



# COMUNE DI GALATINA

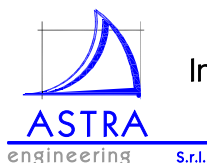
Provincia di LECCE

## PROGETTO DI AMPLIAMENTO DEI PIAZZALI DELL'IMPIANTO DI RACCOLTA, STOCCAGGIO E ROTTAMAZIONE DI AUTOVEICOLI - SP 362 GALATINA-LECCE VERIFICA DI ASSOGETTABILITA' A V.I.A.

(art. 19 del D.Lgs. 152/2006)

	numero elaborato	titolo elaborato	cod. commessa		
	<b>ED.02</b>	Relazione geologica	2021 044 CA		
0	MARZO 2022	EMISSIONE	-	-	-
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Contr.	Approv.

### PROGETTISTI



Ing. Alberto DE PASCALIS

Via S. Francesco Saverio, 6 - 73013 Galatina (LE)  
Tel. 0836 568924 - Fax 0836 631158  
www.astraengineering.com  
e-mail: info@astraengineering.com



### COMMITTENTE

ECOMAR  
Strada Provinciale 362,  
73013 Galatina (LE)



### **2.1. Caratterizzazione geologica e strutturale**

Dell'area d'intervento e di un adeguato intorno è stato eseguito il rilevamento geologico di campagna i cui risultati sono stati cartografati in Fig. 2 – CARTA GEOLITOLOGICA -.

Ai fini del presente lavoro si è ritenuto opportuno evidenziare maggiormente gli aspetti litologici delle varie formazioni presenti nell'ambito territoriale oggetto di studio a discapito di quelli prettamente geologici.

Il territorio esaminato mostra in affioramento esclusivamente i depositi calcarei del cretaceo, da riferirsi alla formazione del Calcare di Altamura.

Caratterizzato da sequenze cicliche di tipo ingressivo-regressivo di calcari micritici, calcari bioclastici, calcari subcristallini, calcari brecciati, calcari dolomitici e dolomie, il Calcare di Altamura rappresenta il prodotto della sedimentazione in una piattaforma carbonatica interna, nella quale la subsidenza era compensata dalla deposizione di facies intertidali-subtidali, alle quali a luoghi sono intercalati sottili orizzonti di argilliti rossastre continentali e/o croste carbonatico-terrose.

Tale serie carbonatica di piattaforma, spesso oltre 500 m, sovrasta il più antico Calcare di Bari. Il complesso è riferibile ad un arco temporale esteso dal Giurassico al Cretacico Superiore (pozzo Agip Ugento 1).

La strutturazione del basamento mesozoico si è evoluta durante il Terziario per effetto di almeno cinque cicli tettonici (Bossio et Al., 1988) che determinarono la deposizione di altrettanti cicli sedimentari, e che sono stati interpretati da tali autori quali locali ripercussioni della geodinamica compressiva appenninica e dei conseguenti riaggiustamenti isostatici.

L'intervallo stratigrafico localmente affiorante è costituito da un'alternanza tra calcari micritici, calcari dolomitici e dolomie, in strati spessi da 0.5 ad 1 m ed oltre, compatti e tenaci, di colore biancastro, grigio chiaro o nocciola.

Le esposizioni sono limitate a qualche metro di spessore, a luoghi coperti da terreno agrario. In più luoghi gli strati sono visibilmente fratturati e disarticolati ed interessati, nei livelli superficiali, dall'infiltrazione delle sovrastanti terre rosse residuali, in forma di "filoni sedimentari".

La successione descritta è indicata nella seconda edizione della Carta Geologica d'Italia, pubblicata dal Servizio Geologico Nazionale, con il nome formazionale di Dolomie di Galatina, la cui età, in base alle Note illustrative della stessa C.G.I., è generalmente attribuita all'intervallo Cenomaniano – Turoniano inf.. In accordo con quanto suggerito da numerosi autori, allo scopo di snellire la nomenclatura stratigrafica del territorio pugliese, si è preferito adottare il termine Calcare di Altamura in considerazione delle strette analogie stratigrafiche, di facies e di età con quella formazione, codificata nell'area murgiana.

## **2.2. Caratterizzazione tettonica**

La penisola Salentina rappresenta, sotto i profili geodinamico e geostrutturale, l'estrema propaggine sud-orientale emersa dell'Avampaese apulo, regione posta ad oriente della catena appenninica e non ancora raggiunta dalla deformazione orogenica appenninica.

Essa è caratterizzata prevalentemente da affioramenti di rocce calcaree mesozoiche, la cui origine viene riferita allo sviluppo della cosiddetta “piattaforma carbonatica”, la Piattaforma Apula. Questa era un vasto altofondo intraoceanico, di esigua profondità, caratterizzato esclusivamente da sedimentazione carbonatica intrabacinale, cioè da un accumulo sedimentario non derivante da apporti esterni ma ricco di particelle costituite da carbonato di calcio che si deponevano sul fondo o per precipitazione diretta dalla colonna d'acqua o, in maniera preponderante, attraverso l'accumulo di resti di organismi marini a guscio o costituzione calcarei.

La regione è stata interessata, a partire dalla fine del Cretaceo, da una tettonica disgiuntiva che dislocando il basamento carbonatico ha dato luogo ad una struttura ad “horst” (“serre”) e “graben” (depressioni), con la conseguente deposizione di un ciclo sedimentario carbonatico-detritico di piattaforma aperta, risalente al Miocene, nonché un ciclo di avanfossa di età infrapleistocenica. Su tutti questi sedimenti si sono accumulati depositi marini terrazzati, di età da mediopleistocenica ad olocenica.

All'attuale configurazione dell'area hanno contribuito, tuttavia, anche ulteriori fasi tettoniche, risalenti al tardo Miocene ed al Pleistocene. Un sistema di faglie di tipo

distensivo, anch'esso orientato secondo la direzione NO-SE, ha scompaginato sia il rigido substrato mesozoico sia le coperture mioceniche.

Una contemporanea tettonica plicativa ha interessato, oltre che il basamento carbonatico mesozoico, le formazioni di copertura, originando blande pieghe anticlinali e sinclinali.

Il motivo caratteristico dell'ambito territoriale comprendente il comune di Galatina è dato da horst e graben allungati grossomodo in direzione NO-SE.

### **3. Caratteristiche Geomorfologiche**

La morfologia di un territorio rappresenta il risultato dell'interazione tra gli agenti degradatori e le caratteristiche geologiche e climatiche del territorio in esame. Pertanto, obiettivo primario è stato quello di fornire una carta tematica, la Fig. 3 - CARTA GEOMORFOLOGICA – redatta in scala 1:10.000, che evidenziasse in forma chiara e sintetica le principali forme ed i processi di degradazione superficiale del paesaggio con particolare riguardo per i processi morfogenetici legati alla struttura geologica.

La diagnosi geomorfologica è stata condotta mediante l'interpretazione di foto aeree stereoscopiche, utilizzando tecniche e strumenti propri dell'aerofotogrammetria. Alla fotointerpretazione è stato associato, a più riprese, il rilevamento geomorfologico sul terreno.

#### **Litologia del substrato**

Le caratteristiche morfologiche del territorio, così come l'idrografia superficiale, sono profondamente condizionate dalle caratteristiche dei litotipi dominanti nell'area in studio.

Pertanto, nella carta tematica, si è ritenuto opportuno porre in risalto le caratteristiche litologiche del substrato in modo da evidenziare gli effetti dei processi morfogenetici dipendenti da esse.

Le caratteristiche dei litotipi sono state descritte nel precedente paragrafo.

### Morfologia e orografia

Sebbene a scala regionale la morfologia sia decisamente condizionata dall'assetto strutturale del basamento rigido, acquisito a seguito delle dislocazioni tettoniche, a piccola scala è più evidente il ruolo che i diversi sistemi morfoclimatici quaternari hanno avuto nella scolpitura del paesaggio, generando forme e depositi che, a luoghi, costituiscono relitti ancora leggibili.

Dal punto di vista altimetrico, l'area oggetto di rilevamento è posta a quote che oscillano fra 50 e 65 m sul livello medio marino ed è parte di un territorio che digrada dolcemente verso ovest, solo a luoghi interrotto da repentine ma modeste cadute di pendio configuranti gradini morfologici tra loro correlabili.

I gradini trovano ubicazione specie al contatto tra le tenaci rocce carbonatiche cretacee e i sedimenti più recenti, a consistenza variabile ma in complesso mediocre. Simili moderate scarpate orlano, quindi, gran parte dei margini degli affioramenti delle rocce carbonatiche riferite al Cretaceo e costituenti l'ossatura rigida dell'areale.

Altri gradini di ancor più moderata caduta di pendio sono stati osservati nella porzione del corpo sedimentario carbonatico e non delimitanti gli affioramenti ma, in più luoghi a configurare semplici nicchie, ovvero delimitare punti più depressi. Il tutto in un contesto di erosione chimica e meccanica operata dalle meteoriche qui corrivanti.

Dall'analisi della Fig.3 si evince che **nell'area d'intervento ed in un suo immediato intorno non si rinvencono gradini morfologici** (cicli di gradini morfologici in Fig. 3)

In gran parte del territorio salentino sono anche riconoscibili gli effetti dell'azione del fenomeno carsico il cui sviluppo è stato agevolato dalla grande diffusione di sedimenti calcarei e calcarenitici. Le manifestazioni carsiche più vistose sono rappresentate dalle doline, che hanno dimensioni molto variabili, a fondo generalmente piatto e ricoperto da "terra rossa". Il carsismo ipogeo sembra essere poco sviluppato nonostante le favorevoli condizioni.

**L'area d'intervento si rinviene a sud-ovest di una piccola dolina; la distanza minima dell'area è superiore a m 300, pertanto non vi sarà alcuna interazione fra l'intervento e la suddetta forma di alterazione carsica.** (Vedi Fig. 3)

### Idrografia

Relativamente alla idrografia superficiale, la generale conformazione orografica caratterizzata dalla presenza di una estesa superficie sub-pianeggiante, le condizioni climatiche del territorio caratterizzate da temperature annue elevate e da precipitazioni concentrate solo nei mesi invernali e le caratteristiche di elevata permeabilità dei litotipi affioranti, non consentono lo sviluppo di una rete idrica superficiale permanente. La monotonia dell'ambito territoriale influenza quindi non poco i reticoli idrografici qui non permanenti, costituiti da deboli solchi mal distinguibili in campagna se non con l'uso stereoscopico di foto aeree. Le meteoriche incidenti, infatti, tendono a raggiungere i punti più depressi là dove possono costituire limitate aree di ristagno, che ad ogni modo non interessano il sito d'intervento e le aree limitrofe. La corrivazione di queste acque non segue linee preferenziali di deflusso costanti nel tempo, ma si adatta ai limitati ostacoli, specie quelli di natura antropica, variandone il percorso. Si può parlare, pertanto, di linee di deflusso temporaneo. **Nell'area d'intervento ed in un suo adeguato intorno non sono rinvenibili forme idrografiche significative e/o piccoli solchi erosivi** (linea di preferenziale deflusso superficiale delle acque in Fig. 3).

Dagli studi e dalle indagini compiute, è emerso che l'area in esame non è oggetto di accumulo di acque meteoriche anche in casi di eventi piovosi eccezionali. Pertanto, l'intervento di progetto non interferisce in alcun modo con il deflusso superficiale delle acque.

### Forme antropiche

La morfologia dei luoghi è condizionata anche dagli interventi antropici; tra questi, l'attività estrattiva ha prodotto gli effetti più vistosi sul paesaggio. Le cave, infatti, rappresentano una peculiarità del territorio salentino poiché hanno interessato tutte le unità geolitologiche ivi presenti. Nelle calcareniti e nella Pietra Leccese esse

hanno la tipica morfologia “a fossa”, profonda anche 30 m. L'intervento di progetto si rinvia in un'area in cui l'attività estrattiva non ha avuto lo sviluppo che ha avuto in altre aree del Salento e, pertanto è priva di cave. L'intervento proposto non interagirà in alcun modo con l'attività estrattiva né comporterà l'esecuzione di forme antropiche permanenti di alcun tipo

**In conclusione, l'intervento di progetto appare compatibile con l'ambito morfo-orografico e idrogeologico in cui andrà a collocarsi e non apporterà modifiche all'assetto originale.**



#### **4. Caratteristiche Idrogeologiche**

La successione stratigrafica locale presenta, al suo interno, caratteri idrogeologici nettamente differenziati. In linea generale, mentre l'estesa formazione carbonatica mesozoica ha la capacità di assorbire ed immagazzinare gran parte delle acque meteoriche e di assumere quindi il ruolo di serbatoio, le formazioni terziarie e quaternarie di copertura rivestono ruolo più articolato, in conseguenza della notevole variabilità della costituzione litologica e quindi dei valori di permeabilità.

##### **4.1. Permeabilità dei litotipi**

Nell'area oggetto di rilevamento affiora esclusivamente il complesso calcareo mesozoico (Calcare di Altamura), permeabile per fratturazione, fessurazione e carsismo.

Esprimere in maniera quantitativa la permeabilità dei terreni affioranti è problematico. Come è noto, infatti, i valori di questo parametro variano in genere da punto a punto in rapporto a più fattori. Così ad esempio, la permeabilità del basamento calcareo è di difficile determinazione, poiché essa è principalmente funzione del numero, dell'ampiezza e dell'eventuale riempimento delle fenditure. La permeabilità di queste rocce è, inoltre, legata allo spessore degli strati ed alla presenza di sacche o livelli interstrato di terra rossa.

Dati di letteratura consentono di attribuire al Calcare di Altamura un valore medio di conducibilità idraulica  $k = 10^{-1} \div 10^{-3} \text{ cm/s}$

##### **4.2. Struttura Idrogeologica**

Per quanto riguarda il ruolo idrogeologico svolto dalle diverse formazioni affioranti, partendo dai termini più antichi verso i più recenti della serie stratigrafica tipo della zona, si possono fare le seguenti considerazioni.

Nel sottosuolo del sito di progetto è presente unicamente la sequenza calcarea cretacea, stratificata, tettonizzata e carsificata, mediamente permeabile. Detti caratteri sono favorevoli all'infiltrazione, percolazione ed immagazzinamento delle acque meteoriche che vanno ad alimentare un acquifero di fondo. Le conoscenze acquisite consentono in definitiva di individuare la presenza di un unico principale tipo di

acquifero, quello di fondo. Si tratta di una falda imponente che, nonostante la complessità della struttura serbatoio, è a giusta ragione ritenuta, in senso regionale, unica.

Il livello di base dell'acquifero coincide con l'orizzonte marino. L'altezza piezometrica massima che la falda raggiunge in loco è dell'ordine di pochi metri sul l.m.. Tali modesti carichi idraulici sono evidenziati dai pozzi esistenti nell'hinterland.

In generale, gli acquiferi carbonatici hanno caratteristiche idrologiche molto variabili, comprese tra quelle dei “conduit aquifers”, in cui l'acqua fluisce essenzialmente in sistemi di condotte carsiche, e quelle dei “diffuse flow aquifers”, nei quali i sistemi carsici hanno una trascurabile influenza sulla circolazione idrica sotterranea. Relativamente alla zona in studio l'acqua della falda profonda circola principalmente nelle fratture e, subordinatamente, entro condotte carsiche.

#### **4.3. Caratteristiche idrodinamiche dell'acquifero**

Nelle regioni peninsulari esiste il fenomeno del galleggiamento dell'acqua di falda su quella marina, di maggiore densità relativa, che invade l'acquifero. Per fattori connessi alle modalità di alimentazione e di scarica la falda assume una sezione lenticolare, con spessori massimi verso l'entroterra. La superficie teorica di separazione tra i due liquidi a diversa densità è nota come interfaccia.

La legge di Ghyben-Herzberg regola, nella ipotesi di assenza di deflusso, l'equilibrio acqua dolce-acqua salata:

$$h = \frac{\rho_f}{(\rho_m - \rho_f)} \cdot t \quad [1]$$

Lo spessore della falda e la profondità dell'interfaccia risultano pertanto correlate all'altezza della superficie freatica sul livello del mare e alla densità dei due liquidi. Se si pone

$$\rho_f = 1.0028 \text{ g/cm}^3 \quad \text{e} \quad \rho_m = 1.028 \text{ g/cm}^3$$

---

[1] Dove

-h profondità dell'interfaccia dal livello del mare

- $\rho_m$  densità dell'acqua di mare

- $\rho_f$  densità dell'acqua di falda

-t altezza del livello di falda sul livello del mare

si ottiene che

$$h \approx 40 \text{ m}$$

La quota della superficie piezometrica all'intorno del sito in studio ha un'altezza di 2.8 m sul l.m. Tenuto conto dell'altimetria locale (circa 55 m) risulta che la falda ha una soggiacenza, riferita al piano di campagna, di circa 52.2 m. Lo spessore dell'acquifero risulta pertanto di circa 112 m.

È poi da considerare che la salinità dell'acqua di falda, minima nei primi metri, cresce con la profondità, pur conservando, entro i 4/5 del suo spessore, un tenore salino inferiore a 5 g/l. Nel quinto successivo la salinità cresce rapidamente fino a raggiungere valori caratteristici dell'acqua marina.

L'andamento piezometrico evidenziato nella allegata CARTA DELLE ISOPIEZE (desunta dal P.T.A.) indica che nel sottosuolo del sito in studio il deflusso profondo è orientato da W a E, con cadenti piezometriche inferiori allo 0.5‰.

Per quel che concerne gli emungimenti in atto all'intorno dell'area di ricerca, si riportano, sulla carta citata, i punti acqua censiti, che si riferiscono unicamente a prelievi per uso irriguo ed industriale. Dalla stessa figura si deduce che, attualmente, l'area in cui sarà attivato lo scarico rispetta le distanze minime (m 200 da pozzi ad uso potabile), così come previsto dal R.R. n. 12 del 16/06/2011.

Per quel che concerne la necessaria attività di monitoraggio idrogeologico relativa al nuovo impianto Ecomar, si ritiene che possa essere utilmente impiegato il pozzo indicato in planimetria, ubicato all'interno dell'area di proprietà della stessa ditta. La suddetta attività di monitoraggio idrogeologico garantirà il controllo delle caratteristiche delle acque di falda anche dopo la realizzazione degli impianti di trattamento e smaltimento sia delle acque meteoriche, che delle acque reflue domestiche.

La - Fig. 5 SEZIONE IDROGEOLOGICA - allegata illustra, in forma grafica, l'assetto idrogeologico alla verticale del sito di progetto.

### **5. Curve di possibilità pluviometrica**

La corretta progettazione dei sistemi per la raccolta, il convogliamento, il trattamento, lo stoccaggio e/o lo smaltimento delle acque meteoriche richiede che sia nota la portata unitaria Q con cui tali acque attraversano gli impianti. Da ciò la necessità di calcolare la curva di possibilità climatica, riferita, per espressa disposizione normativa (R.R. n. 26 del 09/12/2013 “*Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia*”) ad un tempo di ritorno non inferiore a 5 anni. È fatta salva ogni diversa scelta del progettista, il quale, in considerazione del locale contesto territoriale ed ambientale, potrà optare per tempi di ritorno più lunghi.

Per il calcolo della curva di possibilità pluviometrica sono stati utilizzati i dati relativi alla stazione termopluviometrica di Galatina del Servizio Idrografico, assumendo le piogge di notevole intensità e breve durata rispettivamente di 1/4, 1/2, 1, 3, 6, 12 e 24 ore rilevate nel periodo 1960-2005. I suddetti dati sono stati elaborati statisticamente ricercando la distribuzione di probabilità che meglio approssima la curva di frequenza cumulata dei campioni costituiti dai massimi annuali delle precipitazioni di differente durata. La distribuzione del massimo valore tra N valori di una variabile casuale, segue la cosiddetta *prima legge asintotica del massimo valore* (o di Gumbel):

$$h=u-(1/\alpha)\times\ln(\ln(T/(T-1)))$$

in cui h = precipitazione, T = tempo di ritorno, u ed  $\alpha$  parametri che si possono valutare con le relazioni:

$$u = \bar{h} - 0.450$$

$$\alpha = 1.283/s$$

ove  $\bar{h}$  = media delle h; s = scarto quadratico medio delle h.

In Tabella 1 sono riportati i valori dei parametri necessari alla definizione della distribuzione di Gumbel per le diverse durate di pioggia e nel seguente grafico è diagrammata tale distribuzione.

	1/4 ora	1/2 ora	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
N	26	21	41	41	41	42	42
$\bar{h}$	23,3	32,7	38,5	55,1	63,1	68,8	79,5
sqm	7,84	12,84	14,76	24,52	31,01	33,05	38,91
$\alpha$	0,164	0,100	0,087	0,052	0,041	0,039	0,033
u	19,794	26,927	31,824	44,055	49,107	53,961	62,003

Tabella 1 Parametri della distribuzione di Gumbel

Distribuzione di Gumbel

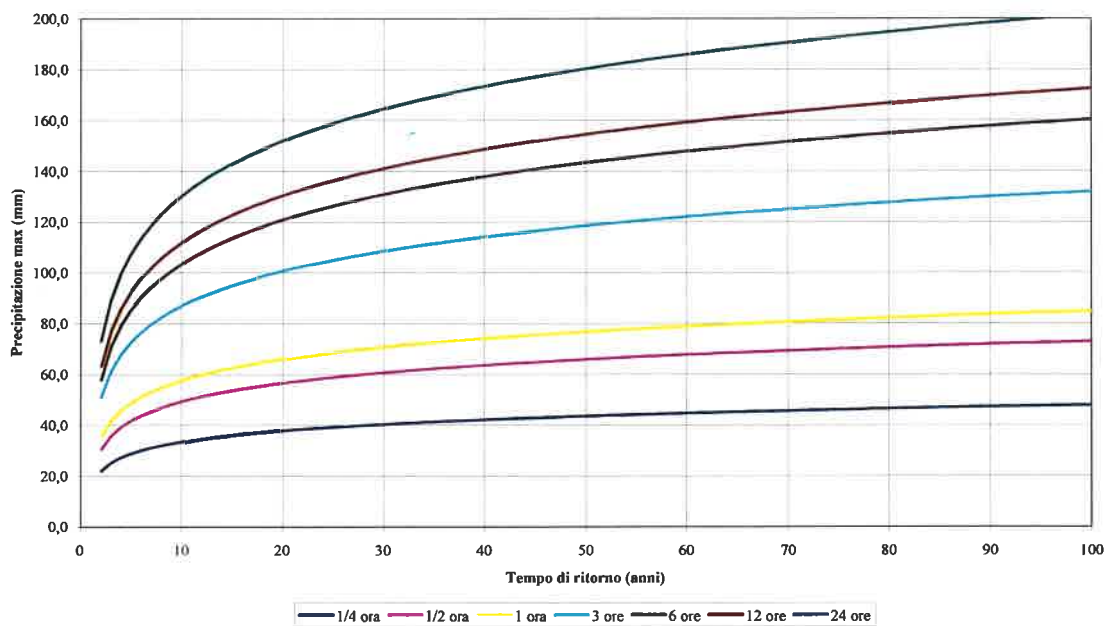


Grafico 1 - Distribuzione di Gumbel per piogge di notevole intensità e breve durata -

Per le verifiche è richiesta la conoscenza della curva che rappresenta, per il sito in esame, le massime altezze possibili di pioggia in funzione delle rispettive durate per un assegnato tempo di ritorno. Tale curva, nota come di possibilità pluviometrica, può essere espressa mediante l'equazione monomia:

$$h = a \times t^n$$

- h altezza di pioggia;
- t durata
- a e n parametri incogniti dipendenti dalle caratteristiche pluviometriche locali.

Per un tempo di ritorno di 5 anni si hanno le seguenti precipitazioni di notevole intensità e breve durata:

▪ 1/4 ora:	28.96 mm
▪ 1/2 ora:	41.94 mm
▪ 1 ora:	49.09 mm
▪ 3 ore:	72.73 mm
▪ 6 ore:	85.38 mm
▪ 12 ore:	92.61 mm
▪ 24 ore:	107.51 mm

Per la determinazione dei parametri  $a$  e  $n$ , l'equazione esponenziale  $h=a \times t^n$  è stata scritta in forma logaritmica:

$$\ln h = \ln a + n \ln t;$$

ponendo  $\ln h = y$ ,  $\ln a = c$  e  $\ln t = x$  si ottiene la retta di equazione

$$y = c + nx;$$

$c$ , intercetta sull'asse delle ordinate ed  $n$ , coefficiente angolare della retta, sono stati determinati col metodo dei minimi quadrati utilizzando le relazioni:

$$n = \frac{N \sum xy - \sum x \sum y}{N \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad c = \frac{\sum y \sum x^2 - \sum x \sum xy}{N \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

Poiché l'equazione esponenziale  $h=a \times t^n$  approssima in misura soddisfacente l'andamento sperimentale purché l'intervallo di durata sia sufficientemente limitato, nel calcolo di  $n$  e  $c$  sono state considerate le piogge con durata di 1/4, 1/2, 1, 3, 6 ore; pertanto  $N=5$ .

Nel caso della curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di cinque anni,  $a$  ed  $n$  assumono valore, rispettivamente di 49.01 e 0.3322; pertanto l'equazione della relativa curva di possibilità pluviometrica assume la forma:

$$h = 49.01 \times t^{0.3322}$$

la cui rappresentazione grafica è riportata nel seguente grafico.

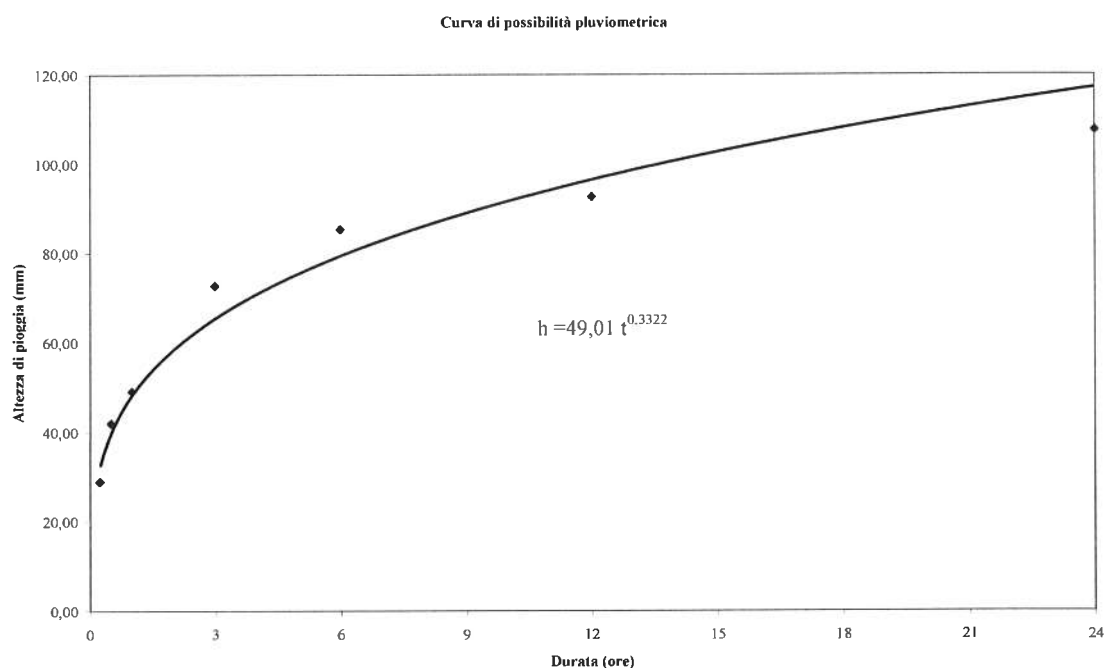


Grafico 2 - Curva di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di 5 anni per piogge di notevole intensità e breve durata –

## **6. Dimensionamento dei sistemi di trattamento**

Considerate le caratteristiche dell'azienda, la progettazione del sistema di trattamento dovrebbe uniformarsi a quanto stabilito dall'art. 4 e dall'art. 8 del R.R. n. 26 del 09/12/2013 "*Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia*".

Come detto in premessa, per adempiere a quanto prescritto dalla normativa, il committente intende installare un impianto di trattamento e smaltimento prodotto dalla DEPURECO di Bari, sovradimensionato rispetto alla superficie scolante servita (pari a 10.656 m<sup>2</sup>) e costituito da un sistema di grigliatura cui segue un pozzetto di separazione delle acque di prima pioggia da quelle di dilavamento successivo.

Da informazioni fornite dal progettista risulta che per lo stoccaggio delle acque di prima pioggia, sarà realizzata un'apposita vasca a tenuta stagna di dimensioni in pianta di m 5.0×5.0 e profondità utile di m 3.0; successivamente le acque saranno trattate tramite apposito impianto di depurazione modello DEPURECO 1000 o similare e rese conformi a quanto richiesto dall' art. 10 comma 1 del suddetto R.R. n. 26/13.

Le acque di dilavamento successive, invece, saranno inviate ad una vasca di dissabbiatura e disoleazione avente dimensioni in pianta di m 5.50×2.10 e profondità utile di m 3,00, per poi essere convogliate verso un'ulteriore vasca di accumulo nella quale, con idonea e separata condotta, confluiranno anche le acque di prima pioggia depurate. Tale vasca di dimensioni in pianta di m 5.0×5.0 e profondità utile di m 3.20, costituisce accumulo per il successivo riutilizzo per usi antincendio, mentre l'eccesso di acque in essa confluenti, per troppo pieno, sarà definitivamente smaltito negli strati superficiali del sottosuolo tramite trincea drenante.

Relativamente alle dimensioni dei sistemi di trattamento e smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia rivenienti dal sito d'intervento, il citato R.R. 26/2013 stabilisce che bisogna fare riferimento ai volumi d'acqua relativi alla portata di piena calcolata con un tempo di ritorno non inferiore a 5 anni.

La portata d'acqua da drenare può essere calcolata mediante la relazione

$$Q = h \cdot \frac{A}{3600}^{[2]}$$

Si è visto in precedenza che l'espressione analitica della relativa curva di possibilità pluviometrica è:

$$h = 49.01 \times t^{0.3322}$$

per cui con t=1 ora, si ottiene un'altezza di pioggia all'incirca pari a 0,049 m.

Tenuto conto che la superficie scolante relativa a piazzale e fabbricato è estesa per circa 10.656 m<sup>2</sup>, la portata di afflusso da essi riveniente, in base alla quale dovrà essere verificato il dimensionamento del nuovo impianto di separazione e trattamento delle acque di dilavamento e di prima pioggia, è stimata in

$$Q = h \cdot \frac{A}{3600} = 0,049 \cdot \frac{10656}{3600} = 0,145 \text{ m}^3 / \text{s} = \mathbf{145 \text{ l/s}}$$

Per quanto attiene il volume delle acque di prima pioggia da stoccare nella relativa vasca e da sottoporre a trattamento tramite l'impianto DEPURECO 1000, si ritiene che per la superficie scolante di progetto:

---

<sup>[2]</sup> Con

- Q portata in m<sup>3</sup>/sec

- h intensità della pioggia in m/ora

- A superficie del bacino scolante in m<sup>2</sup>



$$V = 10656 \times 0.005 = 53.28 \text{ m}^3$$

Pertanto il volume totale d'acqua di prima pioggia da sottoporre a trattamento è pari a circa  $54 \text{ m}^3$ . Di conseguenza, cautelativamente, sarà realizzata una vasca di accumulo delle suddette acque di volume minimo pari a  $\text{m}^3 75$ , in modo da avere una capienza residua pari a  $21 \text{ m}^3$ .

Relativamente al volume delle acque di seconda pioggia, cioè le acque meteoriche di dilavamento eccedente le acque di prima pioggia, da sottoporre a trattamento, si ritiene che per la superficie scolante di progetto:

$$V = 10656 \times 0.049 = 522.14 \text{ m}^3$$

Pertanto un evento meteorico intenso che investe la superficie impermeabilizzata genererà un volume totale d'acqua pari a circa  $523 \text{ m}^3$ .

#### **6.1. Smaltimento delle acque meteoriche trattate**

In prossimità dell'area d'intervento non esistono corsi d'acqua superficiali in cui convogliare le acque meteoriche che interessano la suddetta area. In alternativa è consentita, in accordo con quanto stabilito dal D. Lgs. 152/06, l'immissione negli strati superficiali del sottosuolo intesi come *“corpo naturale immediatamente sottostante il suolo o una sua parte, posto ad una distanza di sicurezza dal livello di massima escursione della falda; tale distanza viene definita come franco di sicurezza”*.

Nel caso in esame essendo il sito ubicato alla quota di 55 m.s.l.m. ed essendo la superficie piezometrica della falda profonda tarata a 2.8 m.s.l.m., **il relativo franco di sicurezza sarà pari a m 49.2 (profondità trincea m 3) e sarà costituito principalmente da calcari, calcari dolomitici e dolomie calcaree.**

Utilizzando opportune cautele, sarà possibile creare le condizioni per l'immissione delle acque meteoriche negli strati superficiali del sottosuolo mediante trincea drenante.

Per il dimensionamento della trincea drenante si è ipotizzato che essa abbia larghezza pari a m 5 e profondità utile di m 3. Poiché dovrà essere colmata con ghiaia di idonea pezzatura e in essa dovrà essere allocato un tubo di drenaggio di diametro

minimo di mm 500 si può ipotizzare che il volume utile sarà pari al 90 % del volume vuoto.

In base a rilievi ed a prove di assorbimento speditive eseguite nell'are oggetto d'intervento, si è ritenuto opportuno attribuire agli strati superficiali del sottosuolo, che costituiranno il recapito delle acque meteoriche di dilavamento, un valore del coefficiente di permeabilità  $k$ , pari a quello attribuito in letteratura a questo tipo di formazione ( $k=2\times 10^{-2}$  cm/s).

Noto il coefficiente di permeabilità del terreno ( $k=2\times 10^{-2}$  cm/s = 0.72 m/h) è possibile calcolare la portata oraria di assorbimento della trincea utilizzando la formula per il calcolo del coefficiente di permeabilità in sito nella prova a carico costante in pozzetti superficiali a base quadrata:

$$k=Qb^{-2}(27\times h/b+3)^{-1}$$

dove:

- $Q$  = portata assorbente;
- $b$  = lato della base del pozzetto;
- $h$  = altezza dell'acqua nel pozzetto.

Tale formula, risolta rispetto a  $Q$ , fornisce la portata di assorbimento:

$$Q=kb^2(27\times h/b+3)$$

Considerando un elemento di trincea (5m×5m×3m) e per  $h=2.7$  m, la portata oraria di assorbimento è:

$$Q=0.72\cdot 25 (27\times 0.54+3) m^3/h = 316 m^3/h$$

Considerando la curva di possibilità pluviometrica relativa ad eventi piovosi con tempo di ritorno di 5 anni:

$$h = 49.01 \times t^{0.3322}$$

per  $t=1$  ora, su ogni elemento di superficie cadrà un quantitativo di pioggia pari a  $m^3$  0,04901. Se si attribuisce al coefficiente di deflusso valore 0.90 si deduce che per ogni unità di superficie impermeabilizzata corriva alla trincea un quantitativo di acqua pari a:

$$0,04901 \times 0,9 = 0,044 m^3 h^{-1} m^{-2}$$

Pertanto ogni elemento di trincea sarà in grado di assorbire in un'ora l'acqua proveniente da una superficie pari a:

$$S=316/0.044 \text{ m}^2 = 7181.8 \text{ m}^2$$

Pertanto, per l'immissione negli strati superficiali delle acque meteoriche rivenienti dalla superficie scolante ammontante a  $\text{m}^2$  10656, volendo realizzare una trincea di larghezza pari a m 5 sarà necessario estenderla per una lunghezza L pari a:

$$L=[10656/(7182 \times 0,80)] \cdot 5 = 9.27 \text{ m} \approx 10 \text{ m}$$

A fronte di tale fabbisogno il progetto prevede la realizzazione di una trincea avente larghezza pari a m 5, lunghezza pari a m 13 e profondità massima pari a m 3.

L'immissione delle acque trattate nella trincea drenante sarà effettuata mediante tubazione forata disperdente del diametro di mm 500 estesa per tutta la lunghezza della trincea, rinterrata con materiale drenante a pezzatura decrescente dal basso verso l'alto, variabile da cm 30÷40 a cm 1. Per consentire un ulteriore affinamento delle acque sul fondo della trincea potrebbe essere posato uno strato di cm 30 di sabbia fine con funzione di filtro.

La tubazione sarà invece rivestita da tessuto non tessuto per evitare che nel tempo la terra ostruisca i fori della tubazione. La parte superiore della trincea sarà colmata con terreno vegetale che consentirà la piantumazione di diverse specie autoctone sempreverdi ad elevato apparato fogliare in modo da aumentare l'assorbimento dell'acqua mediante evapotraspirazione.

## **6.2. Smaltimento delle acque reflue derivanti da metabolismo umano**

Nel seguente paragrafo sono state affrontate le problematiche tecniche di cui al Regolamento Regionale n. 26 del 12 dicembre 2011 -*Disciplina degli scarichi di acque reflue domestiche o assimilate alle domestiche di insediamenti di consistenza inferiore ai 2.000 A.E., ad esclusione degli scarichi già regolamentati dal S.I.I.-*, relative alla richiesta di autorizzazione all'immissione sul suolo e negli strati superficiali del sottosuolo delle acque di scarico provenienti dalla chiarificazione, mediante sistema di trattamento per i reflui civili, rivenienti da spogliaioi, uffici e relativi servizi igienici.

### Inquadramento dell'area e caratteristiche geologiche

Per quanto attiene le problematiche in oggetto, si rimanda ai paragrafi 2 e 2.1 nei quali sono state approfonditamente affrontate. Nella Carta d'Italia dell'Istituto Geografico Militare l'area è rinvenibile nel foglio 214, quadrante IV, tavoletta S.E. "Galatina" (Fig. 1 – COROGRAFIA). Di seguito si riportano le coordinate del punto d'immissione previsto in progetto secondo diversi sistemi di riferimento (Fonte Web Gis ADB Puglia):

WGS84 UTM 33	X: 769347.23746	Y: 4457463.09021
Gauss Boaga Est	X: 2789359.43186	Y: 4457539.91678
lat/lon WGS84	X: 18.16555	Y: 40.22432

Relativamente alle **distanze dai centri abitati**, l'area individuata si trova al limite nord-orientale del comune di Galatina e ad una distanza di circa 5 km dagli abitati di Galatina, Collemeto, San Donato e Soleto.

La più vicina **attività produttiva** è rappresentata dagli opifici situati nella zona nord della Zona Industriale di Galatina-Soleto, distante 750 m dall'area in studio.

La principale **via di comunicazione** prossima al sito di intervento è rappresentata dalla S.P. 362 ex S.S.476.

### Caratteristiche idrogeologiche

Per quanto attiene le problematiche in oggetto, si rimanda al paragrafo 4 nel quale sono state affrontate approfonditamente.

In ogni caso si rammenta che la quota della superficie piezometrica all'intorno del sito in studio ha un'altezza di 2.8 m sul l.m. Tenuto conto dell'altimetria locale (circa 55 m) risulta che la falda ha una soggiacenza, riferita al piano di campagna, di circa 52.2 m. Lo spessore dell'acquifero risulta pertanto di circa 112 m.

È poi da considerare che la salinità dell'acqua di falda, minima nei primi metri, cresce con la profondità, pur conservando, entro i 4/5 del suo spessore, un tenore salino

inferiore a 5 g/l. Nel quinto successivo la salinità cresce rapidamente fino a raggiungere valori caratteristici dell'acqua marina.

L'andamento piezometrico evidenziato nella allegata CARTA DELLE ISOPIEZE (Fig.4 desunta dal P.T.A.) indica che nel sottosuolo del sito in studio il deflusso profondo è orientato da W a E, con cadenti piezometriche inferiori allo 0.5‰.

Per quel che concerne gli emungimenti in atto all'intorno dell'area d'intervento, si riportano, sulla carta citata, i punti acqua censiti, che si riferiscono unicamente a prelievi per uso irriguo, diverso da quello agricolo e industriale. Dalla stessa figura si deduce che, attualmente, l'area in cui sarà attivato lo scarico rispetta le distanze minime (m 200 da pozzi ad uso potabile), così come previsto dal R.R. n. 12 del 16/06/2011.

L'assetto idrogeologico ed i rapporti stratigrafici fra le varie formazioni che costituiscono il sottosuolo dell'area d'intervento sono evidenziati in Fig. 5 -SEZIONE IDROGEOLOGICA-.

Dall'analisi della stessa si evince che il franco di sicurezza tra il fondo della trincea drenante, soluzione proposta per lo smaltimento sul suolo delle acque di scarico, posizionata a circa **m -3,0** dall'attuale p.c., e la superficie freatica della falda sarà pari a circa m 49,2, costituito da calcari dolomitici stratificati, fratturati e carsificati.

#### Caratteristiche del sistema di smaltimento acque reflue da metabolismo umano

Relativamente alla descrizione dell'impianto di trattamento delle acque reflue derivanti dal fabbricato, si rimanda agli elaborati tecnici allegati al progetto.

Per quanto riguarda le caratteristiche della rete disperdente, secondo quanto stabilito dal Regolamento Regionale n. 26 del 12/12/2011, il liquame proveniente dalla chiarificazione, mediante condotta a tenuta, verrà convogliato nella suddetta trincea drenante di cui al paragrafo 6.1., intorno alla quale saranno messe a dimora piante sempreverdi ad elevato apparato fogliare (laurus cerasus, pitosperus, ecc) che accelerano lo smaltimento del liquido depurato per evapotraspirazione.

Come specificato al paragrafo 6.1, considerando un elemento di trincea (5m×5m×3m) e per h=2.7 m, la portata oraria di assorbimento è:

$$Q=0.72 \cdot 25 (27 \times 0.54 + 3) \text{ m}^3/\text{h} = 316 \text{ m}^3/\text{h} = 7.584.000 \text{ litri/giorno}$$

Pertanto l'elemento di trincea considerato nel calcolo, risulta sufficiente per lo smaltimento dei reflui chiarificati provenienti dallo scarico dell'edificio. Considerando che per lo smaltimento delle acque meteoriche è prevista una lunghezza minima della trincea pari a m 10 e che a fronte di tale fabbisogno il progetto prevede la realizzazione di una trincea avente lunghezza pari a m 13 (vedi par. 6.1) si ritiene che la trincea in progetto abbia le caratteristiche necessarie per smaltire tutte le acque trattate.

La trincea manterrà una distanza minima pari a m 5 dai confini di proprietà e m 30 da condotte e serbatoi destinati all'accumulo di acqua potabile.

La distanza tra il fondo della trincea drenante, soluzione proposta per lo smaltimento sul suolo delle acque di scarico, e il livello di massima escursione della falda (**franco di sicurezza**) **sarà pari a circa m 49,2**, notevolmente superiore al minimo previsto dal Regolamento Regionale n. 26 pari a m 1,0.

Infine, si ribadisce che per una distanza di almeno m 200 dal punto in cui saranno attivati gli scarichi, attualmente non esistono pozzi per la captazione di acque sotterranee destinate al consumo umano (pozzi per uso potabile) così come previsto dal **R.R. n. 12 del 16/06/2011**.

### **7. Caratterizzazione del suolo ai sensi del D.M. 14/01/08**

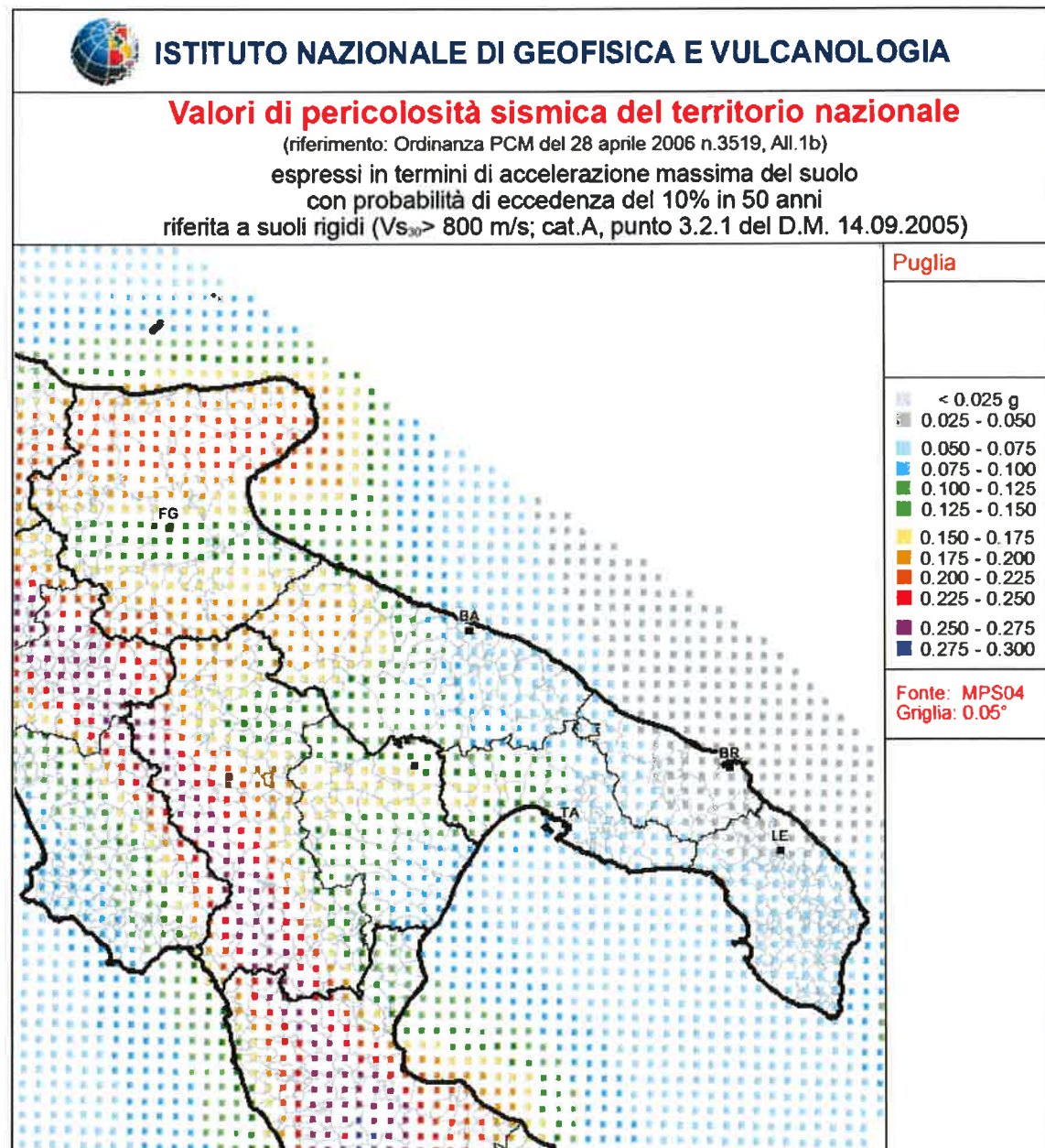
Per quanto attiene gli aspetti relativi alla individuazione della categoria di sottosuolo di cui al par. 3.2.2 del D.M. 14/01/08 -Norme tecniche per le costruzioni- è stata eseguita una prospezione geofisica con la tecnica Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) (vedi Fig. 6- UBICAZIONE PLANIMETRICA DELLE INDAGINI GEOFISICHE-).

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, è intervenuta direttamente sulla classificazione sismica del territorio nazionale. La nuova classificazione è articolata in quattro zone; le prime tre corrispondono, dal punto di vista della relazione con gli adempimenti previsti dalla Legge 64/74, alle zone di sismicità alta (S=12), media (S=9) e bassa (S=6), mentre la zona 4 è di nuova introduzione.

Il D.M. 14/01/2008 ha introdotto una nuova modalità di valutazione dell'intensità dell'azione sismica di cui tener conto nella fase di progettazione dei fabbricati, basata non più su una mappa sismica "classica" suddivisa in categorie o zone, bensì su un reticolo di riferimento, creato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, consultabile interattivamente sul sito web dell'I.N.G.V. La grande novità consiste nel non avere più delle aree perfettamente confinate; il nuovo sistema di mappatura suddivide infatti l'intero territorio nazionale in riquadri, di lato pari a km 10, in cui a ciascun vertice, tramite un segnale colorato, è attribuito un valore di accelerazione sismica  $a_g$  prevista sul suolo, definita come *parametro dello scuotimento*, da utilizzare come riferimento per la valutazione dell'effetto sismico da applicare all'opera di progetto, secondo le procedure indicate nello stesso Decreto Ministeriale.

Nell'immagine seguente è contenuta la rappresentazione sul reticolo di riferimento del particolare delle Regioni Puglia e Basilicata. Nella figura s'individua immediatamente la suddivisione in riquadri del territorio, i segnali colorati posti sui vertici ed i relativi intervalli di valori di  $a_g$ . L'impiego del reticolo di riferimento consente una caratterizzazione sismica dei siti molto più dettagliata e particolareggiata che in passato, anche se costringe i progettisti, per la valutazione del valore di picco dell'accelerazione sismica, in primo luogo, ad accedere al reticolo tramite le coordinate (longitudine e latitudine) del punto ove è localizzata l'opera e, soprattutto, ad eseguire le

previste procedure di interpolazione, visto che è alquanto improbabile che la struttura di progetto ricada precisamente su un vertice dei quadrati costituenti il reticolo.



L'Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri ed il successivo D.M. 14/01/2008 hanno inoltre introdotto una nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica, che ci adegua allo standard europeo e mondiale.



Oltre alle importanti novità relative alle metodologie di calcolo ingegneristico è stata introdotta la classificazione dei suoli per la definizione dell'azione sismica di progetto in 5 categorie principali (dalla A alla E) a cui ne sono aggiunte altre 2 (S1 ed S2 per le quali sono richiesti studi speciali per definire l'azione sismica da considerare), sulla base del parametro  $V_{s30}$ . Questo rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S entro 30 m di profondità (al di sotto del piano di fondazione) ed è calcolato mediante la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

La proposta della nuova normativa conclude che il sito verrà classificato sulla base del valore di  $V_{s30}$  se disponibile, altrimenti sulla base del valore di  $N_{spt}$  o della  $c_u$ .

Viene in sostanza enfatizzata l'importanza del parametro  $V_s$  che com'è noto è il parametro geofisico che meglio rappresenta la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo.

Le tecniche investigative per l'acquisizione di questo parametro sono essenzialmente di tre tipi:

- Prove in foro (down hole e cross hole).
- Profili sismici (riflessione o rifrazione) con geofoni orizzontali ed energizzatori di onde SH.
- Modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde di Rayleigh (SASW, MASW e Refraction Microtremor) e l'impiego di geofoni verticali.

Le prime richiedono la realizzazione di fori di sondaggio appositamente attrezzati per un ottimale accoppiamento dei sensori e quindi un consistente impegno economico. Le seconde offrono risultati qualitativamente elevati ma costi di esecuzione impegnativi. Le ultime, al contrario, vengono realizzate (fa eccezione il SASW) con procedure operative molto simili a quelle applicate per la comune microsismica e sono

di conseguenza meno onerose ed hanno un grado di incertezza nella determinazione della  $V_s < 20\%$ .

In particolare, la tecnica di Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) consente di raggiungere profondità ragguardevoli fornendo un profilo verticale medio delle  $V_s$  relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento messo in opera.

La tecnica MASW consiste nella registrazione simultanea di più ricevitori (min. 12) di una vibrazione prodotta da una sorgente sismica impulsiva, posta ad una certa distanza dal primo geofono ricevitore.

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh (MASW) è una efficiente ed accreditata metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

Al fine di caratterizzare sismicamente il suolo dell'area in esame, è stata eseguita una prospezione sismica MASW, mediante l'utilizzo di sismografo A6000S 24 bit 24 canali della M.A.E., strumento compatto e versatile progettato e realizzato appositamente per eseguire indagini di prospezione sismica convenzionali (rifrazione, riflessione) e non convenzionali Re.Mi. (Refraction Microtremor), M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves), S.A.S.W. (Spectral Analysis of Surface Waves).

L'elevata dinamica (24 bit di risoluzione) unita alla notevole memoria per l'acquisizione, ne consente l'utilizzo per tecniche di indagine di tipo non convenzionale.

La sorgente sismica è costituita da un impatto verticale (maglio dal peso di kg 8 battente su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un geofono verticale da 14Hz, posto in prossimità della piastra posizionata alla distanza di m 5,00 dal primo geofono. La battuta sulla superficie della piastra è stata eseguita in

maniera netta ed, in caso di rimbalzi della mazza o di sollecitazioni prolungate, la prova è stata ripetuta.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni verticali da 4,5 Hz posizionati lungo il profilo di indagine con distanza intergeofonica di m 2,50. La lunghezza complessiva dello stendimento è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 2D dei terreni di sedime in esame.

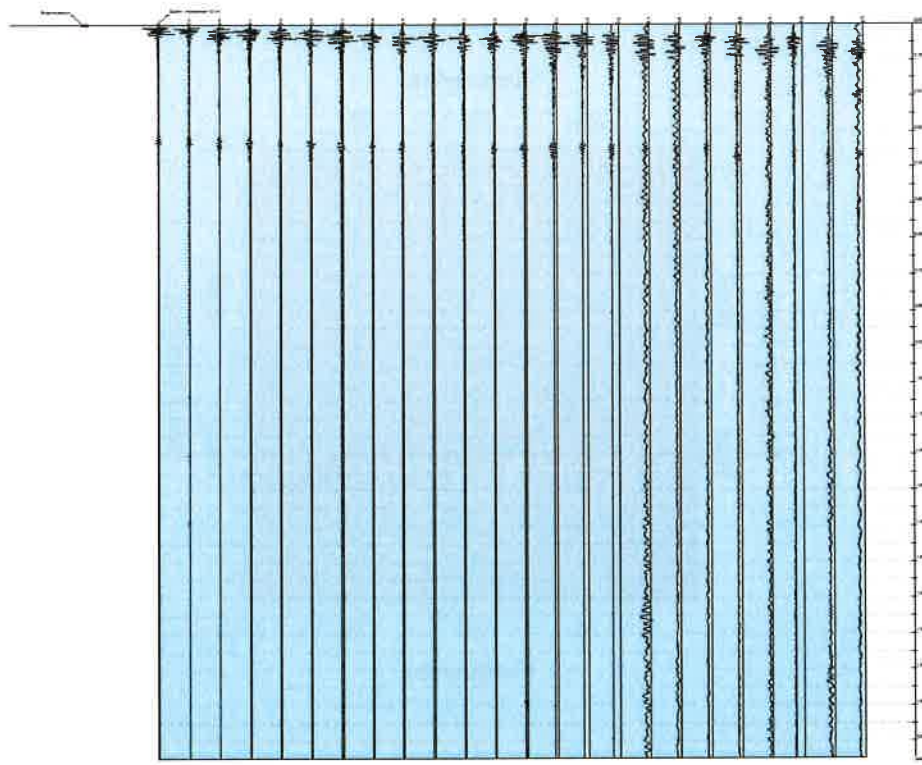
I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma per la determinazione della sismostratigrafia del sottosuolo.

L'elaborazione dei dati e l'inversione delle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh sono state effettuate con il programma Easy MASW che ha permesso di eseguire l'intero processo di elaborazione di una sezione sismostratigrafica 2D delle  $V_s$ .

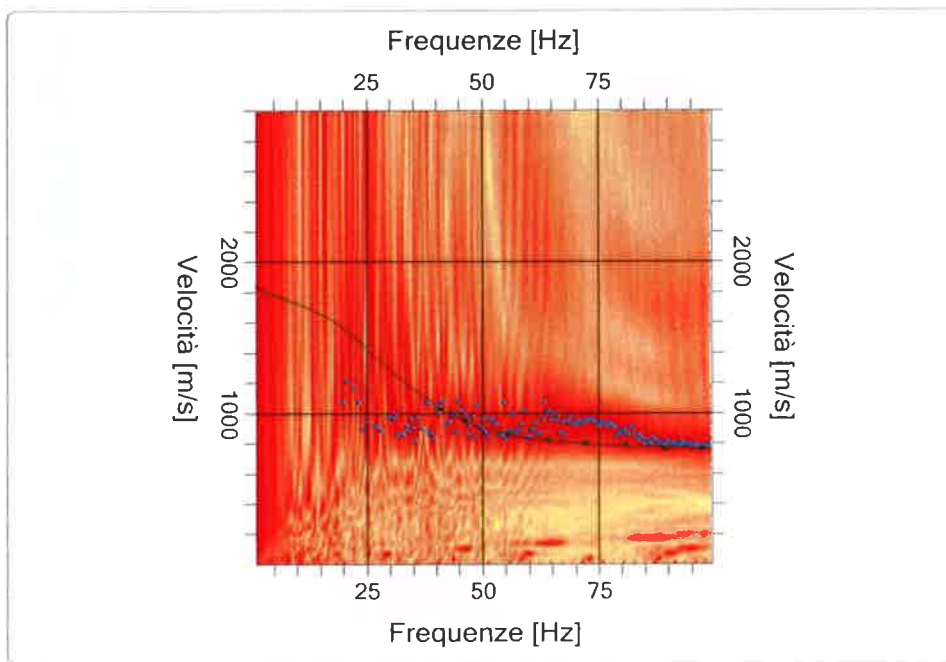
Gli elaborati relativi alla prova effettuata sono di seguito riportati.

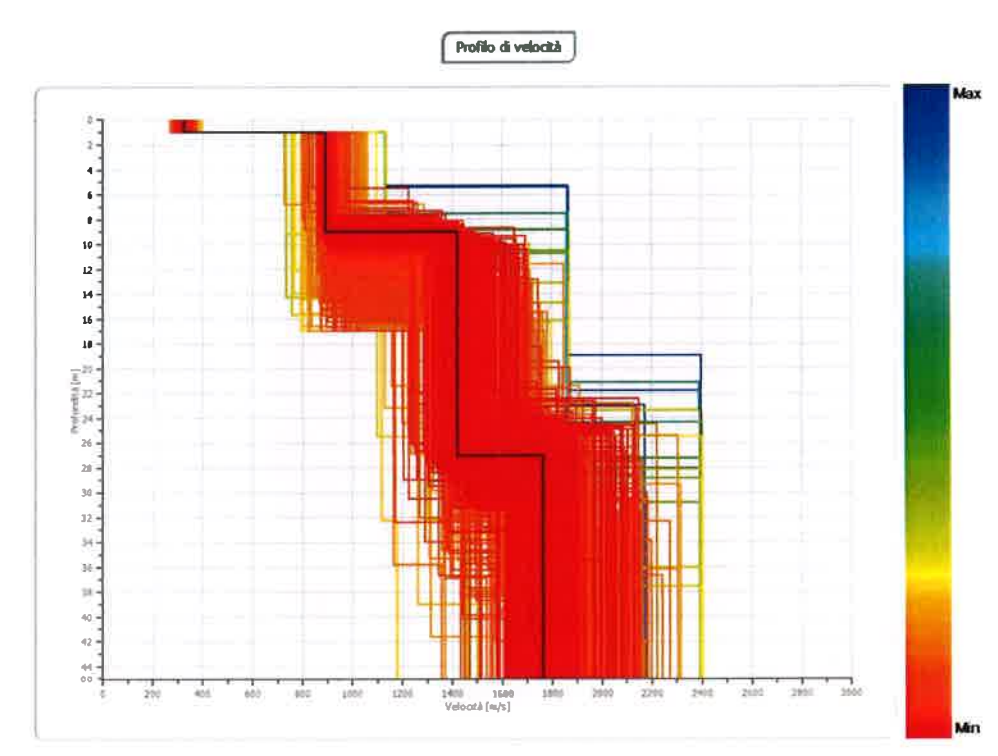
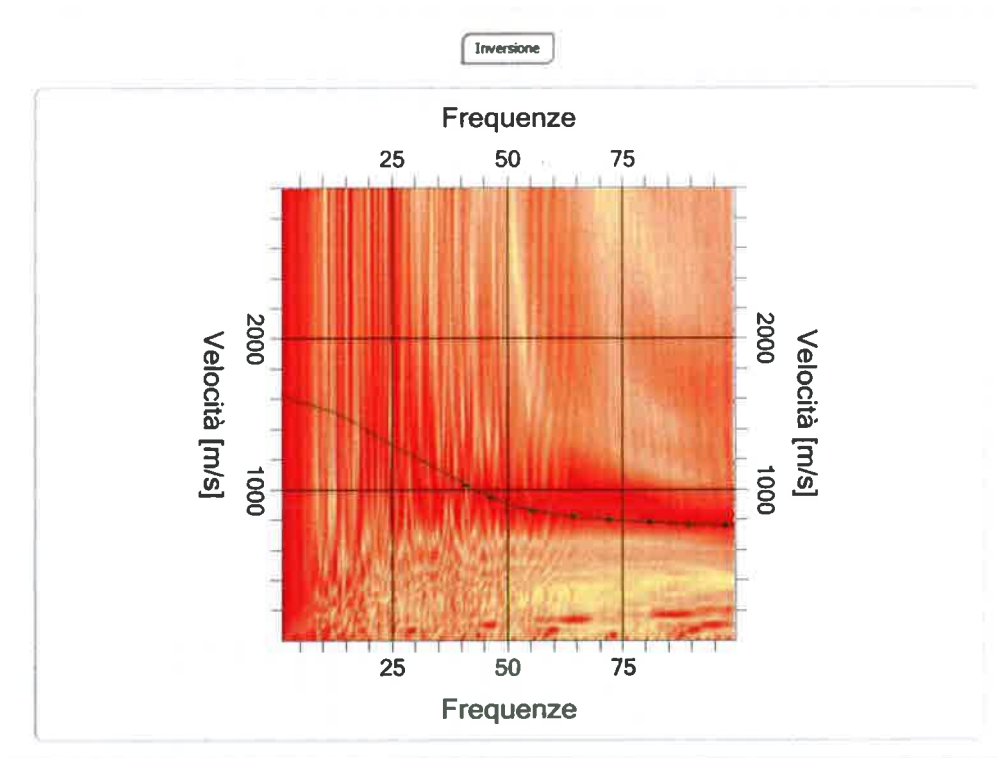


Tracce



Spettro Velocità di fase - Frequenze





Relativamente all'area in esame, dalle indagini e prove eseguite, è risultato che per il sottosuolo della zona d'intervento si ottiene una velocità media di propagazione delle onde di taglio entro m 30 di profondità:

$$V_{s30} = 1.135,18 \text{ m/s}$$

Pertanto, sulla scorta dei calcoli eseguiti, il suolo in esame ricade nella categoria **“A”** – ***“Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m”***, così come definito al punto 3.2.2 - Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche del D.M. 14/01/08 - Norme tecniche per le costruzioni-(*Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo*).

### **8. Pericolosità sismica di base del sito – Parametri sismici -**

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  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A**), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

#### **Sito in esame.**

latitudine: 40,225908°

longitudine: 18,166264°

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

Vita nominale: 50 [anni]



**Siti di riferimento**

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	35480	40,23838	18,14032	2602,6
Sito 2	35481	40,23564	18,20569	3517,5
Sito 3	35703	40,18572	18,20206	5404,7
Sito 4	35702	40,18846	18,13677	4859,3

(coordinate geografiche espresse in ED50)



Dettaglio del reticolo di riferimento con individuazione del sito d'intervento

**Parametri sismici**

Categoria sottosuolo: A

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	45	0,018	2,409	0,196
Danno (SLD)	63	75	0,024	2,313	0,259
Salvaguardi a della vita (SLV)	10	712	0,061	2,438	0,512
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	1462	0,078	2,539	0,552



**Coefficienti sismici**

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s <sup>2</sup> ]	Beta [-]
SLO	1	1	1	0,004	0,002	0,174	0,2
SLD	1	1	1	0,005	0,002	0,234	0,2
SLV	1	1	1	0,012	0,006	0,597	0,2
SLC	1	1	1	0,016	0,008	0,763	0,2

**9. Indagini Geofisiche e Caratteristiche Geotecniche dei Litotipi**

Considerata la natura litoide del terreno di fondazione, per la sua caratterizzazione geomeccanica e geotecnica sono state realizzate tre prospezioni geofisiche a piccola profondità mediante il metodo della sismica a rifrazione. Gli stendimenti sono stati eseguiti come ubicati nell'allegata Fig. 6- UBICAZIONE PLANIMETRICA DELLE INDAGINI GEOFISICHE-.

Lo stendimento sismico 1-1', della lunghezza di m 57,50, è stato realizzato in corrispondenza dell'allineamento orientale dei pilastri della struttura di progetto. È opportuno precisare, invece, che lo stendimento 2-2', della lunghezza di m 23,00, è stato realizzato nella parte centrale dell'allineamento occidentale dei pilastri della struttura, a causa della presenza di cumuli di materiale inerte e di una vecchia struttura che impedivano la realizzazione di uno stendimento sismico della lunghezza di m 57,50. Infine il terzo ed ultimo profilo (3-3') è stato realizzato lungo il lato meridionale dell'opificio in progetto.

Trattandosi di indagini prevalentemente di tipo indiretto, è ovvio che tutti i dati che costituiscono la presente relazione, dovranno essere verificati dal Direttore dei Lavori in fase d'esecuzione. In particolare, la D.L, nel caso di discrepanze fra le previsioni della presente e la situazione reale ed in ogni caso se lo riterrà opportuno, convocherà in cantiere lo scrivente, durante le operazioni di scavo, al fine di valutare le condizioni di qualità, continuità e resistenza dell'ammasso roccioso e l'opportunità di eseguire ulteriori indagini e/o prospezioni sismiche o elettriche direttamente sul piano di posa delle strutture fondali.

Il metodo della sismica a rifrazione, basato sullo studio delle caratteristiche di propagazione delle perturbazioni elastiche, si presenta di estrema utilità nel campo della tecnica delle fondazioni su roccia in quanto fornisce al progettista utili indicazioni sulla qualità dell'ammasso roccioso. Il metodo adottato è stato quello a rifrazione che consiste nel provocare onde elastiche per mezzo di una sorgente, captarle per mezzo di appositi rilevatori (geofoni) posti lungo una linea retta (stendimento) a distanze variabili dalla sorgente ed in ultimo registrarne l'ampiezza in funzione del tempo per mezzo di uno strumento (sismografo).

Diagrammando i ritardi con cui il segnale arriva ai vari geofoni in funzione delle distanze reciproche fra essi, è possibile tracciare una serie di involuppi rettilinei. Tali involuppi individuano a loro volta una spezzata (dromocrona) in cui ciascun segmento rettilineo rappresenta uno spessore di terreno caratterizzato da un valore medio della velocità delle onde elastiche, il cui valore assoluto è espresso dal reciproco della pendenza della relativa dromocrona.

I vari strati presenti nel sottosuolo investigato vengono differenziati in base alla velocità di propagazione delle onde sismiche all'interno di ciascuno di essi, velocità che dipendono essenzialmente dalle caratteristiche elastiche del terreno. Tali proprietà a loro volta derivano dalla densità e dallo stato di compattezza (cioè dalla rigidità) di ogni singolo strato di terreno.

L'energizzazione è stata ottenuta utilizzando una mazza del peso di Kg 8 battente su un apposito piattello metallico; le onde rilevate dai geofoni sono state registrate per mezzo di un sismografo a 24 canali, modello A6000S della M.A.E s.r.l.

I dati acquisiti dal sismografo sono stati elaborati con il software per prospezioni sismiche a rifrazione PSLAB. In allegato vengono riportati i sismogrammi relativi ai diversi punti di scoppio, le dromocrone e le sezioni sismostratigrafiche. Queste ultime evidenziano la distribuzione delle velocità sismiche lungo il tracciato e la massima profondità di prospezione.

Come detto in precedenza (Fig.6) è stato realizzato n. 1 prospezione sismica (1-1'), eseguita con il metodo a rifrazione della lunghezza di m 57,50 nella parte orientale dell'area d'impronta dell'edificio (vedi immagine seguente).



N. 1 prospezione sismica (2-2'), eseguita con il metodo a rifrazione della lunghezza di m 23 nella parte occidentale dell'area d'impronta dell'edificio (vedi immagine seguente);



Infine, n. 1 prospezione sismica (3-3'), eseguita con il metodo a rifrazione della lunghezza di m 23 nella parte meridionale dell'area d'impronta dell'edificio (vedi immagine seguente);



#### Profilo sismico 1-1'

Questo stendimento è stato realizzato nell'ala orientale dell'edificio, così come indicato nelle planimetrie fornite dal progettista. (vedi Fig.6 - UBICAZIONE PLANIMETRICA DELLE INDAGINI GEOFISICHE -).

Dalla sezione sismostratigrafica ottenuta, si evince che l'orizzonte superficiale, associabile a materiale di riempimento e calcare notevolmente fratturato e carsificato, è caratterizzato da una velocità delle onde elastiche pari a 1010 m/s ed ha spessore variabile fra m 1.5 e m 2.0 circa. Seguono calcari, calcari dolomitici e dolomie calcaree fratturati e carsificati, talvolta con intrusioni e venature di "terra rossa", caratterizzati da velocità di propagazione delle onde sismiche pari a 1990 m/s e rinvenibile sino a m -4÷-5.5 dal p.c. L'ammasso roccioso successivo evidenzia una maggiore resistenza legata ad

una minore incidenza della fratturazione e del fenomeno carsico; è caratterizzato da velocità delle onde sismiche pari a 2700 m/s associabile a calcari e calcari dolomitici compatti (vedi l'allegata Sezione Sismostratigrafica 1-1').

#### Profilo sismico 2-2'

Questo stendimento è stato realizzato poco ad ovest del precedente, nell'ambito dell'area d'impronta dell'edificio, così come indicato nelle planimetrie fornite dal progettista (vedi Fig.6 -UBICAZIONE PLANIMETRICA DELLE INDAGINI GEOFISICHE-).

Escludendo la copertura costituita da materiale di riempimento e calcare notevolmente fratturato e carsificato (1.0÷1.5 m e  $V_p = 700$  m/s), dalla sezione sismostratigrafica ottenuta, si evince che il secondo orizzonte, avente velocità pari a 1100 m/s, è associabile a calcare e calcare dolomitico notevolmente fratturato e carsificato e si estende sino alla profondità di circa m -2÷-3 dal p.c. Seguono calcari, calcari dolomitici e dolomie calcaree fratturati e carsificati, talvolta con intrusioni e venature di "terra rossa", caratterizzati da velocità di propagazione delle onde sismiche pari a 1750 m/s e rinvenibile sino alla massima profondità d'investigazione (vedi l'allegata Sezione Sismostratigrafica 2-2').

#### Profilo sismico 3-3'

Questo stendimento è stato realizzato nella parte meridionale dell'edificio, così come indicato nelle planimetrie fornite dal progettista. (vedi Fig.6 - UBICAZIONE PLANIMETRICA DELLE INDAGINI GEOFISICHE -).

Dalla sezione sismostratigrafica ottenuta, si evince che l'orizzonte superficiale, associabile a terreno vegetale frammisto a pietrame calcareo, è caratterizzato da una velocità delle onde elastiche pari a 1100 m/s ed ha spessore variabile fra m 0.5 e m 1.2 circa. Seguono calcari, calcari dolomitici e dolomie calcaree fratturati e carsificati, talvolta con intrusioni e venature di "terra rossa", caratterizzati da velocità di propagazione delle onde sismiche pari a 1400 m/s e rinvenibile sino a m -2.5÷-3.5 dal p.c. Anche in questo caso l'ammasso roccioso successivo evidenzia una maggiore



resistenza legata ad una minore incidenza della fratturazione e del fenomeno carsico; è caratterizzato da velocità delle onde sismiche pari a 3000 m/s riconducibile ad una roccia calcarea poco fratturata rinvenibile per tutta la restante profondità investigata (vedi la allegata Sezione Sismostratigrafica 3-3').

### **10. Caratterizzazione geotecnica**

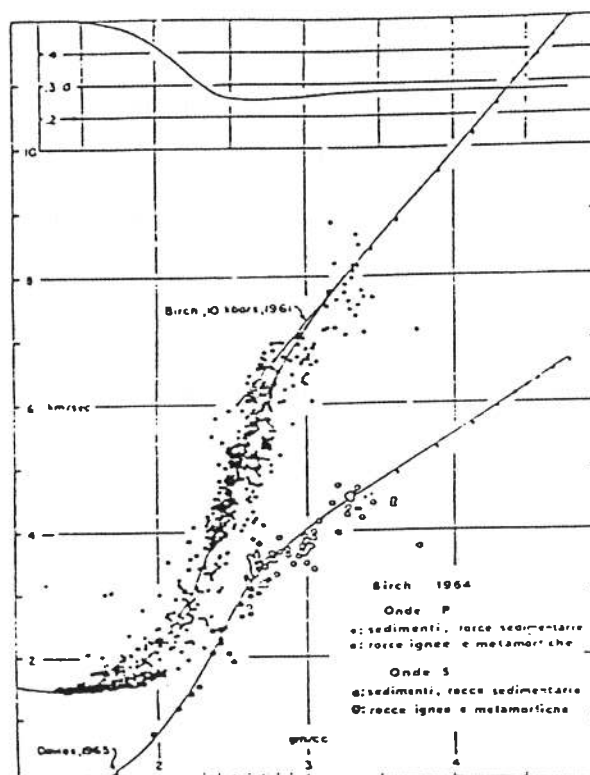
Per la caratterizzazione geomeccanica del secondo orizzonte individuato ( $V_p=1100\div1400$  m/sec), che certamente costituirà il sedime fondale della struttura, sono state utilizzate delle correlazioni semi-empiriche tra la velocità di propagazione delle onde elastiche ed i parametri geomeccanici più importanti: densità, modulo di Poisson, modulo di Young, modulo elastico statico, RQD.

La densità della roccia è stata ricavata dalla relazione:

$$\gamma = 0.23V^{0.25}$$

dove  $\gamma$  è la densità espressa in  $\text{g/cm}^3$  e  $V$  è la velocità delle onde di tipo P (longitudinali o di compressione) espressa in ft/s. Il grafico seguente rappresenta la correlazione tra il modulo di Poisson ( $\nu$ ), la velocità delle onde longitudinali e la densità.

Noto  $\gamma$ ,  $\nu$  e  $V$ , si possono immediatamente calcolare i moduli elastici dinamici;



tra i due quello che riveste maggiore importanza ai fini del calcolo delle deformazioni indotte da carichi verticali è il modulo di Young ( $E_{din}$ ) calcolabile mediante la relazione:

$$E_{din} = \gamma V^2 (1 - 2\nu) (1 + \nu) / (1 - \nu)$$

Il rapporto tra il modulo elastico in condizioni statiche ( $E_{stat}$ ) e quello in condizioni dinamiche ( $E_{din}$ ) ricavato da prove sismiche assume, secondo il NAV-FAC MANUAL, valore costante:

$$E_{stat} = E_{din}/10$$

Un altro parametro deducibile mediante legami empirici dalle caratteristiche elastiche è l'indice di qualità della roccia normalmente espresso tramite l'RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta il recupero percentuale di carotaggio tenendo conto dei singoli spezzoni di carota aventi lunghezza superiore a 10 cm; tale indice è di fondamentale importanza nella caratterizzazione dell'ammasso roccioso.

Un altro parametro deducibile mediante legami empirici dalle caratteristiche elastiche è l'indice di qualità della roccia normalmente espresso tramite l'RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta il recupero percentuale di carotaggio tenendo conto dei singoli spezzoni di carota aventi lunghezza superiore a 10 cm; tale indice è di fondamentale importanza nella caratterizzazione dell'ammasso roccioso.

F. ZEZZA (1978) ha verificato che il valore della velocità di propagazione delle onde sismiche in un ammasso roccioso carbonatico varia tra 0.7 Km/s, quando l'ammasso è completamente carsificato, e 4.5 Km/s quando l'ammasso è poco fessurato e non carsificato. Entro questo intervallo di velocità l'autore distingue cinque differenti gradi di carsificazione ai quali corrispondono le seguenti caratteristiche dell'ammasso roccioso:

**grado V:**  $V=0.7-1.0$  Km/s. Sono cancellati i caratteri tessiturali della roccia in posto, i cui relitti si trovano inglobati in abbondanti terre rosse.

**grado IV:**  $V=1.1-1.9$  Km/s. Sono conservati i caratteri tessiturali della roccia in posto, attraversata in ogni senso da cavità carsiche attive e fossili.

**grado III:**  $V=2.0-3.0$  Km/s. Diffusa presenza di cavità collegate ai processi di erosione e di dissoluzione carsica.

**grado II:**  $V=3.1-4.5$  Km/s. Giunti di fessurazione interessati solo parzialmente da manifestazioni carsiche.

**grado I:**  $V>4.5$  Km/s. Assenza completa di manifestazioni carsiche: giunti di fessurazione radi e bancate compatte.

Sempre secondo F. ZEZZA i suddetti gradi di carsificazione sono correlabili con il rapporto di velocità VR e l'indice RQD che consentono di definire anche la "qualità" della roccia carsificata. Pertanto la classificazione e la caratterizzazione in sito di un ammasso roccioso carsificato può essere stabilita facendo riferimento ai parametri elencati nella seguente tabella (ZEZZA, 1978):

GRADO DI CARSIFICAZIONE	VR	RQD	QUALITÀ DELLA ROCCIA
GRADO V	0.15	0.00÷0.25	MOLTO SCADENTE
GRADO IV	0.15÷0.35	0.25÷0.50	SCADENTE
GRADO III	0.35÷0.60	0.50÷0.75	DISCRETA
GRADO II	0.60÷0.75	0.75÷0.90	BUONA
GRADO I	>0.75	0.90÷1.00	ECCELLENTE

Considerando i valori di velocità di propagazione delle onde elastiche, tenendo presente che la prima unità geomeccanica è stata esclusa per le scadenti caratteristiche, i parametri geomeccanici relativi alla seconda unità geomeccanica sono stati riassunti nel prospetto seguente:

Velocità onde longitudinali ( $V_p$ )	m/s	1100÷1400
Peso di volume ( $\gamma$ )	g/cm <sup>3</sup>	1,86
Modulo di Poisson ( $\nu$ )		0,42
Modulo elastico dinamico ( $E_{din}$ )	Kg/cm <sup>2</sup>	12517
Modulo elastico statico ( $E_{stat}$ )	Kg/cm <sup>2</sup>	1251
RQD		0.25÷0.50%

Per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso condizionante i luoghi in questione è stato utilizzato il sistema di classificazione di BIENIAWSKI che permette una valutazione quali-quantitativa delle caratteristiche dell'ammasso.



Questo sistema di classificazione tiene conto di cinque parametri caratteristici:

- resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta;
- indice RQD;
- condizione dei giunti (alterazioni delle pareti, apertura, materiale di riempimento);
- spaziatura giunti;
- condizioni idrauliche (afflusso di acqua, pressione interstiziale).

Ciascun parametro viene valutato in modo quantitativo e a ciascuno di essi è assegnato un indice parziale, come indicato nella seguente tabella.

PARAMETRI			CAMPO VALORI						
1	RESISTENZA ROCCIA INTATTA	Carico puntuale	>80 kg/cm <sup>2</sup>	40-80 kg/cm <sup>2</sup>	20-40 kg/cm <sup>2</sup>	10-20 kg/cm <sup>2</sup>	Non applicabile		
		Compressione uniassiale	>2000 kg/cm <sup>2</sup>	1000-2000 kg/cm <sup>2</sup>	500-1000 kg/cm <sup>2</sup>	250-500 kg/cm <sup>2</sup>	100-250 kg/cm <sup>2</sup>	30-100 kg/cm <sup>2</sup>	10-30 kg/cm <sup>2</sup>
	INDICE		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%		
	INDICE		20	17	13	8	3		
3	SPAZIATURA GIUNTI		>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<50 mm		
	INDICE		30	25	20	10	5		
4	CONDIZIONE GIUNTI		Superfici molto scabre non continue. Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura <1mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura >1mm Pareti roccia dura	Superfici lisce o laminate o riempimento <5 mm o apertura 1-5 mm giunti continui	Riempimento tenero spessore >5 mm o giunti aperti >5 mm giunti continui		
	INDICE		25	20	12	6	0		
5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10 m lunghezza tunnel	Assente		<25 litri/min	25-125 litri/min	>125 litri/min		
		Pressione acqua Rapp. <u>nei giunti</u> Soll. Nat. in situ	0		0.0-0.2	0.2-0.5	<0.5		
		Condizioni generali	Completamente asciutto		Solo umidità	Acqua in debole pressione	Severi problemi idraulici		
	INDICE		10		7	4	0		

Valore di parametri relativi alla classificazione di Bieniawski.

*Proprietà meccaniche e comportamento degli ammassi rocciosi*

N = $\Sigma$ ni	0-25	25-50	50-70	70-90	90-100
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITA' DELL'AMMASSO	Molto Scadente	Scadente	Discreta	buona	ottima
c kg/cm <sup>2</sup>	> 1	1-1.5	1.5-2.0	2.0-3.0	>3.0
$\phi$	< 30°	30°-35°	35°-40°	40°-45°	>45°
GIUDIZIO SULLE DIFFICOLTA' DI SCAVO	Nessuna Difficoltà	può essere cavato facilmente Frammentazione notevole	Discreta Difficoltà	si scava con difficoltà Frammenti di notevoli dimensioni	notevoli difficoltà di scavo
T L m	10 min 0.5	5 ore 1.5	1 settimana 2	6 mesi 4	10 anni 5

Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski.

Per quanto riguarda la II° unità geomeccanica (II° orizzonte  $V_p=1100\div1400$  m/s), la resistenza a compressione uniassiale si può assumere uguale a  $250\div500$  Kg/cm<sup>2</sup>. A tale valore della resistenza della roccia intatta corrisponde, nella classificazione di BIENIAWSKI, un indice pari a 4.

Il valore dell'RQD, come visto precedentemente, può assumersi pari a  $0.25\div0.50$ ; a tale valore si può far corrispondere un indice 5.

Per la spaziatura e la condizione dei giunti la prima è stata stimata in  $50\div300$  mm, mentre la seconda è caratterizzata da superfici lisce o laminate o riempimento tenero, spessore minore di 5 mm e/o giunti aperti da 1 a 5 mm, giunti continui. Al primo parametro può essere assegnato il valore 10 ed al secondo 6.

Alle condizioni idrauliche si può assegnare l'indice 10 corrispondente alla condizione “*completamente asciutto*” poiché non sussistono le condizioni idrogeologiche perché sia presente l'acqua.

Pertanto, riepilogando i valori dei parametri relativi alla classificazione di BIENIAWSKI, si è ottenuto:

	PUNTI
resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta	4
RQD	5
spaziatura giunti	10
condizioni giunti	6
condizioni idrauliche	10
TOTALE	35

Poiché  $RMR = 35$ , questa unità geomeccanica può essere collocata nella classe IV “scadente” e pertanto, la roccia che costituirà il sedime fondale della struttura, sarà caratterizzata un valore di coesione  $c = 1.2 \text{ Kg/cm}^2$  ed un angolo  $\varphi = 32^\circ$ .

Per quanto attiene il giudizio sulle difficoltà di scavo, si ritiene che l’ammasso roccioso opporrà una discreta resistenza allo scavo, richiedendo certamente l’intervento di martelli perforatori ad elevata potenza.

#### **11. Valori caratteristici dei parametri geotecnici e resistenza di progetto**

Sulla scorta dei risultati delle indagini in sito ed in base ad un campione di dati sperimentali ottenuti da altri lavori eseguiti su terreni simili dal punto di vista litostratigrafico e geotecnico, ferma restando la piena responsabilità del progettista sulla caratterizzazione e la modellazione geotecnica, sono state formulate alcune considerazioni sul piano di posa ottimale delle strutture di fondazione, determinati i valori caratteristici dei parametri geotecnici e calcolati i valori della resistenza ultima del terreno (R) ai sensi del D.M. 14/01/2008.

Per l’opera in progetto, nel pieno rispetto dell’autonomia del tecnico progettista e calcolatore, è stata ipotizzata una struttura fondale, costituita da plinti a base quadrata con carico centrato collegati da travi di idonea rigidezza, tale da indurre nel terreno di fondazione pressioni uniformemente distribuite; il piano di posa delle suddette strutture dovrà essere impostato **nel substrato calcareo inalterato (II<sup>a</sup> unità geomeccanica  $V_p=1100\div1400 \text{ m/s}$ )** alla profondità di m -1.5÷-2.0 dal p.c. e comunque in modo da superare lo strato superficiale. Si rammenta, infatti, che la I<sup>a</sup> unità geomeccanica non è da ritenersi idonea come sedime fondale per qualunque struttura edilizia a causa delle scadenti caratteristiche geotecniche.

A prescindere dalla tipologia e dalle dimensioni scelte dal progettista, si consiglia di impostare le strutture fondali su un piano opportunamente livellato da un getto di calcestruzzo magro di adeguato spessore; le eventuali sacche o fratture riempite da frammenti calcarei e depositi sciolti (*terra rossa*) dovranno essere ripulite e saturate con il calcestruzzo stesso.

Il D.M. Norme tecniche sulle Costruzioni del 14/01/2008, che modifica parzialmente quanto contenuto nel precedente T.U. del 14/09/2005, si ispira anch'esso all'Eurocodice 7 ed al paragrafo 6.2.2 stabilisce che *“il valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi come una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato”* e ancora che *“ i valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito ”*.

Secondo il D.M. nella Verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Nella formulazione della resistenza  $R_d$ ,

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R$$

dove il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema e varia a seconda del tipo di opera.

La verifica deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II -D.M. 14/01/2008 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Le verifiche di sicurezza per le fondazioni superficiali devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

*SLU di tipo geotecnico (GEO)*

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa

– stabilità globale

*SLU di tipo strutturale (STR)*

– raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II (D.M. 14/01/2008) per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I (D.M. 14/01/2008) per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I (D.M. 14/01/2008), seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

– Combinazione 1: (A1+M1+R1)

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tabella 6.4.I D.M. 14/01/08- Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di *fondazioni superficiali*.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Per la determinazione della Resistenza ultima del terreno (R) si dovrà eseguire il calcolo sia secondo i coefficienti parziali della colonna M1, sia secondo quelli della colonna M2 di cui alla Tab. 6.2.II -D.M. 14/01/2008 -.

Per i litotipi calcarei che costituiranno il sedime di fondazione della struttura possono assumersi i seguenti valori caratteristici:

Parametro	Valore caratteristico
Angolo di attrito	$\phi'_k=32^\circ$
Coesione	$c_k=1,2 \text{ kg/cm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_k=1.8 \text{ g/cm}^3$

A tali valori dovranno quindi applicarsi i coefficienti parziali  $\gamma_m$  di cui alla Tab. 6.2.II -D.M. 14/01/2008 -

Per la valutazione della resistenza ultima, è stata utilizzata la metodologia proposta da BOWLES<sup>3</sup>. Secondo l'autore nel calcolo della resistenza ultima delle rocce si deve tener conto, oltre che delle caratteristiche geologiche e del tipo di roccia, anche di una misura della qualità dell'ammasso roccioso (RQD). L'autore prevede che la resistenza ultima, calcolata con le classiche formule di TERZAGHI per fondazioni superficiali, debba essere ridotta di un coefficiente pari al quadrato dell'RQD, stimato sulla base di prove in sito.

**Fondazione di tipo isolato (plinti quadrati)**

Per il calcolo della resistenza ultima del terreno, si può utilizzare la suddetta metodologia di BOWLES per fondazioni superficiali di tipo isolato di forma quadrata:

$$R = (1.3cN_c + \gamma D N_q + 0.4\gamma B N_\gamma) \times (RQD)^2$$

in cui  $c$  è la coesione,  $\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $B$  il lato del plinto,  $D$  l'immorsamento reale,  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito interno che secondo STAGG e ZIENKIEWICZ, per una roccia solida valgono:

$$N_q = \tan^6 (45^\circ + \phi/2); \quad N_c = 5 \tan^4 (45^\circ + \phi/2); \quad N_\gamma = N_q + 1$$

Non conoscendo le scelte progettuali relative alle dimensioni dei plinti si è ritenuto opportuno eseguire il calcolo considerando plinti di dimensioni che variano da m 1.0 x 1.0 a m 2.0 x 2.0; utilizzando i valori caratteristici divisi per i suddetti coefficienti parziali delle colonne M1 ed M2 si ottiene per i vari valori di  $B$  la seguente tabella:

<b>B in m</b> <b>Lato plinto</b>	<b>R<sub>M1</sub> in kN/m<sup>2</sup></b>	<b>R<sub>M2</sub> in kN/m<sup>2</sup></b>
1,0	806,52	417,87
1,1	808,77	419,07
1,2	811,02	420,27
1,3	813,28	421,48
1,4	815,53	422,68
1,5	817,79	423,88
1,6	820,04	425,09
1,7	822,30	426,29
1,8	824,55	427,49
1,9	826,80	428,70
2,0	829,06	429,90

Tali valori dovranno essere utilizzati per la verifica allo S.L.U. secondo le suddette combinazioni adottando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  (R1, R2, R3) della tab. 6.4.I D.M. 14/01/08- per il calcolo della resistenza di progetto  $R_d$  della

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R$$

<sup>3</sup> J. E. BOWLES – Fondazioni progetto e analisi – McGraw-Hill editore - pag.242÷246



Ove invece si conducesse la verifica alle tensioni nella maniera tradizionale (*tensioni ammissibili*) ed in generale nelle condizioni d'esercizio della struttura, il valore della  $\sigma_{amm}$  del terreno di fondazione è pari a:

<b>B in m lato plinto</b>	<b><math>\sigma_{amm}</math> in kN/m<sup>2</sup></b>	<b><math>\sigma_{amm}</math> in kg/cm<sup>2</sup></b>
1,0	268,84	2,74
1,1	269,59	2,75
1,2	270,34	2,76
1,3	271,09	2,76
1,4	271,84	2,77
1,5	272,60	2,78
1,6	273,35	2,79
1,7	274,10	2,80
1,8	274,85	2,80
1,9	275,60	2,81
2,0	276,35	2,82

**Fondazione di tipo nastriforme (travi rovesce)**

Anche in questo caso per il calcolo della resistenza ultima del terreno, si può utilizzare la suddetta metodologia di BOWLES per fondazioni superficiali di tipo nastriforme (travi rovesce):

$$R = (cN_c + \gamma D N_q + 0.5\gamma B N_\gamma) \times (RQD)^2$$

in cui  $c$  è la coesione,  $\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $B$  la larghezza della fondazione,  $D$  l'immorsamento reale,  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito interno che secondo STAGG e ZIENKIEWICZ, per una roccia solida valgono:

$$N_q = \tan^6 (45^\circ + \phi/2); \quad N_c = 5 \tan^4 (45^\circ + \phi/2); \quad N_\gamma = N_q + 1$$

Considerando una larghezza della fondazione  $B$  variabile da m 0.5 a m 1.5 e utilizzando i valori caratteristici divisi per i suddetti coefficienti parziali delle colonne M1 ed M2 si ottiene per i vari valori di  $B$  la seguente tabella:

<b>B in m larghezza trave</b>	<b>R<sub>M1</sub> in kN/m<sup>2</sup></b>	<b>R<sub>M2</sub> in kN/m<sup>2</sup></b>
0,5	629,78	326,28
0,6	632,60	327,78
0,7	635,42	329,28
0,8	638,24	330,79
0,9	641,06	332,29
1,0	643,87	333,80
1,1	646,69	335,30
1,2	649,51	336,80
1,3	652,33	338,31
1,4	655,14	339,81
1,5	657,96	341,32

Tali valori dovranno essere utilizzati per la verifica allo S.L.U. secondo le suddette combinazioni adottando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  (R1, R2, R3) della tab. 6.4.I D.M. 14/01/08- per il calcolo della resistenza di progetto  $R_d$  della

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R$$

Ove invece si conducesse la verifica alle tensioni nella maniera tradizionale (*tensioni ammissibili*) ed in generale nelle condizioni d'esercizio della struttura, il valore della  $\sigma_{amm}$  del terreno di fondazione è pari a:

<b>B in m larghezza trave</b>	<b><math>\sigma_{amm}</math> in kN/m<sup>2</sup></b>	<b><math>\sigma_{amm}</math> in kg/cm<sup>2</sup></b>
0,5	209,93	2,14
0,6	210,87	2,15
0,7	211,81	2,16
0,8	212,75	2,17
0,9	213,69	2,18
1,0	214,62	2,19
1,1	215,56	2,20
1,2	216,50	2,21
1,3	217,44	2,22
1,4	218,38	2,23
1,5	219,32	2,24

Si rammenta che tutti i dati che costituiscono la presente relazione dovranno essere verificati dal Direttore dei Lavori in fase d'esecuzione.

In particolare, la D.L., nel caso di discordanze fra le previsioni della presente e la situazione reale ed in ogni caso se lo riterrà opportuno, convocherà in cantiere lo scrivente durante le operazioni di scavo, al fine di valutare le condizioni di qualità, continuità e resistenza dell'ammasso roccioso e l'opportunità di eseguire ulteriori indagini e/o prospezioni direttamente sul piano di posa delle strutture fondali.

Tanto in adempimento all'incarico conferito.

Galatina, maggio 2014

Il Tecnico  
Ing. Vincenzo Marra

Il Geologo  
Dr. Francesco Ligori



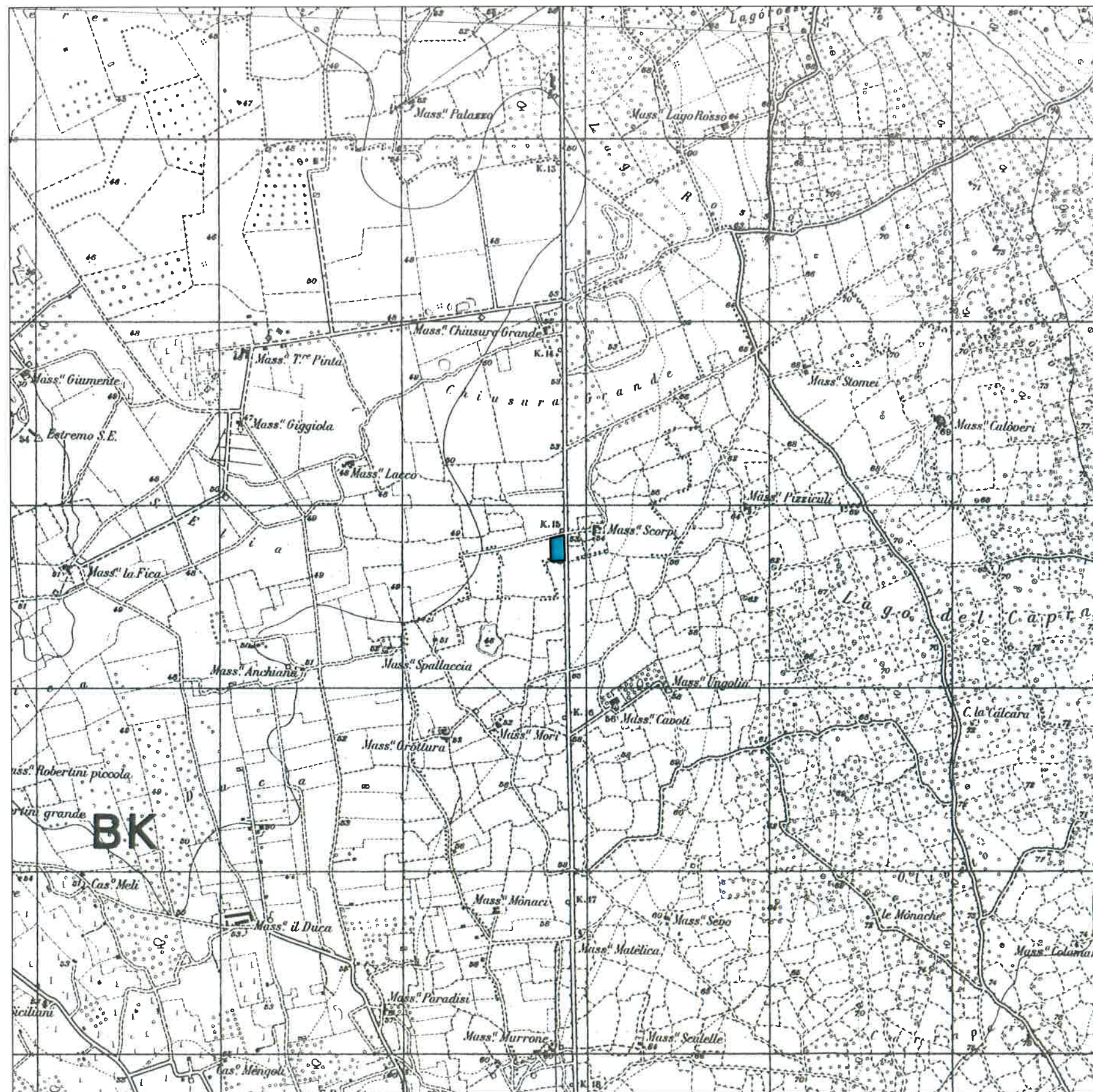
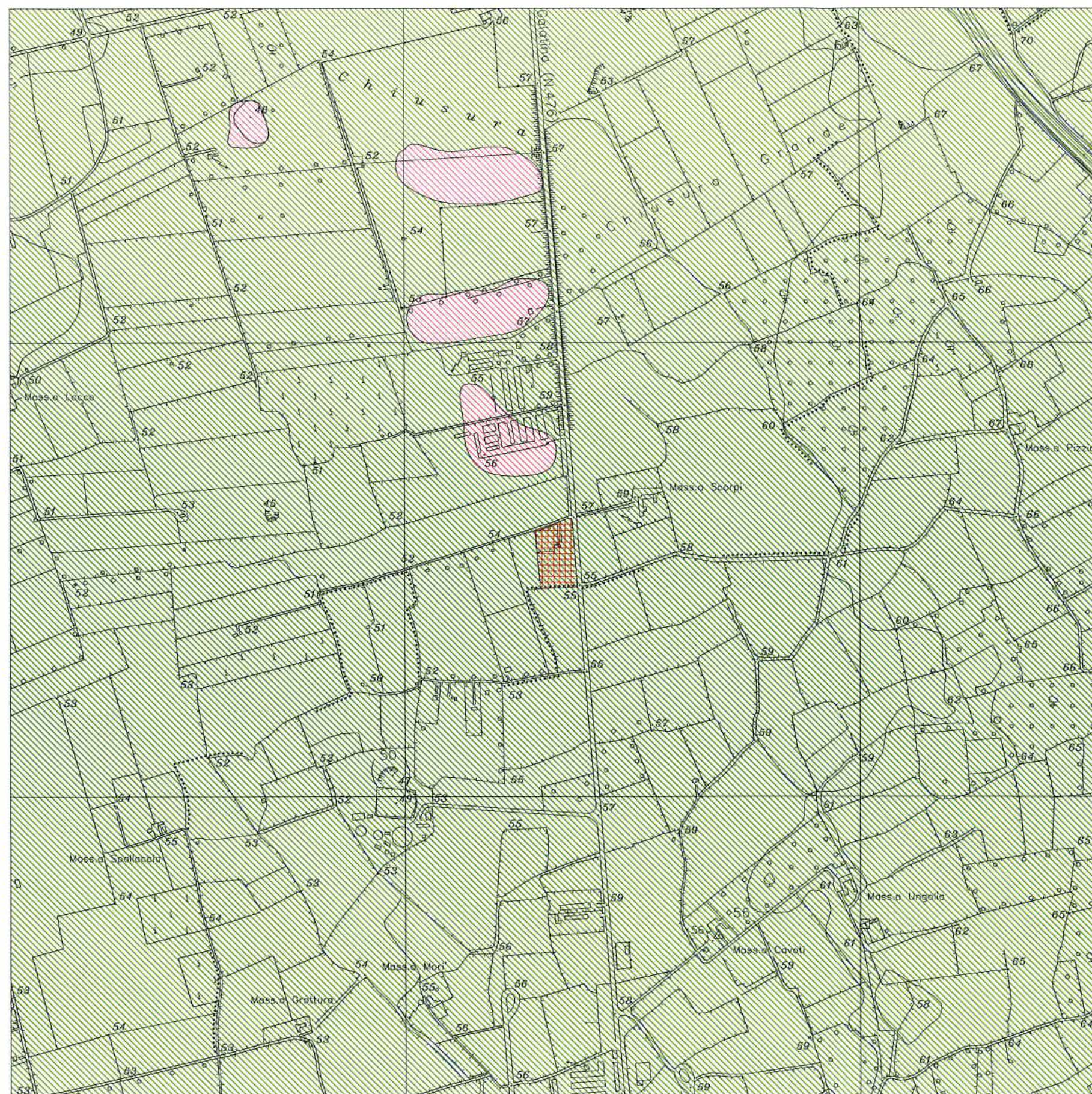




FIG. 1

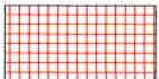




# LEGENDA

- 

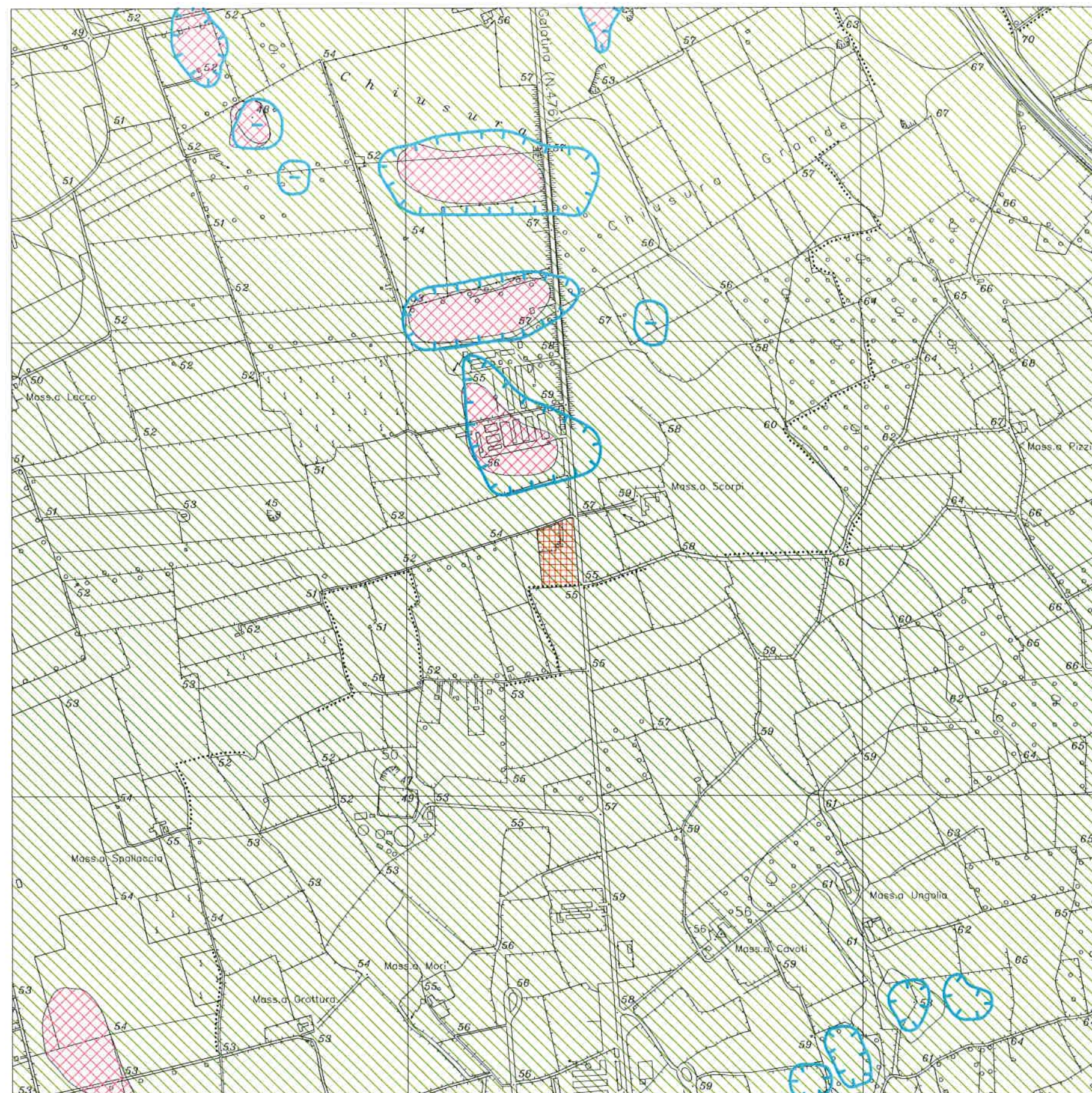
DEPOSITI ELUVIALI ("terra rossa") argilloso-sabbiosi derivanti dal rimaneggiamento e dalla evoluzione del residuo insolubile delle rocce carbonatiche. Lo spessore dei giacimenti varia in funzione della morfologia carsica del substrato calcareo, da pochi decimetri a diversi metri. L'età dei depositi non è definibile: può interessare un intervallo di tempo dal CRETACEO SUP. all'OLOCENE.
- 

CALCARE DI ALTAMURA. Calcari, calcari dolomitici e dolomie variamente fessurati e carsificati con possibili inclusioni di "terra rossa" nelle fratture e cavità carsiche. In essi circola la falda idrica profonda da quote prossime al livello marino. CRETACEO.
- 

Sito di Progetto








# LEGENDA

## LITOLOGIA


 **CALCARE DI ALTAMURA.** Calcari, calcari dolomitici e dolomie variamente fessurati e carsificati. CRETACEO.

## IDROGRAFIA


 Linea di preferenziale deflusso superficiale delle acque.

## MORFOLOGIA

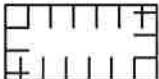
 Cigli di gradini morfologici con pendenze nel verso dei trattini.

 Dolina e/o depressione doliniforme.

## DEPOSITI DOVUTI ALL'AZIONE DELLE ACQUE

 Depositi eluviali costituiti prevalentemente da "terra rossa".

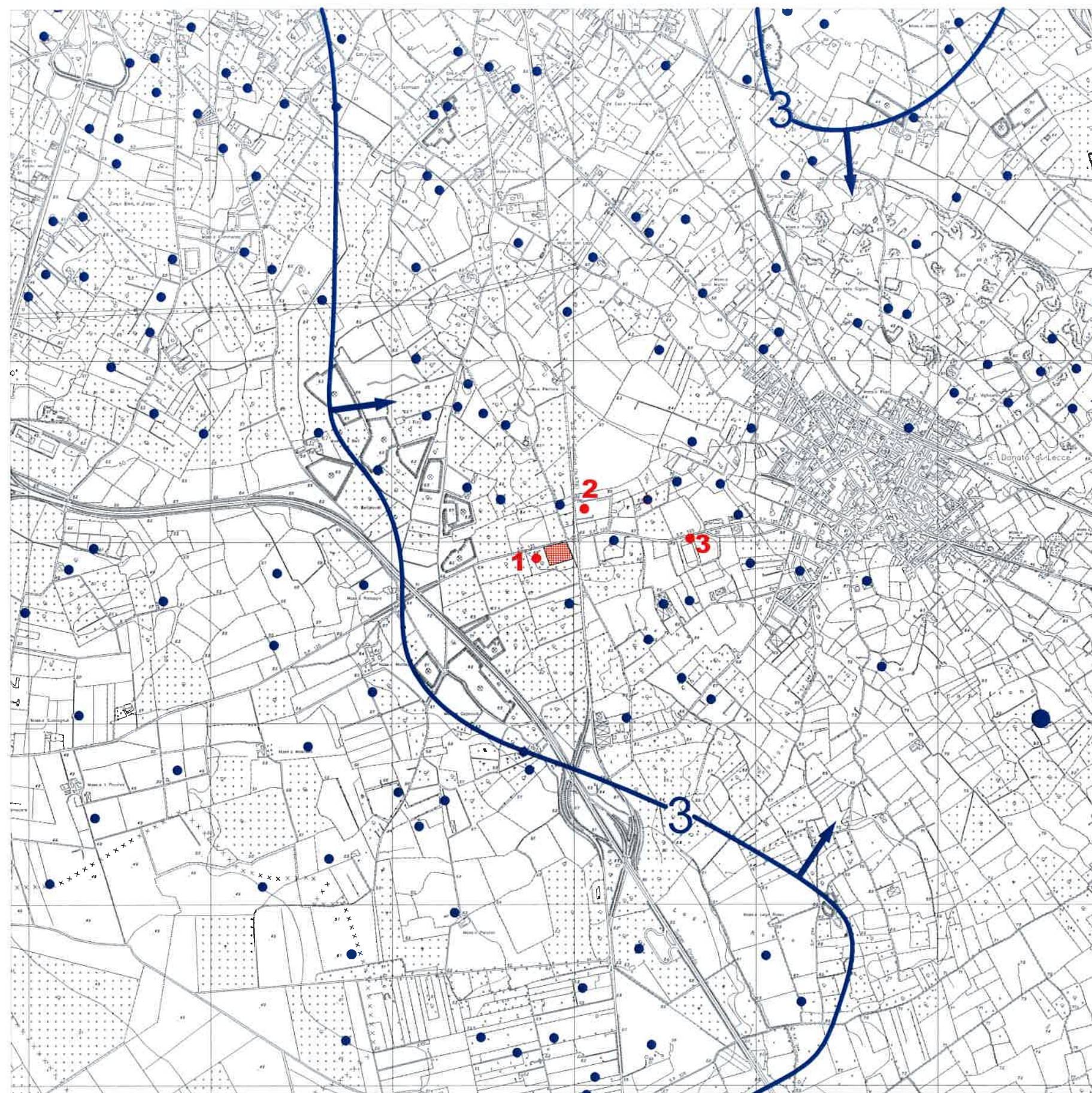
## Forme antropiche

 Cava.

 Sito di Progetto







Scala 1:25.000

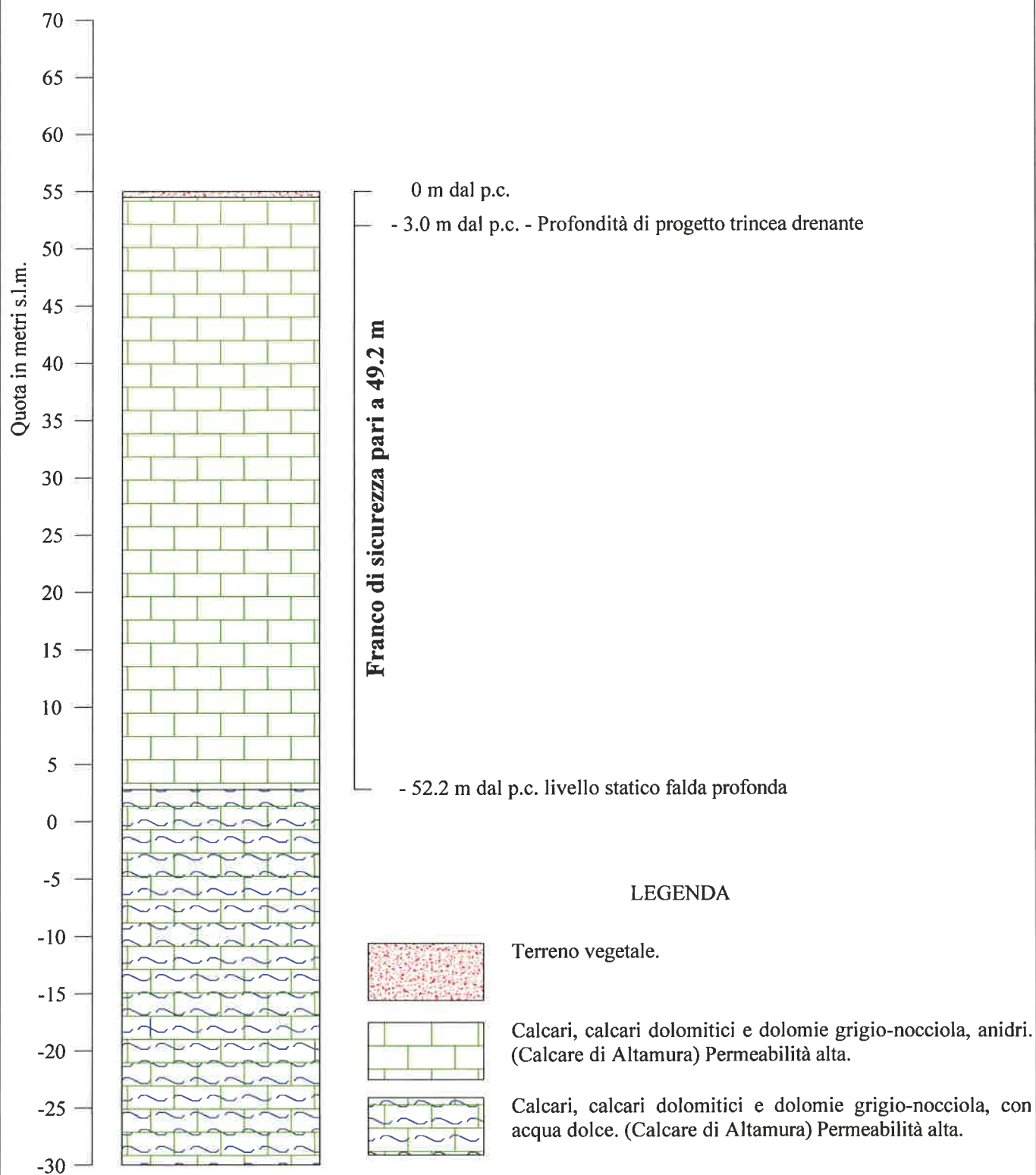
# LEGENDA

- Isopieza (m.s.l.m.).
- Direzione di flusso della falda.
- Pozzo AQP.
- Pozzo per uso irriguo e/o industriale.
- Pozzi di monitoraggio.
- Sito di progetto

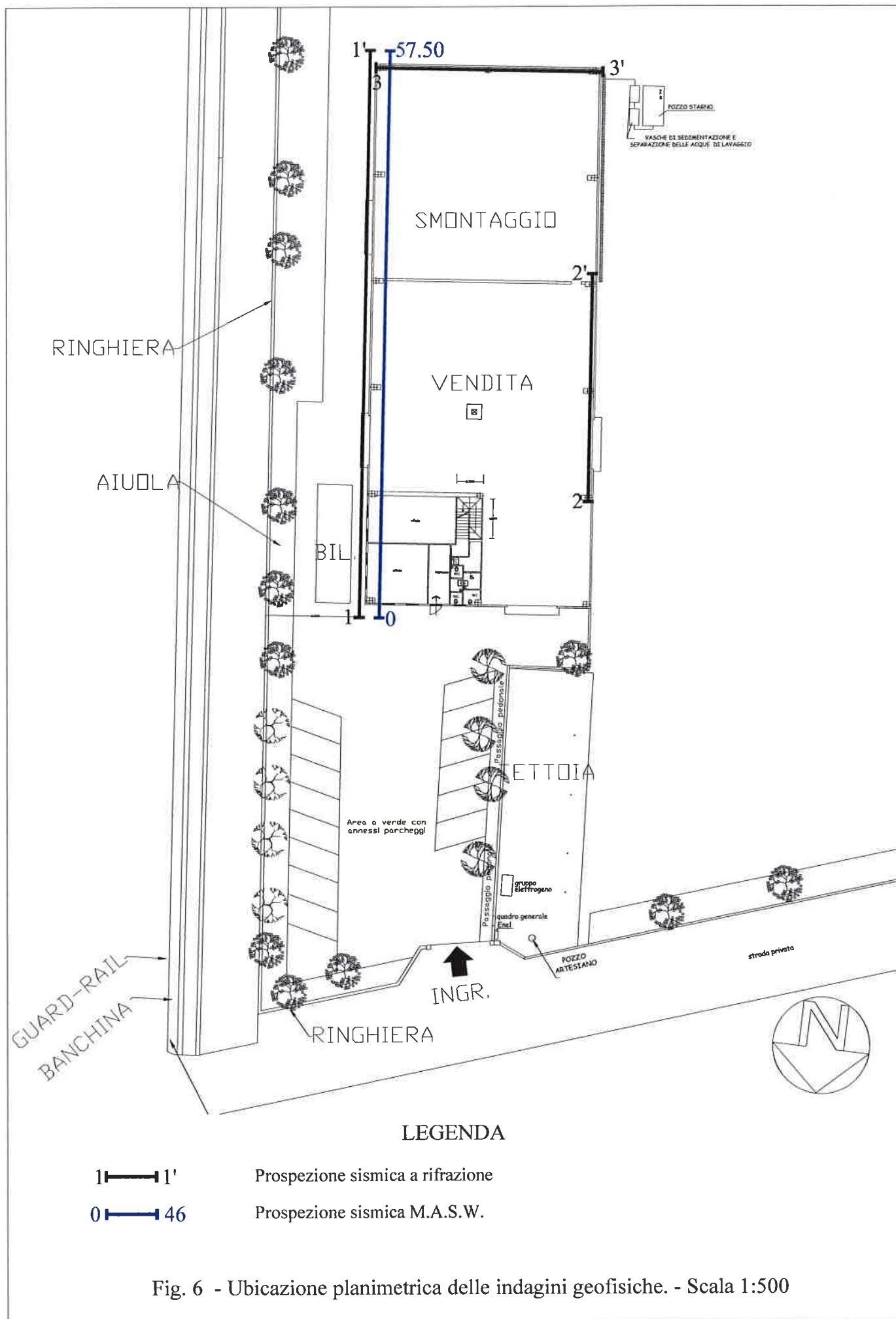
CARTA DELLE ISOPIEZE  
(DAL PTA PUGLIA)



Fig. 5 - SEZIONE IDROGEOLOGICA



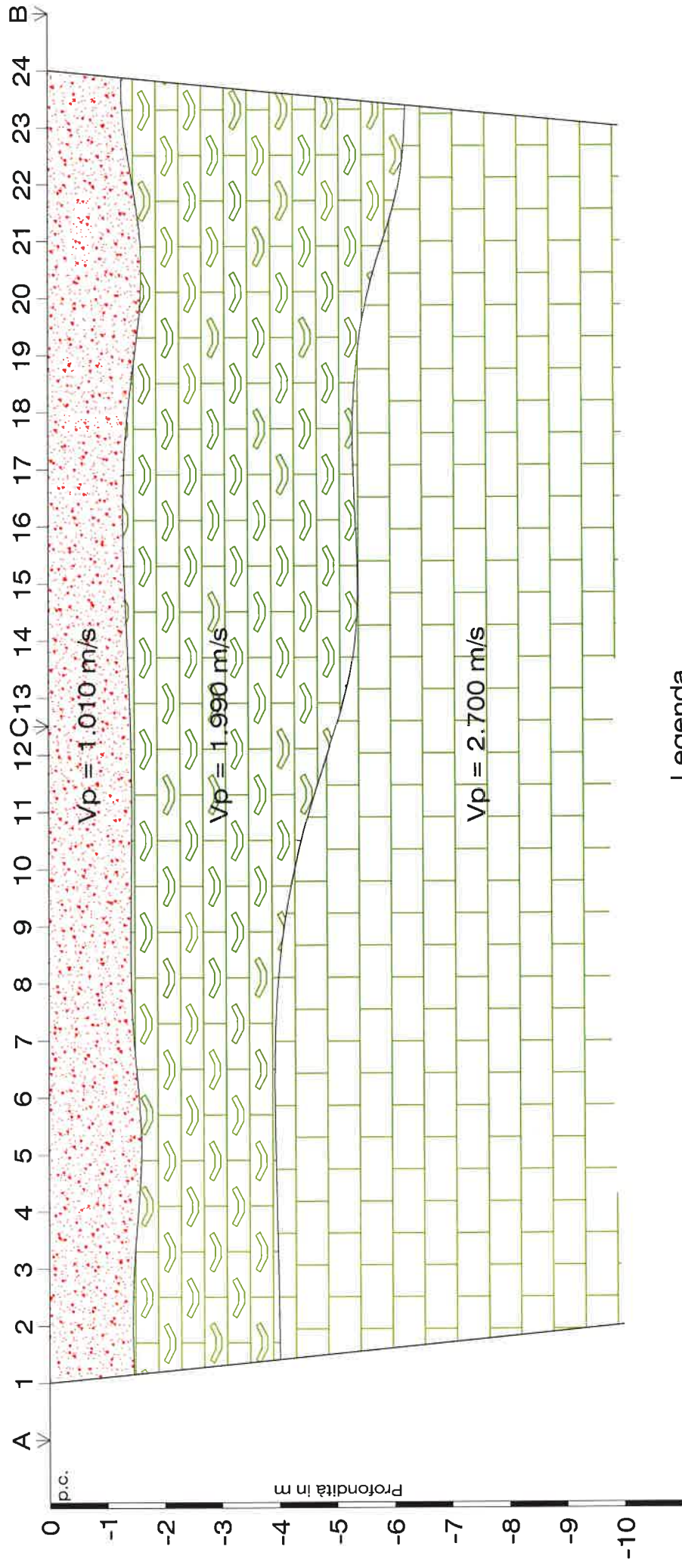




# SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA

## GALATINA - ECOMAR - "S.P. 362 Galatina-Lecce"

### Profilo sismico a rifrazione n. 1-1'



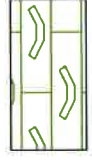
#### Legenda

▼ Punto sorgente

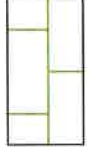
| Stazione geofonica



Materiale di riempimento  
e/o calcare notevolmente  
fratturato e carsificato



Calcare fratturato e  
carsificato



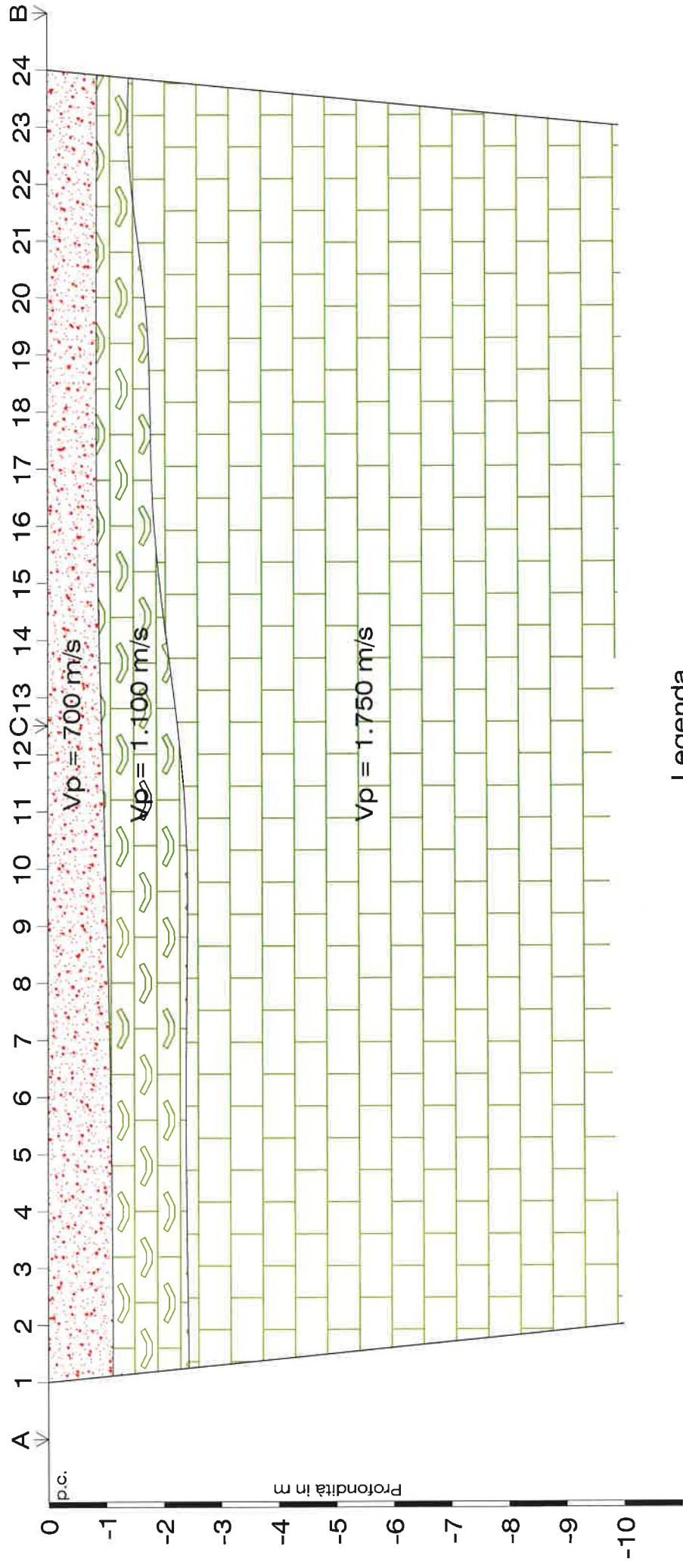
Calcare compatto



# SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA

## GALATINA - ECOMAR - "S.P. 362 Galatina-Lecce"

### Profilo sismico a rifrazione n. 2-2'



Legenda

▼ Punto sorgente

| Stazione geofonica



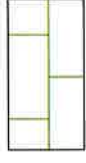
Materiali di riempimento



Calcare notevolmente  
fratturato e carsificato



Calcare fratturato e  
carsificato

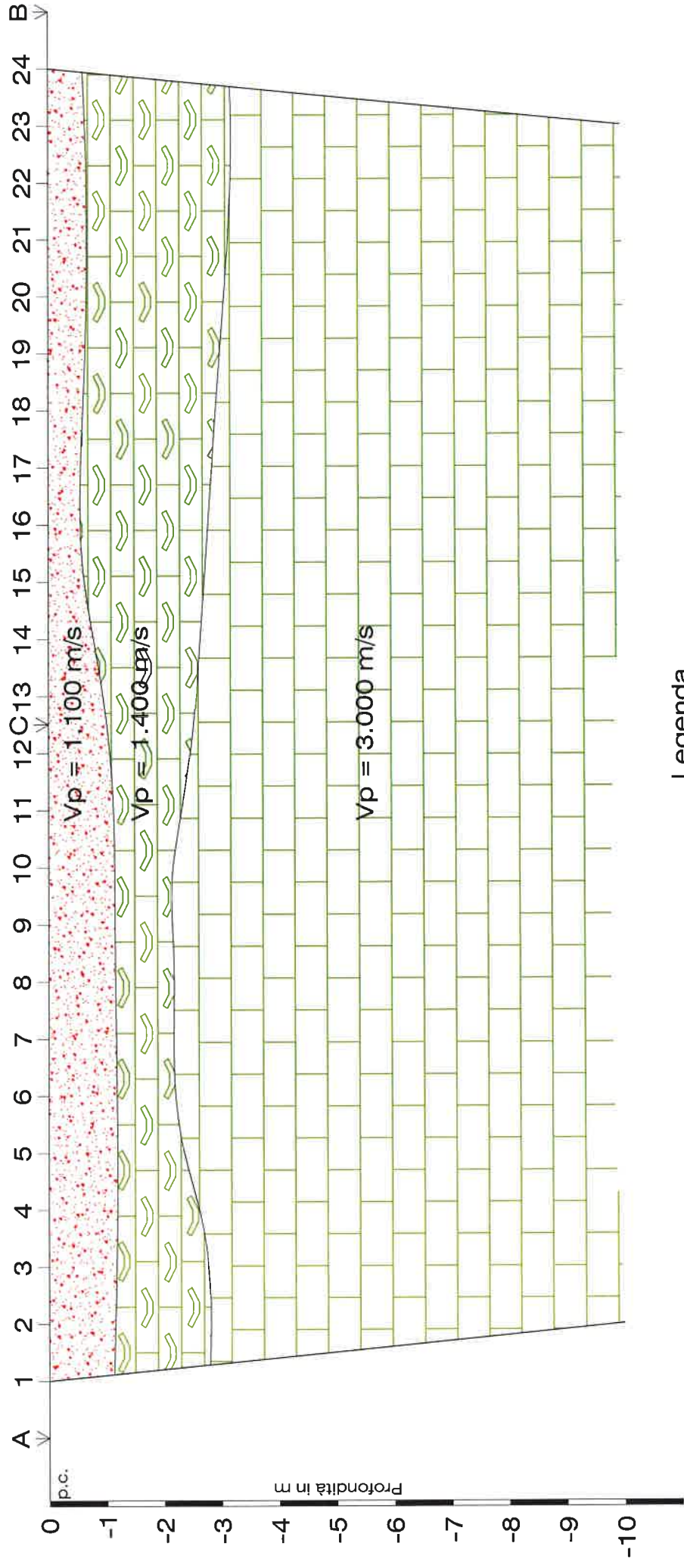




# SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA

## GALATINA - ECOMAR - "S.P. 362 Galatina-Lecce"

### Profilo sismico a rifrazione n. 3-3'



#### Legenda

▼ Punto sorgente

| Stazione geofonica



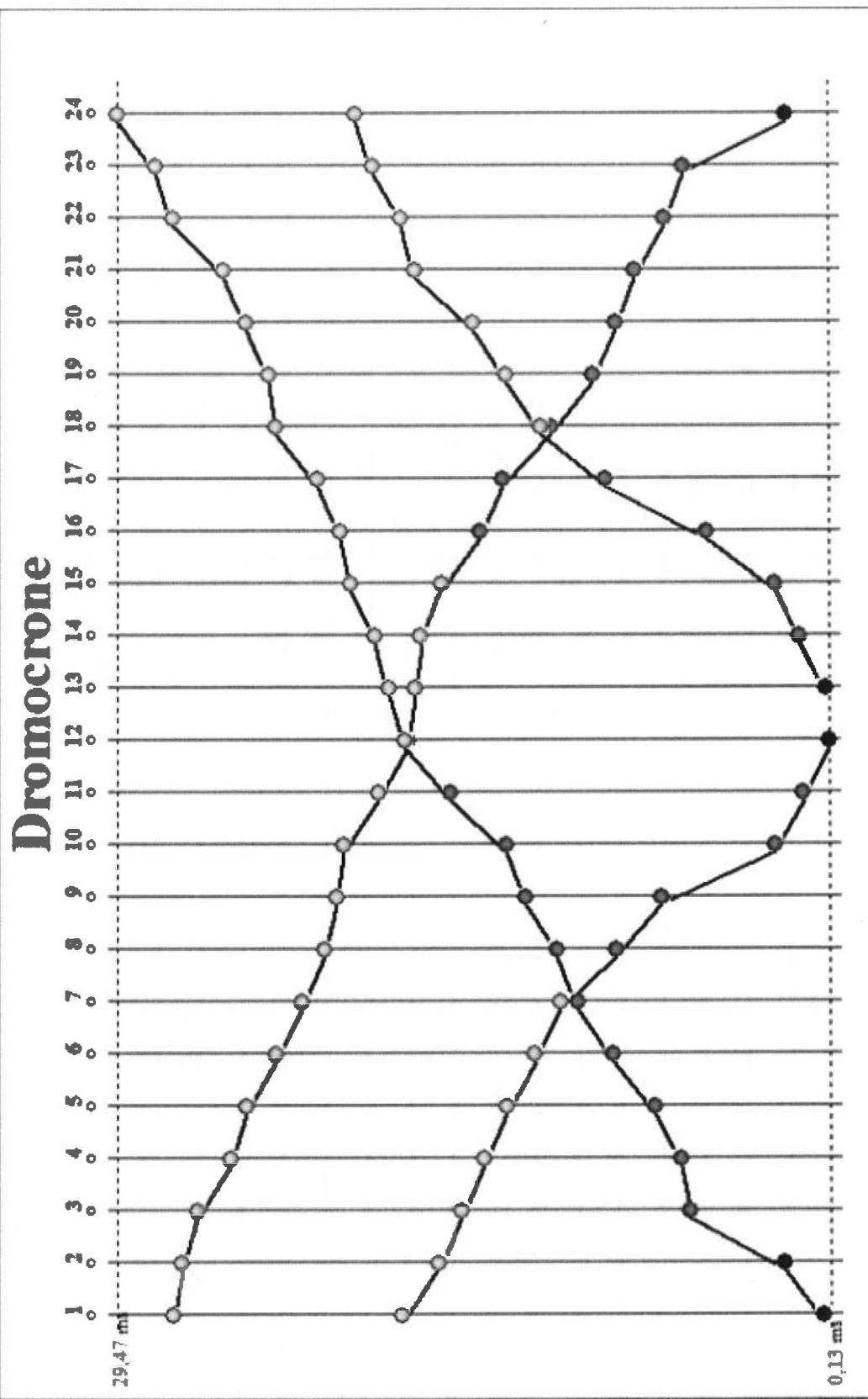
Terreno vegetale  
frammito a pietrame  
calcareo



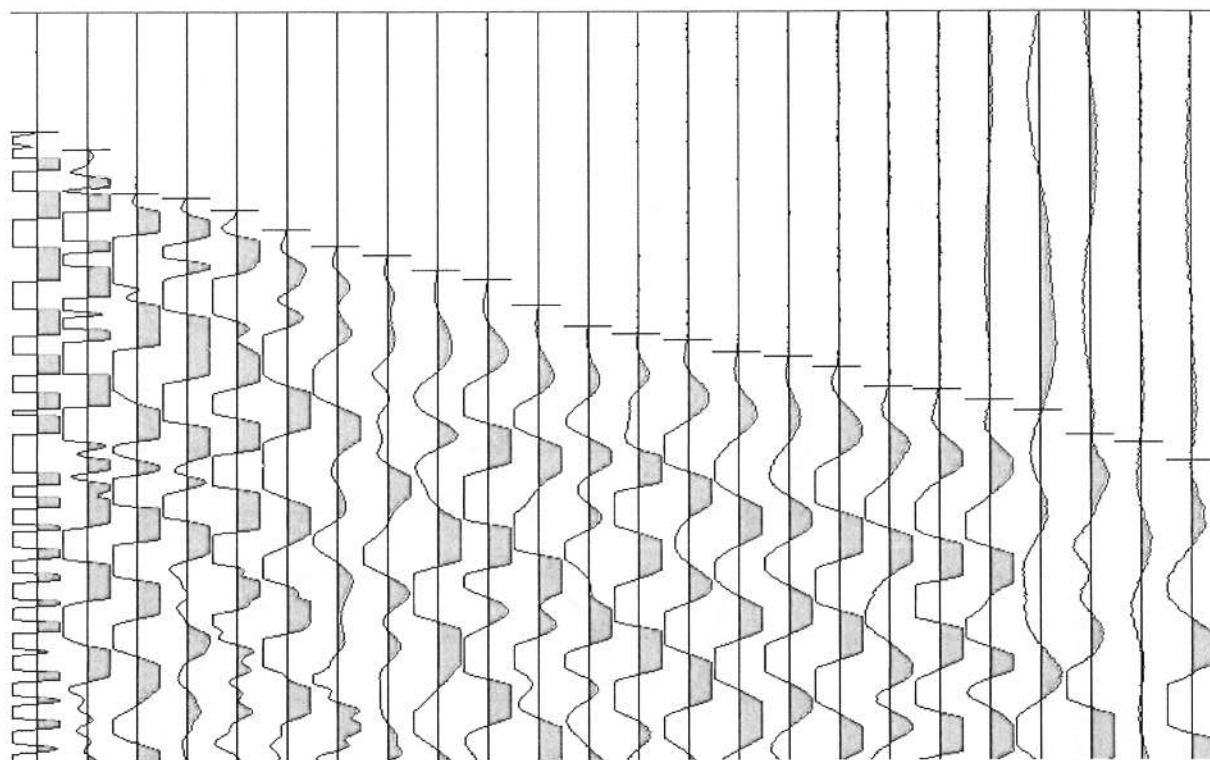
Calcareo fratturato e  
carsificato



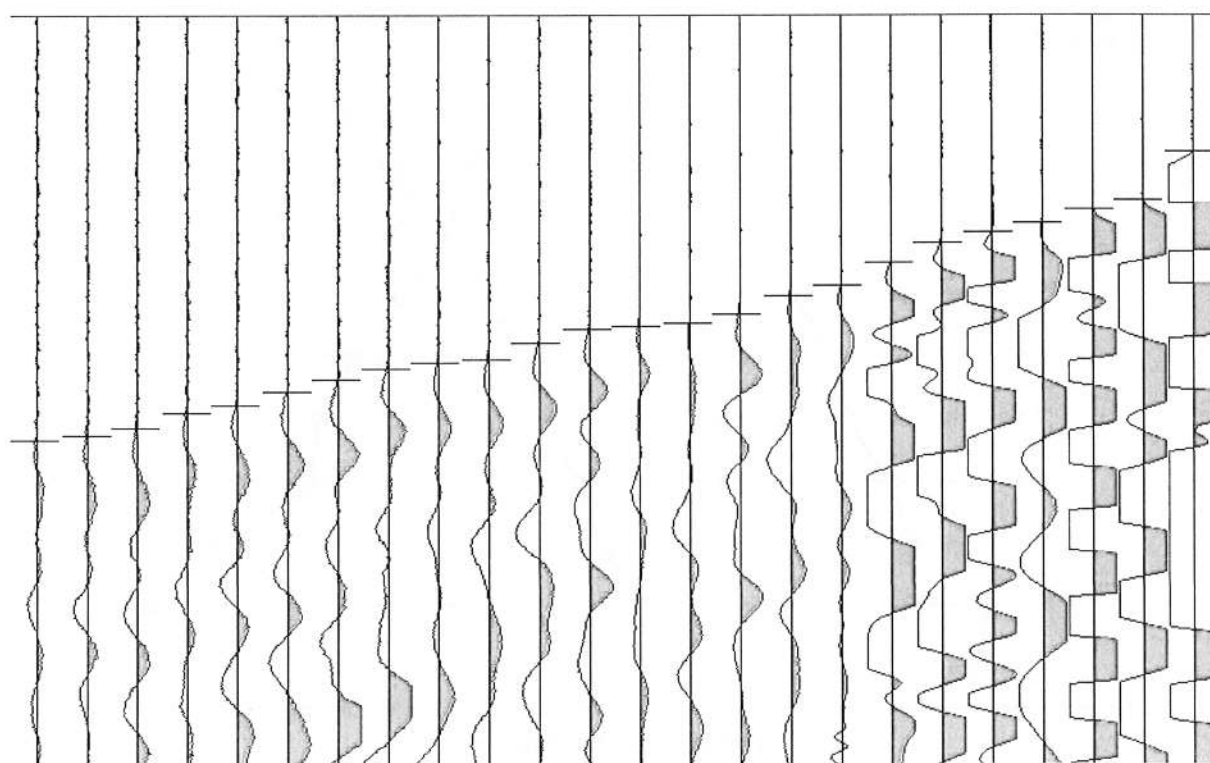
Calcareo compatto



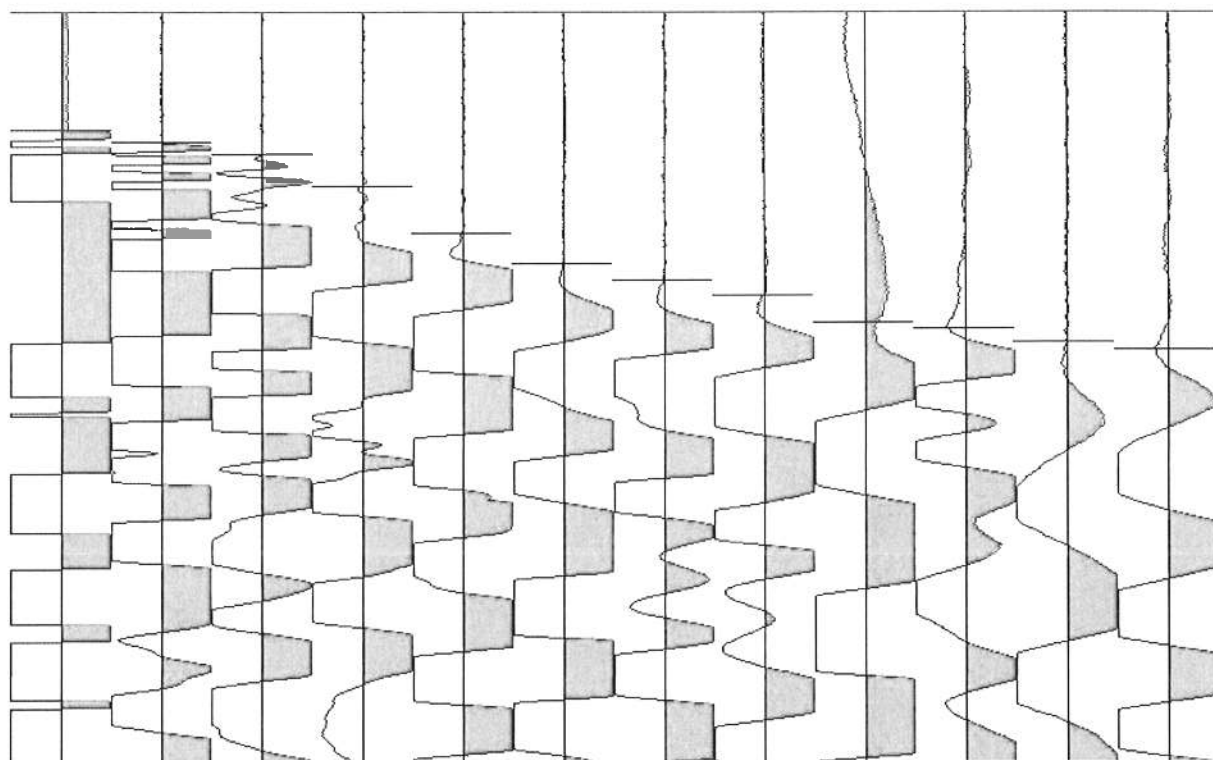
Dromocrone stendimento 1



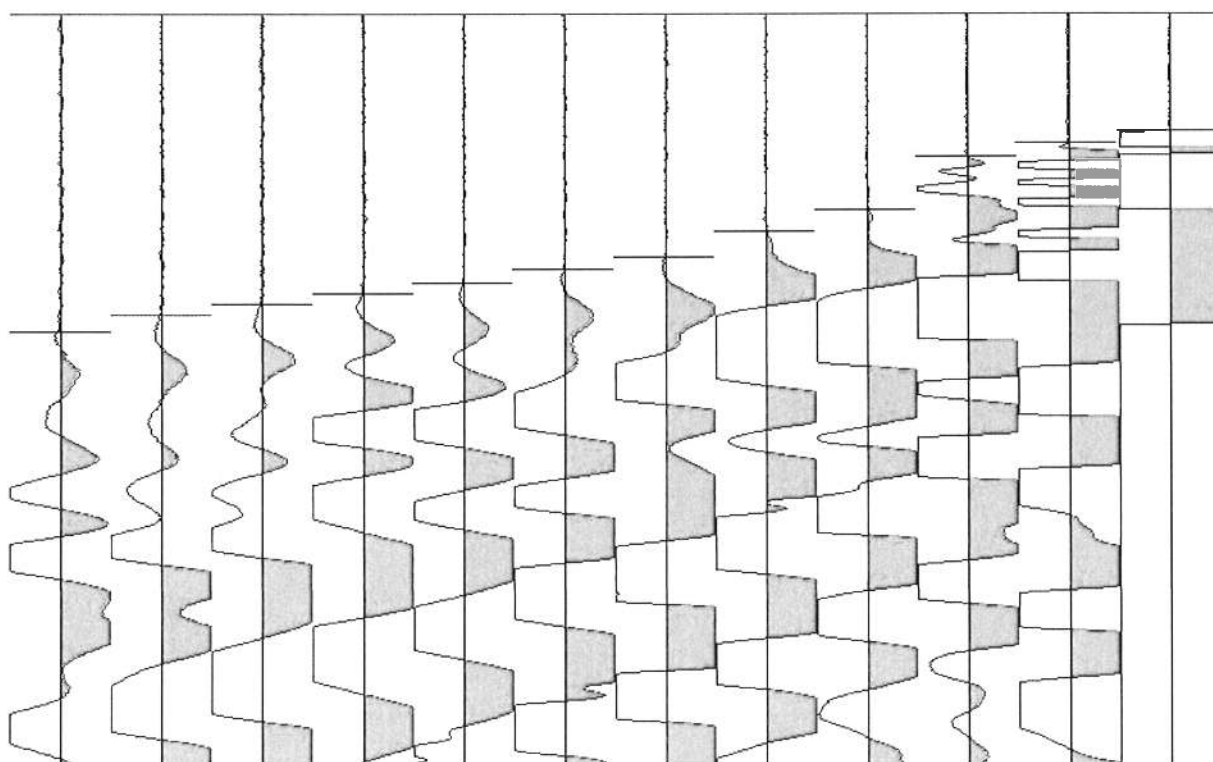
**Sismogramma 1 – Battuta diretta**



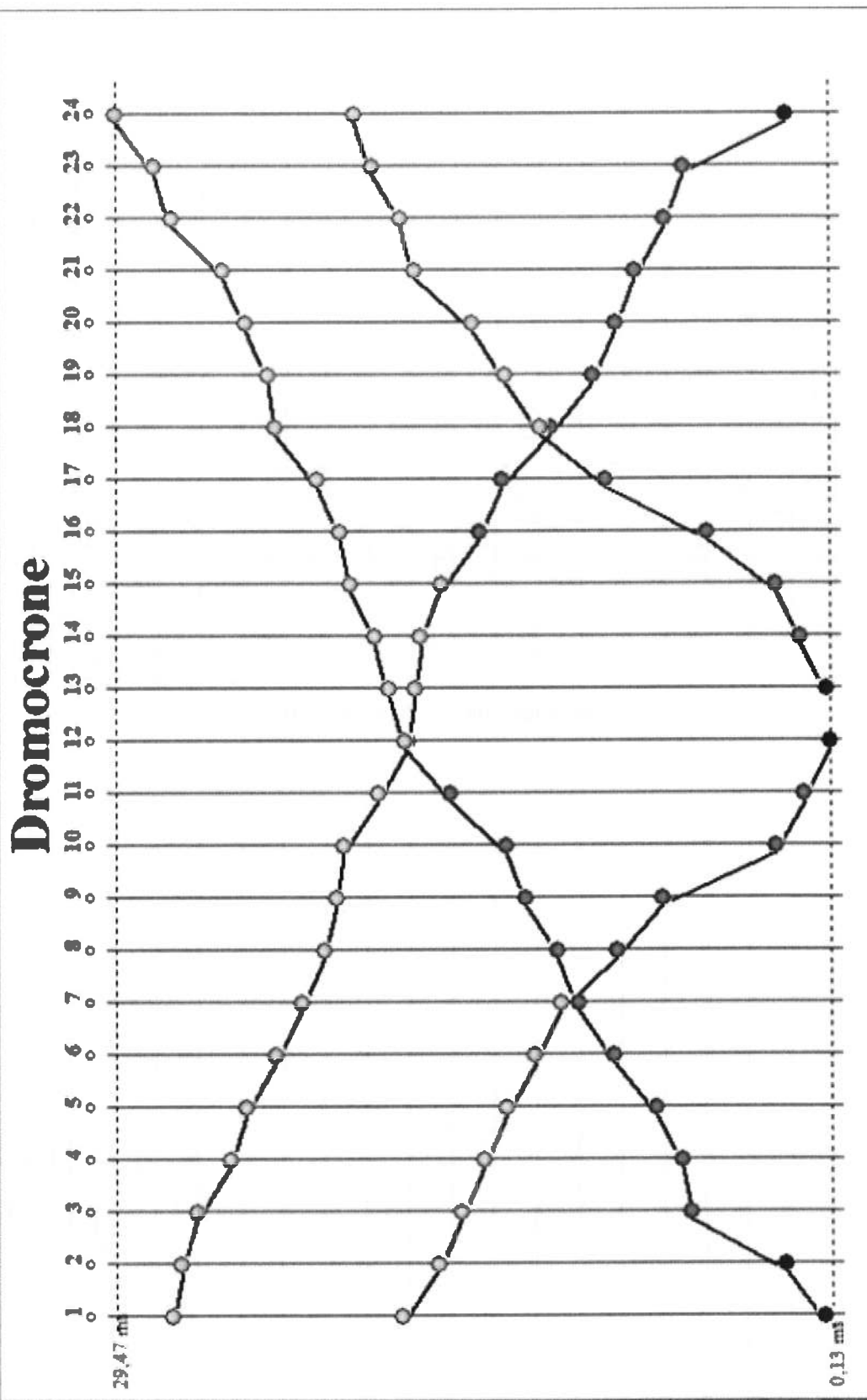
**Sismogramma 1 – Battuta inversa**



**Sismogramma 1 – Battuta centrale dx**

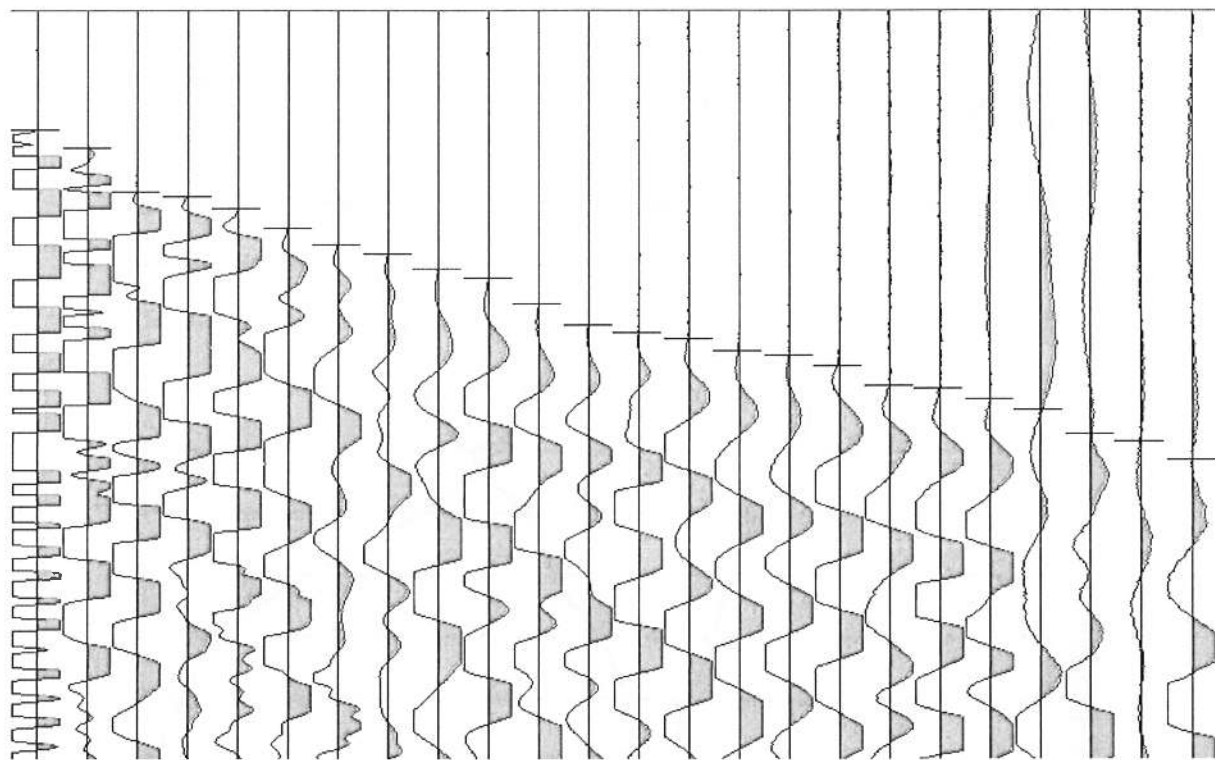


**Sismogramma 1 – Battuta centrale sx**

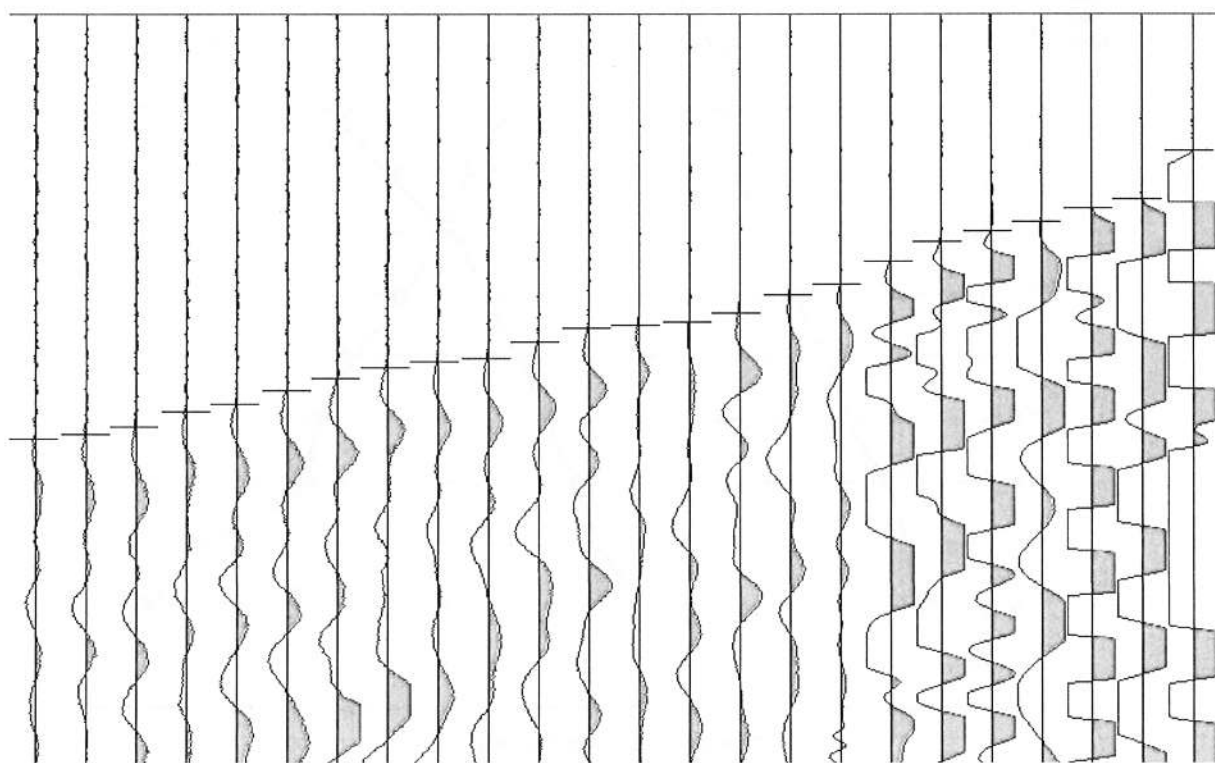


Dromocrone standimento 1

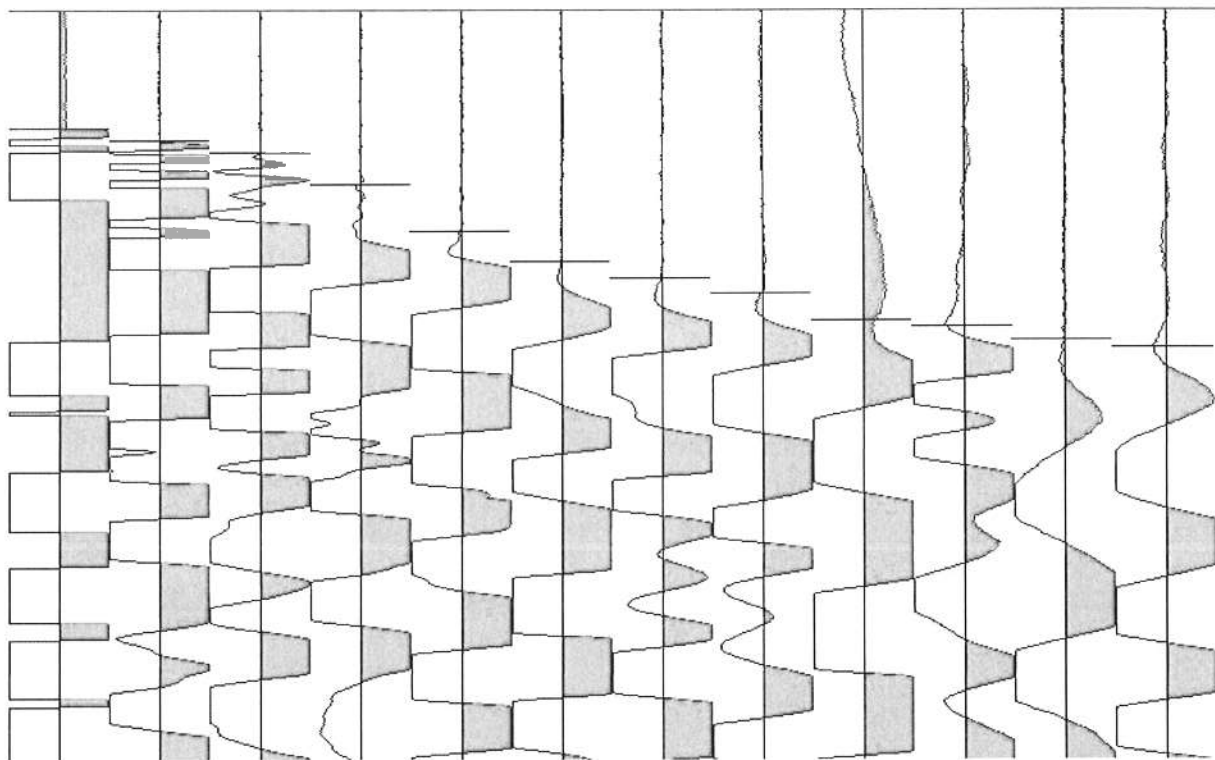




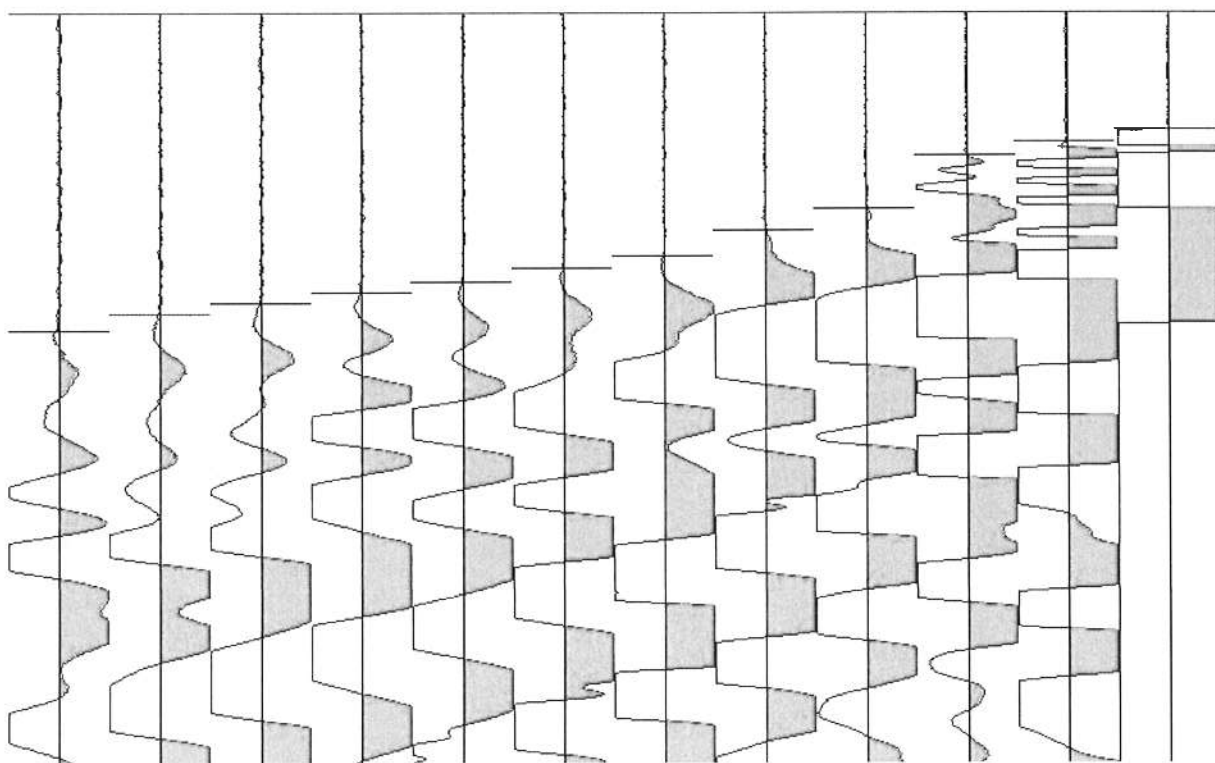
**Sismogramma 1 – Battuta diretta**



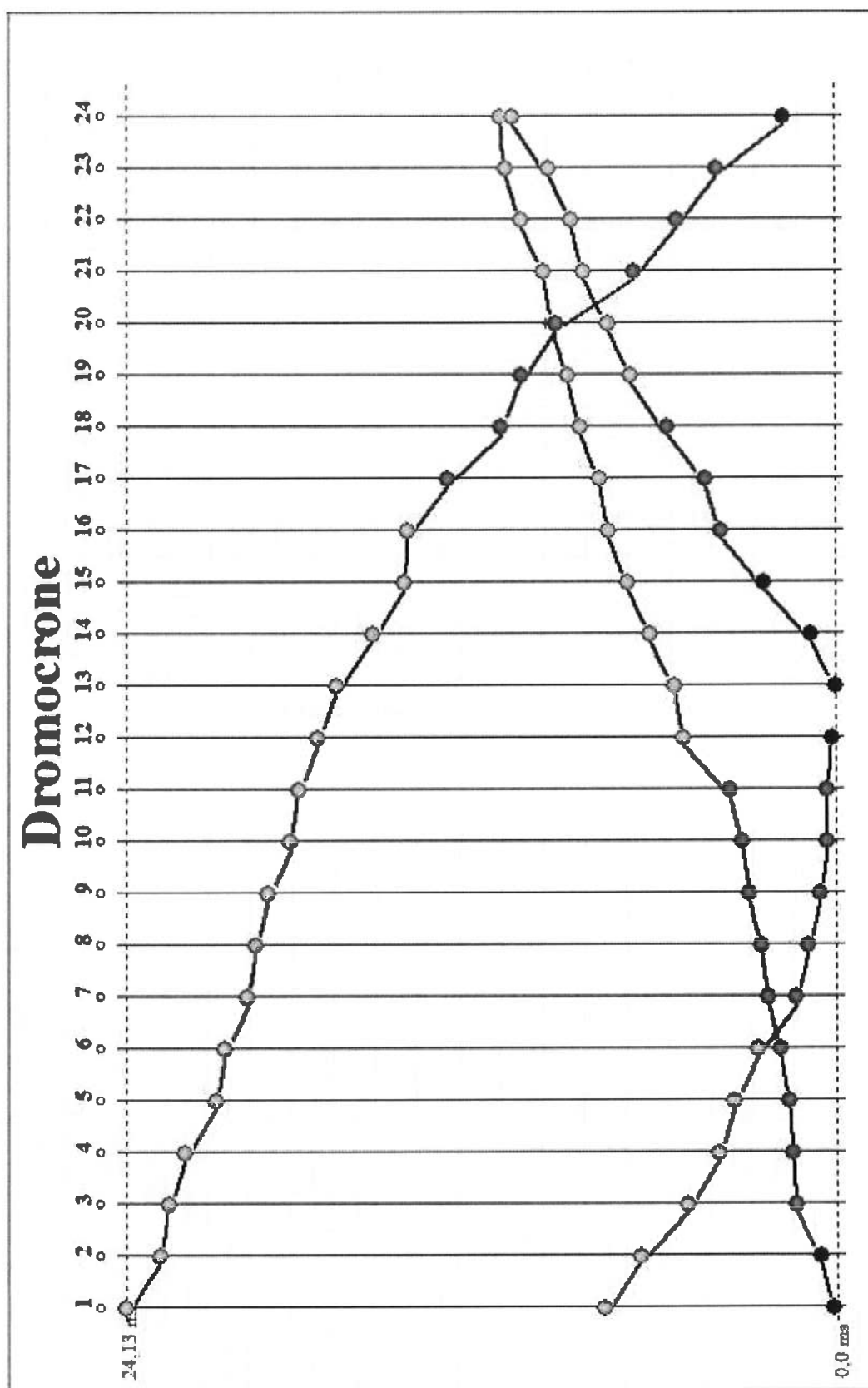
**Sismogramma 1 – Battuta inversa**



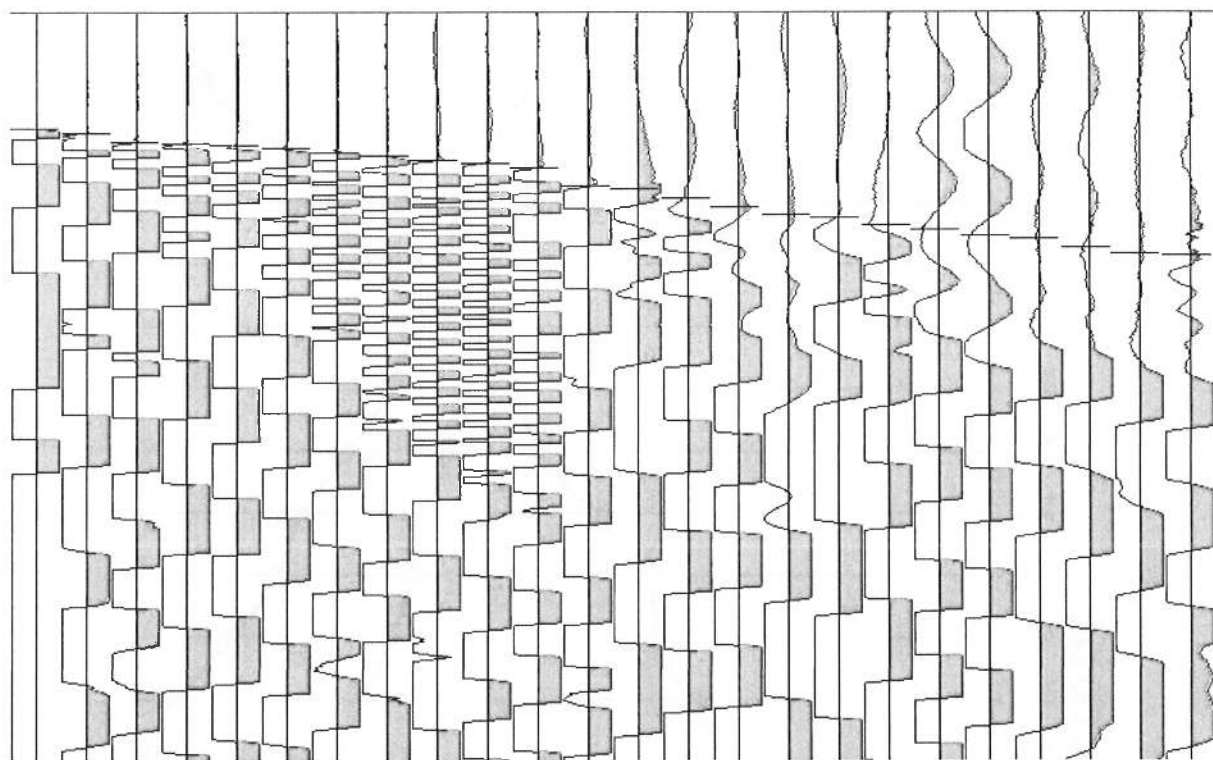
**Sismogramma 1 – Battuta centrale dx**



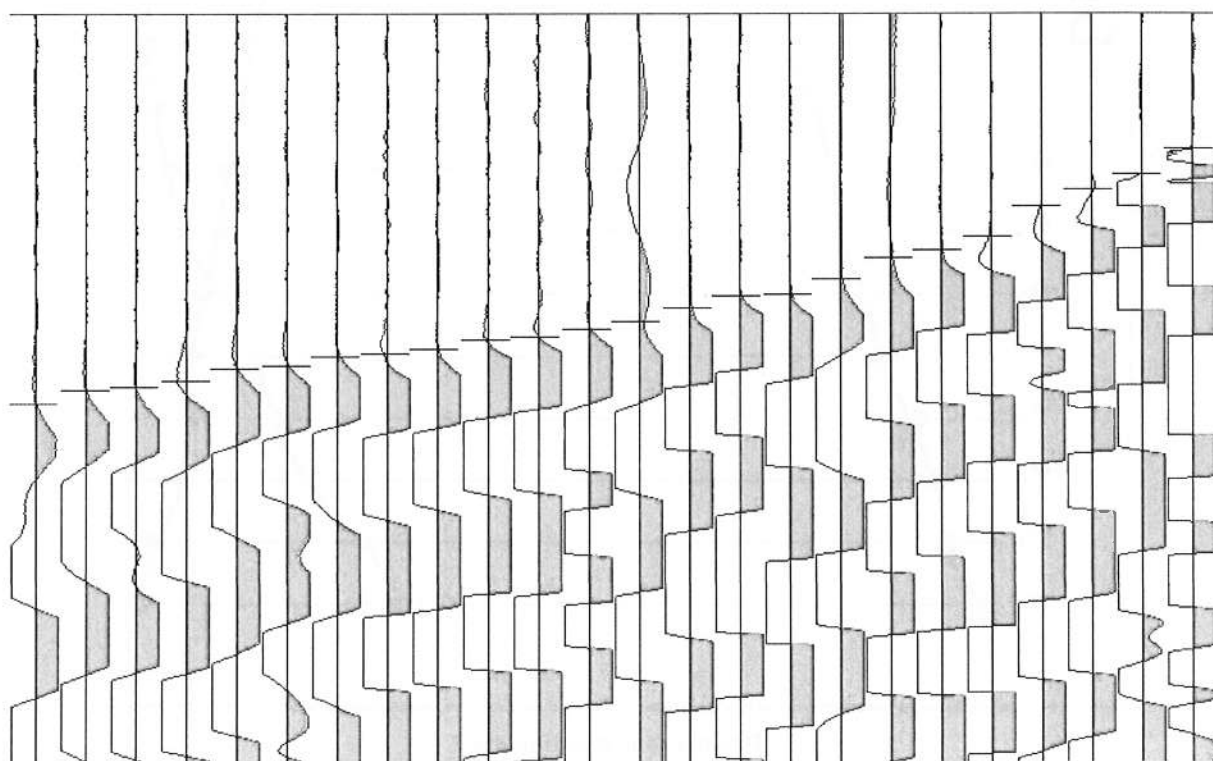
**Sismogramma 1 – Battuta centrale sx**



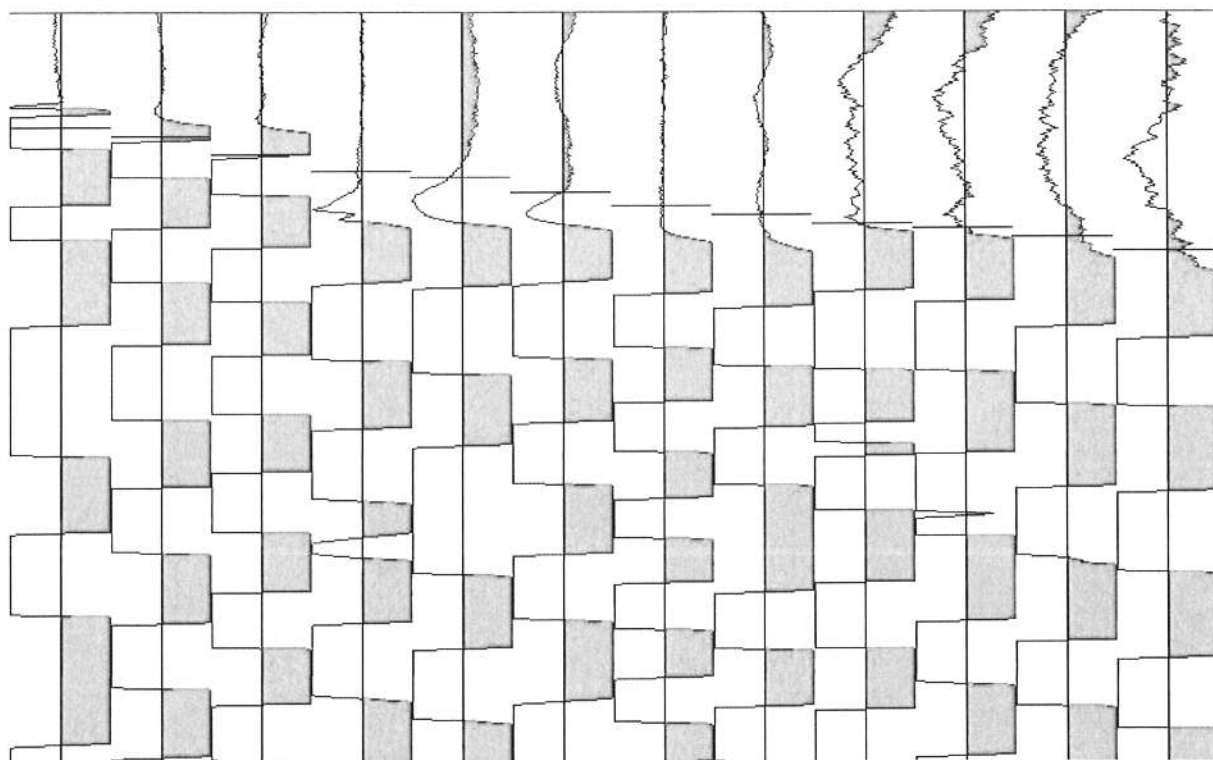
Dromocrone stendimento 2



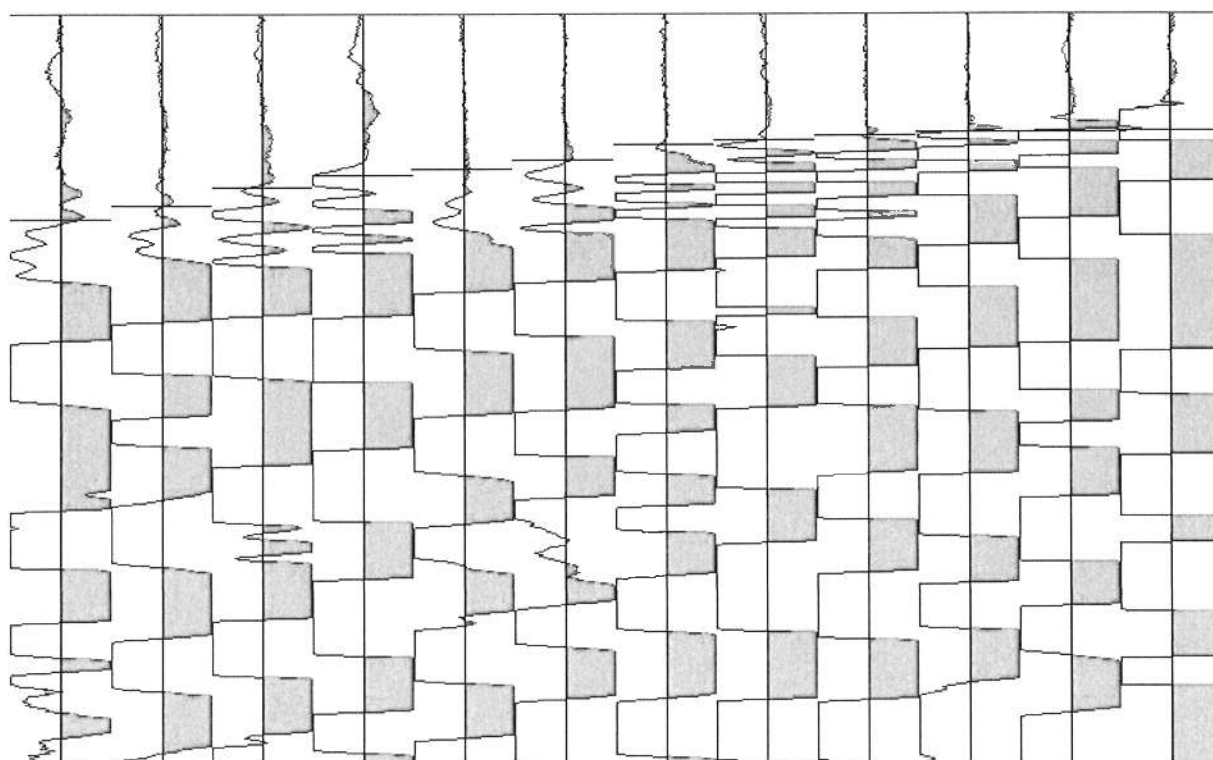
**Sismogramma 2 – Battuta diretta**



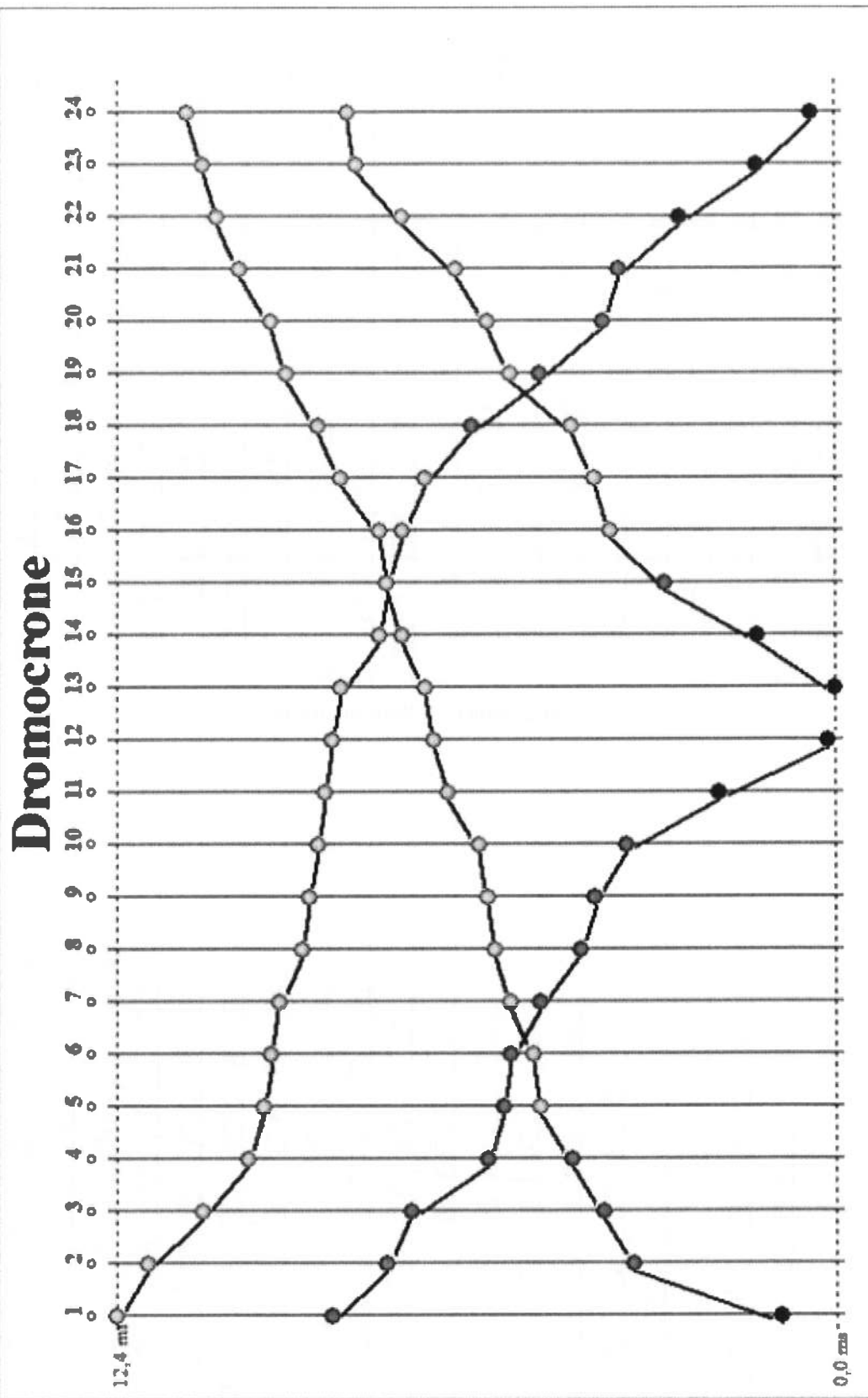
**Sismogramma 2 – Battuta inversa**



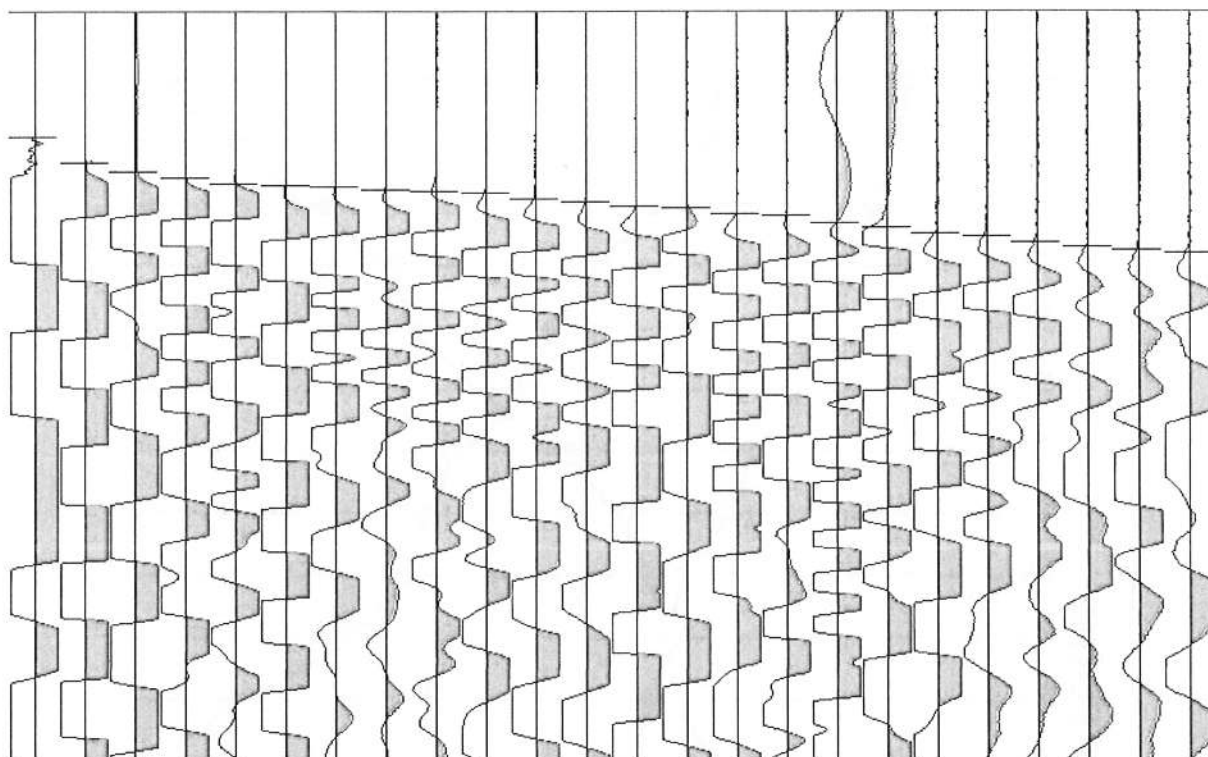
**Sismogramma 2 – Battuta centrale dx**



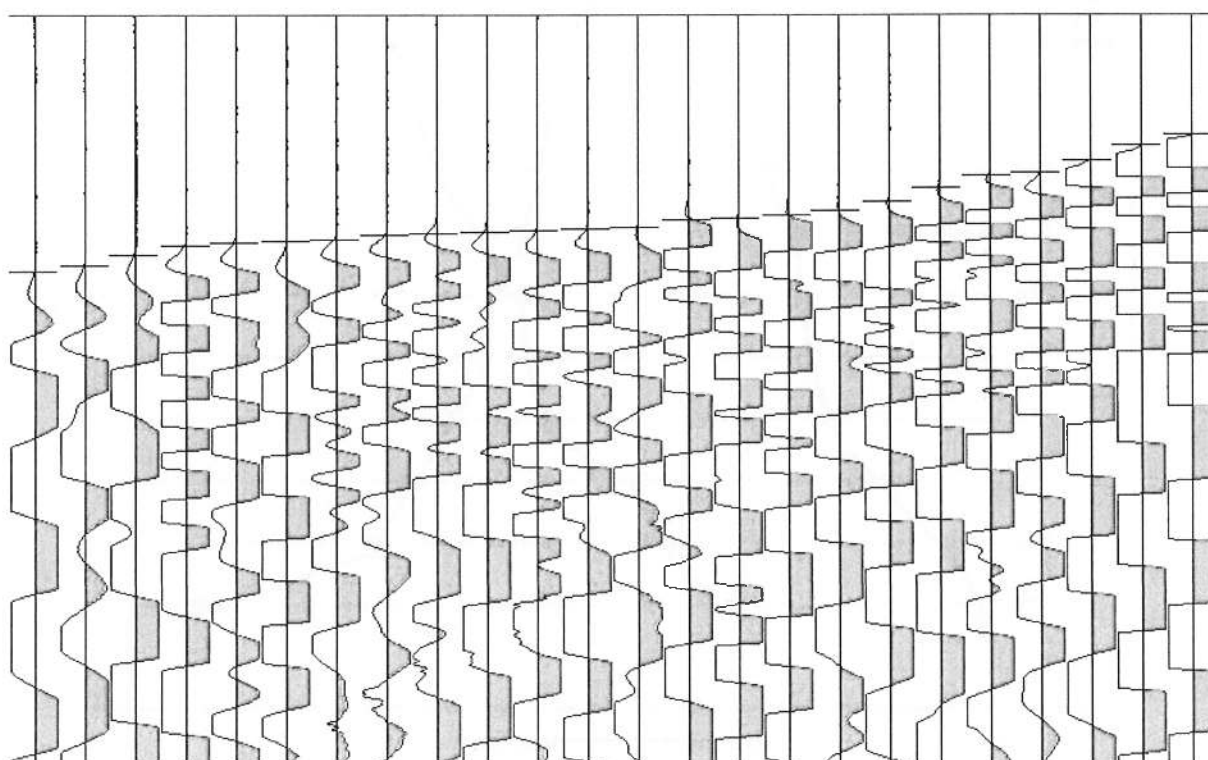
**Sismogramma 2 – Battuta centrale sx**



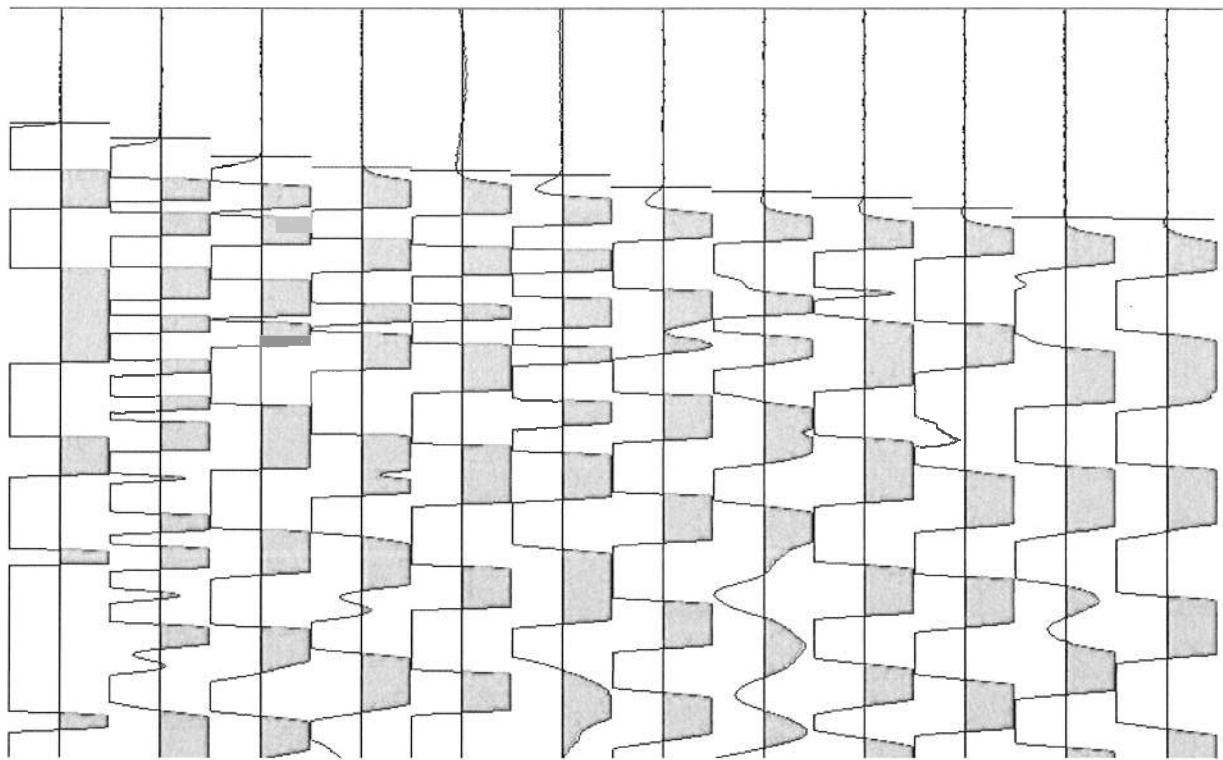
Dromocrone stendimento 3



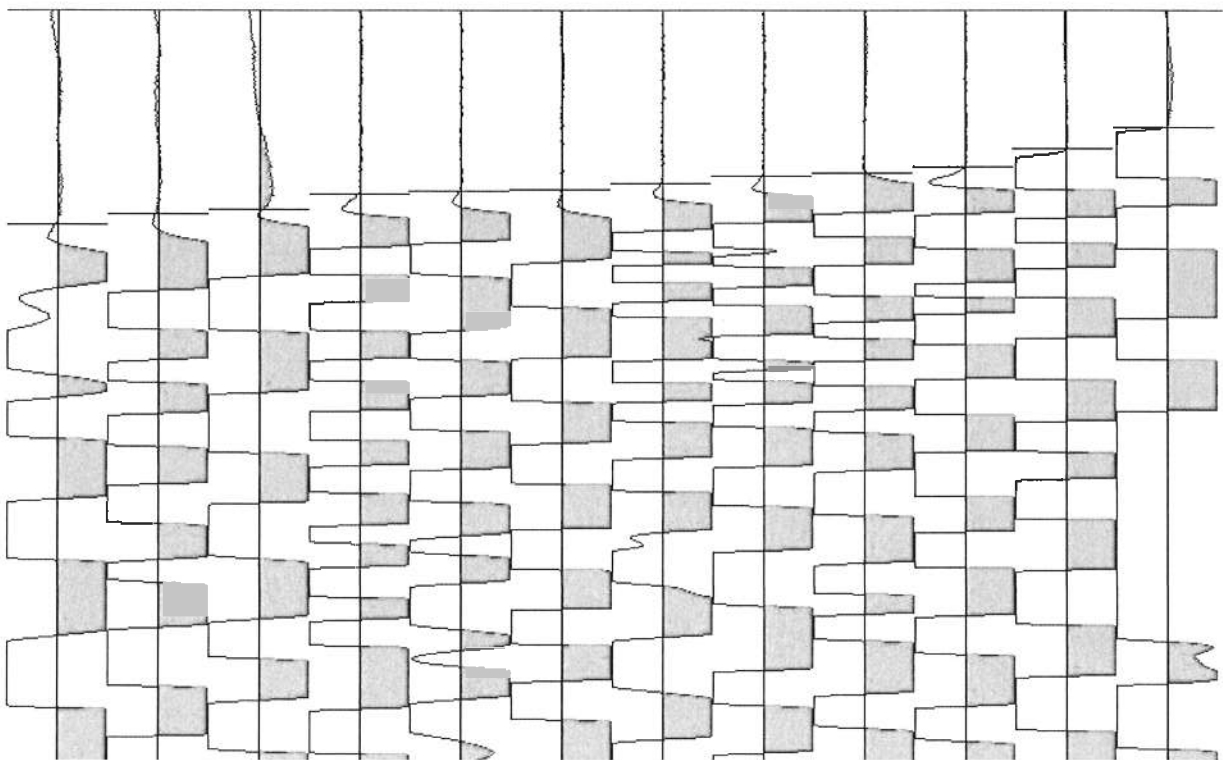
**Sismogramma 3 – Battuta diretta**



**Sismogramma 3 – Battuta inversa**



**Sismogramma 3 – Battuta centrale dx**



**Sismogramma 3 – Battuta centrale sx**