

# **REGIONE TOSCANA**

**Commissario Delegato  
ex L. 228 24/12/2012**

***LAVORI DI “RIALZAMENTO DEL PONTE SUL FIUME  
FRIGIDO SUL LUNGOMARE VESPUCCI DI MARINA DI  
MASSA”***

***Sito in: Massa  
Viale Vespucci***

***Ente Attuatore: Regione Toscana***

***Proprietà: Comune di Massa***

***Progetto:  
Ing. Paolo Edoardo Giusti***

***Collaboratore:  
Ing. Michele Baldiati***

***DOCUMENTO:  
Relazione Geologica  
Data: Gennaio 2017***

***----- 000 -----***

## **INDICE**

<b>1. - PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2. - VINCOLI</b>	<b>5</b>
<b>3. - MODELLO GEOLOGICO</b>	<b>6</b>
3.1. - Inquadramento geografico	6
3.2. - Inquadramento geomorfologico, geologico e idrogeologico	6
<b>4. - INDAGINI GEOGNOSTICHE E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DA BIBLIOGRAFIA</b>	<b>7</b>
4.1. - Indagini 1996 per il ponte Lungomare Vespucci	7
4.2. - Indagini per il nuovo Ponte di Via Mascagni	9
<b>5. - LOCALIZZAZIONE SISMICA E CALCOLO AZIONI SISMICHE</b>	<b>11</b>
5.1. - Valutazione del potenziale di liquefazione Metodo di Sherif & Ishibashi	13
<b>6. - CONCLUSIONI</b>	<b>14</b>

### **ALLEGATO 1: STRALCI CARTOGRAFICI PIANO STRUTTURALE DI MASSA**

(Figg. 1 -5)

### **ALLEGATO 2: INDAGINI PENETROMETRICHE PREGRESSE ESEGUITE IN SITU E IN AREE LIMITROFE E INDAGINE GEOFISICA ESEGUITA PER IL PONTE DI VIA MASCAGNI (Figg. 6 - 12)**

### **ALLEGATO 3: SEZIONI GEOLOGICHE DI BIBLIOGRAFIA (Figg. 13 - 14)**

## 1.- PREMESSA

Questa relazione viene redatta nell'ambito del progetto preliminare relativo all'ipotesi di sollevamento del ponte sul Frigido lungo il Viale Lungomare Amerigo Vespucci, Loc. Marina di Massa, nel Comune di Massa (MS) (Allegato 1, Figg. 1 - 2).

Il ponte precedente, in cemento armato ordinario, fu danneggiato dall'evento alluvionale del novembre 1994, durante il quale, a causa dello scalzamento dei pali di fondazione, si ebbe il cedimento della prima pila in alveo. Le condizioni strutturali e di conservazione (cemento ammalorato) già critiche si aggravarono durante l'evento alluvionale del giugno 1996 (alluvione della Versilia).

I lavori per la ricostruzione del ponte iniziarono nei primi mesi del 1997.

Queste le caratteristiche del nuovo attraversamento e le motivazioni della scelte costruttive fatte, riprese dalla Relazione di calcolo allegata al progetto depositato presso l'Ufficio del Genio civile di Massa Carrara (Prat. Sismica 18/1997).

La scelta della tipologia è caduta su un ponte a struttura metallica ad arco chiuso a via inferiore tipo Langer, a campata unica, tale da garantire un netto miglioramento delle caratteristiche idrauliche dell'alveo del fiume Frigido nella sezione interessata dall'opera.

Inoltre si è optato per una soluzione di tipo funzionale e ben inseribile nel contesto urbano esistente, oltre che di ridotta manutenzione avendo scelto l'acciaio COR-TEN B la cui composizione chimica conferisce una resistenza all'attacco degli agenti atmosferici ed alla corrosione notevolmente superiore a quello dei comuni acciai.

Il ponte oggetto della presente relazione è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo, con travi costituite da profili a sezione aperta composta per saldatura, assemblate in opera mediante saldatura e giunti bullonati a completo ripristino di sezione.

I carichi mediante i trasversi in acciaio vengono riportati alle due grandi arcate di bordo anch'esse in acciaio.

Il tutto a costituire un ponte a via inferiore dove le grandi travate a via inferiore costituiscono l'elemento architettonico determinante dell'intera struttura.

La soletta d'impalcato è costituita da calcestruzzo armato e gettato in opera su un lamierino di cassaforma a perdere.

Lo spessore totale della soletta è pari a 25 cm

La solidarizzazione alle sottostanti quattro travi longitudinali ed ai trasversi interni è garantita da opportuni connettori del tipo "a piolo".

La larghezza totale dell'impalcato è pari a 21.74 m, dei quali 15.58 sono adibiti a carreggiata ed i rimanenti a due marciapiedi della larghezza di 3.08 m ciascuno.

La lunghezza totale del ponte tra gli appoggi è 39.50 metri ed uno sviluppo di soletta pari a 40.70 metri.

Al fine di limitare la risposta sismica della struttura, sono previsti appoggi in neoprene armato di considerevole spessore tipo ALGASISM HDRB-HDH.E 500 e 700.

Questo tipo di isolatore sismico fornisce una rigidezza nel piano orizzontale, rispettivamente ai due tipi prescelti di 2150 kg/cm e 3000 kg/cm; in questo modo si ottiene l'aumento del valore del periodo dei modi interessati da spostamenti orizzontali e la conseguente diminuzione delle azioni orizzontali trasmesse alle strutture di fondazione.

I giunti di dilatazione in progetto sono il tipo ALGAFLEX T100 impermeabile che garantiscono escursioni di  $\pm 5$  cm e sono in grado di assorbire modesti spostamenti verticali.

Dal punto di vista idraulico, il ponte fu progettato per una portata con tempi di ritorno **Tr 100**, come previsto all'epoca dalla normativa della Regione Toscana (Portate calcolate dal Geol Sirgiovanni: Tr 200, 944 mc/sec ; Tr 100, 867,30 mc/sec).

Alla luce della recente costruzione del nuovo ponte di Via Mascagni in grado di far defluire la portata di piena Tr200 dello Studio Castelli, si è ritenuto opportuno verificare la possibilità di adeguare il ponte del lungomare alla piena Tr 200, mediante il sollevamento dell'impalcato. I due ponti distano tra loro circa 90 m.

Questa relazione viene redatta tenendo conto delle normative vigenti in materia ed in particolare: .

#### **Legislazione Nazionale**

- L. 02/02/1974, n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. LL. PP. 11/03/1988 e Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24/09/1988, n. 30483: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- L. 11/02/1994, n. 109 e succ. mod. e int. - Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici;
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Testo unico per l'edilizia – d.p.r. 380/01 e sue successive modifiche ed integrazioni;
- Legge 23/03/2001, n° 93 "Disposizioni in campo ambientale";
- Eurocodice 8: "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture";
- [O.P.C.M. del 28/04/06](#) n. 3519 "Criteri generali da utilizzare per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" e del DGRT n. 878 del 08/10/2012 "Nuova classificazione rischio sismico";
- **D.M. 14 Gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - NTC2008.**

### Legislazione Regionale

- L.R. 21/07/1995, n. 81 – Norme di attuazione L. 05/01/1994, n. 36: "Disposizioni in materia di risorse idriche",
- L.R. 21/03/2000 n. 39: "Legge forestale della Toscana";
- L.R. 21/06/2006 n. 24 "Nuova classificazione rischio sismico";
- Del. G.R. n. 841 del 26/11/2007 "Nuova classificazione sismica della Toscana e zone a maggior rischio sismico",
- **DPGR 36/R 2009**
- L.R. 65/2015 "Norme per il governo del territorio" e successive modifiche ed integrazioni,

Il Comune di Massa rientra nelle aree definite sismiche della classificazione del suolo nazionale operata in applicazione alla Legge n° 64/1974 e nell'ultima classificazione sismica OPCM n. 3519 del 28.04.2006 e del DGRT n. 878 del 08/10/2012 "Nuova classificazione sismica della Toscana e zone a maggior rischio sismico", il Comune di Massa è stato ascrivito alla **Classe 3**.

Per valutare preliminarmente le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno di fondazione sono state consultate indagini geognostiche preesistenti.

Per quanto riguarda le prove in situ, si sono acquisiti i risultati delle prove penetrometriche dinamiche leggere (30 kg), eseguite nel giugno 1995 in corrispondenza delle due sponde del Frigido all'altezza del nuovo ponte (All. 2, Figg. 6 -7). Tra le prove disponibili nell'area limitrofa, si è deciso di far riferimento in particolare alle indagini più recenti effettuate per la progettazione del nuovo ponte di Via Mascagni, consistenti in un sondaggio di 30 m, con prove Nspt a varie profondità e attrezzato per la Down Hole, e due prove penetrometriche (una statica e una dinamica pesante) (All. 2, Figg. da 8 a 10). Si è presa visione anche dei dati del Piano Strutturale del Comune di Massa e del progetto DOCUP e Vel della Regione Toscana.

I dati bibliografici acquisiti e la loro elaborazione, hanno consentito la stesura di questa Relazione Geologica preliminare.

## **2.- VINCOLI**

La zona in oggetto rientra nelle aree sottoposte a vincolo idrogeologico (R.D. 3267/23, L.R. n.39/2000).

Per quanto riguarda la pericolosità idraulica, l'area limitrofa al ponte è ascritta in parte alla **classe I.3 = Pericolosità Idraulica Elevata**, aree interessate da allagamenti per eventi compresi tra  $30 < TR \leq 200$  anni, in parte alla **I.4 - P.I.M-E. - Pericolosità Idraulica Molto Elevata**, aree interessate da allagamenti per eventi  $Tr \leq 30$  anni (Allegato 1, Figg. 3A – 3B ).

Sull'area si applicano le Norme Tecnico Geologiche di Attuazione (NTG) del PS di Massa, elaborato B.2/2015, e le Norme **del PAI Bacino Toscana Nord**,

Per quanto riguarda i battenti delle acque esondate, nella cartografia del P.S. del Comune di Massa "*Studio della pericolosità idraulica dei principali corsi d'acqua nel Comune di Massa*" del 2014 sono rappresentati i livelli per Tr 20 (Allegato 1, Fig. 4A), Tr 30 (Allegato 1, Fig. 4B) Tr 200 (Allegato 1, Fig. 4C) e Tr 500 (Allegato 1, Fig. 4D), nonché la direzione e la velocità di propagazione.

Come si può notare dalla consultazione delle figure sopra citate, i battenti all'intorno sono molto variabili, a conferma della variabilità delle quote. Si, va pertanto, per Tr 20 da battenti compresi tra 0.1 a 1.5 m; per Tr 30, in genere battenti inferiori a 0.60 che diminuiscono spostandosi verso la linea di costa; per Tr 200, da < 0.10 a 0.60 nei dintorni del ponte, con dei massimi fino a 2 m nelle zone depresse a monte dell'attraversamento di via Mascagni ; per Tr 500 fino a 2 m .

Nel PS sono inoltre rappresentati i battenti per esondazioni con rottura arginale per Tr 30 ) e Tr 200.

L'area in studio non è compresa tra le aree indicate come S.I.N. (Siti d'Interesse Nazionale).

### **3.- MODELLO GEOLOGICO**

#### **3.1. - Inquadramento geografico**

L'area in esame è ubicata nella parte inferiore della pianura del Comune di Massa (Allegato 1, Fig. 1), in prossimità della linea di costa, con quote basse e variabili all'intorno da un minimo di 0.63 m ad un massimo di 3-m s.l.m. L'impalcato del ponte è a quota 3 m s.l.m..

#### **3.2. - Inquadramento geomorfologico, geologico e idrogeologico**

L'area è situata in località Marina di Massa, ed è caratterizzata da un'importante antropizzazione caratterizzata in particolare da interventi edilizi di varia volumetria

La zona di intervento è ubicata in prossimità della linea di costiera, poco a monte della foce del Frigido.

In corrispondenza del ponte affiorano i depositi sabbiosi marini attuali e recenti (Allegato 1, Fig.2); poco a monte si ha il contatto con l'area sabbiosa retrodunale, delimitata verso la costa dai cordoni dunali recenti ed attuali e verso monte dai depositi limosi di colmata imputabili ad antichi bacini palustri e lacustri. La morfologia a dune che caratterizzava le fasce parallele alla linea di costa, a valle dell'autostrada, non è più rilevabile, dato che tutta la fascia costiera ha subito nel tempo un livellamento finalizzato ad attività agricole ed urbane.

Nel complesso l'aspetto del sito e della zona limitrofa è quello di una pianura, mentre nel suo insieme, la fascia costiera presenta una lieve pendenza verso il mare.

L'asta idrica più importante della pianura apuana è appunto il F. Frigido, che ha il suo bacino idrologico nelle Alpi Apuane.

Dalle osservazioni in situ e dall'analisi della cartografia geologica esistente, l'area in esame risulta costituita in superficie da sabbie di spiaggia attuali e recenti; come già accennato poco a monte affiorano i depositi sabbiosi marini ed eolici e i depositi palustri e di stagno costiero *“Depositi finiti costituiti da limi, limi sabbiosi e sabbie limose con abbondante frazione organica quali frustoli carboniosi. Presenza di livelli torbosi e di terreni eterogenei di colmata. Elevata variabilità stratigrafica sia orizzontale che verticale.”*, con intercalati a certe profondità di depositi alluvionali legati alla dinamica fluviale. Tali bacini paludosi sono regrediti in tempi storici, anche in seguito a varie bonifiche.

La zona è interessata da falde acquifere superficiali; le misure piezometriche di bibliografia indicano battenti che con le variazioni stagionali e/o legate agli eventi piovosi vanno da pochi cm sopra lo 0 marino fino 1 m circa (Allegato 1, Fig. 5 B e 5 C)

I sottili livelli di limi ed argille possono dar luogo localmente a falde isolate; data la limitata estensione areale di tali litotipi si può però ipotizzare che le falde più profonde siano in comunicazione con quelle superficiali formando, in pratica, ad un unico esteso acquifero.

Intorno ai 25 m di profondità è presente una falda artesianica, in pressione, che si attesta al di sotto dei depositi sabbiosi e di un sottostante livello conglomeratico compatto.

#### **4. INDAGINI GEOGNOSTICHE E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DA BIBLIOGRAFIA**

Per quanto riguarda la caratterizzazione litostratigrafica del terreno in oggetto, nota nelle linee generali la pianura alluvionale Apuana, trattandosi di un progetto preliminare e non disponendo al momento di indagini specifiche recenti in situ, come già detto, si sono acquisiti i dati di prove penetrometriche realizzate in situ e sui terreni limitrofi (Allegato 2).

##### **4.1. - INDAGINI 1996 PER IL PONTE IN ARGOMENTO**

Nel 1996 furono eseguite due prove penetrometriche dinamiche con maglio da 30 kg. (Fig. A e B – Grafici penetrometrici).

Di seguito si riporta la stratigrafia dedotta dalle due prove, eseguita in base alla Classificazione di Terzaghi.

Prova penetrometrica n°1:

- dal p.c. a mt. 1,70  $\Rightarrow$  deposito sabbioso e sabbioso-limoso molto sciolto ( $0 < N_{med} < 4$ )
- da mt. 1,70 a mt. 4,50  $\Rightarrow$  deposito sabbioso sciolto ( $4 < N_{med} < 10$ )
- da mt. 4,50 a mt. 18,00  $\Rightarrow$  deposito sabbioso e sabbioso-ghiaioso mediamente denso ( $10 < N_{med} < 35$ )
- da mt. 18,00 a mt. 20,00  $\Rightarrow$  deposito sabbioso e sabbioso-ghiaioso denso ( $N_{med} > 35$ )

I grafici penetrometrici delle due prove sono rappresentati nelle Fig. 7 A e 7 B.

Sulla base delle correlazioni effettuate il Geol. Sirgiovanni individuò i parametri geotecnici riportati nelle tabelle che seguono

Prova penetrometrica n° 1

Profondità mt	Nmed	R <sub>d</sub> kg/cm <sup>2</sup>	φ gradi	c <sub>u</sub> kg/cm <sup>2</sup>
0,50-4,50	7	30,00	27	0
4,50-13,00	16	47,00	31	0
13,00-18,00	29	69,00	35	0
18,00-20,00	43	96,00	38	0

Prova penetrometrica n° 2

Profondità mt	Nmed	R <sub>d</sub> kg/cm <sup>2</sup>	φ gradi	c <sub>u</sub> kg/cm <sup>2</sup>
0,50-2,20	5	24,00	26	0
2,20-12,70	15	42,00	31	0
12,70-20,00	26	58,00	34	0

### 3.2. 4.2. - INDAGINI PER IL NUOVO PONTE DI VIA MASCAGNI

Si riporta di seguito il testo estratto dalla Relazione geologica redatta dal Geol. Roberto Guidi.

Per la caratterizzazione del terreno e la ricostruzione delle morfologie sepolte sono stati realizzati n°1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 30 metri dal p.c. ( All.2, Fig. 8, denominato S1), in cui sono state effettuate indagini SPT (All.2, Fig. 9), n°1 prova penetrometrica statica (All. 1, Fig. 10) e n°1 prova penetrometrica dinamica super-pesante a circa 2 metri l'una dall'altra spinte fino alla profondità di 15,00 metri dal p.c. (denominate CPT1 e DIN1 in All.2, Fig. 10 e 11) e n°1 indagine sismica tipo downhole nel foro del sondaggio ( All.2, Fig. 13, denominata DHS1).



Le indagini hanno evidenziato la stratigrafia sintetizzata di seguito e visualizzabile in Fig. 9 (Allegato 2):

Da 0,00 m a 1,60 m di profondità dal piano campagna: asfalto e terreno di riporto (livello A);

Da 1,60 m a 3,00 m di profondità dal piano campagna: limi argillosi -alluvioni recenti del Frigido (livello B);

Da 3,00 m a 4,90 m di profondità dal piano campagna: depositi alluvionali recenti del Fiume Frigido costituiti da ghiaie grossolane mal classate, arrotondate, in matrice limosa da marrone a grigia (livello C);

Da 4,90 m a 10,00 m di profondità dal piano campagna: depositi principalmente sabbiosi litorali costituiti da sabbie da fini a medie di colore grigio o ocre chiare, mediamente addensate. Le sabbie possono contenere livelli di limi argillosi ricchi di sostanza organica di colore grigio scuro – nero (livello D1);

Da 10,00 m a 12,00 m di profondità dal piano campagna: depositi principalmente sabbiosi litorali costituiti da sabbie fini a medie di colore grigio scuro poco addensate (livello D2);

Da 12,00 m a 23,70 m di profondità dal piano campagna: depositi principalmente sabbiosi litorali costituiti da sabbie fini di colore ocre mediamente addensate. Le sabbie possono contenere livelli fossiliferi (livello D1);

Da 23,70 m a 24,80 m di profondità dal piano campagna: ghiaie grossolane in matrice sabbioso-limosa di colore grigio chiaro, con al tetto un orizzonte pedogenizzato (livello E);

Da 24,80 m a 28,10 m di profondità dal piano campagna: limi argilloso-sabbiosi marroni con scarsi clasti di ghiaie arrotondate da poco a mediamente consistenti (livello F);

Da 28,10 m a 29,70 m di profondità dal piano campagna: ghiaie grossolane in matrice sabbioso-limosa di colore grigio chiaro, sequenza fining upwards (livello E);

Da 29,70 m a 30,00 m di profondità dal piano campagna: limi argilloso-sabbiosi marroni con scarsi clasti di ghiaie arrotondate mediamente consistenti, con livelletti varicolori e un possibile paleosuolo (livello F);

Queste suddivisioni stratigrafiche sono state confermate anche dalle registrazioni delle onde P e delle onde SH effettuate nel foro di sondaggio tramite la prospezione sismica downhole (All.2, Fig. 13).

Sulla base delle indagini effettuate il Geol. Guidi ha proposto la seguente parametrizzazione geotecnica dei terreni indagati fino alla profondità di m 30 (Tabella 1):

**Tabella 1: caratterizzazione geotecnica dei terreni indagati**

<b>Strato</b>	<b>Profondità</b>	<b>Cu</b>	<b>C (stima)</b>	<b><math>\phi_{my}</math></b>	<b>Mo</b>	<b>mv</b>	<b>y</b>
	<i>metri da p.c.</i>	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>	<i>(°)</i>	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>	<i>cm<sup>2</sup>/kg</i>	<i>t/m<sup>3</sup></i>
A	0,00 – 1,60	0,67	0,07	30,80	158,70	0,006	2,00
B	1,60 – 3,00	0,56	0,06	26,50	45,00	0,022	1,85
C	3,00 – 4,90	-	0,001	32,00	222,00	0,004	1,95
D1	4,90 – 10,00	-	-	30,70	141,00	0,007	1,85
D2	10,00 – 12,00	1,00	-	29,50	107,00	0,009	1,80
D1	12,00 – 23,70	-	-	31,50	174,00	0,005	1,85
E	23,70 – 24,80	-	0,001	34,00	300,00	0,003	2,00
F	24,80 – 28,10	1,00	0,010	30,00	170,00	0,005	1,90
E	28,10 – 29,70	-	0,001	34,00	300,00	0,003	2,00
F	29,70 – 30,00	1,00	0,010	30,00	170,00	0,005	1,90

## 5.- LOCALIZZAZIONE SISMICA E CALCOLO AZIONI SISMICHE

Come definito nel testo unico allegato al D.M. del 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, “le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche .

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  ....”. Secondo la nuova classificazione sismica del territorio nazionale, il Comune di Massa appartiene ad un’area di Classe 3s, ed è quindi caratterizzata da una accelerazione orizzontale massima  $a_g = 0,25 \cdot g$  (m/s<sup>2</sup>).

Per la definizione dell’azione sismica di progetto, si rende necessario valutare anche l’effetto della risposta sismica locale che, in assenza di specifiche analisi, può essere ricavata mediante un approccio semplificato, che si basa sull’individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

L'identificazione di questa categoria va di norma eseguita in base ai valori della  $V_{s30}$ , cioè la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

In questo si è fatto riferimento alla stesa sismica realizzata in sinistra all'altezza del ponte di Via Mascagni (vedi Allegato2, Fig. 13), vista la vicinanza (90 m) e le stratigrafie sostanzialmente comparabili.

Si è pertanto identificata per il sito in argomento la Categoria di sottosuolo "**C**" - *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/s, (ovvero con  $15 < N_{spt30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < Cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fine).*

CLASSE	DESCRIZIONE
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ( $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s ( $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Nello spettro di risposta di progetto le caratteristiche di sito vengono introdotte tramite un coefficiente  $S$  che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_s \cdot S_T$$

dove  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica. Il coefficiente  $S_s$  si può ricavare dalla seguente tabella che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento.

Categoria di sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g$
C	$1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g$
D	$2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g$
E	$2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g$

Tabella 3.2.V, modificata, delle NTC

Relativamente al coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ , si può fare riferimento alla seguente tabella dove sono indicate le varie caratteristiche della superficie topografica che possono generare amplificazione sismica.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Coefficiente topografico $S_T$
<b>T1</b>	<b>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></b>	<b>1,0</b>
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Tabella 3.2.IV delle NTC

E' necessario inoltre stabilire la "classe d'uso" dell'infrastruttura di progetto ai sensi delle NTC (e di conseguenza del coefficiente d'uso  $C_u$ , da Tab. 2.4.II NTC), e la "vita nominale" (Tab. 2.4.I NTC).

Per la strutture in argomento,, in quanto si tratta di un ponte su di una strada urbana con possibile rilevanza di collegamento in caso di calamità, anche se non di importanza strategica primaria, si ritiene di attribuire cautelativamente la classe IV, (Coefficiente d'uso  $C_u=2,0$ ) e una vita nominale  $V_n=50$  anni.

Inserendo questi parametri nel software online "Geostru PS – parametri sismici" ([http://www.geostru.com/geoapp/Parametri\\_Sismici.aspx](http://www.geostru.com/geoapp/Parametri_Sismici.aspx)), è stato possibile calcolare l'azione sismica di progetto, ricavando i coefficienti sismici per i vari Stati Limite, dei quali sono da prendere in considerazione quelli dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

<b>Amax:</b>	<b>2,383 (m/s)</b>
<b>Kh:</b>	<b>0.058</b>
<b>Kv:</b>	<b>0.029</b>

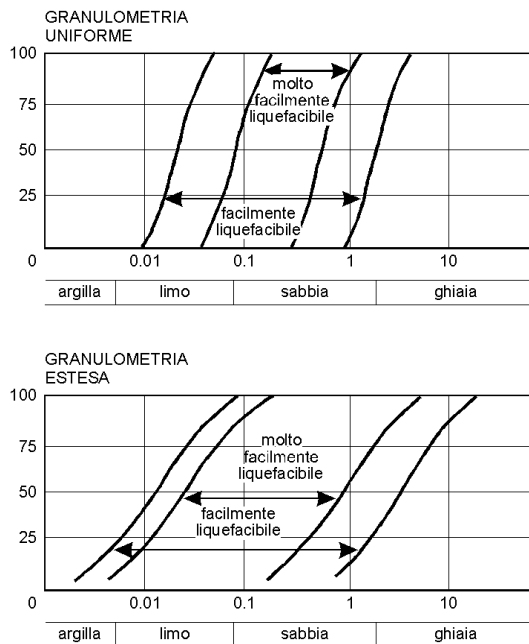
Il progettista, sulla base del **periodo di ritorno  $T_R$**  calcolato per lo stato limite d'interesse, può ricavare il coefficiente  $S$ , utilizzando i parametri  $a_g/g$  e  $F_o$  **riportati in Tabella 1**.

## 5.1.Valutazione del potenziale di liquefazione

### Metodo di Sherif & Ishibashi

Il metodo di Sherif & Ishibashi ammette che si possano verificare fenomeni di liquefazione solo nei livelli che presentino le seguenti caratteristiche:

**fig. A**



**fig. B**

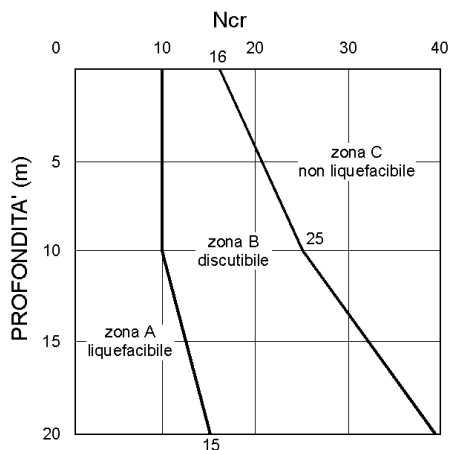


fig. A - Procedura semplificata per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione di un deposito:  
fig. A - fasce granulometriche critiche  
fig. B - profili critici del numero di colpi della prova SPT

- siano costituiti da sabbie o sabbie limose;
- si trovino sotto il livello statico della falda;
- gli strati di copertura non abbiano spessore maggiore di 3 metri.

Se questi requisiti sono presenti, si prosegue nell'elaborazione, prendendo in considerazione la granulometria e l'addensamento del deposito. In assenza di analisi granulometriche, va effettuata almeno una descrizione sommaria della litologia del deposito, da confrontare con i due profili.

Verificato che la granulometria dello strato sia predisponente al manifestarsi di fenomeni di liquefazione, per poter emettere un giudizio definitivo sulla vulnerabilità del deposito occorre prendere in considerazione il suo grado di addensamento, valutato attraverso prove SPT o SCPT.

Se il numero di colpi ricade, anche parzialmente, nella fascia A, il deposito è liquefacibile, se ricade nella fascia C non è liquefacibile. La fascia B infine riguarda strati in cui la liquefazione è possibile, ma non probabile.

Sulla base delle caratteristiche del deposito si ritiene che la granulometria dei terreni possa ricadere in terreni suscettibili a liquefazione. È da aggiungere che nella zona non si sono mai verificati fenomeni di liquefazione, per avere liquefazione servirebbe inoltre una magnitudine di circa 5.5/6 scala Richter, magnitudine mai registrata nella zona.

## **6. CONCLUSIONI**

Alla luce dei dati bibliografici acquisiti, preso atto delle caratteristiche strutturali e della tipologia fondazionale, si ritiene che non vi siano problemi di natura geologica per il sollevamento del ponte sul Frigido del Lungomare Amerigo Vespucci.

Considerata la tipologia delle prove penetrometriche dinamica (maglio 30 kg), eseguite nel 1995, si ritiene utile l'esecuzione di almeno una Dinamica pesante e di una Statica (CPT).

Si evidenzia l'opportunità di individuare le caratteristiche geometriche e strutturali dei muri di sponda, in particolare tra il ponte di Via Mascagni e quello del lungomare Vespucci.

Preso atto che le verifiche fatte nell'ambito del Piano Strutturale di Massa il ponte di Via Mascagni non era stato ancora adeguato, vista la presenza di aree depresse a monte di questo attraversamento, si ritiene opportuno effettuare una nuova modellazione idraulica al fine di valutare gli effetti che può avere il rialzo del ponte sul lungomare sui battenti e sulle direzioni di flusso delle acque esondate.

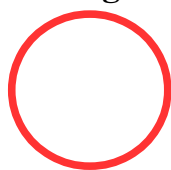
Massa 15.08.2016

*Dott. Geol. Piera Fanny Milano*  
*Iscritta all'elenco speciale*  
*Ordine dei Geologi della Regione Toscana*  
*con numero di riferimento n. 292*



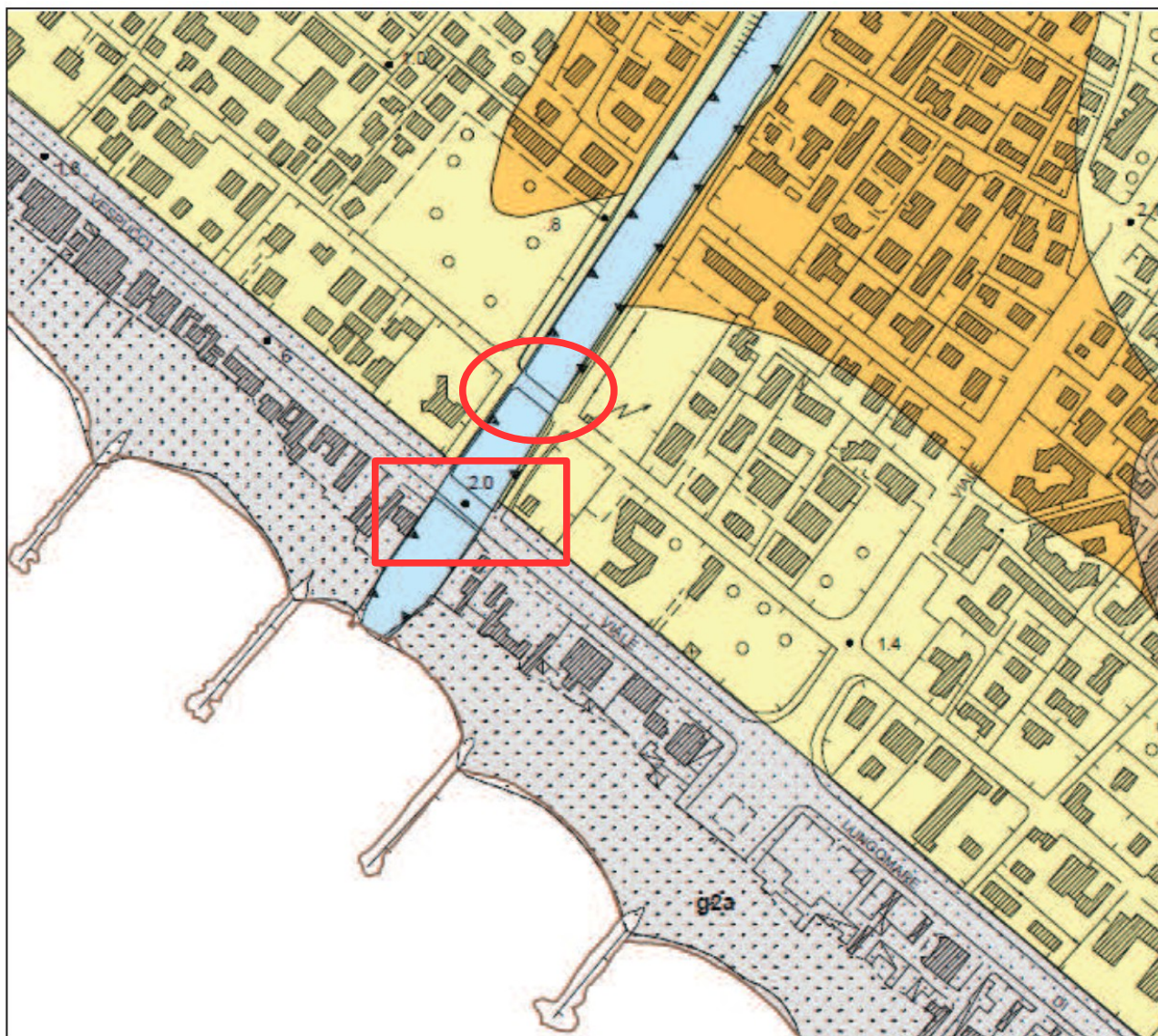


**Fig. 1 - Corografia in scala 1 :10.000 CTR**



**Area in studio**



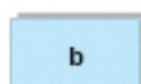


Ponte di Via Mascagni

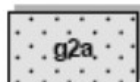


Ponte Lungomare Amerigo Vespucci

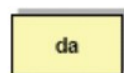
## DEPOSITI OLOCENICI ED ATTUALI



**Depositi alluvionali attuali:**  
Depositi dei letti fluviali attuali, soggetti ad evoluzione attraverso processi fluviali ordinari, composti prevalentemente da ghiaie, ciottoli, sabbie limose e/o limi sabbiosi



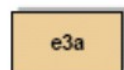
**Sabbie di spiaggia recenti ed attuali**



**Depositi sabbiosi eolici e di spiaggia:**  
Sabbie di ambiente litorale, delle dune e dei tomboli costieri. Sabbie medie e fini che localmente possono presentarsi da debolmente limose a limose con modeste lenti di limo.



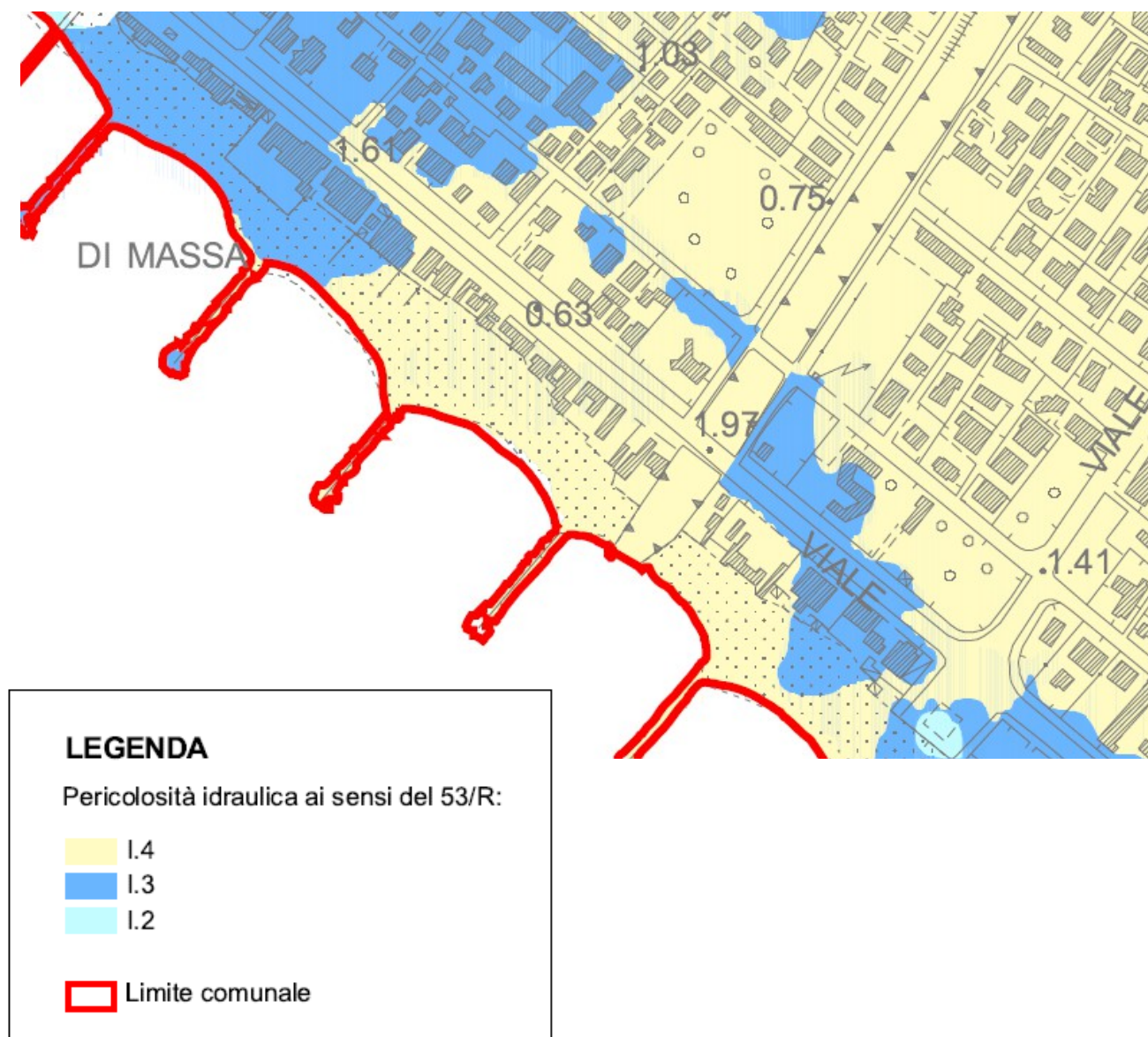
**Depositi fini alluvionali eterogenei di ambiente focivo e di stagno retrodunale, legati alla dinamica fluviale:**  
Limi argillo-sabbiosi e/o argille limose prevalenti sovrastanti e/o intercalati a depositi ghiaiosi alluvionali o a depositi sabbiosi di origine marina. Presenza di lenti sottili di argilla spesso associata a frazioni sabbiose ricche di sostanza organica (ex zone costiere depresse retrodunali) e di terreni eterogenei di colmata. Elevata variabilità stratigrafica sia orizzontale che verticale.



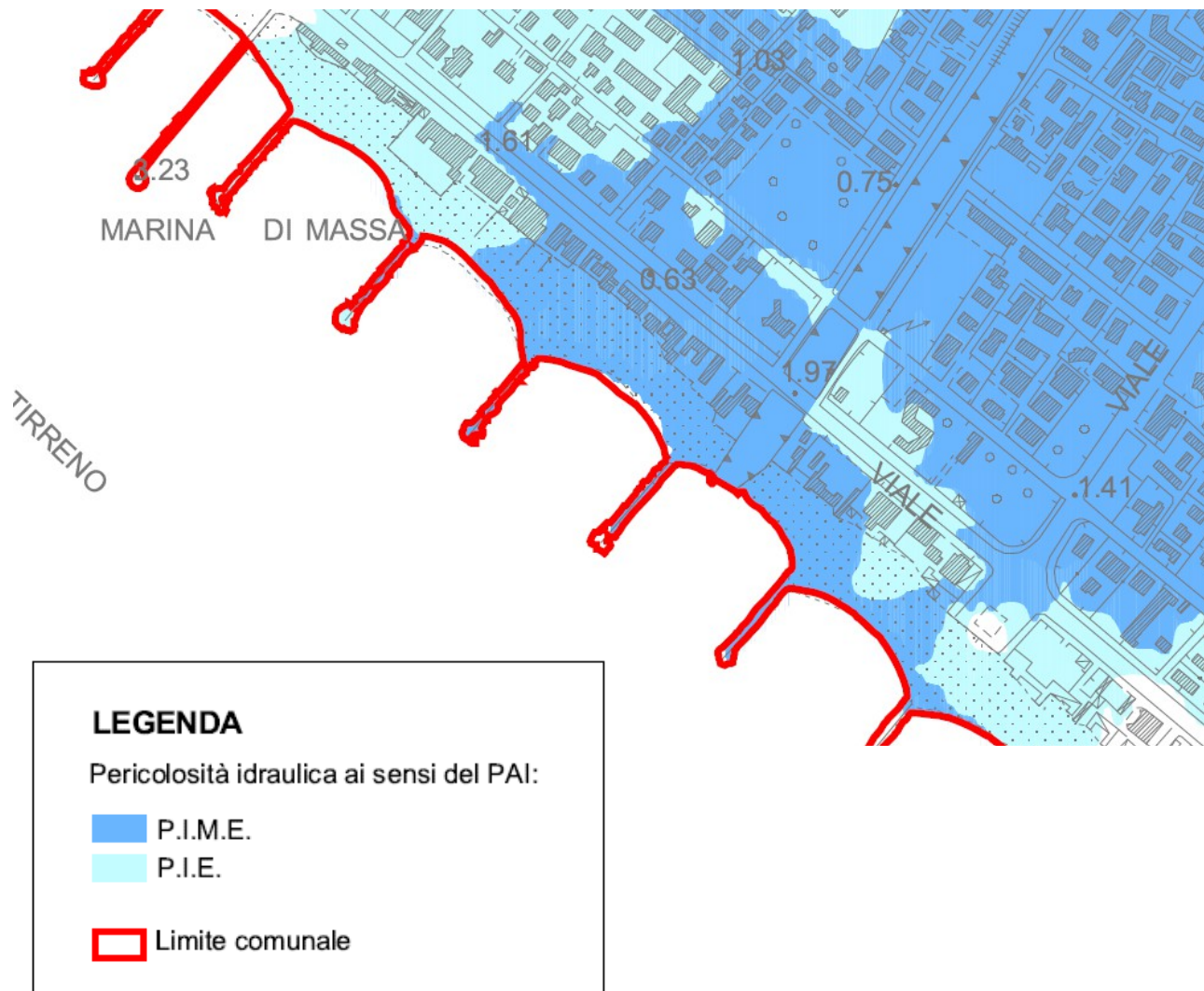
**Depositi palustri o di stagno costiero:**  
Depositi fini costituiti da limi, limi sabbiosi e sabbie limose con abbondante frazione organica quali frustoli carboniosi. Presenza di livelli torbosi e di terreni eterogenei di colmata. Elevata variabilità stratigrafica sia orizzontale che verticale.

**Fig. 2 - Stralcio carta geologica PS di Massa , scala 1 : 5.000**



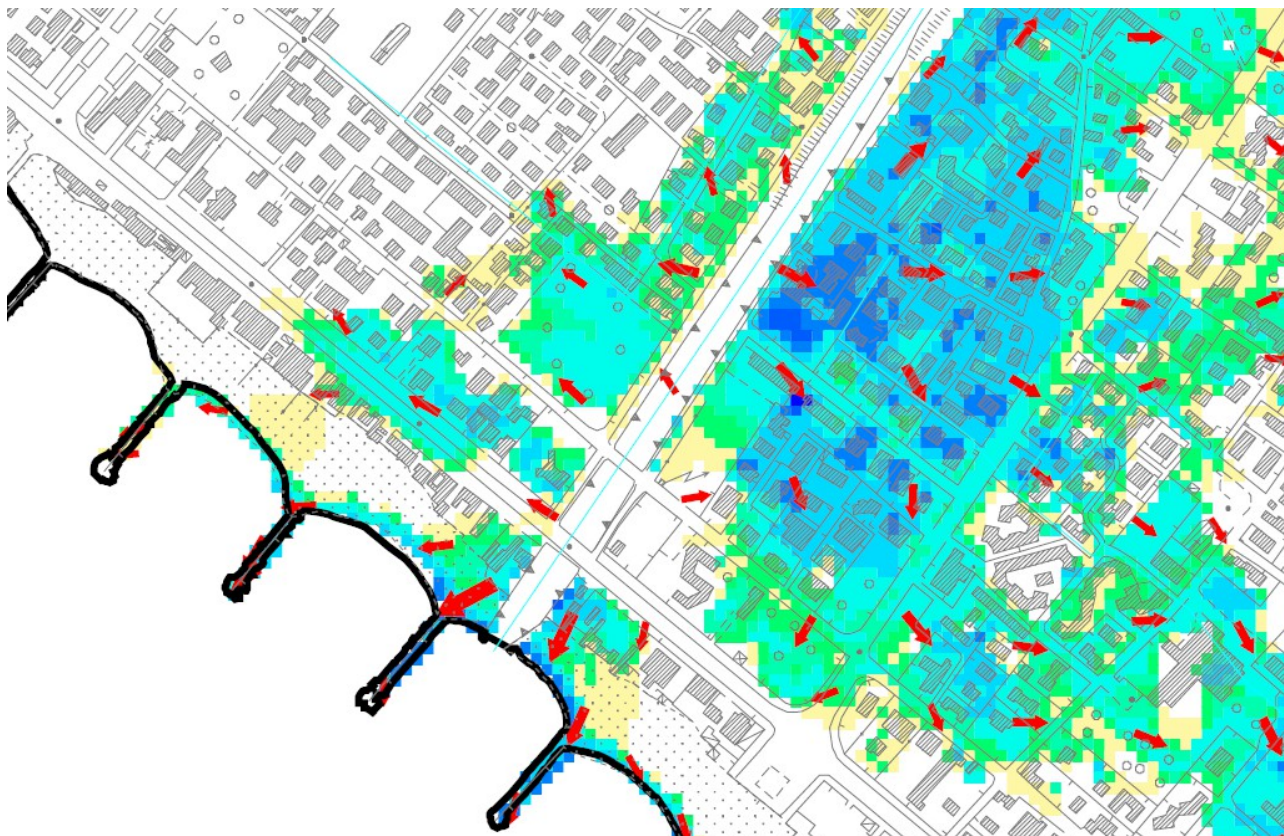


**Fig. 3 A – Stralcio Tav. 7 del Piano Strutturale del Comune di Massa**  
**Perimetrazione pericolosità idraulica ai sensi dl 53R/2012**  
**Scala 1 : 5000**



**Fig. 3 B – Stralcio Tav. 8 del Piano Strutturale del Comune di Massa**  
**Perimetrazione pericolosità idraulica ai sensi delle Norme di PAI.**  
**Scala 1 : 5000.**





### LEGENDA

Velocità di transito [m/s]

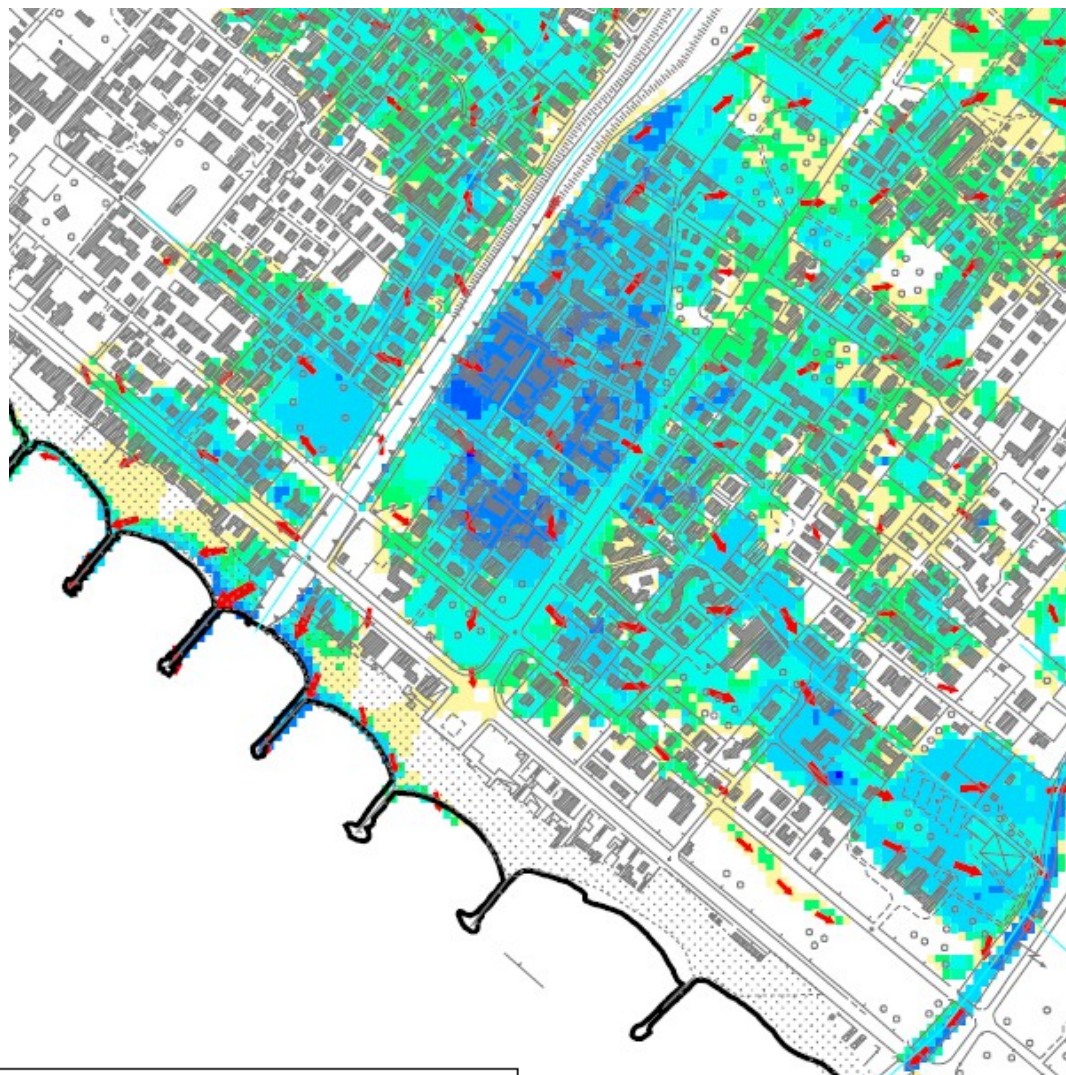
- ↑ < 0.1
- ↑↑ 0.1 - 0.2
- ↑↑↑ 0.2 - 0.3
- ↑↑↑↑ 0.3 - 0.5
- ↑↑↑↑↑ 0.5 - 1.5

Battenti idrici [m]

- <0.1
- 0.1-0.2
- 0.2-0.3
- 0.3-0.6
- 0.6-1.0
- 1.0-1.5
- 1.5-2.0
- >2.0






- Limite comunale
- ~ Reticolo idrografico

**Fig. 4 A – Battenti di esondazione e tempi di propagazione delle acque esondate per TR20. (stralcio Tav. T.04.4.01del PS)**











### LEGENDA

Velocità di transito [m/s]

-  < 0.1
-  0.1 - 0.2
-  0.2 - 0.3
-  0.3 - 0.5
-  0.5 - 1.5

Battenti idrici [m]

-  < 0.1
-  0.1-0.2
-  0.2-0.3
-  0.3-0.6
-  0.6-1.0
-  1.0-1.5
-  1.5-2.0
-  > 2.0



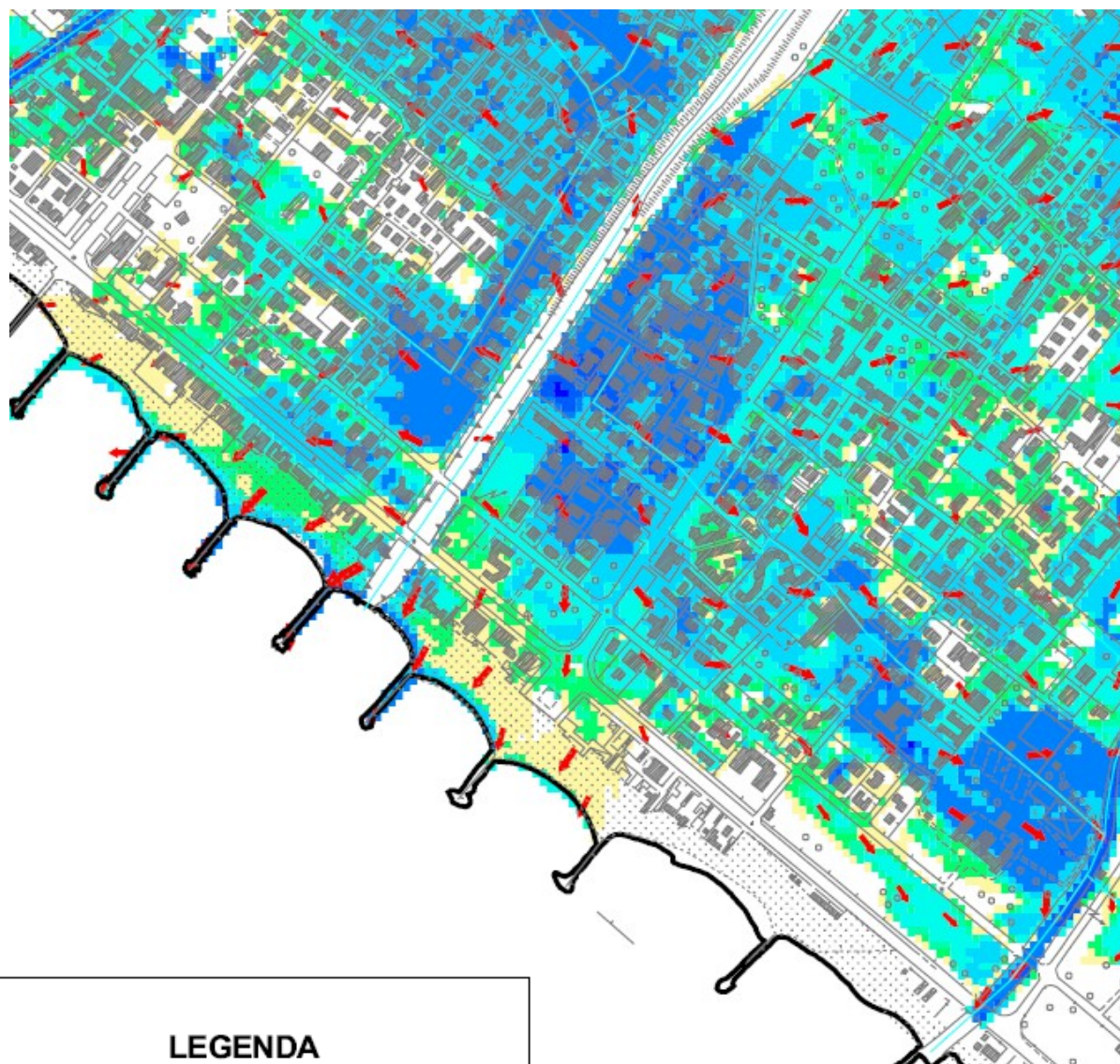
-  Limite comunale
-  Reticolo idrografico






Fig. 4 B – Battenti di esondazione e tempi di propagazione delle acque esondate per TR30. (stralcio Tav. T.04.4.02 del PS)















### LEGENDA

Velocità di transito [m/s]

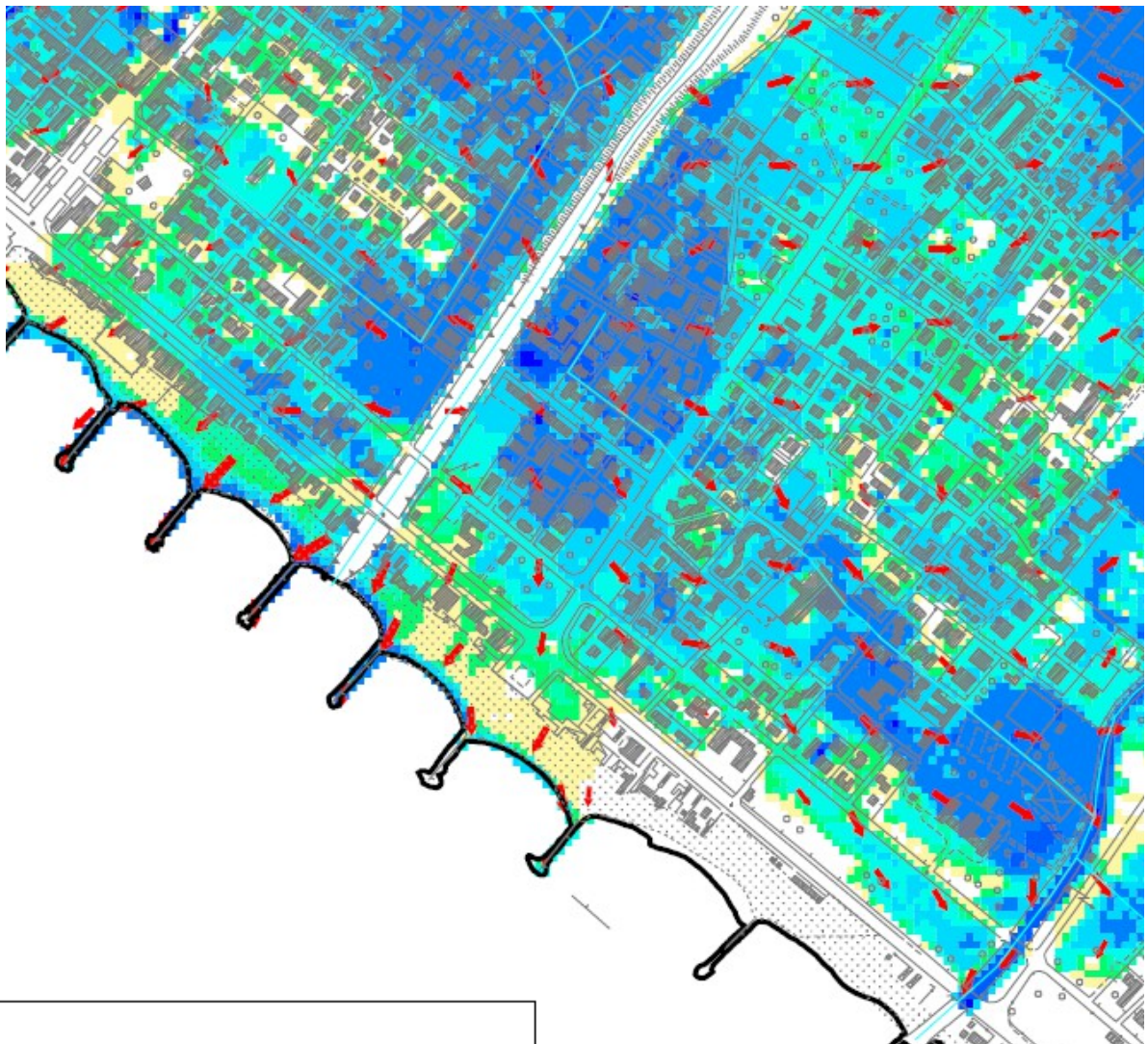
-  < 0.1
-  0.1 - 0.2
-  0.2 - 0.3
-  0.3 - 0.5
-  0.5 - 1.5

Battenti idrici [m]

-  < 0.1
-  0.1-0.2
-  0.2-0.3
-  0.3-0.6
-  0.6-1.0
-  1.0-1.5
-  1.5-2.0
-  > 2.0

-  Limite comunale
-  Reticolo idrografico

**Fig. 4 C – Battenti di esondazione e tempi di propagazione delle acque esondate per TR200. (stralcio Tav. T.04.4.03 del PS)**



### LEGENDA

Velocità di transito [m/s]

- ↑ < 0.1
- ↑ 0.1 - 0.2
- ↑ 0.2 - 0.3
- ↑ 0.3 - 0.5
- ↑ 0.5 - 1.5

Battenti idrici [m]

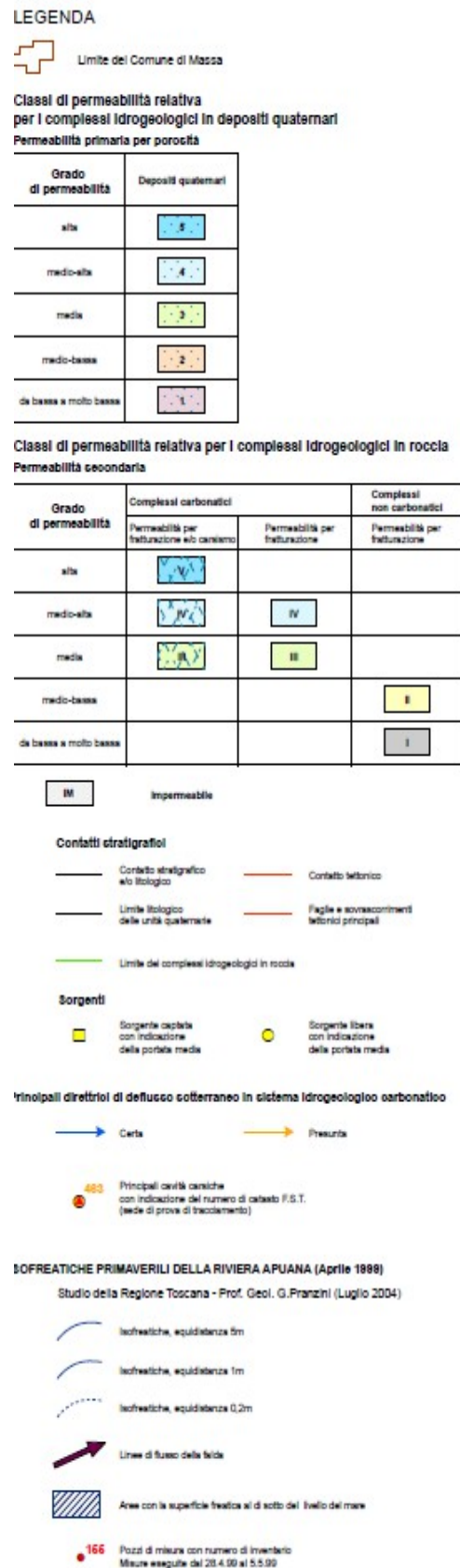
- < 0.1
- 0.1-0.2
- 0.2-0.3
- 0.3-0.6
- 0.6-1.0
- 1.0-1.5
- 1.5-2.0
- > 2.0

- ▬ Limite comunale
- ↗ Reticolo idrografico

Fig. 4 C – Battenti di esondazione e tempi di propagazione delle acque esondate per TR500. (stralcio Tav. T.04.4.04 del PS).

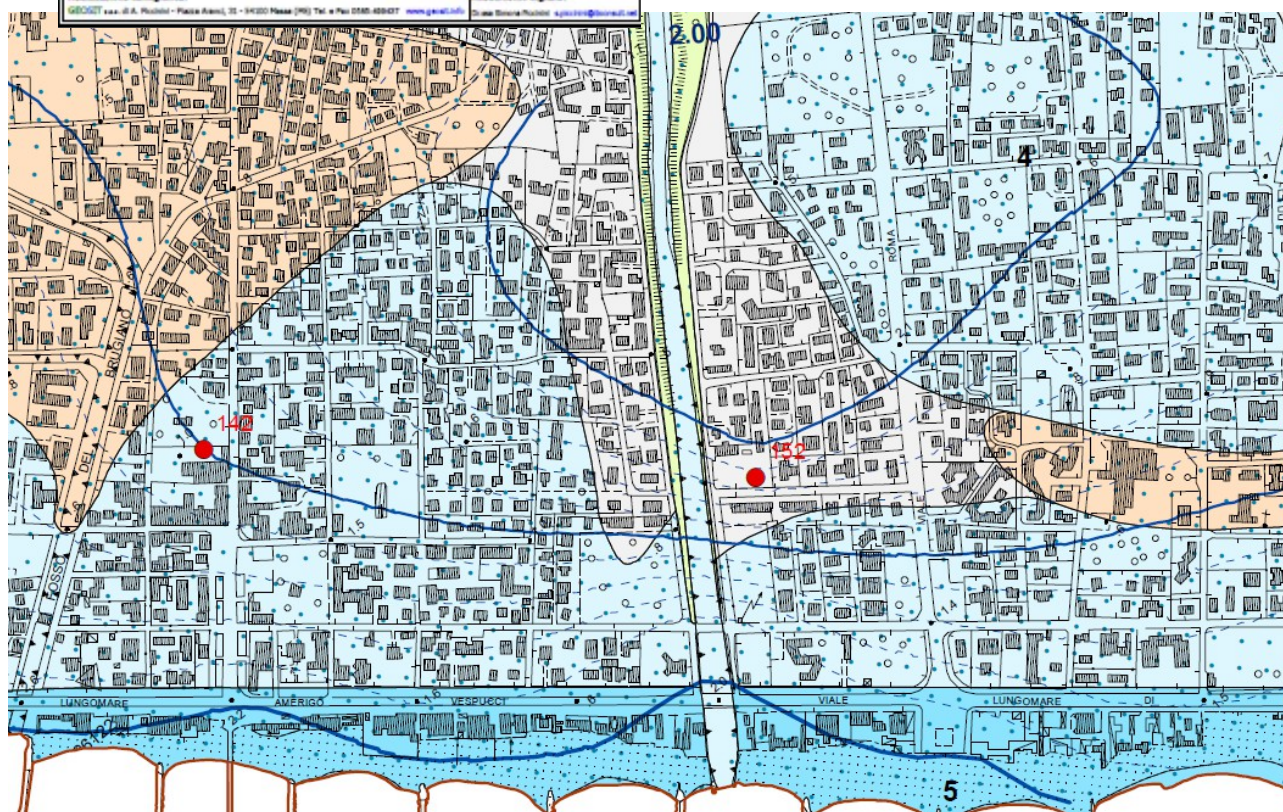


**FIG. 5 A – Legenda stralcio Carta idrogeologica e delle isofreatiche del PS di Massa.**





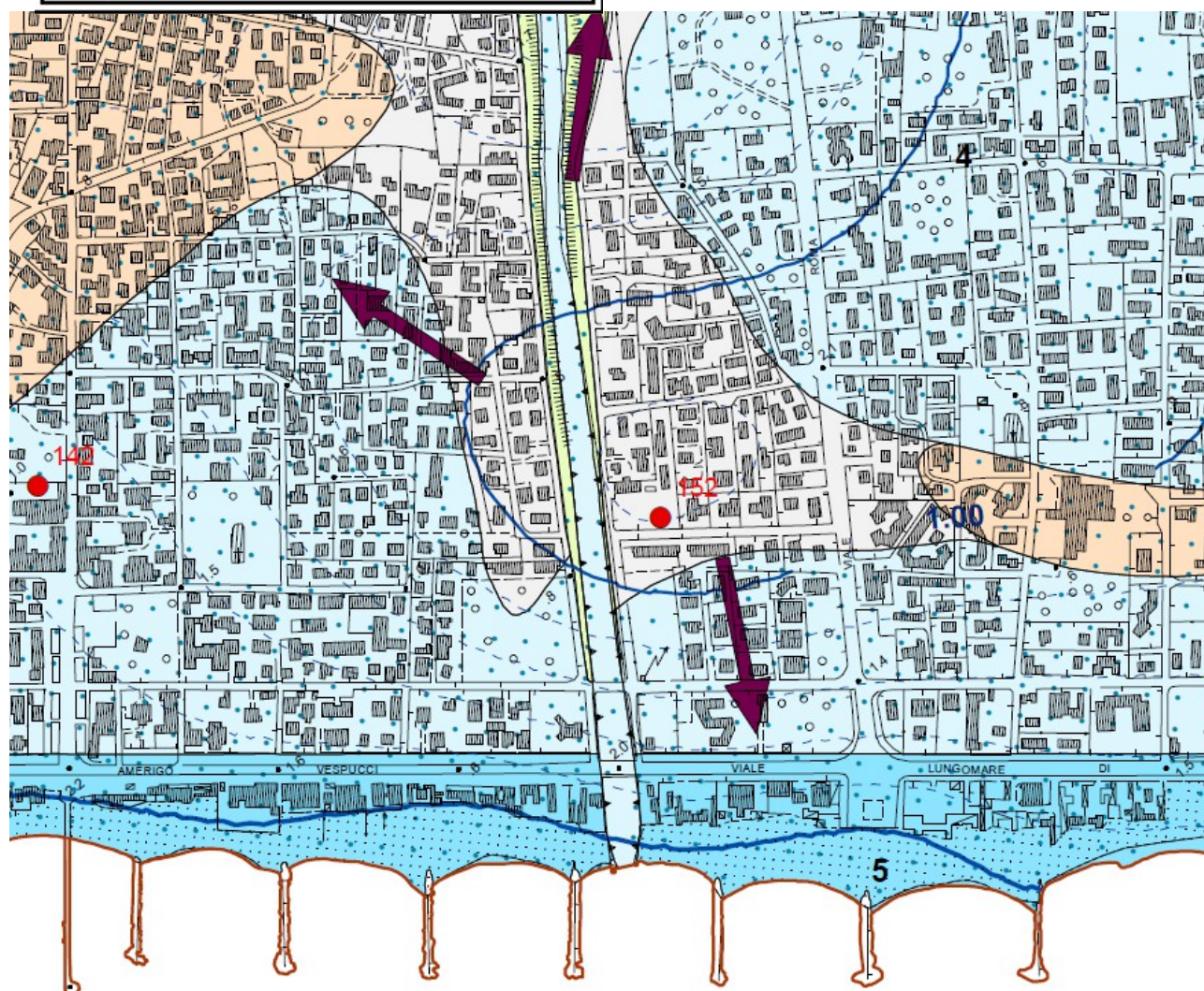
**Fig. 5B - Stralcio Carta idrogeologica e delle isofreatiche primaverili del PS di Massa.**







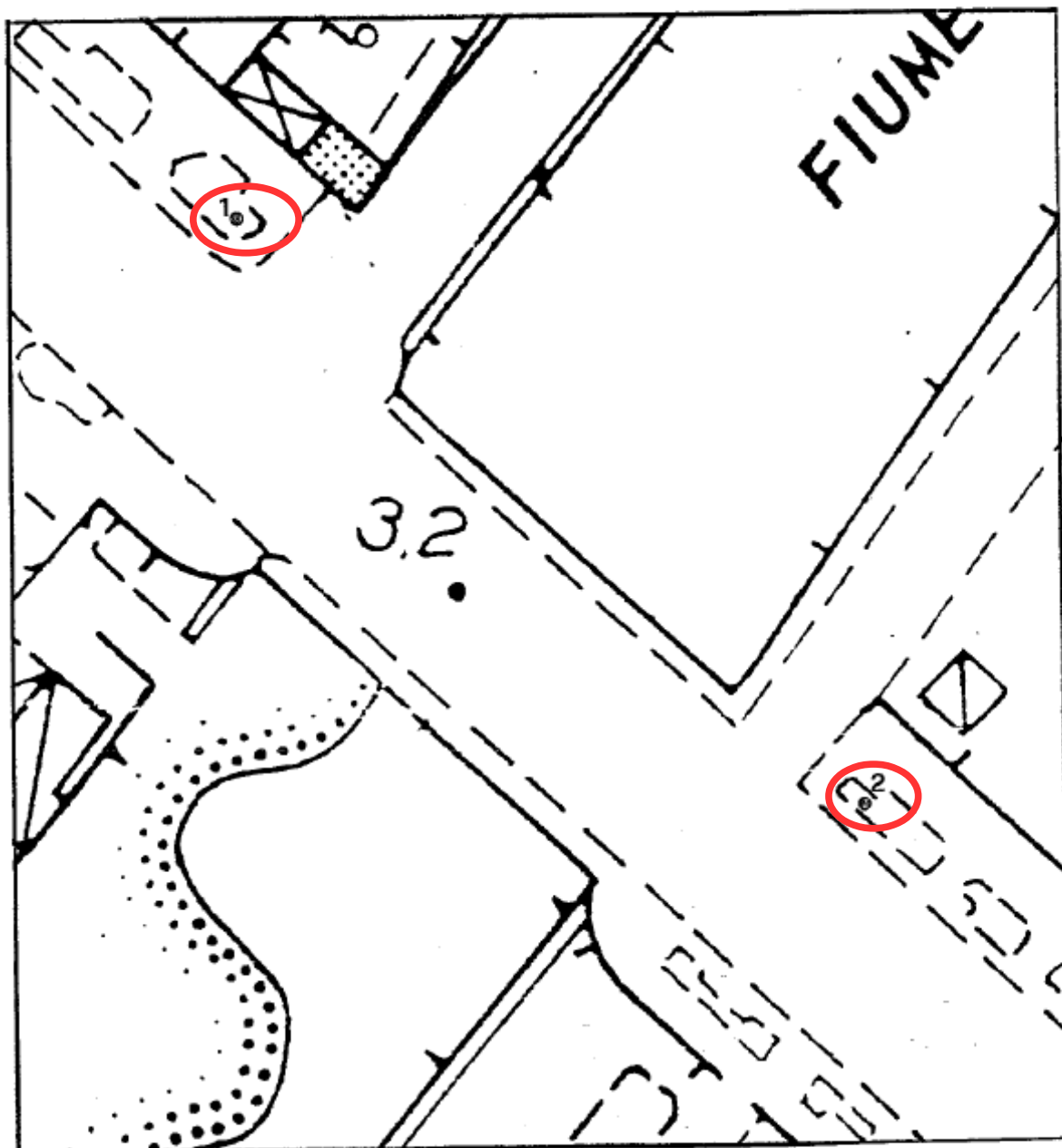
**Fig. 5 C - Stralcio Carta idrogeologica e delle isofreatiche primaverili del PS di Massa.**





# UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE

scala 1:500



● ubicazione prova penetrometrica

Dott. Geol. Emanuele Sirgiovanni  
Ordine Geologi Toscana n° 654

Fig. 6 A – Ubicazione delle due prove penetrometriche dinamiche (maglio 30 kg) (26.06. 1995) eseguite all'altezza del ponte sul Frigido del Lungomare Amerigo Vespucci.

## ISTOGRAMMI PENETROMETRICI 1995

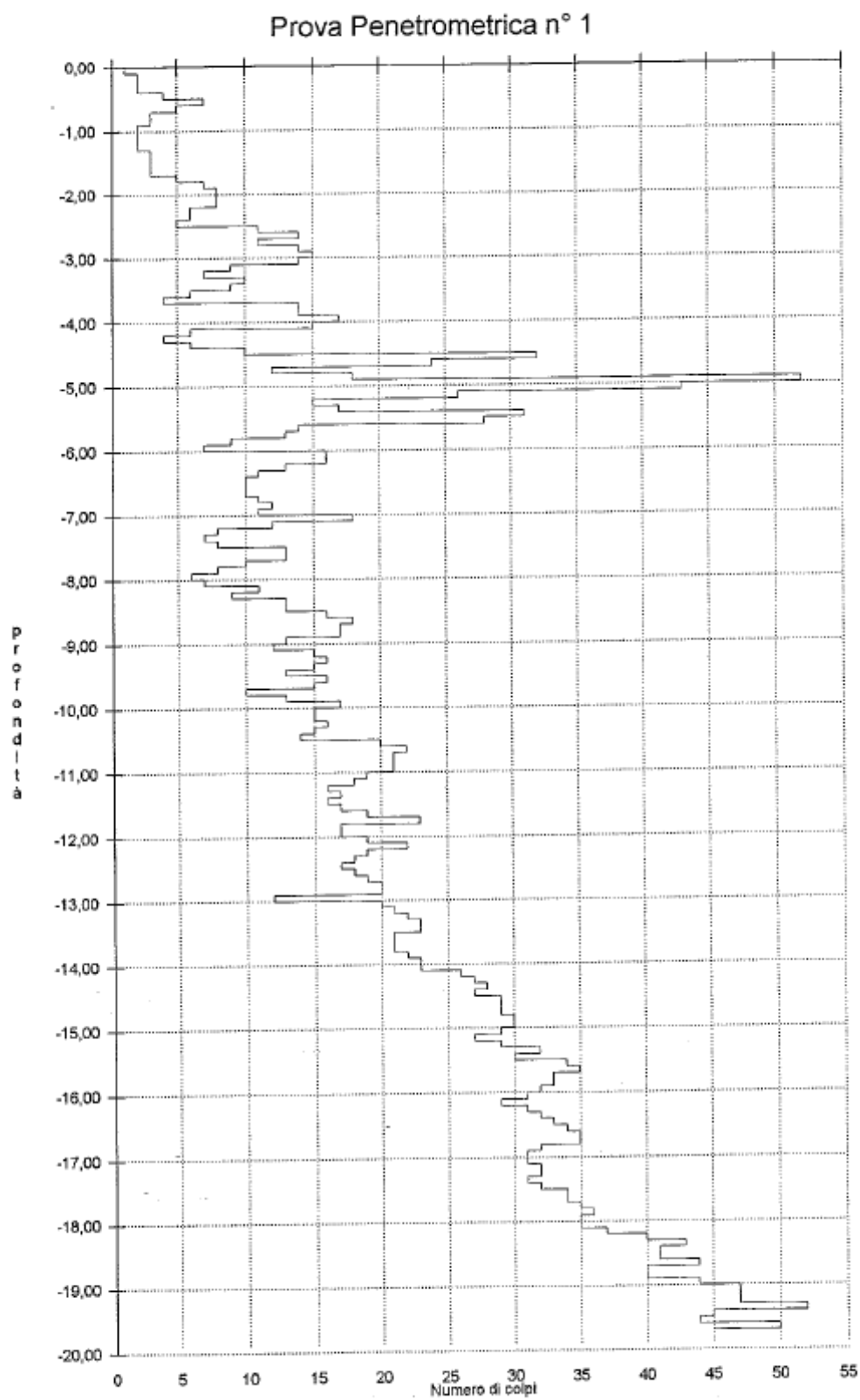


Fig. 7 A – Grafico penetrometria 1.

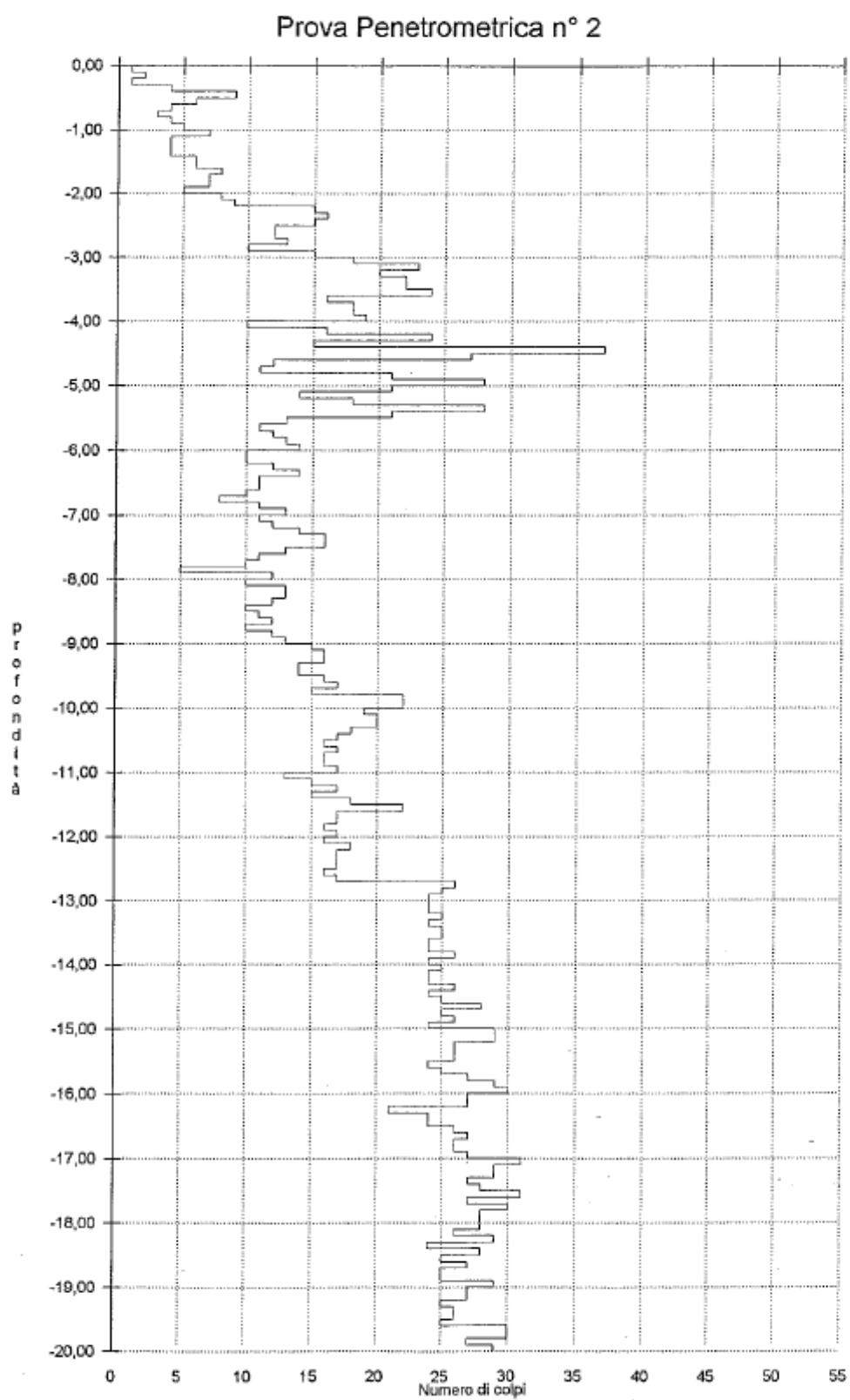


Fig. 7 B – Grafico penetrometria 2



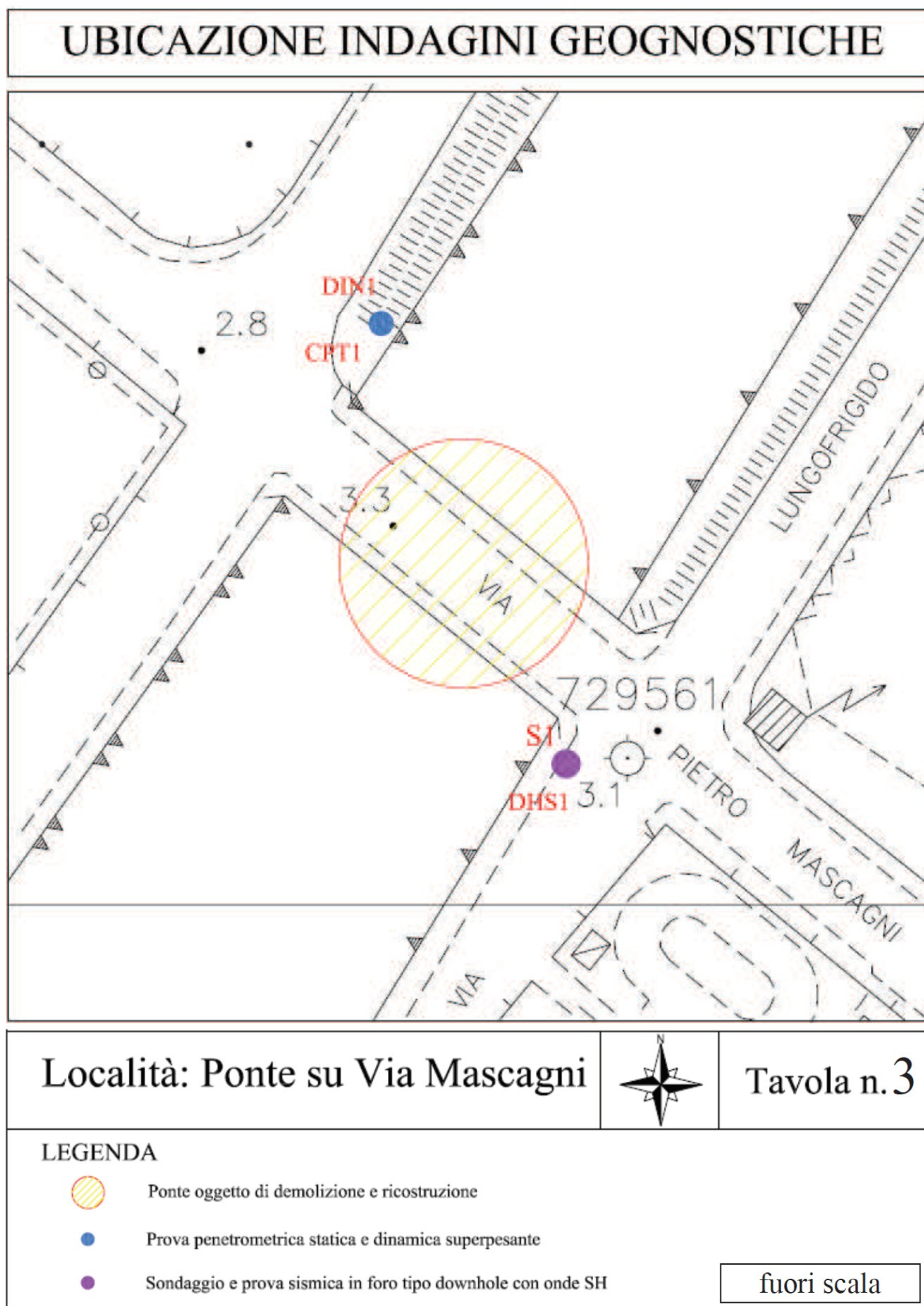


Fig. 8 – Ubicazione indagini Ponte di Via Mascagni (30.06.2014)  
(da Relazione geologica a firma del Geol. Roberto Guidi).

Fig. 9 – Stratigrafia del Sondaggio S1.

<div><div>CITTÀ DI MASSA</div><div></div></div> <div>Comune di Massa Servizio Protezione Civile e Salvaguardia Idrogeologica Progetto nuovo ponte sul fiume Frigido di Via Mascagni - 2014</div>														<div>SONDAGGIO N° S1</div> <div>0,00 - 15,00 metri</div>														<div>RIF. Via lungofrigido di levante, pista ciclabile incrocio Via Mascagni (di fronte cordolo in c.a.)</div>													
Ditta: Igetecma S.a.s.														Data: 30 giugno 2014														Quota: 3 m s.l.m. circa													
Cantiere: Marina di Massa, Via Lungofrigido di Levante														Lavoro: Nuovo ponte f. Frigido, Via Mascagni														Sistema di foro: carotaggio continuo													
Diametro del foro in mm	Quota assoluta	Profondità dal p.c.	Spessore strati	Campioni	Quota campioni	CAROTAGGIO % recupero				DISTRUZIONE	TUBAGGIO	Scala d'innalzamento	STRATIGRAFIA	Falda acquifera	DESCRIZIONE DEI TERRENI ATTRAVERSATI	acciaio penetrometro Kg/cm²	Profondità	SPT		Vane Test																					
						<div><div>10</div><div>30</div><div>60</div><div>70</div><div>90</div></div>																																			
		1,60	1,60											1		Asfalto e terreno di riporto (blocchi di marmo angolosi)																									
		2,50	0,90											2		Terreno di riporto spalla argine sx Frigido: ghiale grossolane mal classate e ciottoli in matrice limosa marrone		2,00 SPT1	18																						
		2,90	0,40													Calcestruzzo: spalla muro contenimento argine		36	50 rif.																						
														3																											
														4		Ghiale grossolane mal classate, arrotondate, in matrice limosa da marrone a grigia																									
		4,90	2,00															4,50 SPT2	38																						
																		20																							
																		16																							





Fig. 10 – Grafico CPT1 – Ponte Via Mascagni

Geognostica Apuana S.n.c.  
Via Tinelli, 25/A - 54100 Massa  
Tel. & Fax.: 0585/40997 P.I.: 00702030453

Rifer. 20-14

## PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

## CPT 1

2.01PG05-079

- committente : Amministrazione Comunale di Massa  
- lavoro : Demolizione e ricostruzione ponte sul Fiume Frigido  
- località : Via Lungo Frigido di Ponente - Marina di Massa

- data : 30/06/2014  
- quota inizio : Piano Campagna  
- prof. falda : 3,20 m da quota inizio  
- scala vert.: 1 : 100

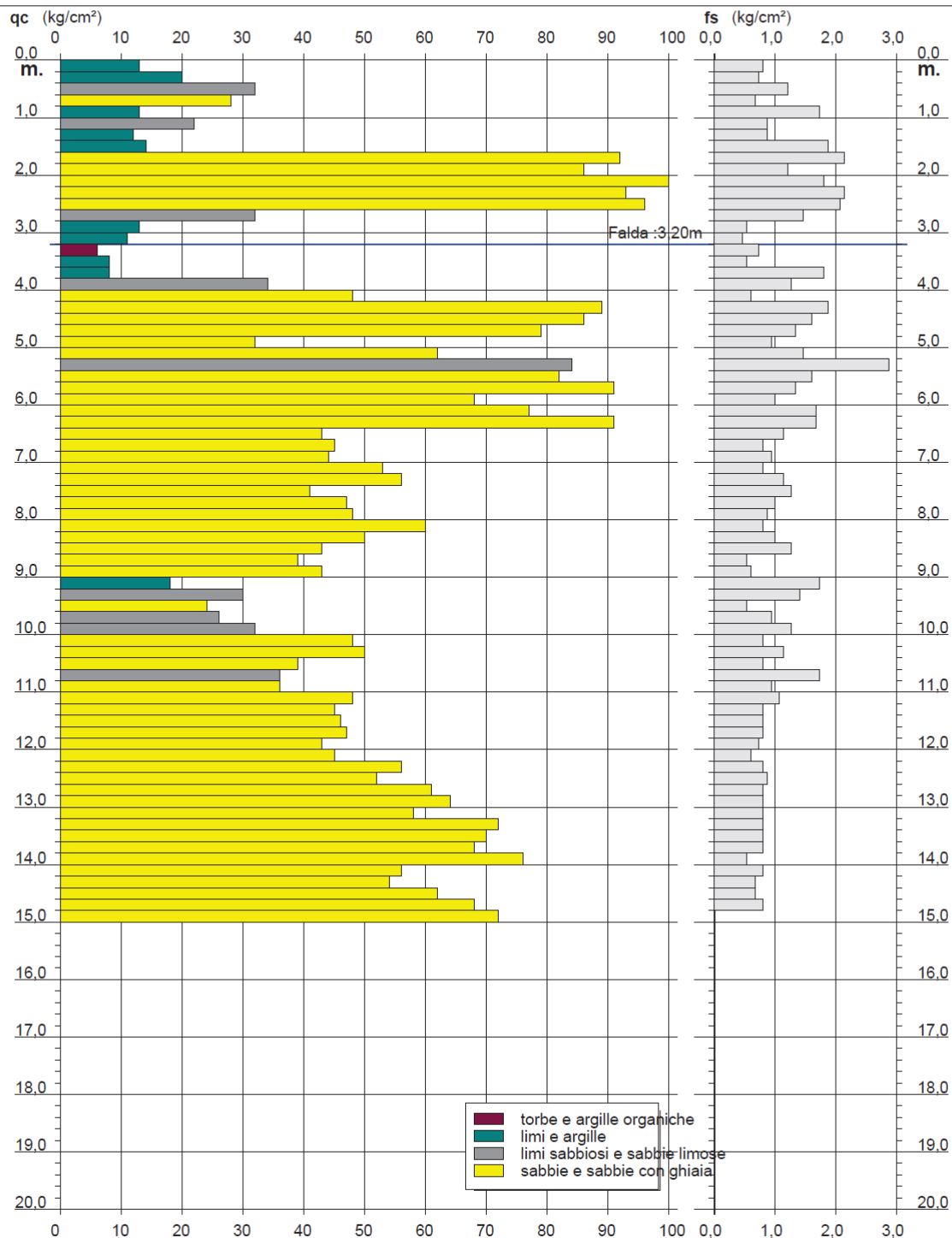


Fig. 11 – Grafico DIN 1 – Ponte Via Mascagni

Geognostica Apuana S.n.c.  
Via Tinelli, 25/A - 54100 Massa  
Tel. & Fax.: 0585/40997 P.I.: 00702030453

Riferimento: 79-14

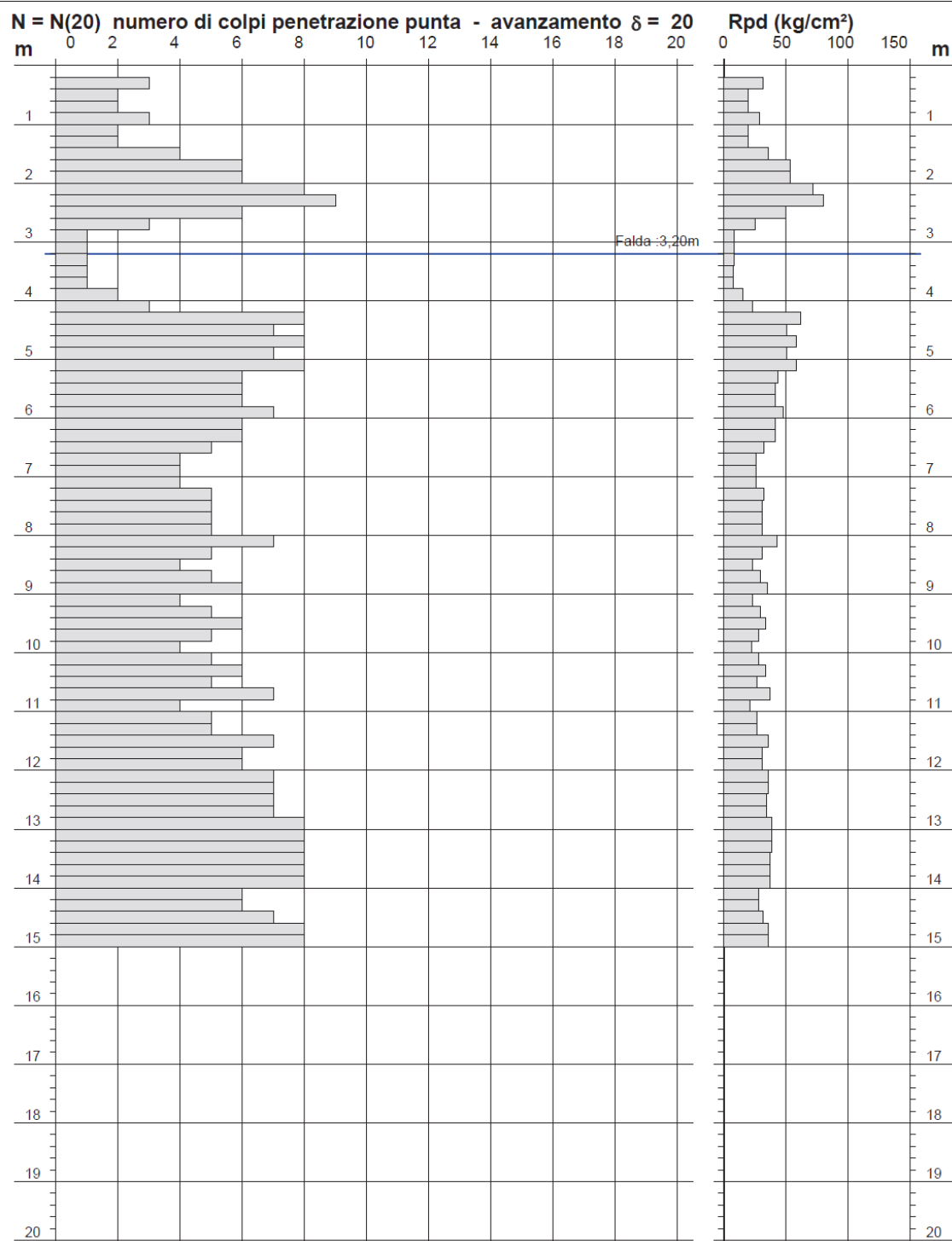
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

**DIN 1**

Scala 1: 100

- committente : Amministrazione Comunale di Massa  
- lavoro : Demolizione e ricostruzione del ponte sul Fiume Fr  
- località : Via Lungo Frigido di Ponente - Marina di Massa  
- note :

- data : 30/06/2014  
- quota inizio : Sommità argine dx id  
- prof. falda : 3,20 m da quota inizio  
- pagina : 1



# COMUNE DI MASSA - MARINA DI MASSA - PONTE SU VIA MASCAGNI - DOWN-HOLE: DHS1

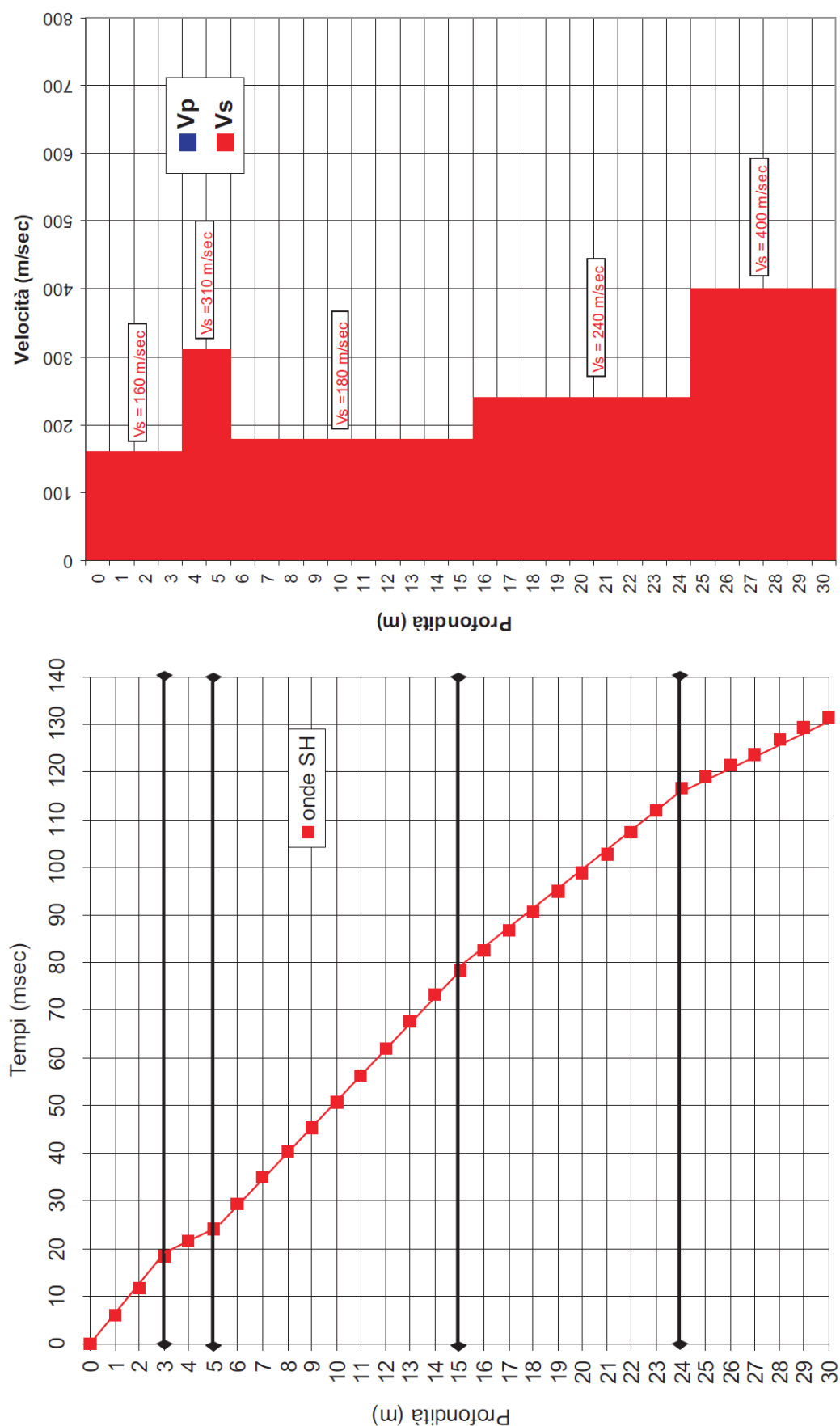
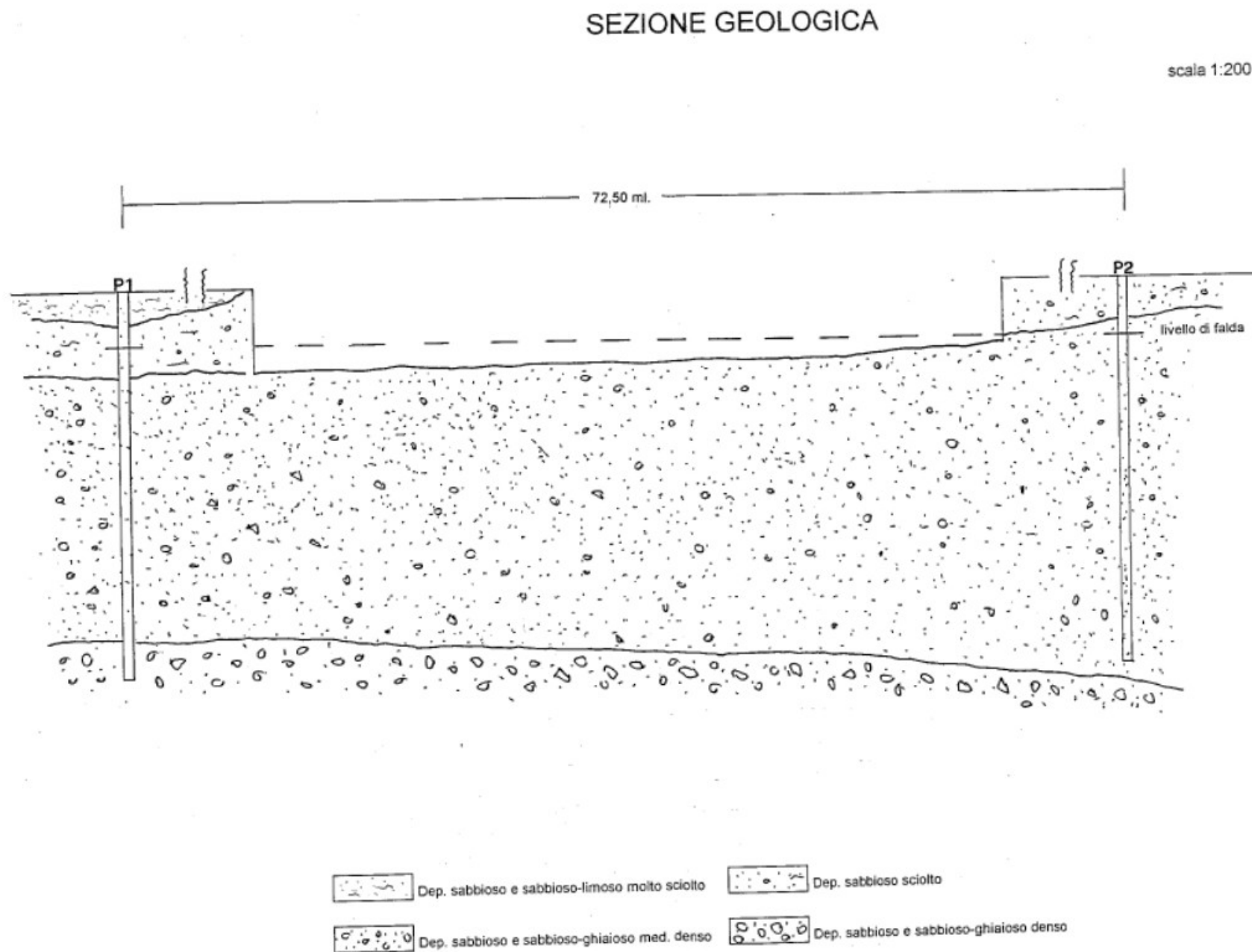


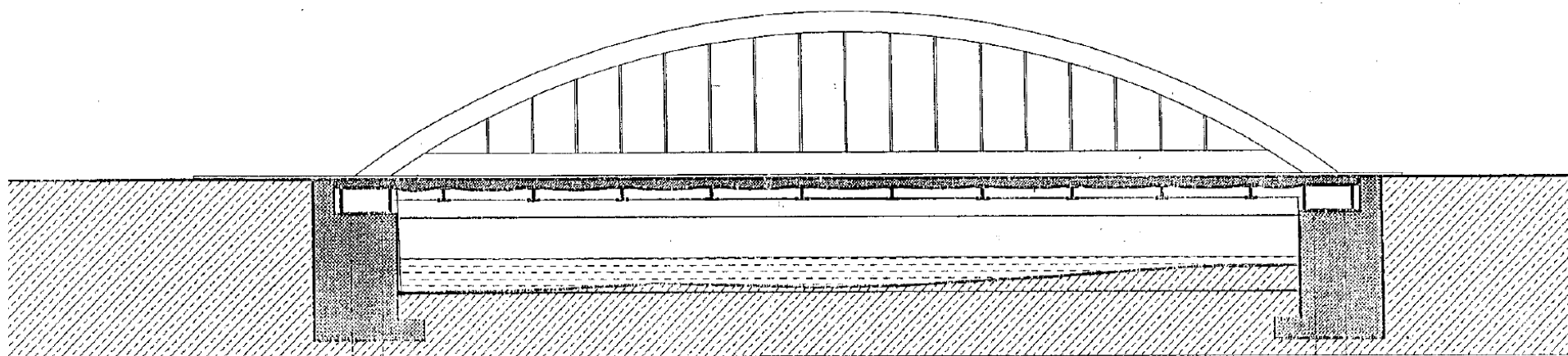
Fig. 12 - Indagine sismica Down Hole realizzata poco a valle della spalla sinistra del ponte di Via Mascagni..

Fig. 13 A – Sezione geologica redatta dal Geol . E. Sirgiovanni per il progetto del 1997 del ponte sul Frigido in via Lungomare Vespucci.



## SEZIONE IDRAULICA D'INTERESSE

scala 1:200



Sezione idraulica minima per portate con  $T_r=200$  anni, pari a 98,10 mq (2,80 x 33,60)

Dott. Geol. Emanuele Sirgiovanni  
Ordine Geologi Toscana n° 654

Fig. 13 B – Sezione geologica progetto '96 con inserimento del ponte.