello strato cedevole
- Qc = Resistenza penetrometrica statica alla punta (media sul tratto considerato)
- mv = Coefficiente di compressibilità volumetrica (cm<sup>3</sup>/Kg)
- S = Cedimento dello strato considerato (cm)

**TAB. 4**

## 5.) SCAVI

Un aspetto delicato dell'intervento è costituito dallo scavo che dovrà essere condotto a filo dell'edificio esistente posto su Viale Cervi (edificio n. 2 del piano di recupero); tale scavo sarà necessario per giungere il piano di posa dell'edificio di progetto n. 3; per quest'ultimo è infatti prevista la realizzazione di un piano interrato, mentre l'edificio n. 2 continuerà a poggiare a quota più superficiale.

Essendo verosimilmente l'edificio n. 2 fondato su plinti, si può prevedere per essi una profondità di almeno 1,5 m dal p.c..

Lo scavo interesserà invece l'intero orizzonte stratigrafico A1 che giunge fino a -4,2 m dal p.c., ed anche almeno 30÷40 cm del sottostante orizzonte stratigrafico ghiaioso B.

La stabilità di una parete di scavo verticale non armata è in diretto rapporto con la coesione dei terreni.

Nel caso in oggetto, la parete di scavo inciderà soprattutto i terreni coesivi del livello A1, che non appaiono tuttavia dotati di elevata resistenza.

A sfavore della stabilità risulta poi essere la necessità di condurre lo scavo in aderenza alle fondazioni esistenti; ciò a causa del rischio di destabilizzazione di dette fondazioni, rischio aumentato dal carico trasmesso sul ciglio di scavo dalle fondazioni stesse, che forniscono nel caso in oggetto la maggior spinta destabilizzante.

Un metodo per stimare la stabilità dello scavo consiste nell'eseguire una verifica di stabilità con il metodo di Bishop (usato solitamente per la stabilità dei versanti); è

in tal modo semplice tener conto anche dell'effetto del carico dovuto alle fondazioni presenti sul ciglio di scavo. Per quest'ultime, si ipotizzerà qui che siano costituite da plinti di almeno 2,5 m di larghezza, che trasmettono al suolo un carico di 1,5 Kg/cmq.

Occorre considerare che l'analisi di stabilità condotta tramite la verifica di stabilità (metodo cinematico) porterebbe a risultati superiori rispetto alle soluzioni staticamente ammissibili.

E' infatti possibile osservare che con il metodo cinematico il valore minimo di altezza critica di scavo verticale in terreno coesivo (senza sovraccarico) è pari a  $3,83 \text{ cu}/\gamma$ , ottenuto con accorta scelta del centro di rotazione della superficie circolare di rottura; la soluzione staticamente ammissibile è invece  $H_c = 2\text{cu}/\gamma$ .

La differenza tra i due metodi però si annulla se si considera che il terreno solo per breve tempo può reggere sforzi di trazione, dopo di che si creano delle fessure verticali ("tension cracks").

L'analisi cinematica ripetuta tenendo conto di ciò (lungo la superficie del tension crack non si desta evidentemente resistenza alla rottura, essendo la rottura già avvenuta) porterebbe a risultati analoghi, cioè  $H_c = 2\text{cu}/\gamma$ .

Tale problema può essere ovviato immettendo nel programma di verifica di stabilità un valore di coesione proporzionalmente ridotto, ovvero un valore  $\text{cu}'$  tale che:

$$\text{cu}' = (2/3,93) \text{ cu} = 0,52 \text{ cu}$$

Definito quanto sopra, le verifiche di stabilità sono qui condotte con un modello bidimensionale che prende in esame la sezione di versante prescelta, impiegando il codice di calcolo denominato STABL, messo a punto all'Università di

Pordue (U.S.A.) ed aggiornato per l'utilizzo su personal computer.

Esso consente la schematizzazione topografica e stratigrafica di qualsiasi tipo di problema anche complesso, con carichi esterni di qualunque intensità ed inclinazione, impiegando i metodi di Bishop, Carter e Fellenius per calcolare il coefficiente di sicurezza delle superfici di scivolamento testate. Nel caso presente è stato utilizzato il metodo di Bishop, con il quale si analizza il coefficiente di sicurezza allo scivolamento dei terreni su superfici di forma circolare; tale metodo, come del resto gli altri, affronta il problema suddividendo la massa potenzialmente instabile in un certo numero di strisce o conci verticali (da cui il nome di "metodo delle strisce" con cui si indica solitamente il procedimento) di cui si analizzano singolarmente le condizioni di equilibrio. Il coefficiente di sicurezza scaturisce dalla sommatoria dell'analisi eseguita per ciascun concio, secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum [c' * b + (W - u * b + \Delta x) * \tan \phi'] * \frac{1}{\cos \alpha * (1 + \tan \alpha * \tan \phi' / F)}}{\sum W \sin \alpha}$$

in cui:

$F$	coefficiente di sicurezza;
$c', \phi'$	parametri geotecnici di resistenza al taglio (coesione ed angolo di attrito interno) dei terreni interessati dalla superficie di scorrimento, espressi in termini di pressioni effettive;
$W$	peso del concio di terreno considerato;
$u$	pressione neutra media sulla base di ogni elemento;
$b$	larghezza del concio di terreno considerato;

$\Delta x$  differenza tra le forze interne di scorrimento; in prima approssimazione il metodo trascura tale termine, lasciando il coefficiente di sicurezza  $F$  come unica incognita dell'equazione;

$\alpha$  inclinazione della base del concio.

Si rileva che la formula contiene il coefficiente  $F$  in entrambi i membri dell'uguaglianza, cosa che rende risolvibile l'equazione solo attraverso un processo di interazione che, di solito, conduce ad una rapida convergenza dei valori di  $F$  verso un valore limite.

Si riportano di seguito i risultati della verifica condotta, i cui elaborati sono allegati in appendice. Il coefficiente di sicurezza  $F$  risulta molto inferiore all'unità, ciò sia nella verifica "Bol0", in cui non si tiene conto dell'effetto del "tension crack" (Verifica Bol0,  $F = 0,58$ ), che, a maggior ragione, tenendo conto di tale effetto (Verifica Boll,  $F = 0,31$ ).

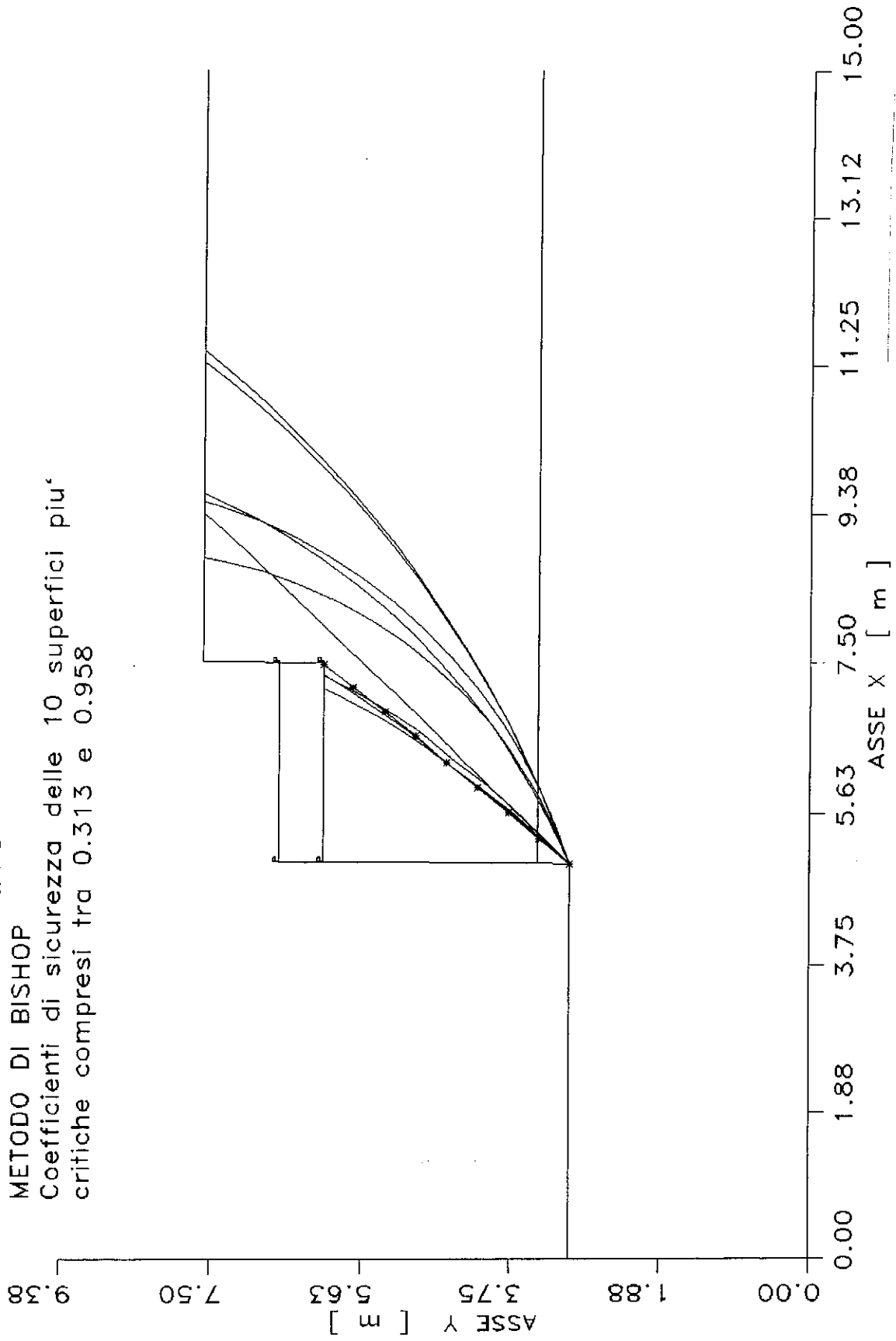
Ciò è in particolare conseguenza della spinta destabilizzante esercitata dal sovraccarico fornito dalla fondazione posizionata sul ciglio di scavo.

E' quindi necessario tenere conto di tale aspetto prevedendo opportune opere di stabilizzazione per le fondazioni esistenti.

# bol1-Stab. scavo

METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 0.313 e 0.958



# bollo-Stab. scavo

## METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 0.579 e 1.529

ASSE Y [ m ]

ASSE X [ m ]

9.38

7.50

5.63

3.75

1.88

0.00

0.00

1.88

3.75

5.63

7.50

9.38

11.25

13.12

15.00

## **6.) RISPOSTA SISMICA LOCALE**

La discussione sui possibili effetti sismici locali viene qui affrontata eseguendo preliminarmente una disamina dei possibili effetti di amplificazione sismica od instabilità dinamica locale.

### **6.1.) Amplificazione per effetti morfologici**

Tale rischio risulta assente, essendo l'area totalmente pianeggiante e sufficientemente lontana dai bordi rocciosi dell'invaso.

Non sono pertanto presenti configurazioni quali zone di ciglio od orli di terrazzo, creste rocciose sottili, ecc.

### **6.2.) Amplificazione per effetti litologici o stratigrafici**

Data la vicinanza ai bordi della piana alluvionale (la formazione collinare si trova immediatamente sull'altro lato di Via F.lli Cervi, non è prevedibile la presenza di un cospicuo spessore di depositi alluvionali.

In tale situazione, anche ai sensi delle normativa antisismica che sta per essere sostituita (D.M. 16.01.96) risulta possibile un effetto amplificativo di tipo stratigrafico data la possibilità che lo spessore dei terreni alluvionali non sia superiore a 20 m al di sotto del piano di posa.

Il DPGR 26/R del 2007 non introduce ad ogni modo alcuna differenziazione in base allo spessore dei depositi alluvionali, indicando solo, per la redazione della Carta delle zone a maggior pericolosità sismica locale (ZMPSL),



la tipologia 9 definita come "Zona con presenza di depositi granulari e/o sciolti. Amplificazione diffusa del moto del suolo dovuta alla differenza di risposta sismica tra substrato e copertura dovuta a fenomeni di amplificazione stratigrafica".

Poiché in base alla prova penetrometrica disponibile risulta evidente la presenza di almeno 11 m di depositi alluvionali, la zona ricade in detta tipologia 9.

### **6.3.) Terreni particolarmente scadenti - Instabilità dinamica per cedimenti e cedimenti differenziali**

Non si ritengono possibili cedimenti dovuti a fenomeni di addensamento sotto carico dinamico in quanto i terreni a diretto contatto con le fondazioni relative agli edifici con piano interrato appaiono costituiti da depositi ghiaiosi con stato di naturale addensamento sufficiente a prevenire il fenomeno.

Le fondazioni più superficiali degli edifici privi di piano interrato, pur non giungendo a contatto con i sedimenti addensati di conoide, non interesseranno terreni argillosi talmente scadenti da essere soggetti a fenomeni di "softening".

### **6.4.) Instabilità dinamica per franosità**

Tale rischio è ovviamente inesistente essendo l'area ubicata in pianura.

### **6.5.) Liquefazione**

Il rischio di liquefazione nasce dall'istantaneo incremento di pressioni neutre che, sotto accelerazione sismica, può comportare il totale annullamento delle pressioni effettive intergranulari; in tali condizioni la resistenza tangenziale di un terreno dotato di solo attrito si annulla, ed il comportamento meccanico diviene quello di un liquido.

Perché ciò avvenga occorre tuttavia che siano presenti terreni incoerenti finì scarsamente addensati in falda, mentre si è già sopra visto che la falda è presente non prima di -9,5 m di profondità dal p.c., in terreni prevalentemente ghiaiosi che a tale profondità risultano dotati di notevole addensamento (resistenza  $N_{spt}$  a rifiuto).

### **6.6.) Carta delle zone a maggior pericolosità sismica locale (ZMPSL)**

A conclusione delle note sulla sismicità, è possibile redigere la carta ZMPSL (Fig. 10) richiesta dal DPGR 26/R; per la zona in oggetto, è unicamente presente la situazione 9 sopra indicata al punto 6.2., ovvero un possibile effetto di amplificazione dovuto alla stratigrafia (presenza di depositi alluvionali e conseguente contrasto di impedenza sismica tra substrato e copertura).

**7.) CONCLUSIONI CIRCA LA PERICOLOSITA' DELL'AREA E LA FATTIBILITA' DELL'INTERVENTO**

La presente relazione, fornita ai sensi della normativa vigente per la redazione delle indagini geologico-tecniche di supporto alla redazione di piani urbanistici o loro varianti (L.R. n. 1/2005 art. 62 e DPGR n. 26/R del 27.05.2007), ha esaminato le caratteristiche di un lotto di terreno posto in Prato ed accessibile tramite Via Bologna nc. 485 - 487 e Via F.lli Cervi nc. 49/B, 49/C; su tale terreno viene redatto un Piano di Recupero degli edifici industriali esistenti, che ne prevede la parziale demolizione con costruzione di due nuovi edifici per civile abitazione; nell'area verrà poi realizzata una palestra ed un edificio commerciale.

In base all'analisi degli elaborati geologici di Piano Strutturale, del PTC, della cartografia del PAI e dei dati geognostici disponibili, si è accertato quanto segue:

- Sulla cartografia del PAI (Autorità di Bacino del F. Arno) la zona ricade in pericolosità PII sulla cartografia in scala 1 : 10.000 (livello di dettaglio); è questa la più ridotta classificazione di rischio prevista per le zone di pianura.
- Nessuna particolare prescrizione si deduce dall'analisi della cartografia del PTC.
- Essendo l'area ubicata in pianura, essa risulta gravitativamente stabile.
- Dal punto di vista della natura geotecnica dei terreni, non si rende necessario il ricorso a soluzioni fondazionali particolari; in fase esecutiva le indagini dovranno essere mirate in particolare all'accertamento delle caratteristiche dei terreni fini superficiali, al fine di pervenire ad una corretta determinazione di

resistenza a taglio e compressibilità. E' stata inoltre evidenziata la necessità di prevedere opportune modalità di intervento per l'esecuzione degli scavi per la costruzione dei nuovi edifici, laddove tali scavi giungono in aderenza agli edifici esistenti che saranno recuperati e che risultano privi di piano interrato.

- Tra gli effetti di amplificazione sismica, sulla base delle indicazioni del DPGR 26/R sulla carta ZMPSL è stato indicato il rischio di fenomeni di amplificazione stratigrafica (9).

Si ricorda che l'attuale cartografia di pericolosità comunale assegna all'area la pericolosità 2 (pericolosità bassa) per effetti geomorfologici, mentre non evidenzia rischio idraulico.

Per quanto riguarda il rischio idraulico, tale assenza di particolari problematiche appare confermata dal PAI, che assegnando la pericolosità P11 attribuisce all'area rischio di inondazione solo per tempo di ritorno  $Tr > 200$  anni.

Ai sensi del punto C.2. del Decreto 26/R, ciò comporta una classificazione di **pericolosità idraulica I.2.** (pericolosità media, aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra  $200 < Tr \leq 500$  anni).

Infatti, la classificazione I.3. compete ad aree interessate da eventi compresi tra  $30 < Tr \leq 200$  anni, mentre I.1. vale solo per aree collinari o montane prossime ai corsi d'acqua.

Per quanto riguarda la classificazione di pericolosità geomorfologica, ai sensi del punto C.1. del Decreto 26/R, che tiene conto soprattutto dei fenomeni franosi, essendo l'area ubicata in pianura, essa cade in **pericolosità geomorfologica G.1** (pericolosità bassa).

Infine, per quanto riguarda la pericolosità sismica locale, in base alla caratterizzazione della zona riportata nella Carta ZMPSL ed alla Del. G.R. n. 431 del 19 Giugno 2006, che classifica il territorio di Prato in zona sismica 3S, occorre assegnare alla zona **pericolosità sismica S.3** (pericolosità sismica locale elevata, come da DPGR 26/R). Si veda a tale proposito la griglia sotto riportata, ripresa dal DPGR 26/R, che attribuisce il grado di pericolosità sismica in funzione dei fenomeni sismici locali e della classificazione sismica del Comune.

Le classificazioni di pericolosità sopra descritte sono

	Zone sismiche di riferimento*		
	Zona 2	Zona 3S	Zona 3
Movimenti franosi attivi (1)	S4	S4	S4
Movimenti franosi quiescenti (2A)	S3	S3	S3
Zone potenzialmente franose (2B)	S3	S3	S3
Movimenti franosi inattivi (3)	S2	S2	S2
Cedimenti diffusi in terreni particolarmente scadenti (4)	S3	S3	S3
Terreni suscettibili a liquefazione (5)	S4	S3	--
Amplificazione per effetti topografici (6, 7)	S2	S2	--
Amplificazione per morfologie sepolte (8)	S3	S3	S3
Amplificazione per effetti stratigrafici (9,10, 11)	S3	S3	S2
Contatti tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche significativamente diverse (12)	S3	S3	S3
Faglie e/o strutture tettoniche (13)	S3	S3	S3

\* Del GRT. 431 del 19/06/2006

riportate nella Carta di pericolosità allegata (FIG. 11).

Relativamente alla fattibilità dell'intervento, dai criteri generali di fattibilità riportati al punto 3 del DPGR 26/R, si deduce quanto segue:

- In relazione alla pericolosità geomorfologica G.1. (bassa) non occorre dettare condizioni di fattibilità dovute a limitazioni di carattere geomorfologico.

- In relazione alla pericolosità idraulica I.2. (media), non risulta necessario, per gli interventi di nuova edificazione, dettare condizioni di fattibilità dovute a limitazioni di carattere idraulico.
- In relazione alla pericolosità sismica S.3., definita come sopra visto, ovvero in funzione della presenza, in Comune classificato in zona 3S, di depositi sedimentari con conseguente possibile amplificazione stratigrafica (voce 9 della legenda ZMPSL), "deve essere prescritta una campagna di indagini geofisica e geotecnica che definisca spessori, geometrie e velocità sismiche dei litotipi sepolti al fine di valutare l'entità del contrasto di rigidità sismica dei terreni tra alluvioni e bedrock sismico." (DPGR 26/R del 2007 - Punto 3.5 Criteri generali in relazione agli aspetti sismici).  
Nel caso in oggetto, appare dunque interessante definire in fase esecutiva, tramite un'opportuna indagine geofisica, la profondità del substrato litoide al di sotto delle alluvioni e la rigidità sismica di queste, ovvero il valore di VS30 e la conseguente categoria di suolo di fondazione nel caso la progettazione esecutiva debba essere condotta con la nuova normativa antisismica (D.M. 14.01.2008).

Poiché dunque, in base ai criteri generali sopra indicati, è risultato formalmente necessario indicare la tipologia di indagine ai fini della valida formazione del titolo abilitativo all'attività edilizia, dati i contenuti del punto 3.1. del DPGR 26/R (condizioni di fattibilità) può essere attribuita all'intervento **fattibilità con normali vincoli (F2)**, che "si riferisce alle previsioni urbanistiche e infrastrutturali per le quali è necessario indicare la tipologia di indagini e/o specifiche prescrizioni ai fini della valida formazione del titolo

*abilitativo all'attività edilizia*". Viene in tal modo confermata la classificazione di fattibilità attribuibile tramite l'attuale R.U. redatto ai sensi della precedente Del. C.R. 94/85, anche se in questo caso la fattibilità 2 era definita "con normali vincoli da precisare a livello di progetto".

Le indagini a livello di progetto dovranno tenere conto dei seguenti aspetti:

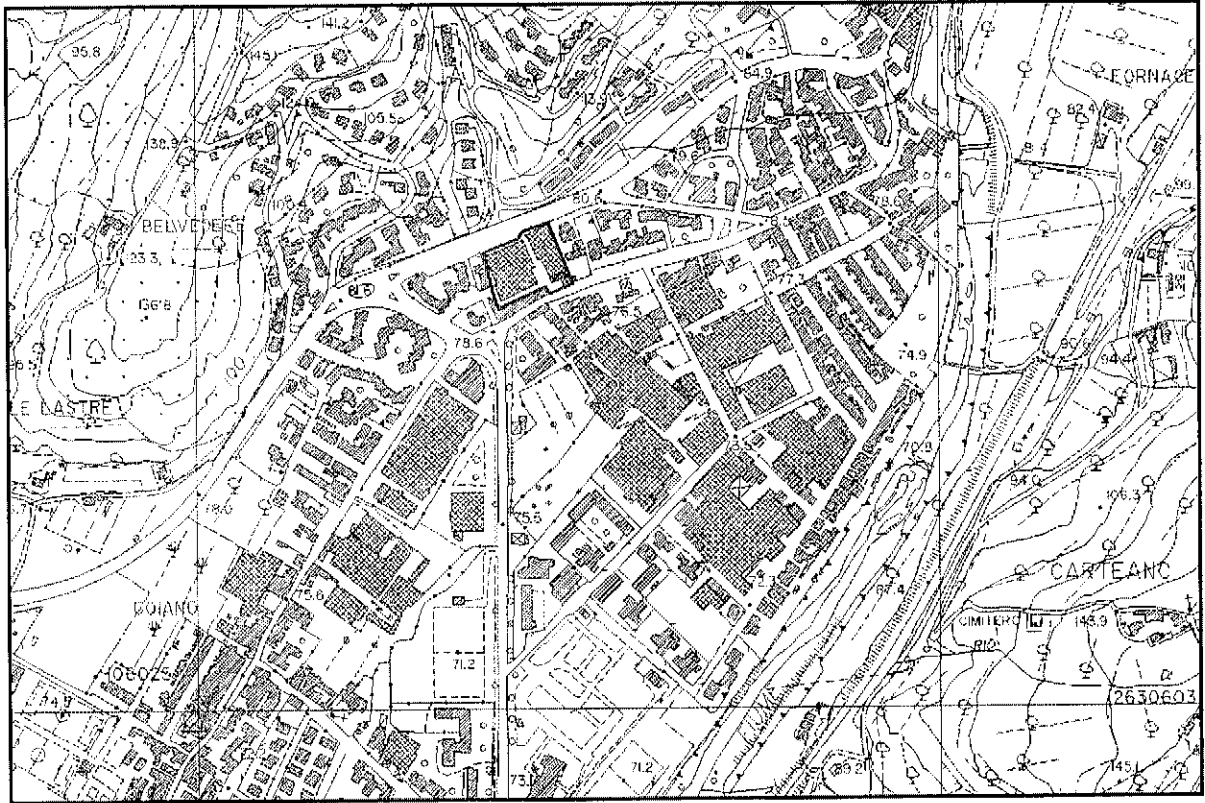
- Amplificazione sismica dovuta ad effetti stratigrafici
- Compressibilità terreni fini superficiali per gli edifici non dotati di piano interrato
- Rapporti tra scavi ed edifici esistenti all'interno del Piano di Recupero.

La classificazione di fattibilità sopra descritta è riportata in Fig. 12 (Carta della Fattibilità).

Prato, 16 Aprile 2009

# COROGRAFIA GENERALE

Scala 1 : 10.000



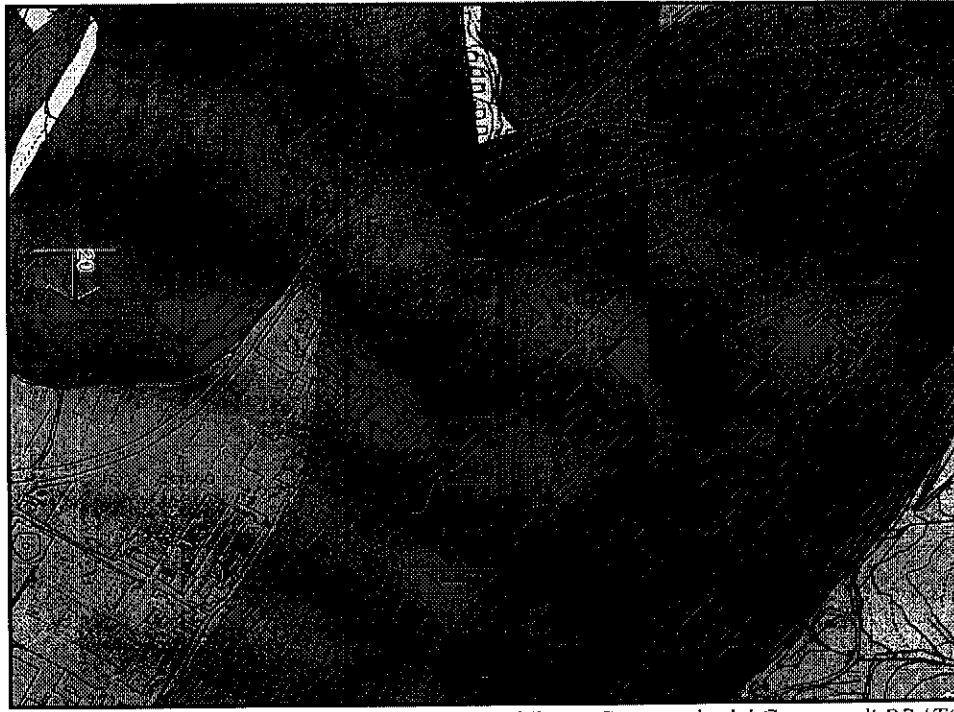
Area in esame

FIG. 1

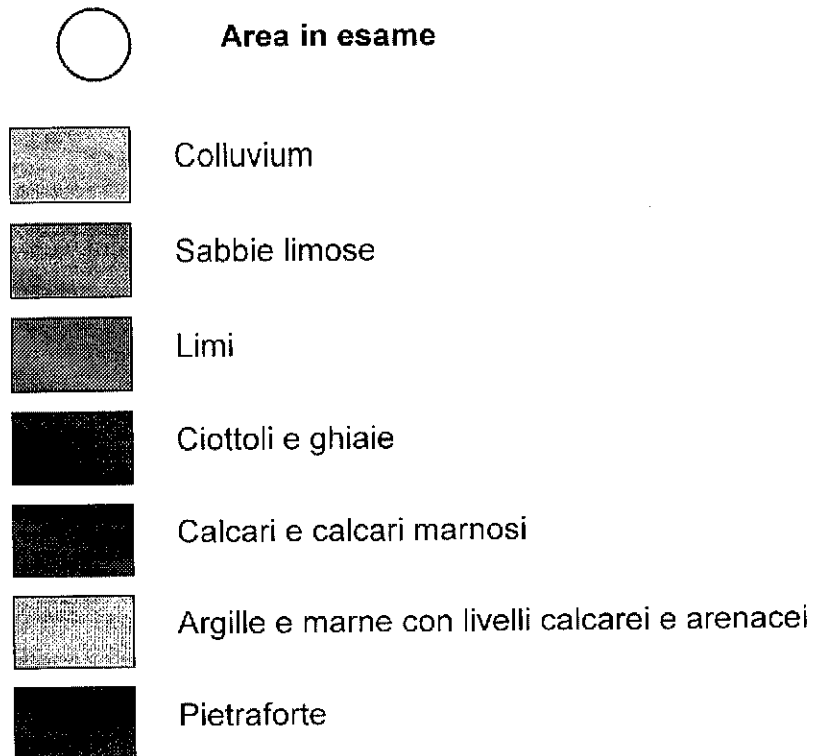


# CARTA GEOLITOLOGICA

Scala 1 : 10.000



*(Estratto dalle indagini geologiche di corredo al Piano Strutturale del Comune di PRATO)*

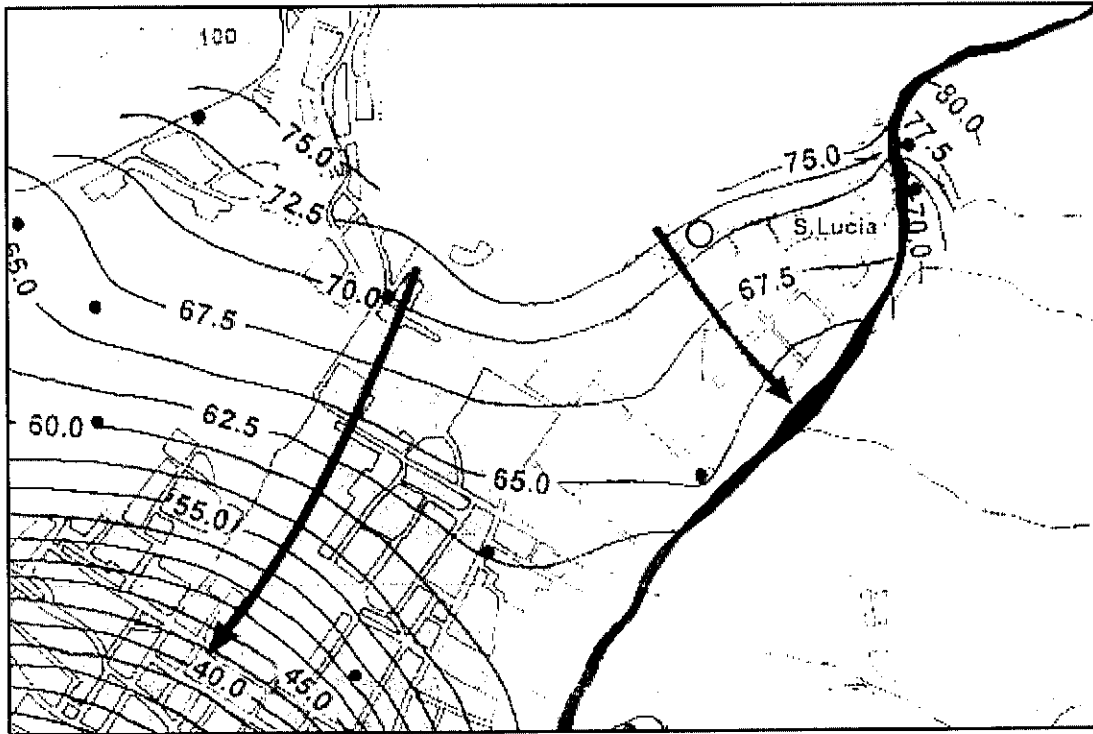


**FIG. 2**

# CARTA IDROGEOLOGICA

(Il livello massimo della falda)

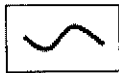
Scala 1 : 25.000



*(Estratto dalle indagini geologiche di corredo al Piano Strutturale del Comune di PRATO)*



Area in esame



ISOPIEZE MAGGIO 1994 (metri s.l.m.)



LINEA DI FLUSSO

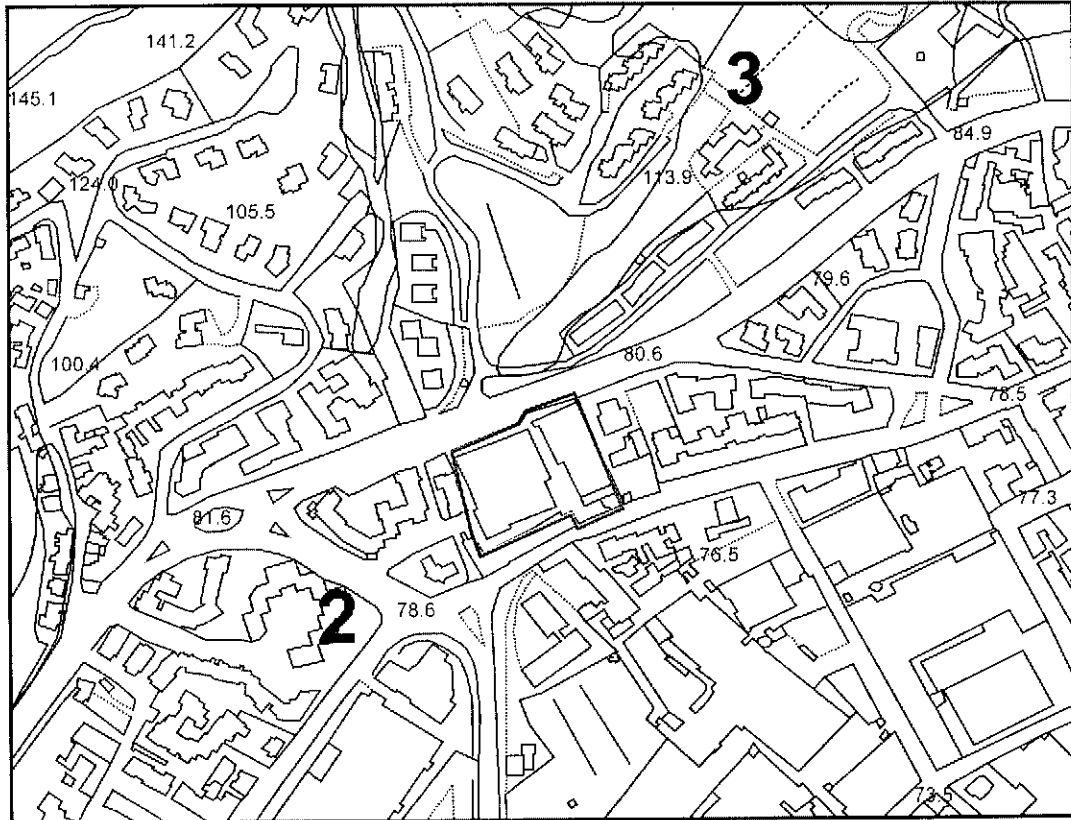


PUNTI DI MISURA

FIG. 3

# CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA E GEOLOGICA

Scala 1 : 5.000



*(Estratto dalle indagini geologiche di corredo al Piano Strutturale del Comune di PRATO)*

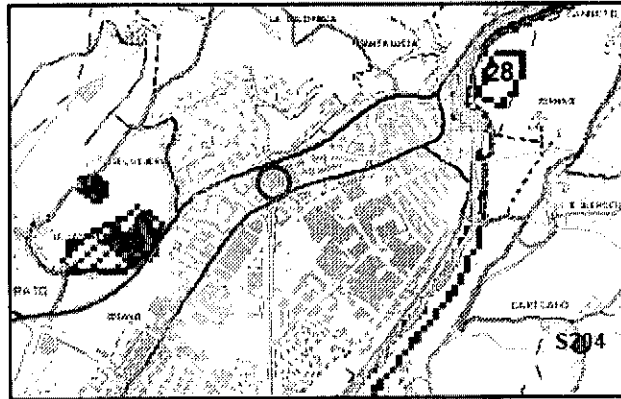


**Area in esame**

**FIG. 4**

# TAV. QC GEO 07 – EMERGENZE GEOAMBIENTALI

Scala 1 : 25.000



(Tratto da: Provincia di Prato, PTC 2008, variante di adeguamento alla L.R. 1/2005)

### Fonti e Sorgenti

- sorgente
- fonte
- deposito d'acqua

### Forme prodotte dall'azione delle acque superficiali

- mammita
- forra
- cascata

### Forme del carsismo

- grotta
- dolina

### Forme prodotte dall'attività antropica

- fronti di cava

### Aree di prelievo

- arenarie
- calcari e calcari silicizzati
- calcari e marne
- materiali sciolti
- serpentiniti

- cave di basalti e breccie
- cave di arenarie
- cave di materiali sciolti
- cave di gabbri
- cave di serpentiniti
- cave di calcari
- cave di calcari silicizzati e argilliti
- cave di diaspri
- miniere di rame, altri metalli, serpentiniti
- miniere di marne da cemento, calcari

### Affioramenti di particolare pregio

- biancane
- pietraforte
- geositi proposti dal CAI
- geositi proposti dalla Fondazione Prato Ricerche
- picchi
- creste
- percorsi carrabili
- percorsi non carrabili

\*n -

FIG. 5

## TAV. QC\_PCR\_02 – SENSIBILITA' AL RISCHIO

Scala 1 : 25.000



(Tratto da: Provincia di Prato, PTC 2008, variante di adeguamento alla L.R. 1/2005)

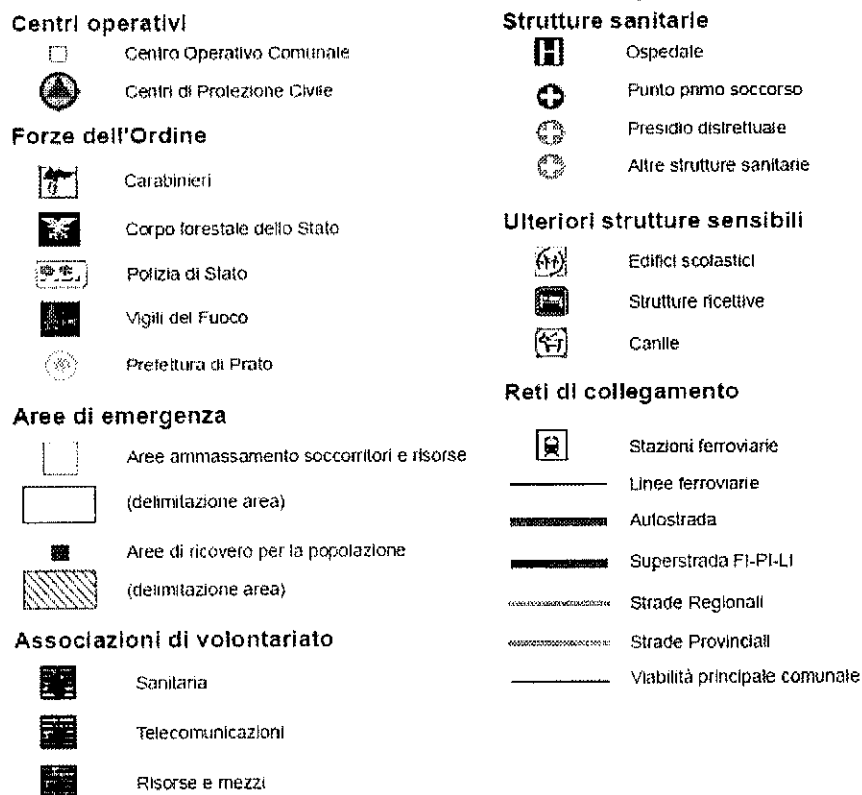
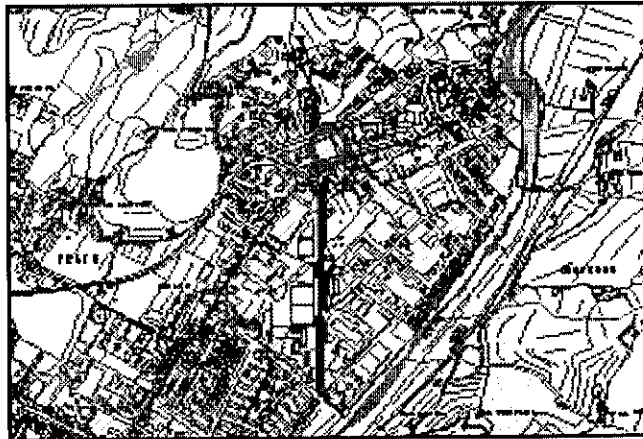


FIG. 6

# TAV. QC PCR 03 – DEFINIZIONE RISCHIO IDRAULICO

Scala 1 : 25.000



(Tratto da: Provincia di Prato, PTC 2008, variante di adeguamento alla L.R. 1/2005)

## Classificazione rischio idraulico

Rischio basso

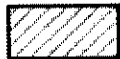


Rischio medio



Rischio elevato

## Opere per la mitigazione del rischio idraulico



Casse di espansione realizzate



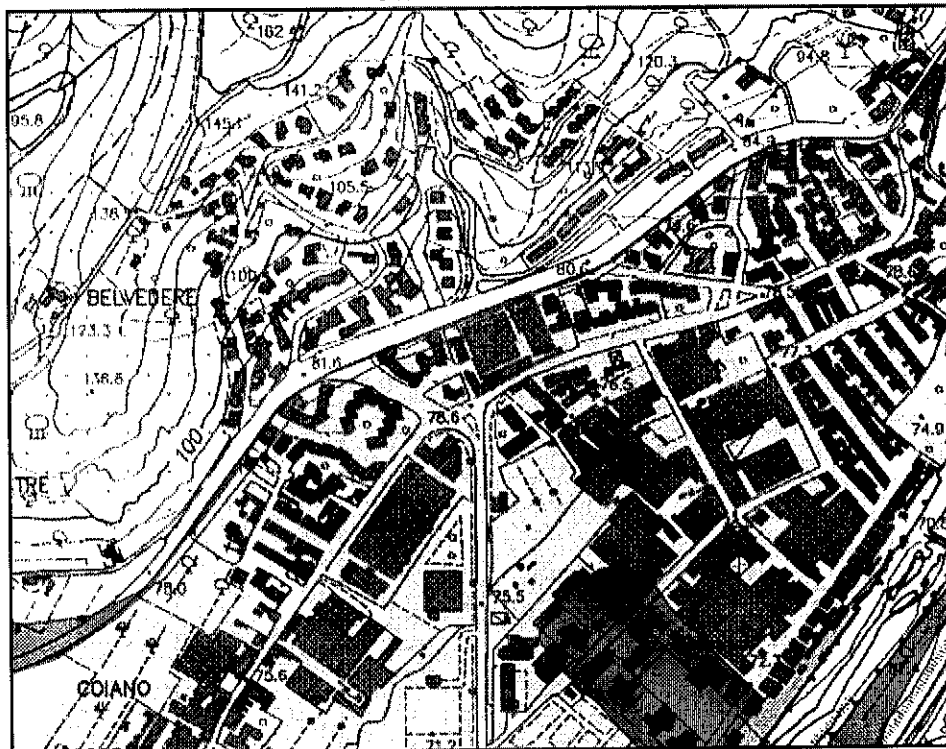
Casse di espansione in fase di progettazione

FIG. 7

# P.A.I. - PERIMETRAZIONE DELLE AREE A PERICOLOSITA' IDRAULICA

(Livello di dettaglio)

Scala 1 : 10.000



Area in esame



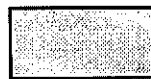
P.I. 4



P.I. 3



P.I. 2

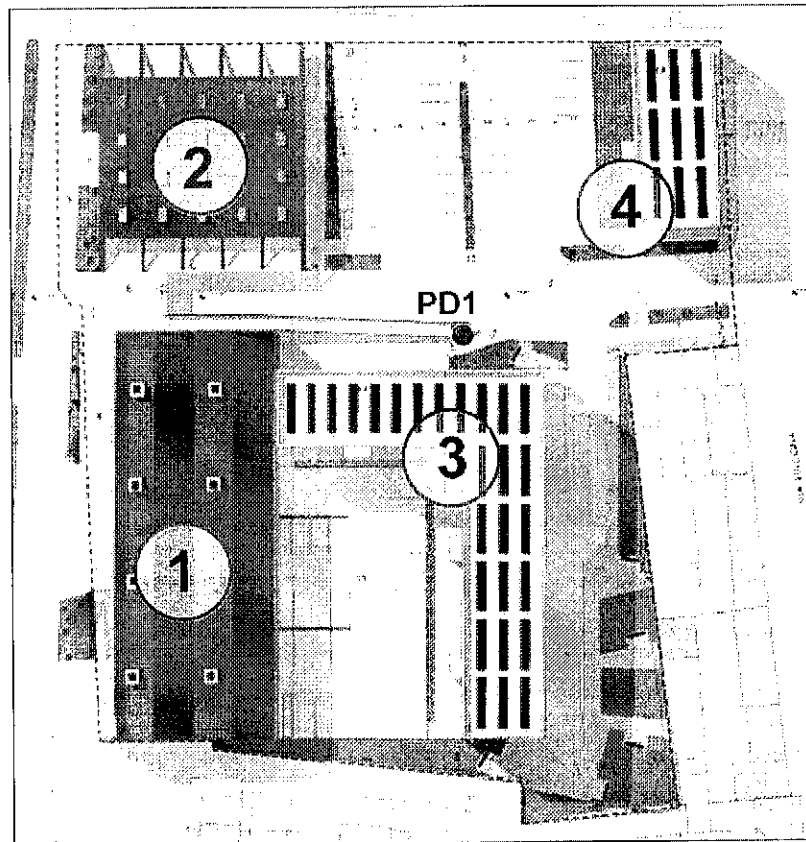


P.I. 1

FIG. 8

## UBICAZIONE DELLE VERTICALI D'INDAGINE

Scala 1 : 500



- Prova penetrometrica dinamica S.C.P.T.

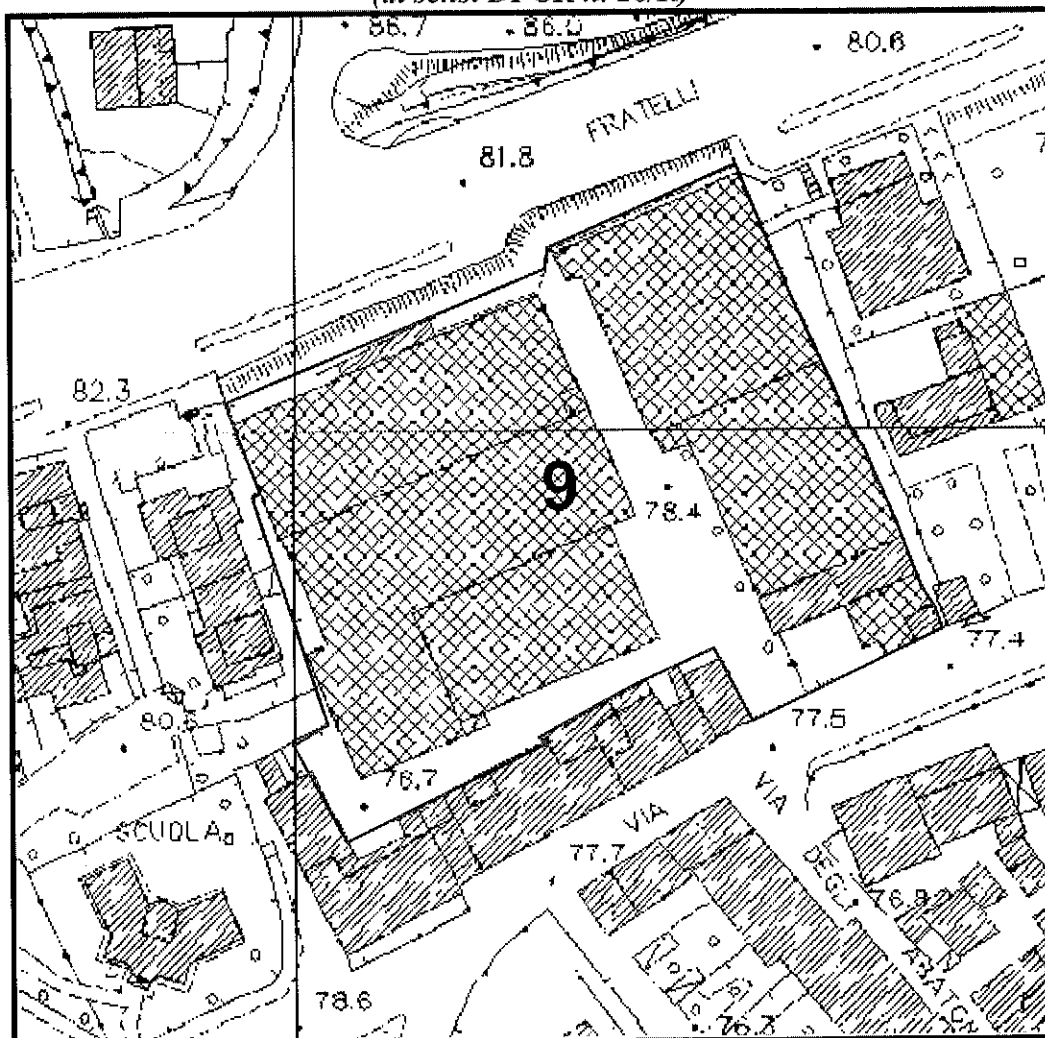
FIG. 9



# CARTA DELLE ZONE A MAGGIORE PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE (ZMPSL)

Scala 1 : 2.000

(ai sensi DPGR n. 26/R)



**9:** Zona con presenza di depositi alluvionali granulari e/o sciolti

### Possibili effetti

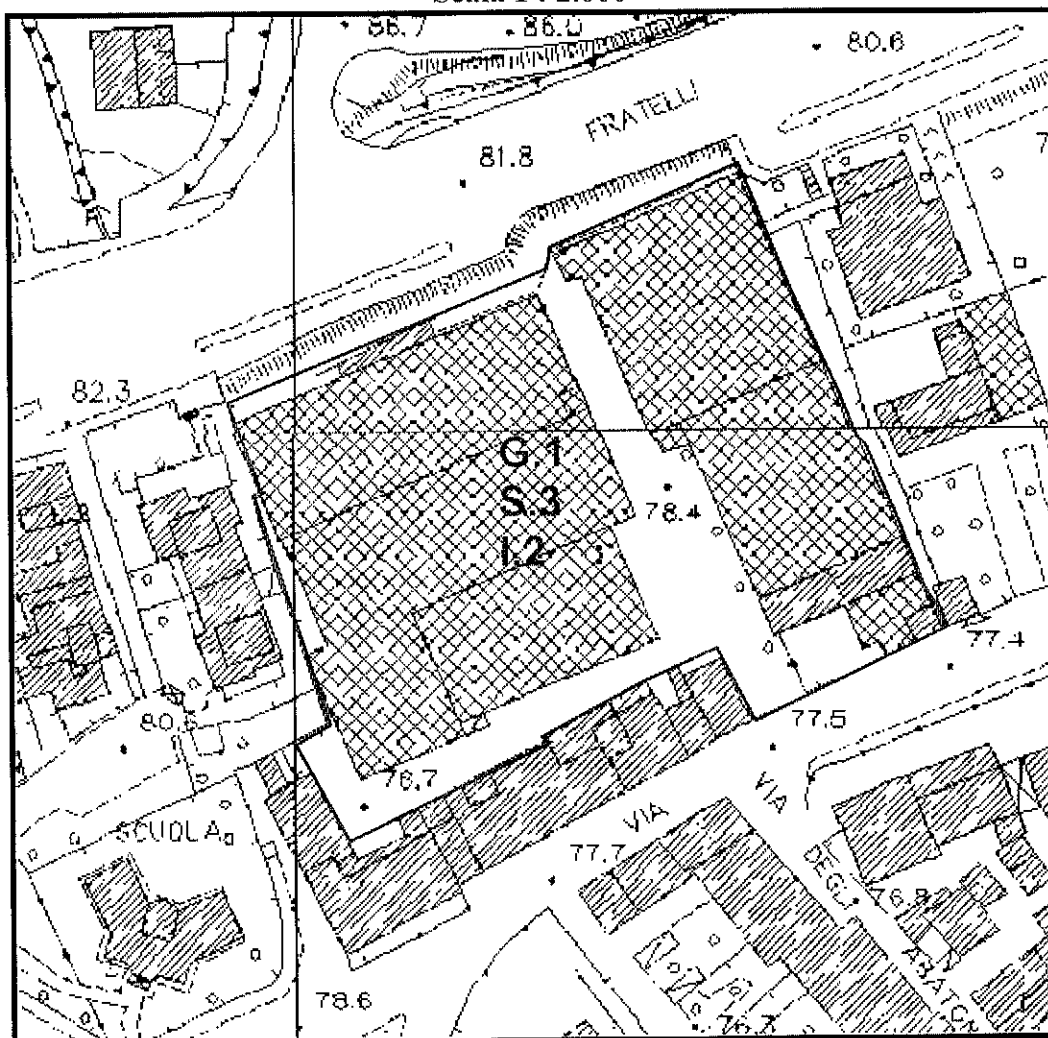
*Amplificazione diffusa del moto del suolo dovuta alla differenza di risposta sismica tra substrato e copertura dovuta a fenomeni di amplificazione stratigrafica*

**FIG. 10**

## CARTA DELLA PERICOLOSITA'

(ai sensi DPGR n. 26/R)

Scala 1 : 2.000



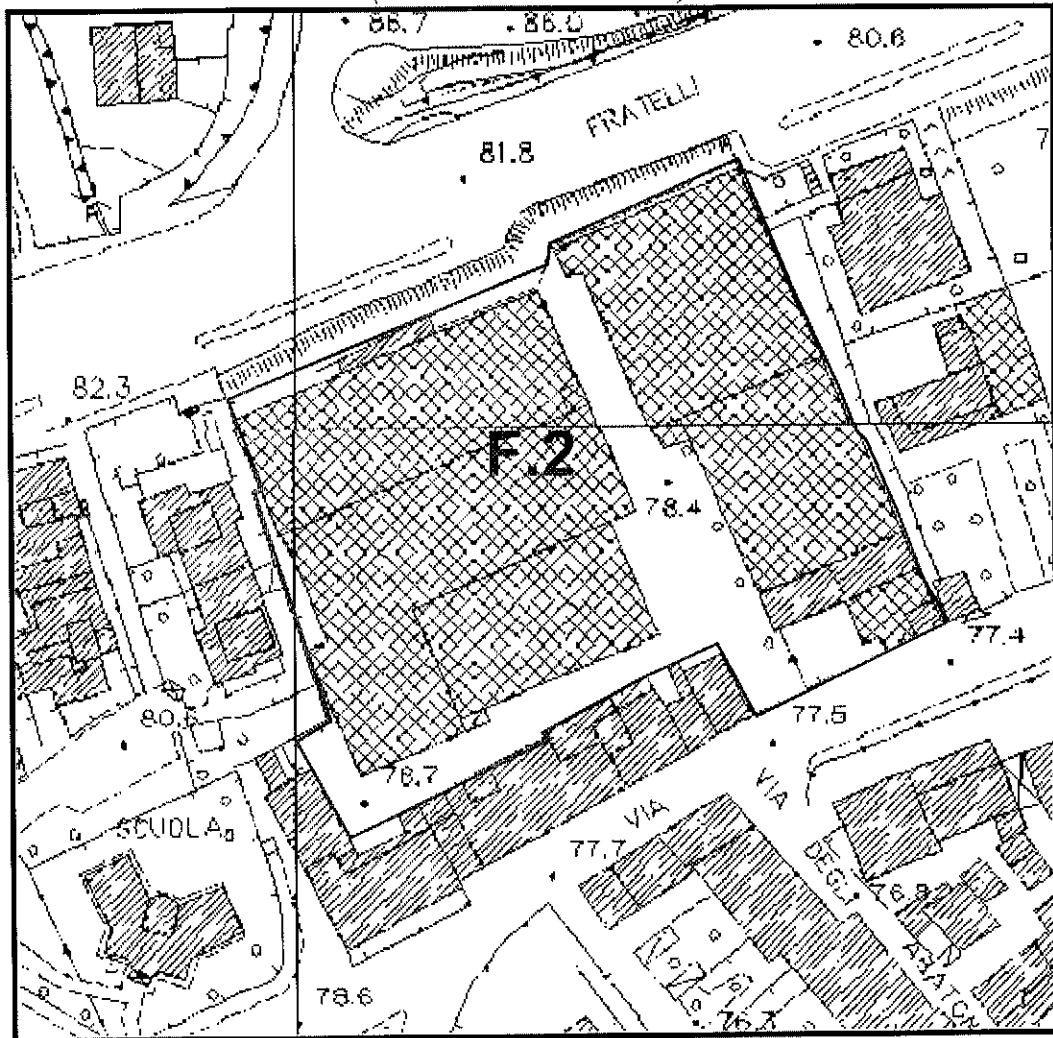
- G.1** : Pericolosità geomorfologica bassa
- S.3** : Pericolosità sismica locale elevata
- I.2** : Pericolosità idraulica media

**FIG. 11**

# CARTA DELLA FATTIBILITA'

Scala 1 : 2.000

(ai sensi DPGR n. 26/R)



**CLASSE 2: fattibilità con normali vincoli**

**FIG. 12**

**cerfam s.r.l.**  
**geo & idro**

Via Nardi, 9 - Prato - Tel. 0574/39888

**Prova Penetrometrica**

**Dinamica (S.C.P.T.) N° 1**

**ns.rif. : O74D1**

**Cantiere:** Via Bologna 485 - PRATO

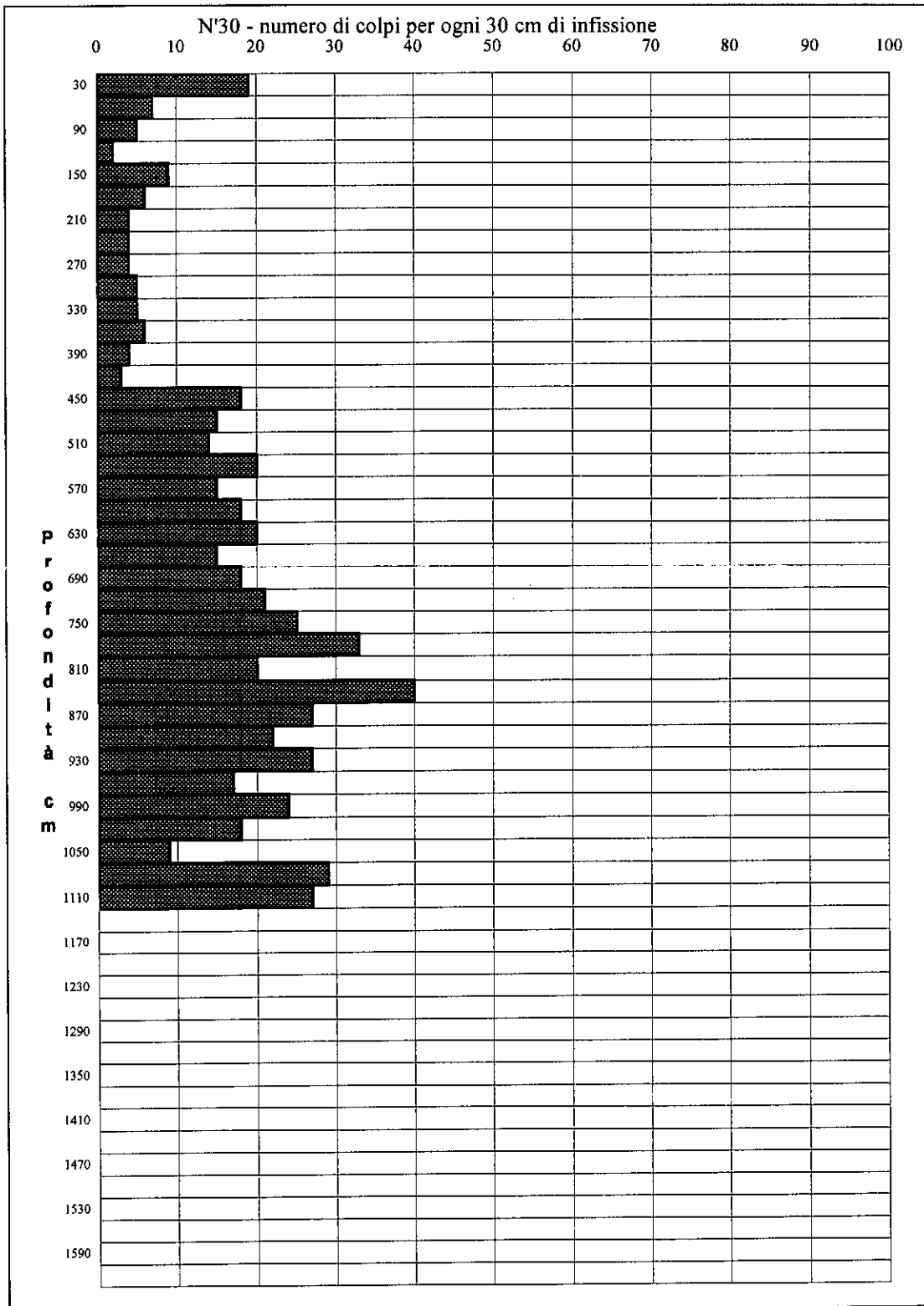
**Committente:** Sigg. Ciambellotti e Sig. Inverni

**Data di esecuzione:** 09/04/2009

**Profondità prova m:** -11,10

**Profondità tubo piez. m:** -11,00

**Profondità falda m:** -9,55



**Prova penetrometrica dinamica (S.C.P.T.) N° 1**  
 Penetrometro dinamico superpesante tipo Meardi - AGI  
 Maglio 73 Kg - Volata 75 cm

PROF.	N°30	Napt.
0	19	33,3
30	7	12,3
60	5	8,8
90	2	3,5
120	9	15,8
150	6	10,5
180	4	7,0
210	4	7,0
240	4	7,0
270	5	8,8
300	5	8,8
330	6	10,5
360	4	7,0
390	3	5,3
420	18	31,6
450	15	26,3
480	14	24,6
510	20	35,1
540	15	26,3
570	18	31,6
600	20	38,6
630	15	47,4
660	18	29,8
690	21	35,1
720	25	26,3
750	33	31,6
780	20	36,8
810	40	43,9
840	27	57,9
870	22	35,1
900	27	70,2
930	17	47,4
960	24	42,1
990	18	31,6
1020	9	15,8
1050	29	50,9
1080	27	47,4
1110	0	0,0
1140	0	0,0
1170	0	0,0
1200	0	0,0
1230	0	0,0
1260	0	0,0
1290	0	0,0
1320	0	0,0
1350	0	0,0
1380	0	0,0
1410	0	0,0
1440	0	0,0
1470	0	0,0
1500	0	0,0
1530	0	0,0
1560	0	0,0
1590	0	0,0

**Prova eseguita con penetrometro Paganì TG 73 - 100 KN 6 x 6**