

# COMUNE DI MOLFETTA

## COMPARTO EDILIZIO N°24 DEL P.R.G.C.

### PIANO URBANISTICO ESECUTIVO

ZONA TERRITORIALE OMOGENEA A DESTINAZIONE MISTA DI INSEDIAMENTI  
ARTIGIANALI, COMMERCIALI, DIREZIONALI E RESIDENZIALI

#### COMMITTENTE

CONSORZIO URBANISTICO DEL COMPARTO N°24 - MOLFETTA

Via Antichi Mastifici 8/b - 70072 Molfetta (BA)



#### IL GEOLOGO

Dottor Ignazio L. Mancini

elaborato

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA,  
IDROGEOLOGICA E GEOTECNICA

tav.  	data	Giugno 2016
	scala	
	agg.	Settembre 2016
	file	

**Ignazio Luciano Mancini**

*Geologo*

Via T. Fiore, 14 – 70056 Molfetta (Ba)

Telefax 080 3346819 – E-Mail : imancini@libero.it

OGGETTO		<b>PROGETTO DI PIANO COMPARTO EDIFICATORIO N. 24 MOLFETTA (BA)</b>	
DENOMINAZIONE		<b>Relazione geologica – geomorfologica idrogeologica e geotecnica</b> <i>(ex art. 89 DPR 6 giugno 2001 n. 380)</i>	
COMMITTENTE		Consorzio del Comparto n. 24	
DATA		ottobre '16	geol. – geot. Rif. 100/2016
geologo	geol. Ignazio L Mancini		
progettisti	 		

### **Premessa**

Su incarico conferito a chi scrive dal Consorzio del **COMPARTO EDIFICATORIO N°24**, è stato redatto il seguente studio geologico, geomorfologico e geotecnico generale sui terreni in cui insistono i terreni interessati dal Progetto Urbanistico Esecutivo del Comparto Urbanistico 24 – Zona territoriale Omogenea a destinazione mista di insediamenti artigianali, commerciali, direzionali e residenziali, nel Comune di Molfetta.

Il presente studio è stato redatto sia in conformità del D.M. 11/03/1988 e successive variazioni e modificazioni, sia a quanto dettato dal Regolamento Edilizio della variante al P.R.G.C., art. 36 “Interventi di lottizzazioni”, punto H1 dell’Allegato che prevede lo studio geologico.

L’area ricade nella tav. **IV SE** del **F° 177** della Carta Topografica d’Italia ed è posta a quote variabili da **+ 21.00 m.** a **+ 26.00 m. s.l.m.**

Il comparto è ubicato nella zona di ponente del centro abitato del Comune di Molfetta ed è compreso tra la SS 16 bis (a sud) la ferrovia Foggia – Bari (a nord), il Comparto n. 25 ad est ed il Mercato Ortofrutticolo ad ovest, in contrada “*Scorbeto*”.

La distanza minima dalla linea di costa è di circa 900 m.

Nel comparto oggetto di studio, con destinazione urbanistica di tipo D3, verranno realizzate costruzioni da destinarsi all’insediamento di attività produttive e commerciali.

Sotto il profilo edilizio, il complesso è pensato e progettato secondo tecnologie e tecniche ordinarie, d’ampia accessibilità edificatoria, secondo la comune tradizione moderna delle strutture intelaiate in c.a. e tomagnature murarie infratelaio.

I blocchi non sono provvisti di piano interrato che, a seconda delle necessità dell’operatore, può sempre trovare soluzione.

Ogni blocco è composto, come si è già accennato, da due piani sovrapposti con il secondo qualche volta meno esteso rispetto al primo. L’altezza del piano terra, rispetto al marciapiede, è di mt. 5,50 all’estradosso della copertura, mentre quella del piano primo è 3,50 con un totale rispettato di 9,00 metri.

Il piano terra sarà destinato alle attività produttive o commerciali proprie mentre il primo piano, detratte le superfici per la residenza – anche se limitata al proprietario e/o al custode – sarà destinato alla parte non residenziale.

Il presente studio riveste un carattere generale; per ogni singolo “manufatto” andranno eseguite indagini di tipo diretto ed indiretto per l’approfondimento delle conoscenze geomeccaniche dei terreni interessati dalle fondazioni.

Si riportano inoltre le risultanze di un'indagine microsismica condotta da chi scrive nel sito in esame.

Considerando i parametri di resistenza e di deformabilità dei terreni, viene indicata la tipologia fondale più idonea, anche in relazione alle condizioni di massima sollecitazione trasmessa allo scrivente dal Gruppo di Progettazione.

Le infrastrutture di cui all'oggetto si inseriranno in un contesto paesaggistico-ambientale non assoggettato dal vincolo paesaggistico e idrogeologico e né tanto meno rientrano nelle aree a rischio esondazione di cui all'approvato PAI, per cui la costruzione dei manufatti di cui all'oggetto non creerà interferenze negative con l'ambiente circostante e né implementa situazioni di rischio.

Il Comune di Molfetta con Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 è stato classificato come zona sismica di bassa categoria ( $Z = 3$ ) per cui particolare attenzione è stata rivolta anche a tale aspetto.

Per le finalità di cui all'oggetto sono stati effettuati numerosi sopralluoghi nel sito in epigrafe con raccolta dati e rilevamento geologico di dettaglio, inoltre sono state visionate le foto aeree della zona.

### **1. Riferimenti Normativi e Legislazione**

Il presente studio è stato redatto in conformità al **D.M. 11/03/1988** “*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 programmazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre ed opere di fondazione*” e successive variazioni e modificazioni. In riferimento al comma H.1 “Fattibilità geotecnica di opere su grandi aree” al punto a) si riporta “Nuovi insediamenti Urbani o Civili o Industriali”. In particolare gli studi geologici e geotecnici devono accertare le condizioni di stabilità dei pendii, i possibili fenomeni di subsidenza prodotti da modifiche del regime delle acque superficiali e profonde nonché alla caratterizzazione del territorio, per la ricerca dei parametri di progetto in accordo con quanto previsto dalle Norme Sismiche.

Lo studio risponde a quanto dettato dal Regolamento Edilizio della variante al P.R.G.C., art. 36 “Interventi di lottizzazioni”, punto H1 dell’Allegato che prevede lo studio geologico.

Inoltre lo studio è conforme alla **L. 64/74**, in cui all’ art. 13 (*Parere delle sezioni a competenza statale degli uffici del genio civile sugli strumenti urbanistici*) si riporta:

*“Tutti i comuni nei quali sono applicabili le norme di cui al titolo II della presente legge e quelli di cui al precedente art. 2, devono richiedere il parere delle sezioni a competenza statale del competente ufficio del genio civile sugli strumenti urbanistici generali e particolareggiati prima della delibera di adozione nonché sulle lottizzazioni convenzionate prima della delibera di approvazione, e loro varianti ai fini della verifica della compatibilità delle rispettive previsioni con le condizioni geomorfologiche del territorio”.*

Infine risponde anche a quanto dettato dal **DPR 6 giugno 2001 n. 380**, in cui all'art. 89 è riportato: *“Tutti i comuni nei quali sono applicabili le norme di cui alla presente sezione e quelli di cui all'art. 61, devono richiedere il parere del competente ufficio tecnico regionale sugli strumenti urbanistici generali e particolareggiati prima della delibera di adozione nonché sulle lottizzazioni convenzionate prima della delibera di approvazione, e loro varianti ai fini della verifica della compatibilità delle rispettive previsioni con le condizioni geomorfologiche del territorio”.*

## **2. Ubicazione dell'area**

Il comparto n. 24 è ubicato nella zona di ponente del centro abitato del Comune di Molfetta ed è compreso tra la SS 16 bis (a sud) la ferrovia Foggia – Bari (a nord), il Comparto n. 25 ad est ed il Mercato Ortofrutticolo ad ovest, in contrada “*Scorbeto*”.

La distanza minima dalla linea di costa è di circa 900 m.

Il comparto 24 rientra nelle zone omogenee D<sub>4</sub> "Zona produttiva urbana per attività di commercio all'ingrosso, magazzino e deposito, esposizione con vendita, agenzie e rappresentanze commerciali e industriali, uffici di pertinenza e agenzie bancarie" di PRG ed in particolare è normato dall'articolo 38 delle NTA dello strumento urbanistico comunale. L'area risulta catastalmente compresa nel foglio 7.

Nel comparto oggetto di studio, con destinazione urbanistica di tipo D3, verranno realizzate costruzioni da destinarsi all'insediamento di attività produttive e commerciali.

Ogni blocco è composto, come si è già accennato, da due piani sovrapposti con il secondo qualche volta meno esteso rispetto al primo. L'altezza del piano terra, rispetto al marciapiede, è di mt. 5,50 all'estradosso della copertura, mentre quella del piano primo è 3,50 con un totale rispettato di 9,00 metri.

Il piano terra sarà destinato alle attività produttive o commerciali proprie mentre il primo piano, detratte le superfici per la residenza – anche se limitata al proprietario e/o al custode – sarà destinato alla parte non residenziale.

Nelle figure seguenti si riportano:

- Comparto n. 24 su base fotogrammetrica (Fig.1);
- stralcio della tav. D.07 di PRGC (Fig.2);
- confini del Comparto n. 24 su base catastale (Fig.3);
- sistemazione urbanistica (Fig.4).

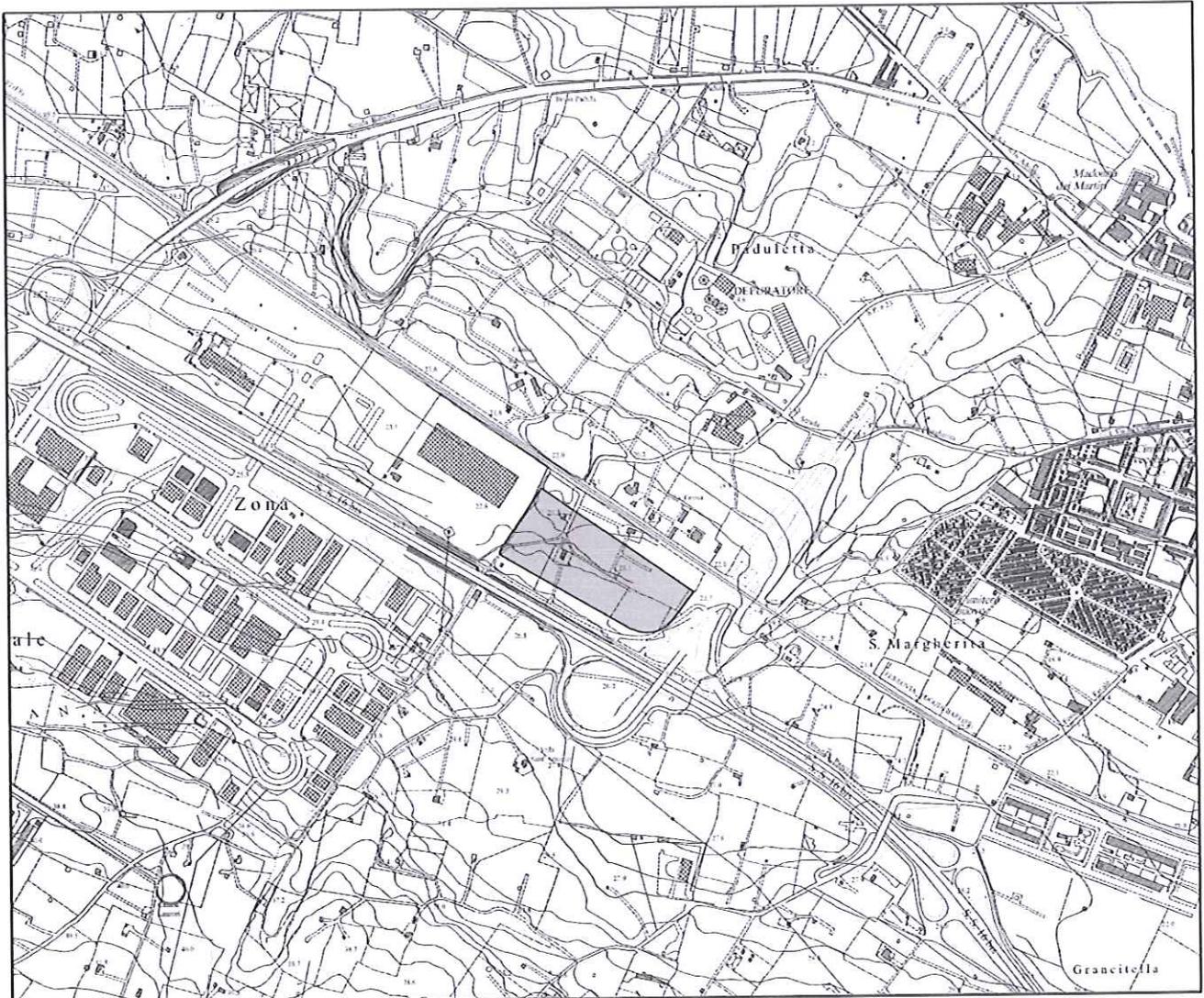


Fig. 1: stralcio fotogrammetrico con individuazione del comparto n. 24

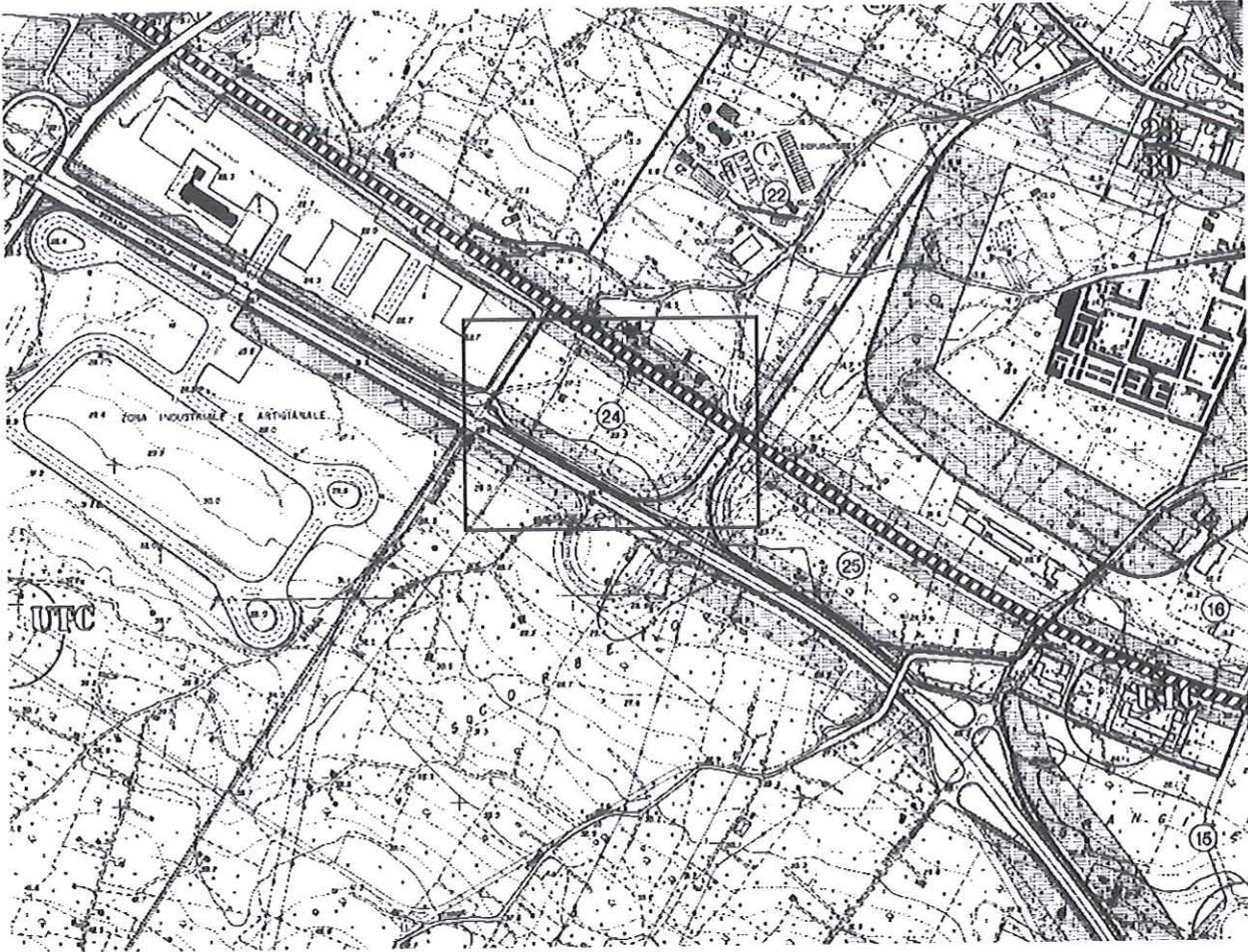


Fig. 2: stralcio TAV. D07 di PRGC con individuazione del Comparto n. 24

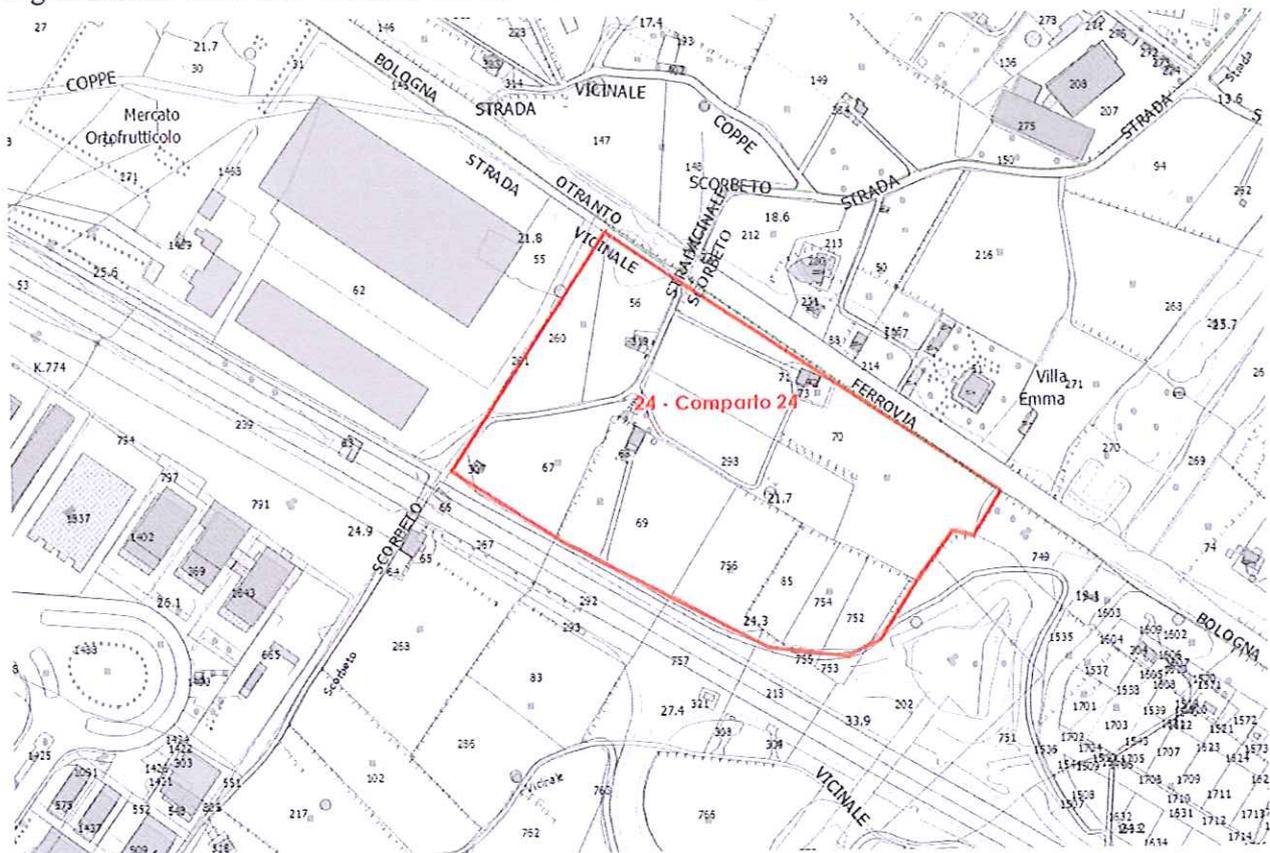


Fig. 3: Comparto n. 24 su base catastale



Fig. 4: sistemazione urbanistica del comparto n. 24

Come inquadramento, il Comparto n. 24 è caratterizzato dalle seguenti coordinate decimali:

- 41,203539 Lat Nord;
- 16,571019 Long Est.

Inoltre le coordinate UTM WGS84 33N sono:

- 631720.00 m Est;
- 4562542.00 m Nord.

Nella figura che segue si riporta l'ortofoto con l'individuazione del Comparto.



ortofoto

### 3. Caratteri geomorfologici

L'area in oggetto, ubicata nella zona di ponente del Comune di **Molfetta**, è caratterizzata in affioramento da rocce carbonatiche di età Cretacea, il “ **Calcarea di Bari** ”. Localmente, la serie calcarea è costituita da un'alternanza monotona di strati calcarei bianco-grigiastri e subordinatamente da calcari dolomitici di colore grigio-avana, dello spessore variabile da qualche decimetro fino al metro, a tessitura omogenea, di norma tenaci e compatti. A tratti, nell'ambito di ciascuno strato sono evidenti veli argillosi di terra bruno-rossastra. La roccia mostra di aver subito, in passato, modeste sollecitazioni di compressione e di trazione che non hanno sconvolto l'originaria tessitura e struttura tabulare. Sono presenti talora, con mancanza assoluta di continuità areale, come materiale di interstrato o come riempimento di microcavità e fratture, modesti depositi di argille verdastre e sedimenti calcarenitici dotati di discreti caratteri di compressibilità. A luoghi, gli strati si distinguono per l'interposizione di livelli millimetrici di materiale detritico a differente colorazione ed imputabile ad

apporti diversificati e leggere variazioni sinsedimentarie delle caratteristiche microambientali. La continuità spaziale degli strati viene interrotta dalla presenza di piani di fratturazione ad andamento subverticale e a differente orientazione. Sul terreno si evidenziano almeno due sistemi principali di fratturazione. Le caratteristiche di tali superfici (persistenza, spaziatura, orientazione ecc.) sono elementi geometrici fortemente variabili da zona a zona. Tali piani, unitamente ai giunti di strato, suddividono la roccia in poliedri grossolanamente irregolari che, formando vie preferenziali per l'acqua, hanno favorito l'esplicarsi del fenomeno carsico epigeo ed ipogeo. L'acqua con la sua azione ha compromesso le porzioni più superficiali, già fratturate, realizzando, in concentrazioni modeste, lembi terroso-argillosi verdastri che possono svilupparsi anche in profondità, interessando maggiori porzioni rocciose. E' da porre in essere come talora i calcari, a seguito dell'intervento combinato dell'alterazione chimica, della dissoluzione carsica, della microtettonica, possano risultare intensamente fratturati e con caratteristiche geomeccaniche non confacenti ai materiali lapidei. Inoltre, nella zona, stante la natura carsica dei terreni, non si esclude la presenza di soluzioni verticali a minor continuità (capivento, fratture imbutiformi, ecc.). L'andamento generale degli strati calcarei è N50E con immersione a NW di pochi gradi; inoltre in adiacenza sono evidenti piccoli salti di pendenza dell'ordine di 60 – 70 cm ascrivibili a paleo terrazzi marini. La stratificazione, fitta nelle parti alte (con strati dell'ordine del decimetro, le "chiancarelle") si fa più importante con l'aumentare della profondità (si riscontrano "mani" superiori al metro).

La roccia appare nel complesso come mediamente tenace.

Sui calcari si rinviene una copertura agraria pedogenizzata per attività antropica dello spessore massimo di 50 cm; tale materiale a luoghi è praticamente assente. Sul terreno vegetale sono presenti ciottoli calcarei a testimonianza dell'esiguo spessore dello stesso.

Morfologicamente la zona, nel complesso, degrada dolcemente verso l'attuale linea di costa. Essa si presenta come un tipico territorio interessato dal processo carsico e quindi con l'alternanza di dossi (corrispondenti a cerniere di anticlinali), intervallati a forme più depresse ("lame"), e per l'affioramento, in talune aree, di terreni agrari rossastri.

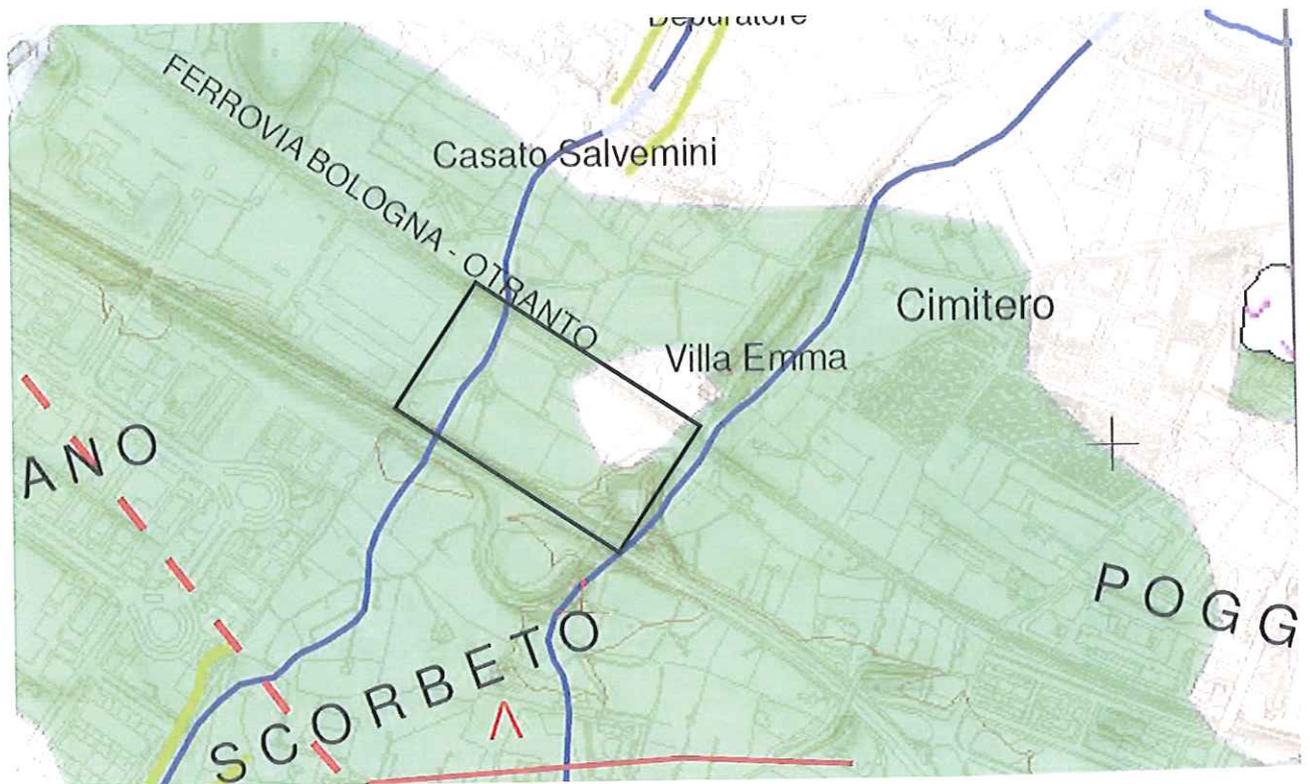
Tettonicamente la zona si presenta a struttura tabulare. L'andamento generale degli strati si configura come una monoclinale immergente a nord-ovest, solo a tratti complicata da deboli episodi plicativi e disgiuntivi.

Idrologicamente la falda freatica di tipo carsico, circolante a luoghi in pressione, sostenuta da acque salate di ingressione marina è confinata a profondità tali da non interferire con le strutture in progetto (nella zona la profondità di rinvenimento

dell'acquifero è di circa 35 m dal p.c.). Stante la permeabilità per fratturazione presentata dai calcari cretacei e per la mancanza di strati francamente impermeabili, non esistono i presupposti per l'esistenza di falde superficiali sospese che possano interferire con le strutture in progetto.

In riferimento alle caratteristiche geologiche dell'area si riportano:

- carta geomorfologica (Fig. 5);
- sezione geolitologica schematica e colonna litostratigrafica locale (Fig.6).



## LEGENDA

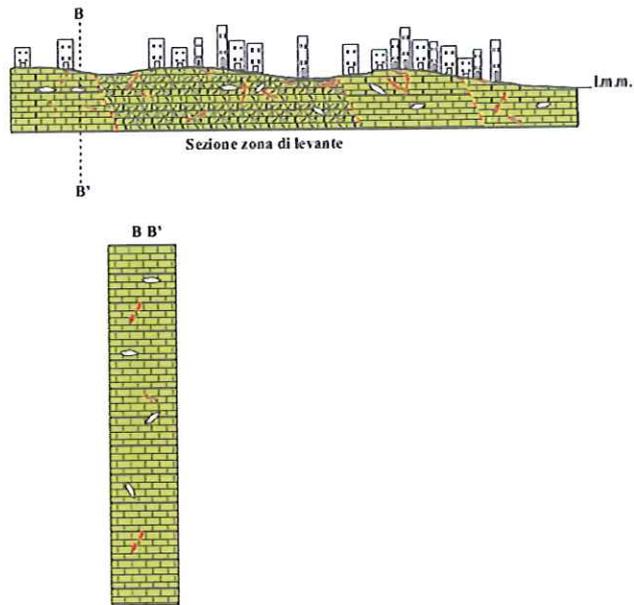
### ELEMENTI GEOLOGICO-STRUTTURALI

#### Litologia del substrato

	Unità prevalentemente calcarea o dolomitica
	Unità a prevalente componente argillosa
	Unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica
	Unità a prevalente componente arenitica
	Unità a prevalente componente ruditica
	Unità costituite da alternanze di rocce a composizione e/o granulometria variabile
	Unità a prevalente componente argillitica con un generale assetto caotico
	Depositi sciolti a prevalente componente pelitica
	Depositi sciolti a prevalente componente sabbioso-ghiaiosa

Fig. 5: stralcio della carta geomorfologica

## Situazione geologica e stratigrafica del Comune di Molfetta (Ba)



## LEGENDA

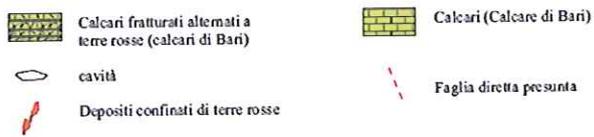


Fig. 6

### 3.1 Considerazioni geomorfologiche locali

Il comparto è ubicato nella zona di ponente del centro abitato del Comune di Molfetta ed è compreso tra la SS 16 bis (a sud) la ferrovia Foggia – Bari (a nord), il Comparto n. 25 ad est ed il Mercato Ortofrutticolo ad ovest, in contrada “*Scorbeto*”.

Nell’area di interesse sono stati effettuati numerosi sopralluoghi per meglio comprendere la situazione geomorfologica esistente. In affioramento sono presenti strati e banchi calcarei ben visibili specialmente in adiacenza al rilevato stradale costituente uno svincolo della SS 16 bis, peraltro posizionato proprio sul fondo della lama. La zona è caratterizzata da un esiguo spessore di terreno vegetale di copertura e stante la suborizzontalità presentata dagli strati calcarei, di frequente si osservano le facce di strato dell’ammasso carbonatico, così come meglio evidenziato dalle foto riportate in allegato. Gli strati calcarei hanno direzione N50E ed immersione a NW di pochi gradi. Sul terreno si osservano due sistemi principali di fratturazione, subverticali e circa ortogonali; il principale ha direzione NS ed il secondo EW.

Superfici terrazzate di modeste entità sono visibili nell’area.

Nell’area è visibile una modesta linea preferenziale di deflusso delle acque meteoriche, nella parte più occidentale del Comparto. Questa proviene da sud, percorrendo la strada vicinale Scorbeto, sottopassa la SS 16 bis e si dirige verso la ferrovia, realizzata in rilevato rispetto alla zona posta più a valle, con un discreto salto di pendenza e si dirige verso l’impianto di depurazione a servizio del centro abitato di Molfetta.

### 3.2 Pendenze dell'area

Nella Fig.7 viene presentata la carta delle pendenze con i limiti del Comparto24.

Dall’esame della tavola è evidente come la zona sia caratterizzata da pendenze che arrivano fino al 10%; le aree in rosso con pendenza maggiore del 10% sono presenti quasi esclusivamente in corrispondenza delle Lame.

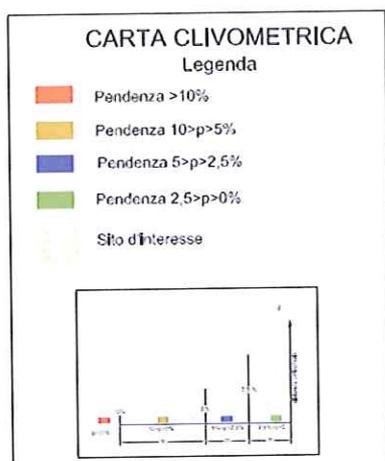
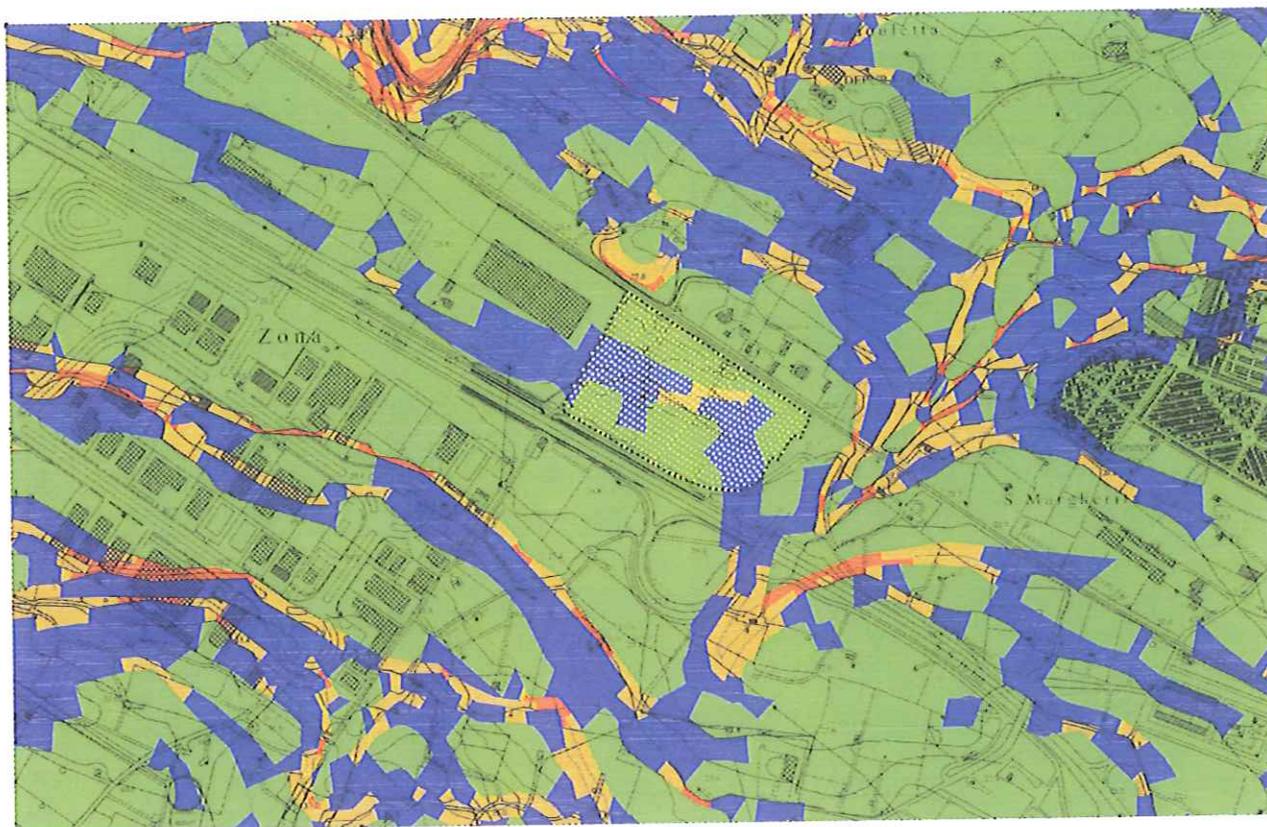


Fig. 7:carta delle pendenze

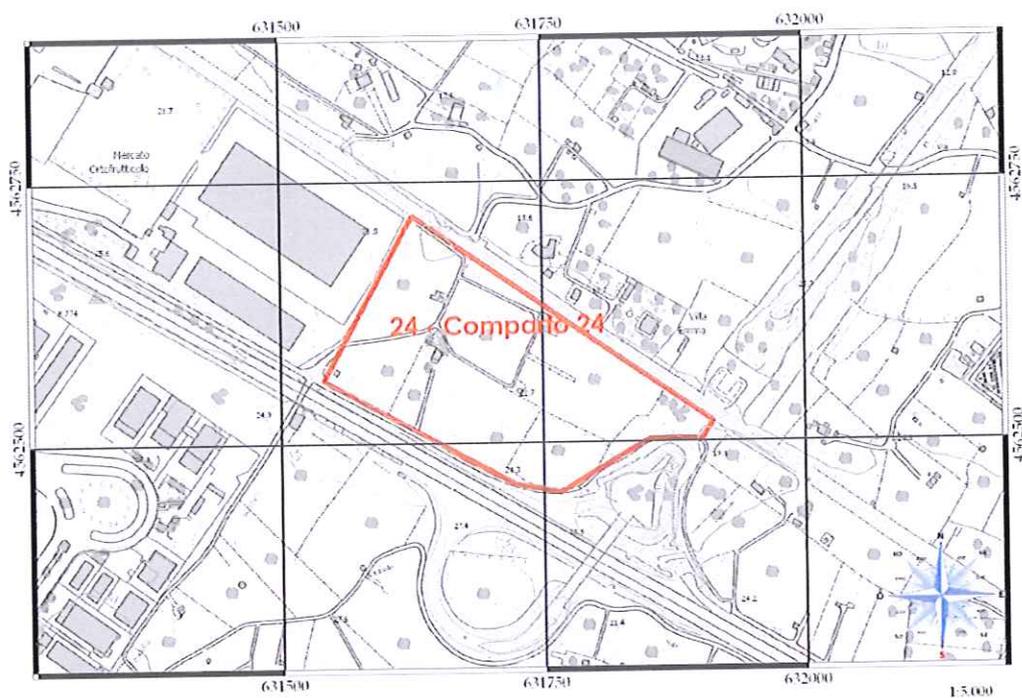
#### 4. Rapporti con gli strumenti programmatori e di pianificazione

##### PPTR

Con delibera n 1435 del 2 agosto 2013, la Giunta regionale ha adottato il Piano Paesaggistico Territoriale Regionale con il nuovo testo delle NTA con modifiche introdotte dalla DGR n 2022 del 29/10/2013, regolarmente approvato e pubblicato sul B.U.R.P. n°40 del 23/03/2015.

Nelle figure che seguono si riportano gli stralci delle tavole attinenti le:

- Componenti Geomorfologiche;
- Componenti Idrologiche;
- Componenti Botanico Vegetazionali;
- Componenti delle Aree Protette e dei Siti Naturalistici;
- Componenti culturali e insediative;
- Componenti dei Valori Percettivi.



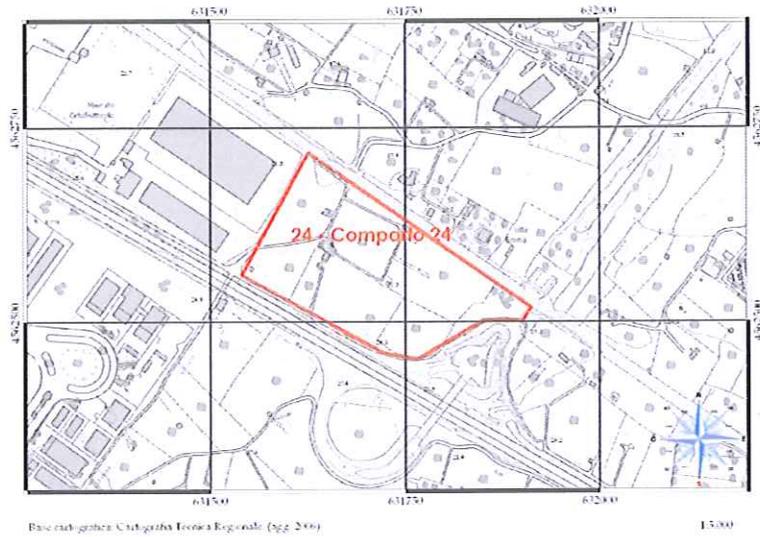
Base cartografica: Cartografia Tecnica Regionale (agg. 2006)

#### Legenda

##### 6.1.1 Componenti geomorfologiche

-  UCP - Versanti
-  UCP - Lame e gravine
-  UCP - Doline
-  UCP - Grotte (100m)
-  UCP - Gessiti (100m)
-  UCP - Inglobi (50m)
-  UCP - Cordoni duri
-  localizzazione\_stralci.pdf

Fig. 8: Componenti Geomorfologiche

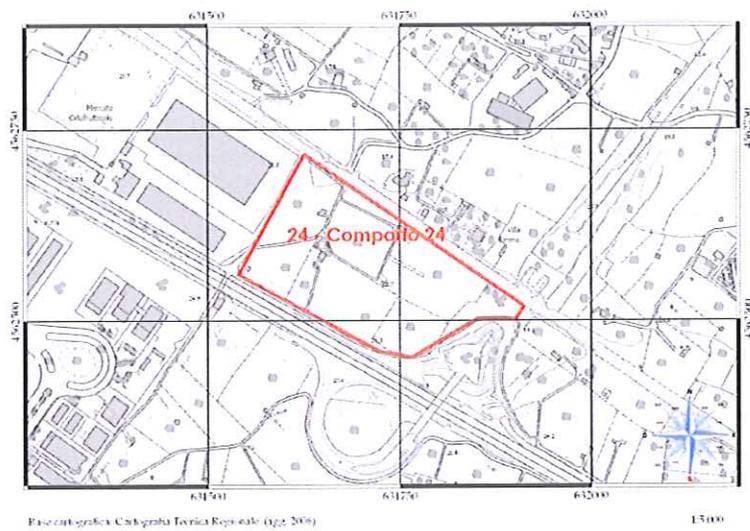


Legenda

6.1.2 Componenti idrologiche

- BP - Torroni (co-beni) (30m)
- BP - Torroni (co-beni) in lega (30m)
- BP - Torroni, fori, cavi idrografici e reti idriche (15m)
- UCP - Rete idrografica di eccesso (co-beni) (10m)
- UCP - Sorgenti (25m)
- UCP - Area soggetta a vincolo idrologico

Fig. 9: Componenti Idrologiche



Legenda

6.2.1 Componenti botanico-vegetazionali

- BP - Fucidi
- BP - Zone umide Ramsar
- UCP - Area umide
- UCP - Fucidi naturali
- UCP - Fucidi naturali e in evoluzione naturale

Fig. 10: Componenti Botanico Vegetazionali

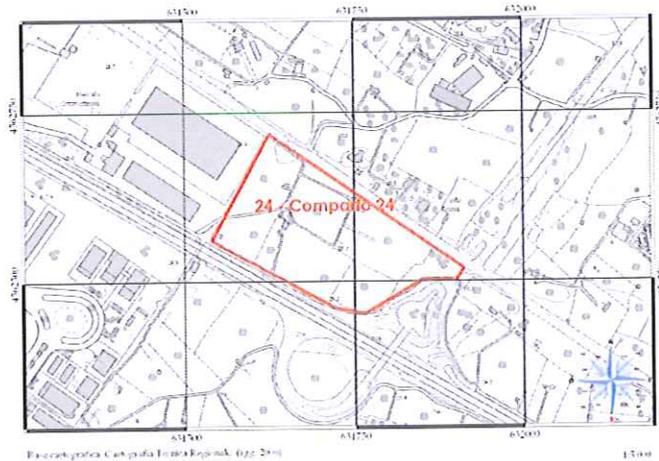


Fig. 11: Componenti delle Aree Protette e dei Siti Naturalistici

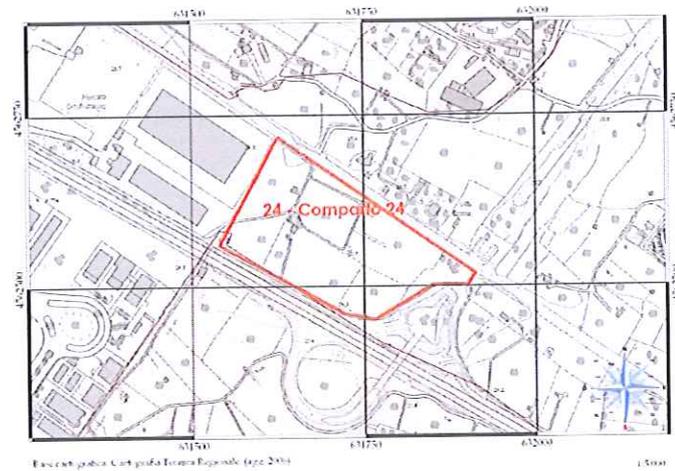


Fig. 12: Componenti culturali e insediative

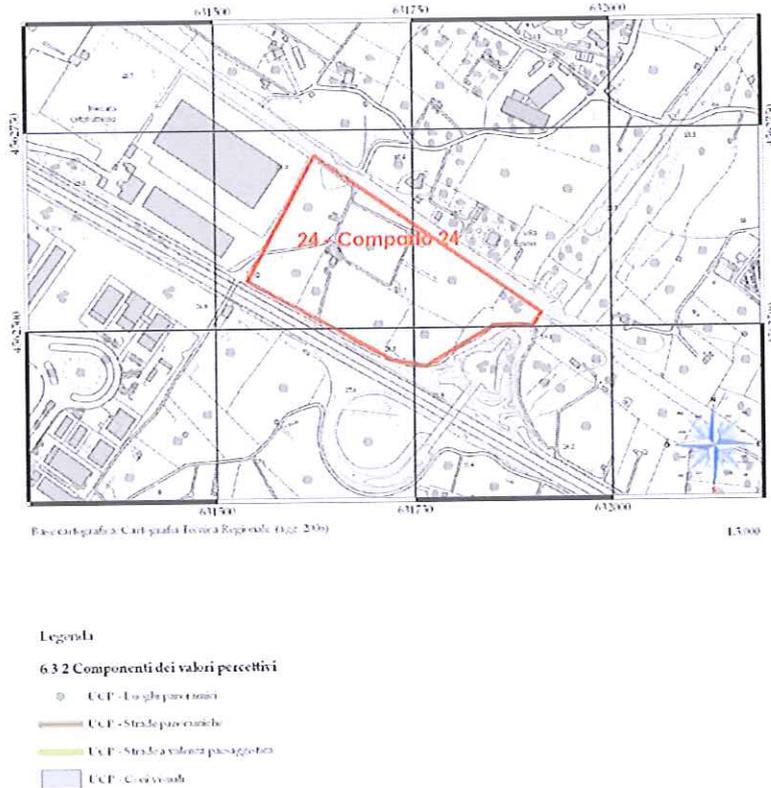


Fig. 13: Componenti dei Valori Percettivi

Il piano di Comparto è completamente esterno a quanto vincolato dal PPTR.

## PAI

Per quel che riguarda il Piano di Bacino Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, adottato in data 15.12.2004 dalla Regione Puglia e regolarmente approvato, il Comparto n. 13 non rientrava in ambiti perimetrati come zone a rischio di alluvionamento.

Il Comitato Istituzionale dell'AdB in data 20/04/2009 nella seduta n. 11 ha deliberato "di approvare la modifica della perimetrazione delle aree del territorio comunale di Molfetta comprese fra l'autostrada A14 e la costa, consistente nella modifica di alcune aree ad Alta Pericolosità Idraulica (AP) e nell'inserimento di nuove aree ad Alta (AP), Media (MP) e Bassa (BP) Pericolosità Idraulica".

L'area è situata tra due lineazioni erosive: la lama Scorbeto, posta nella zona occidentale e la lama del Pulo. Di seguito si riporta lo stralcio del Reticolo Idrografico (fig. 14) in cui si evince che il comparto 24 è interessato dal passaggio di due corsi d'acqua episodici aventi ID 66722 e 66723, ma data la forte antropizzazione dell'area il percorso dei suddetti corsi d'acqua risulta fortemente modificato. Per quanto riguarda il PAI si è fatto in modo che le costruzioni ricadessero esternamente alle zone a rischio di allagamento, così come si evince dallo stralcio presentato in fig. 15.



Fig. 14: Stralcio reticolo idrografico

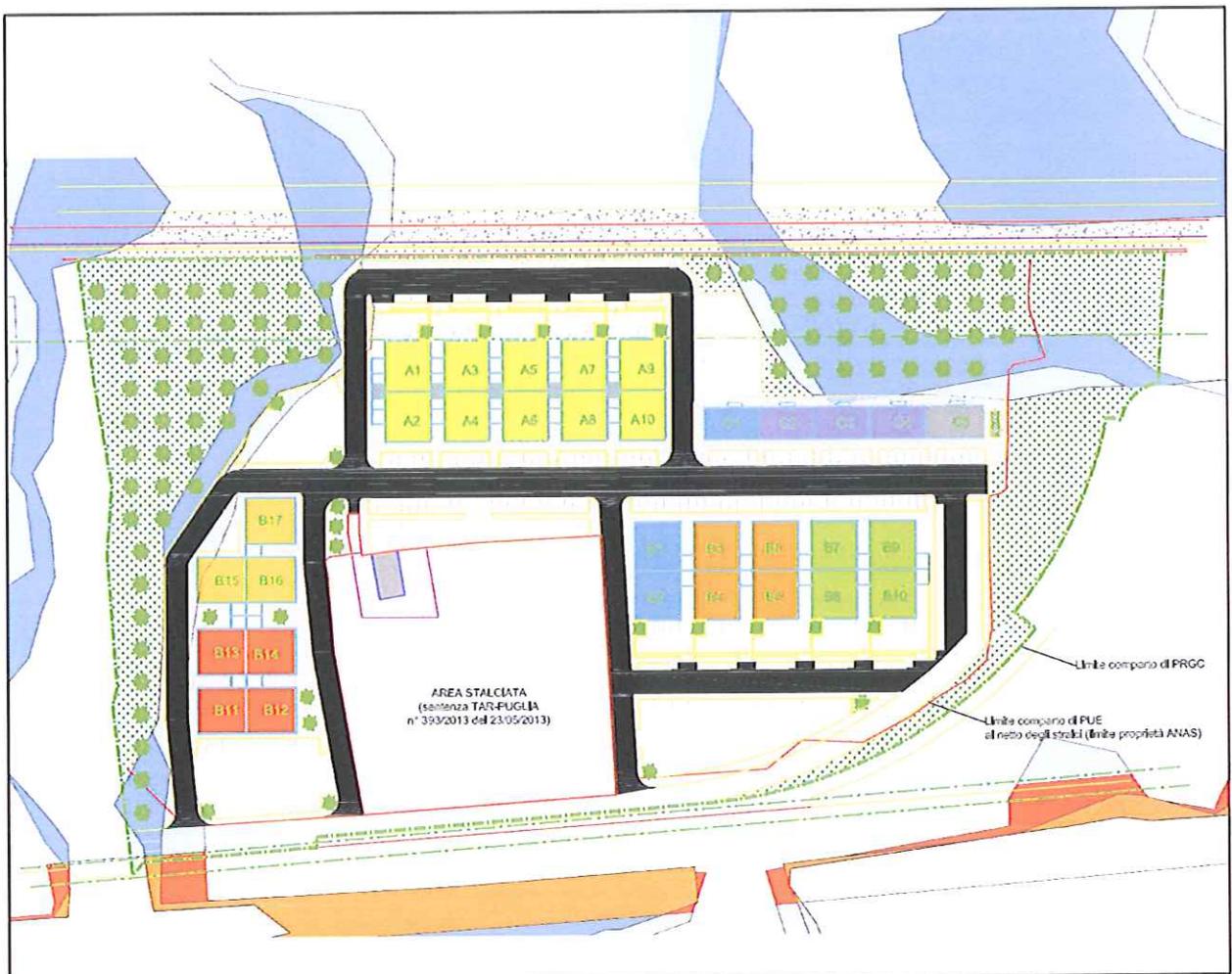


Fig. 15: sistemazione urbanistica in riferimento alle zone a rischio di allagamento

L'intervento, in definitiva, risulta congruente con la normativa e la pianificazione in essere.

Per quanto riportato nella descrizione degli interventi da eseguirsi nel territorio di Molfetta, i lavori in oggetto sono compatibili con il regime vincolistico esistente.

Verificata l'inesistenza di vincoli di alcun tipo, a parere di chi scrive non si riavvisa limitazione alcuna per la realizzazione del progetto in epigrafe e **né sussistono rischi idraulici, idrogeologici e tettonici che possano mettere a rischio l'incolumità di cose e persone.**

### 5. Pluviometria

I dati delle precipitazioni medie disponibili, coprono un periodo di osservazione che va dal 1921 al 2007.

Nella tabella 1 e nella figura 16 si riportano le medie mensili ed annuali delle precipitazioni relative alle stazioni di osservazione di Bisceglie (16 m. s.l.m.) e di Giovinazzo (13 m. s.l.m.) essendone Molfetta priva.

I valori riscontrati sono del tutto confrontabili (vedi figura 24); il valore medio delle precipitazioni annue è rispettivamente di 574 mm e di 556 mm per Bisceglie e Giovinazzo.

I massimi delle precipitazioni mensili sono concentrati nel quadrimestre Ott. – Gen., mentre i minimi occorrono nel mese di luglio.

**Tab. 1: Medie Mensili e annuali delle precipitazioni (anni di osservaz.1921-1980)**

stazione	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic	Anno
<b>Bisceglie</b>	60,5	54,4	49,2	43,1	34,0	26,3	18,9	31,5	52,0	65,5	67,7	72,7	573,9
<b>Giovinazzo</b>	61,3	53,5	51,4	41,3	34,4	26,4	15,8	28,0	50,8	62,6	71,7	73,4	555,9

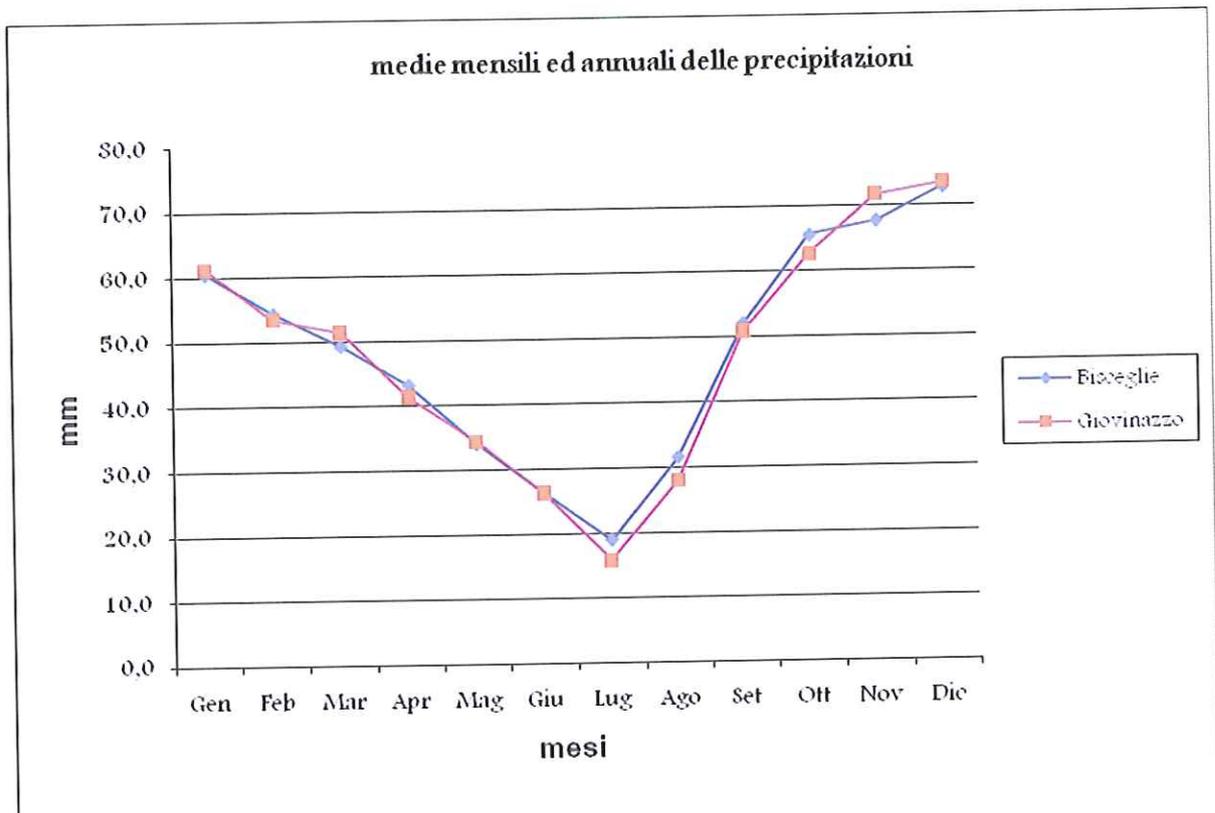


Fig. 16

Nella tabella 2 e nella figura 17, invece, si riportano le medie mensili ed annuali dei giorni piovosi relative alle stesse stazioni di osservazione. La media annua dei giorni piovosi varia da 65.8 per la stazione di Bisceglie a 67.2 gg. per quella di Giovinazzo (il 18 % riferito all'intero anno). Nel mese di luglio si hanno i valori minimi (2.0 e 1.7); il regime di tali piogge riveste un carattere temporalesco (per ciascun evento cadono dagli 8.0 ai 9.0 mm. di acqua). I valori massimi si hanno nel mese di dicembre per entrambe le stazioni .

Tab. 2: Medie Mensili e annuali dei giorni piovosi (anni di osservaz.1921-2007)

Stazione	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic
Bisceglie	7,5	6,2	6,8	5,7	4,8	3,4	2,2	2,7	4,9	6,3	7,3	7,9
Giovinazzo	7,7	6,7	6,9	5,7	4,7	3,3	1,9	2,6	4,7	6,3	7,8	8,5

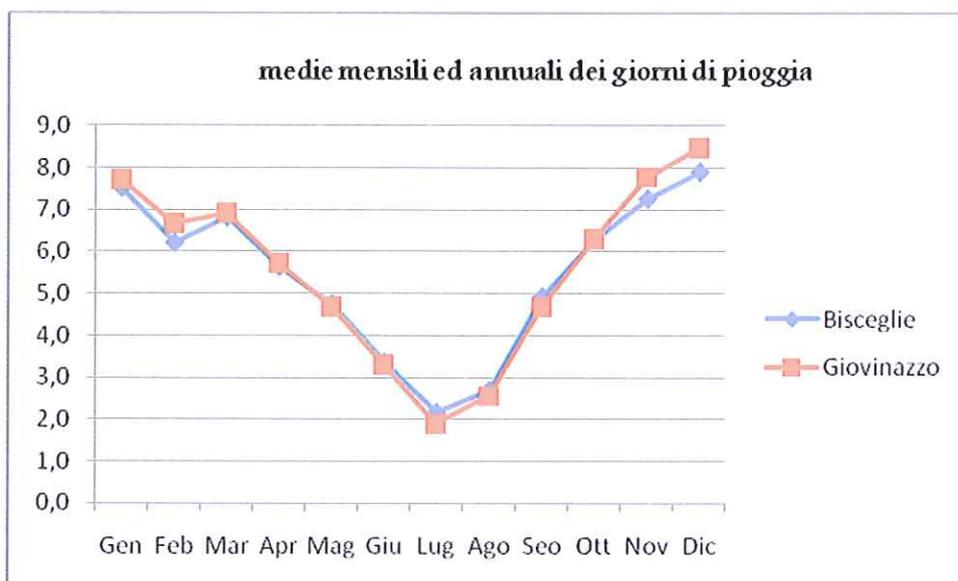


Fig. 17

L'andamento annuale è piuttosto regolare.

Nella zona in esame, il regime pluviometrico è di tipo mediterraneo con estati calde ed inverno freddo-umido. Le precipitazioni sono rilevanti nel periodo tardo-autunnale ed invernale; prolungata siccità, salvo sporadici rovesci di notevole intensità e breve durata, nel corso del periodo estivo.

## 6. Studio Idrologico

Per la ricerca della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, sono stati presi in considerazione i dati della pioggia relativi alla stazione pluviometrica di Giovinazzo, la più vicina di quelle prese in considerazione dal servizio idrografico del Genio Civile. Tenuto conto che dopo l'intervento la zona sarà costituita in gran parte da rivestimento impermeabile (strade, parcheggi, marciapiedi e coperture di fabbricati) e parte di superfici parzialmente permeabili (zone a verde), si dovrà tener conto delle piogge di massima intensità che si sono verificate nel corso degli anni. Per tale scopo sono stati elaborati i dati pluviometrici di massima intensità per 1, 3, 6, 12 e 24 ore dal 1960 al 2009 (anni 46 poichè mancano i dati per 4 anni), con il metodo di Gumbel (tab. 3). Tali dati sono stati suddivisi a seconda della durata di pioggia di 1, 3, 6, 12 e 24 ore e per ciascuna durata sono stati calcolati il valore medio  $m(h)$  e lo scarto quadratico medio  $s(h)$ , riportati in tabella 4.

<b>DATI PLUVIOGRAFICI</b>					
(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo)					
Stazione di :		Giovinazzo		Numero di osservazioni :	
Quota (m s.l.m.) :		13		N = 46	
Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1960	19,0	32,2	36,0	44,8	47,8
1961	24,4	33,0	46,2	48,2	66,8
1962	26,0	27,8	28,4	40,6	56,4
1963	24,4	25,0	28,4	35,2	48,6
1964	58,8	64,4	64,4	64,4	68,8
1965	26,2	34,4	36,8	44,2	58,2
1966	28,0	31,6	36,2	36,8	38,4
1967	13,6	19,8	22,4	27,2	44,8
1968	76,6	77,8	77,8	86,0	96,4
1969	38,4	45,8	45,8	53,6	53,6
1970	18,4	23,8	28,6	34,0	40,0
1971	49,6	49,8	49,8	74,8	84,0
1972	32,0	39,0	65,0	98,0	108,4
1973	22,8	27,4	34,6	37,2	61,4
1974	16,0	20,2	34,2	38,4	38,4
1975	17,0	20,8	31,0	35,2	51,2
1976	15,0	30,4	39,8	42,0	51,8
1977	13,0	17,0	26,8	43,6	44,0
1978	15,2	26,4	30,6	34,4	39,2
1979	15,2	22,8	26,8	30,0	42,2
1980	17,2	24,2	32,4	42,4	57,6
1981	35,4	36,6	36,6	43,0	67,2
1982	22,4	33,4	38,0	43,4	48,2
1983	29,2	41,6	44,4	45,2	54,2
1984	28,4	39,6	43,2	46,2	62,2
1985	26,2	34,8	48,4	57,2	69,2
1986	16,6	22,0	23,6	30,0	32,4
1987	22,6	25,6	34,0	38,0	50,8
1988	19,0	24,0	36,2	36,8	43,0
1989	24,6	24,6	24,6	24,6	31,6
1990	19,2	30,2	53,0	67,6	74,0
1991	26,2	33,4	40,2	53,0	64,0
1992	19,4	25,0	35,2	51,0	61,2
1993	18,4	19,0	24,6	28,0	35,0
1994	31,0	46,4	46,4	46,4	54,0
1995	24,2	27,0	31,8	56,0	78,6
1996	35,8	38,2	48,0	58,8	69,2
1997	27,6	67,0	108,0	127,6	131,8
1998	27,4	28,0	31,8	47,6	72,2
1999	24,2	33,8	35,8	62,6	65,0
2000	21,0	25,2	31,0	40,4	49,8
2001	16,6	28,4	34,2	40,8	46,0
2002	20,4	40,2	62,0	74,6	94,6
2003	16,2	27,8	32,8	42,2	53,6
2008	13,2	27,2	39,0	53,0	53,0
2009	18,6	27,8	39,4	62,6	72,8

Tab.3

N =	46	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\mu(h_t)$		25,01	32,62	40,09	49,30	59,38
$\sigma(h_t)$		11,93	12,50	15,52	19,28	20,03
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$		0,11	0,10	0,08	0,07	0,06
$U_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$		19,64	26,99	33,11	40,62	50,37

Tab.4 Valori per ciascuna durata t, della media  $\mu(h_t)$ , dello scarto quadratico medio  $\sigma(h_t)$  e dei due parametri  $\alpha_t$  e  $u_t$  della legge Gumbel (prima legge del valore estremo "EVI")

Secondo questo metodo si ipotizza una legge di distribuzione delle variabili aleatorie, quali sono i dati relativi agli eventi piovosi del tipo doppio esponenziale:

$$(*) \quad P(z) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

con:

x = grandezza delle variabili aleatorie;

$\alpha$  = estremo atteso;

$\beta$  = intensità di funzione;

e = base dei logaritmi neperiani.

Introducendo la variabile ridotta  $z = \alpha(x-\beta)$ , la (\*) diventa:

$$(**) \quad P(z) = e^{-e^{-z}}$$

Tale distribuzione è caratterizzata da avere la mediana pari a  $\log z = 0,3665$ , mentre il valore medio  $m(z)$  e lo scarto quadratico medio  $s(z)$  valgono.

$$m(z) = 0.5772$$

$$s(z) = 1.2830$$

Il metodo consiste nel determinare in metodi probabilistici un evento di pioggia che si suppone possa essere superato o al limite eguagliato solo per un certo arco di tempo. Tale intervallo è chiamato "tempo di ritorno  $T_r$ " del massimo valore dell'evento preso in considerazione.

Ai fini pratici il tempo di ritorno di un dato evento, che sostanzialmente è l'inverso del "rischio idraulico", determina la dipendenza del dimensionamento delle opere di progetto all'evento stesso ritenuto "probabile".

In tal modo sono stati ricavati i valori relativi a tempi di ritorno rispettivamente di 10, 30, 50, 100 e 200 anni, valori ottenibili dalle espressioni:

$$(1) \quad h = u - 1/\alpha \ln | \ln (Tr - 1 / Tr) |$$

in cui:

$$u = m(h) - 0,5772/a$$

$$a = 1,283/ s(h)$$

con:

$$m(h) = \sum_i h_i/N \quad \text{media delle } N \text{ osservazioni;}$$

$$s(h) = \sqrt{\sum_i [h_i - m(h)]^2/(N-1)} \quad \text{scarto quadratico medio.}$$

Nella tab. 5 si riporta l'elaborazione di tali parametri per le differenti durate di pioggia.

Tr		t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
10 anni	$h_{\max} =$	40,57	48,92	60,33	74,44	85,50
30 anni	$h_{\max} =$	51,12	59,96	74,05	91,48	103,20
50 anni	$h_{\max} =$	55,93	65,00	80,31	99,26	111,28
100 anni	$h_{\max} =$	62,43	71,81	88,75	109,75	122,18
200 anni	$h_{\max} =$	68,90	78,58	97,17	120,21	133,04

**Tab. 5**

Possiamo trasformare l'equazione (1)  $h = a t^n$  ("equazione di possibilità pluviometrica") nel piano logaritmico in una retta di equazione:

$$(2) \quad \log h = \log a + \log t$$

Regolarizzandone i risultati con il metodo dei minimi quadrati, risolvendo il sistema di equazioni, nelle incognite  $n$  ed  $a$ :

$$n \sum (\log t)^2 + \log a \sum (\log t) = \sum (\log t \times \log h);$$

$$n \sum (\log t) + m \log a = \sum (\log h)$$

dove  $m$  è il numero delle durate, pari a 5 e  $t$  è il tempo, espresso in ore.

Nella **tab.6** e nella **fig.18** si riportano le seguenti forme di possibilità pluviometrica per tempi di ritorno sopra specificati e per durate di pioggia  $t$  e con  $h$  altezza di pioggia in mm.

Tr	LEGGE DI PIOGGIA	$h = a \times t^n$
10 anni	→	$h=39,336 t^{0,2444}$
30 anni	→	$h=49,302 t^{0,2333}$
50 anni	→	$h=53,853 t^{0,2295}$
100 anni	→	$h=59,99 t^{0,2252}$
200 anni	→	$h=66,106 t^{0,2218}$

Tab. 6

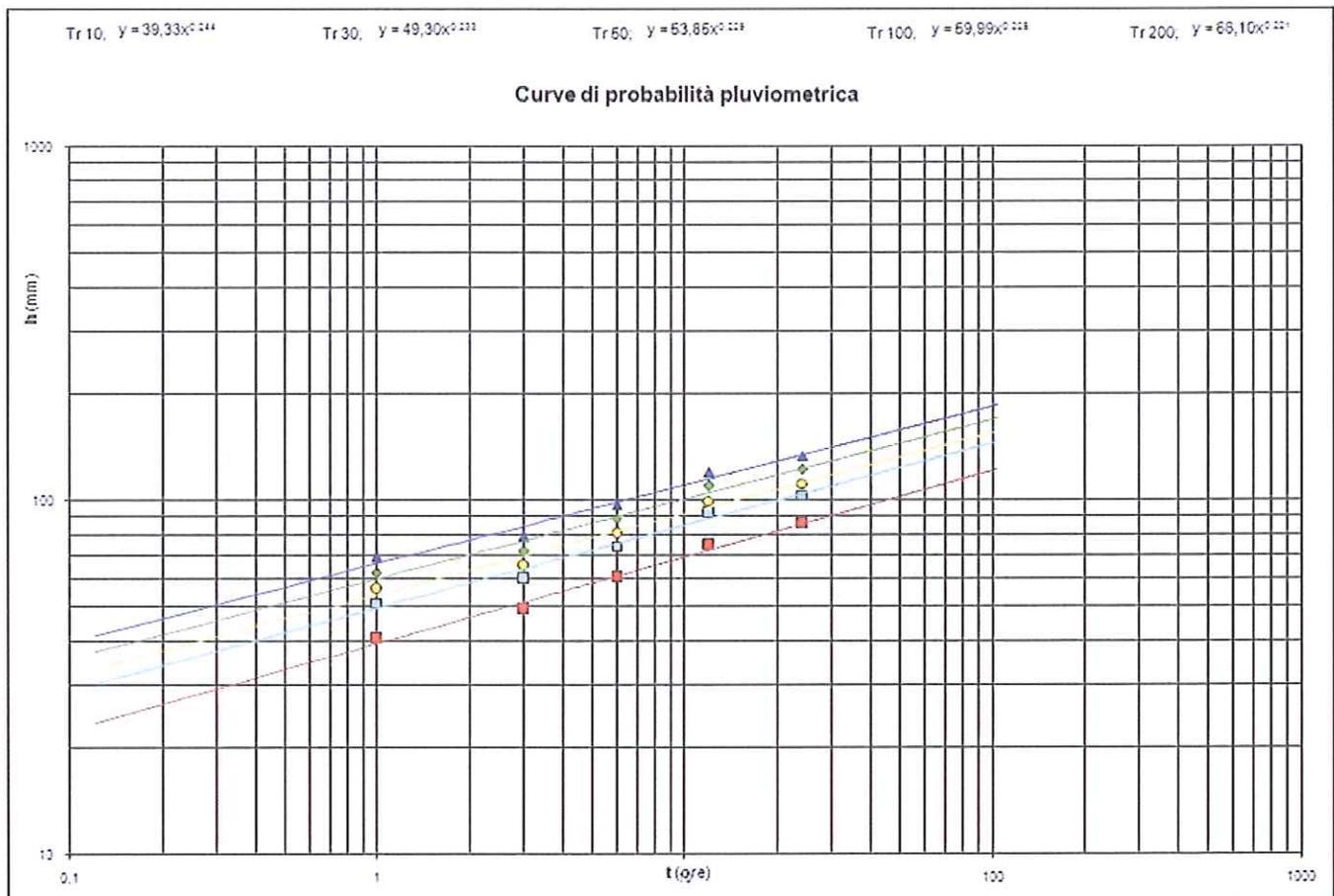


Fig. 18

Nella tab.7 si riporta l'elaborazione con un tempo di ritorno pari a 5 anni che è pari al tempo da assumere alla base di calcolo per la determinazione delle portate pluviali.

Equazione di possibilità pluviometrica (m = 5)					
Tr = 5 anni					
t (ore)	1	3	6	12	24
x = log t	0,000	0,477	0,778	1,079	1,380
g = sommatoria x	3,714				
k = log t <sup>2</sup>	0,000	0,228	0,605	1,164	1,904
r = sommatoria k	3,901				
y = log h	1,526279	1,619167	1,709729	1,800468	1,867981
z = x * y	0	0,772504	1,330169	1,942705	2,577814
p = sommatoria z	6,623193				
q = sommatoria y	8,523624				
q * g	31,65674				
m * p = 5 * p	33,11596				
A = q * g - 5 * p =	-1,45923				
g <sup>2</sup>	13,794				
m * r = 5 * r	19,505				
B = g <sup>2</sup> - 5 * r	-5,7112				
n = A/B	0,255502				
n * r	0,996714				
C = p - nr	5,626479				
log a = C/g	1,514938				
a	32,72937				
<b>h = a t<sup>n</sup></b>					
<b>h = 32,73 t<sup>0,255</sup></b>					
per cui si ha:					
Tc = 1h	h=	32,72937	mm		
Tc = 2h	h=	39,07073	mm		
Tc = 3h	h=	43,33545	mm		

Tab.7

La relativa equazione di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno pari a 5 anni è la seguente:

$$h=32,73t^{0,255}$$

### 7. Portate pluviali

L'Ordinanza Ministeriale n. 3184 del 22.03.2002 – art. 7, commi 3 e 5 – art. 8. Approvazione dei criteri, dei limiti di smaltimento e indirizzi per la programmazione ed attivazione degli interventi nel settore fognario e depurativo (“Piano Direttore”), definisce e distingue le acque di prima pioggia da quelle successive di dilavamento.

Le acque di prima pioggia sono definite come: *“le prime acque meteoriche di dilavamento fino ad un'altezza di precipitazione massima di 5 mm, relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 h di tempo asciutto, uniformemente distribuite sull'intera superficie scolante”*. Per queste il calcolo è semplice.

Per quanto riguarda le altre acque successive a quelle di prima pioggia, le volumetrie di acqua relative alla portata di piena devono essere calcolate con un tempo di ritorno non inferiore a 5 anni.

Riferendosi al tempo di ritorno di 5 anni, i dati afferenti alla curva della pioggia sono:

$$a = 32.73 \text{ mm} = 0.0327 \text{ m};$$

$$n = 0.255;$$

I valori del coefficiente di afflusso sono punto di grande incertezza di calcolo. Variano con il clima, in funzione dell'evaporazione, con la natura del sottosuolo, con la pendenza dei terreni, con il loro grado di saturazione per precedenti piogge ecc. In pratica però si tiene conto solo della superficie, trascurando gli altri fattori. I valori, secondo lo schema analitico adoperato, sono quelli riportati nella seguente tabella.

Superfici	valori di $\phi$
Tetti, terrazze, pavimentazioni in asfalto	0.9 - 0.8
Lastricati ben connessi	0.8 - 0.7
Lastricati ordinari	0.7 - 0.5
Macadam e selciati	0.6 - 0.4
Superfici battute	0.3 - 0.15
Superfici non battute	0.2 - 0.1
Parchi, boschi, giardini, terre coltivate	0.1 - 0

tab. 8

Quindi si ha che il coefficiente di afflusso, commisurato ad un bacino di area  $S = \sum S_i$ ,

$$\text{è uguale a: } f = \frac{\sum (f_i * S_i)}{\sum S_i}$$

Per il calcolo del volume d'invaso superficiale determinato dalle acque di pioggia si fa riferimento alla formula di Turazza:

$$u = 0,1157 (f * h) / t_c$$

con:

$h$  = altezza di pioggia calcolata per  $t_p = t_c$  (tempo di pioggia = tempo di corrivazione, essendo il tempo di corrivazione il tempo impiegato dall'acqua di pioggia a scorrere lungo tutto il tratto del bacino idrografico, nel caso di progetto della rete di fogna bianca) in mm,

$f$  = coefficiente di afflusso medio;

$t_c$  = tempo di corrivazione espresso in giorni.

Per zone e situazioni analoghe è stato utilizzato con successo un tempo di corrivazione pari a:  $t_c = 1 \text{ h.} = 1/24 = 0.0417 \text{ giorni}$

La portata di massima piena, espressa in l/sec, sarà quindi:

$$Q_{\max} = u * S$$

con S = superficie del bacino, espresso in ha.

Nell'area ad oggi non esiste la fogna di acqua bianca e pertanto in attesa della loro realizzazione si dovrà procedere nel modo seguente.

Le acque di dilavamento ai sensi dell'articolo 3 del Piano Direttore, sono disciplinate dall'articolo 5 e devono essere sempre sottoposte a trattamenti di grigliatura e dissabbiatura. E' facoltà del progettista o su richiesta della Provincia se ritenuto necessario, disporre anche un trattamento di desoleazione.

Quando le acque di dilavamento sono successive a quelle di prima pioggia, cioè quando sono di seconda pioggia, esse devono essere sottoposte a un trattamento di grigliatura, dissabbiatura e desoleazione. Tali acqua trattate potranno essere smaltite negli strati superficiali del sottosuolo, in zona anidra, valutando il franco di sicurezza tra il punto più basso cui si immette l'acqua meteorica trattata ed il livello superiore dell'escursione della superficie freatica.

## **8. Indagini**

### **8.1 Rilievo geologico di dettaglio**

Nell'area di interesse sono stati effettuati numerosi sopralluoghi per meglio comprendere la situazione geomorfologica esistente.

Nell'area è possibile osservare in affioramento strati e banchi calcarei ben visibili. La zona è caratterizzata da un esiguo spessore di terreno vegetale di copertura e stante la suborizzontalità presentata dagli strati calcarei, di frequente si osservano le facce di strato dell'ammasso carbonatico, così come meglio evidenziato dalle foto riportate in allegato. Gli strati calcarei hanno direzione N50W ed immersione a SE di pochi gradi.

### **8.2 Modellizzazione geologica del territorio**

Il DM 14.01.2008 prevede la modellazione geologica di sito, mediante l'esecuzione di indagini geognostiche di tipo diretto ed indiretto, al fine di caratterizzare il sottosuolo investigato.

Inoltre, è prevista la caratterizzazione sismica del sito attraverso la determinazione della categoria di sottosuolo. Nell'ambito dello studio in oggetto, al fine di ottemperare alla normativa sopra citata è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche di tipo indiretto ed in particolar modo sismico per poter definire un modello sismo-litologico del sottosuolo.

Sono stati condotti stendimenti sismici a rifrazione e stendimenti sismici di tipo MASW, in modo da poter ricavare modelli geo-sismici, associabili a modelli geolitoologici, caratterizzare da un punto di vista sismico i litotipi investigati e determinare

le caratteristiche dinamiche degli stessi, mediante la stima dei relativi moduli elastici. Gli stendimenti sono stati eseguiti tra i filari degli alberi di ulivo esistenti nella zona; la loro ubicazione è riportata in fig. 19.

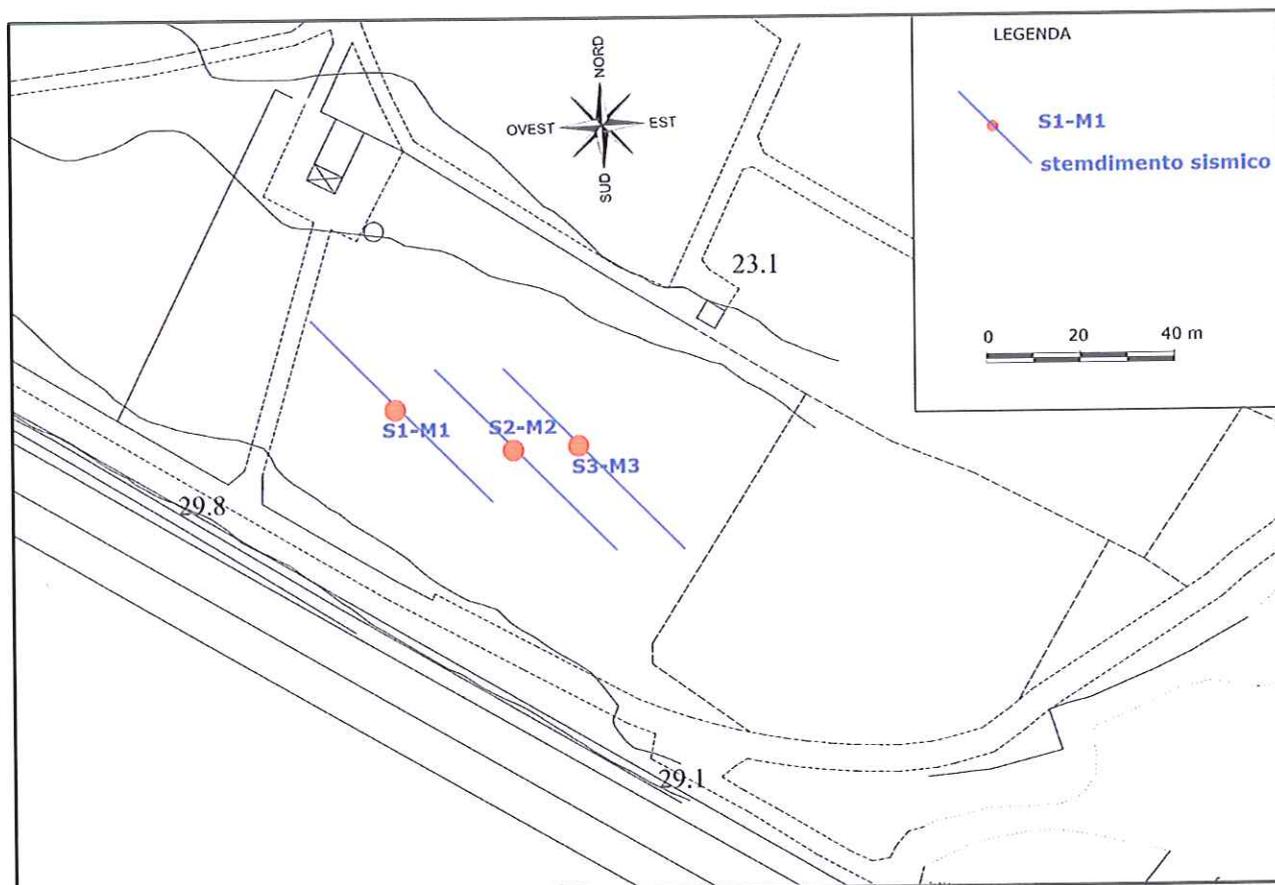


Fig. 19: ubicazione stendimenti sismici

### 8.2.1 Prospezione sismica

La prospezione sismica considera i tempi di propagazione di onde elastiche che, generate al suolo, si propagano nel semispazio riflettendosi e rifrangendosi su eventuali superfici di discontinuità presenti, qualora siano verificate opportune condizioni. Quando un'onda sismica incontra una superficie di separazione tra due mezzi con caratteristiche elastiche differenti, una parte dell'energia dell'onda si riflette nello stesso mezzo in cui si propaga l'onda incidente, e una parte si rifrange nel mezzo sottostante. Le relazioni matematiche dei principi fisici della riflessione e rifrazione sono regolate dalle note leggi di Snell. La condizione necessaria per la riflessione e la rifrazione di un raggio sismico è la variazione del parametro impedenza acustica fra i 2 mezzi separati dalla superficie di discontinuità. Essa si determina attraverso il prodotto tra la velocità dell'onda nel mezzo per la densità. Ogni litotipo è caratterizzato da una particolare velocità di propagazione, determinata

sperimentalmente attraverso prove di laboratorio o in situ. La velocità di propagazione delle onde sismiche nelle rocce dipende essenzialmente dai parametri elastici che sono influenzati, a loro volta, da numerosi fattori quali, ad esempio, la densità, la porosità, la tessitura, il grado di alterazione e/o di fratturazione, la composizione mineralogica, la pressione, il contenuto di fluidi, ecc.

Questi parametri rendono piuttosto ampio il campo di variabilità della velocità per uno stesso litotipo. Per questo motivo, non sempre un orizzonte individuato con metodologie sismiche coincide con un orizzonte litologico.

Un impulso generato da una sorgente sismica in superficie genera un treno d'onde sismiche di varia natura; in fase di acquisizione e di elaborazione è possibile analizzare onde sismiche di volume o di superficie, a seconda delle modalità con cui esse si propagano. Ciò comporta una distinzione fra la metodologia d'indagine sismica a rifrazione (analisi di onde di volume) e di tipo MASW (analisi di onde di superficie). Disponendo un certo numero di sensori (geofoni) sul terreno lungo uno stendimento sismico e osservando il tempo di percorrenza delle onde per giungere ai sensori, è possibile determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche che attraversano i vari strati nel sottosuolo, consentendo una ricostruzione attendibile delle sue caratteristiche elastico-dinamiche.

La metodologia sismica a rifrazione è finalizzata alla definizione di un modello sismo-litostratigrafico del sottosuolo investigato; in questa tecnica d'indagine la profondità d'indagine aumenta all'aumentare della lunghezza degli stendimenti sismici, mentre la risoluzione, ossia la minima distanza a cui è possibile distinguere due "oggetti" o "strutture" presenti nel sottosuolo, dipende principalmente dalla spaziatura scelta fra i sensori disposti sulla superficie.

### **8.2.2 Modalità di esecuzione dei rilievi: attività di campo**

I 3 profili sismici a rifrazione sono stati condotti utilizzando 12 geofoni aventi frequenza pari a 10 Hz e spaziatura 5 metri, realizzando stendimenti aventi lunghezza unitaria pari a 55 metri, che hanno consentito di investigare circa 8-10 metri dal piano campagna.

Per l'esecuzione del profilo sismico è stata utilizzata la tecnica degli scoppi coniugati, in cui vengono eseguiti uno scoppio centrale (indicato nella sezione sismostratigrafica con E), e due scoppi esterni simmetrici (A e B) per l'individuazione della geometria della superficie del rifrattore.

Per gli scoppi esterni è stato utilizzato un offset (distanza fra il punto di scoppio ed il primo geofono ricevitore) pari a metà della spaziatura geofonica, quindi 2.5 metri.

Per questo tipo di indagine, come per l'indagine MASW, è stato utilizzato un sismografo della PASI, modello "16SG12, con acquisizione computerizzata dei dati, durata dell'acquisizione pari a 128 msec e frequenza di campionamento di 250  $\mu$ sec.

E' stata utilizzata una sorgente del tipo "mazza battente" di peso pari a 10 Kg, ad impatto verticale su piastra per la generazione delle onde longitudinali P.

In fase di acquisizione, sono stati sommati sismogrammi dopo 4-5 battute, al fine di migliorare il rapporto segnale/rumore.

I 3 profili sismici di tipo MASW sono stati eseguiti nelle stesse aree investigate mediante indagine sismica a rifrazione; essi sono stati condotti utilizzando 12 geofoni aventi frequenza pari a 4.5 Hz, con spaziatura geofonica pari a 1.5 metri e quindi lunghezza totale pari a 16.5 metri.

E' stato eseguito un singolo offset di scoppio pari a 2 metri, durata dell'acquisizione di circa 1 secondo e tempo di campionamento pari a 1 millisecondo.

### **8.2.3 Elaborazione indagini sismiche a rifrazione**

Dai sismogrammi sperimentali sono stati letti i tempi di arrivo dei "first-break" attraverso l'utilizzo del software SISMOPC per la costruzione delle relative dromocrone (diagrammi tempo-distanza). L'interpretazione delle dromocrone è stata effettuata attraverso il software INTERSISM della Geo&Soft, utilizzando come tecnica di interpretazione il Metodo del Tempo Reciproco Generalizzato. E' stato possibile, così, ottenere le sezioni sismostratigrafiche dei profili e schematizzate di seguito.

#### **SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA S1:**

da m 0.00 a m -0.80 dal p.c.:

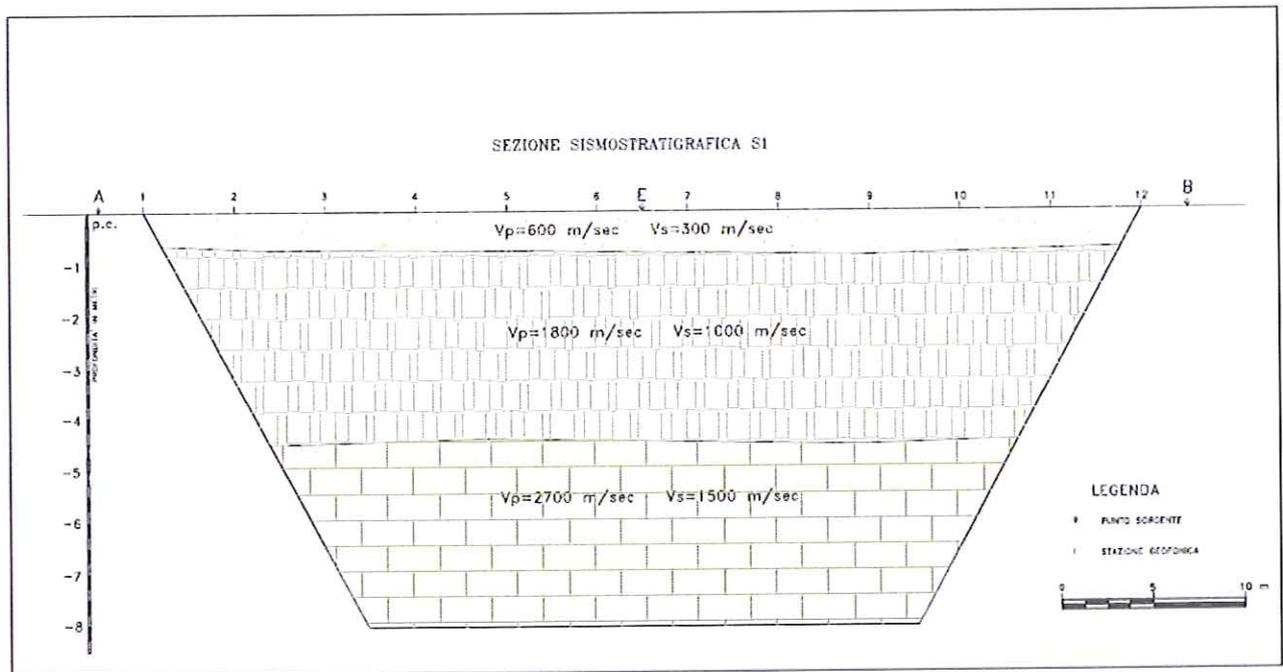
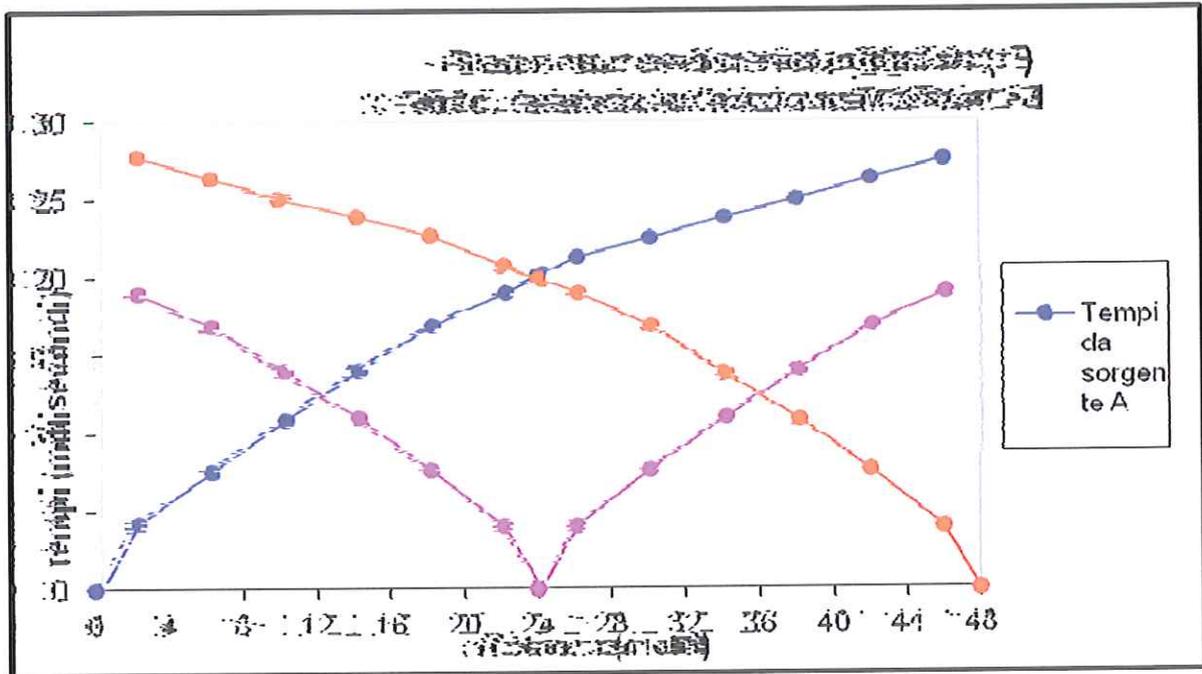
*SISMOSTRATO A* –  $V_p \approx 600$  m/s;

da m -0.80 a m -4.50 dal p.c.:

*SISMOSTRATO B* –  $V_p \approx 1800$  m/s;

da m -4.50 a m ..... dal p.c.:

*SISMOSTRATO C* –  $V_p \approx 2700$  m/s;



**SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA S2:**

da m 0.00 a m -0.30 dal p.c.:

*SISMOSTRATO A* –  $V_p \approx 620$  m/s;

da m -0.30 a m -4.00 dal p.c.:

*SISMOSTRATO B* –  $V_p \approx 1700$  m/s;

da m -4.00 a m ..... dal p.c.:

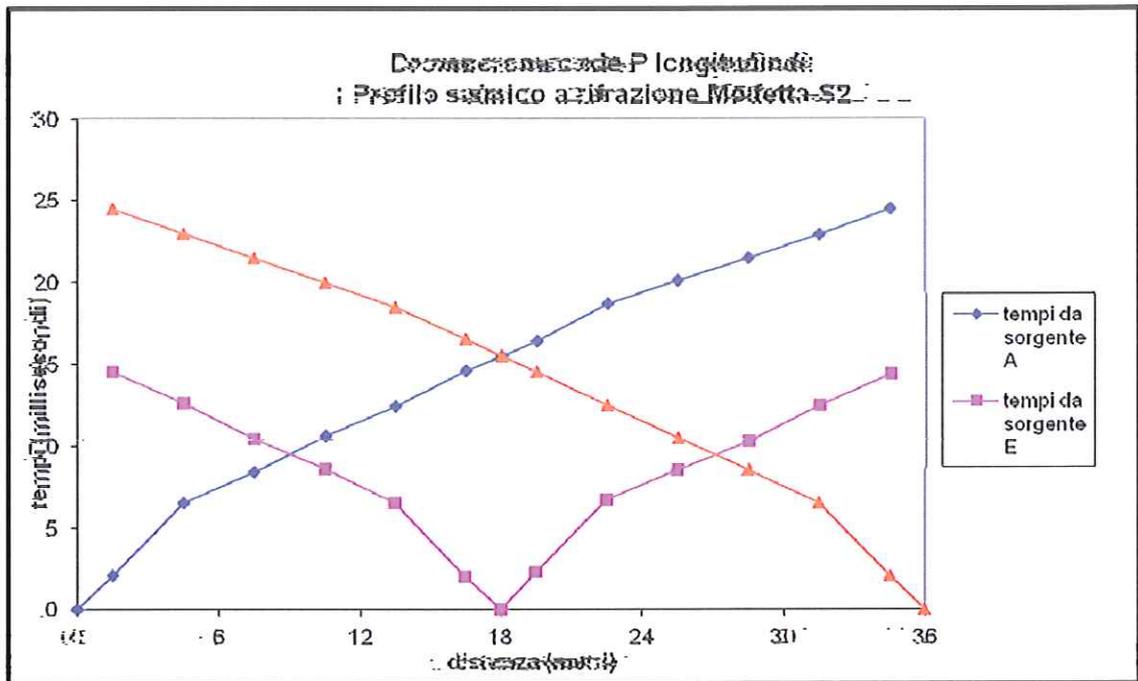
*SISMOSTRATO C* –  $V_p \approx 2550$  m/s;

Fig. 21: dromocrona

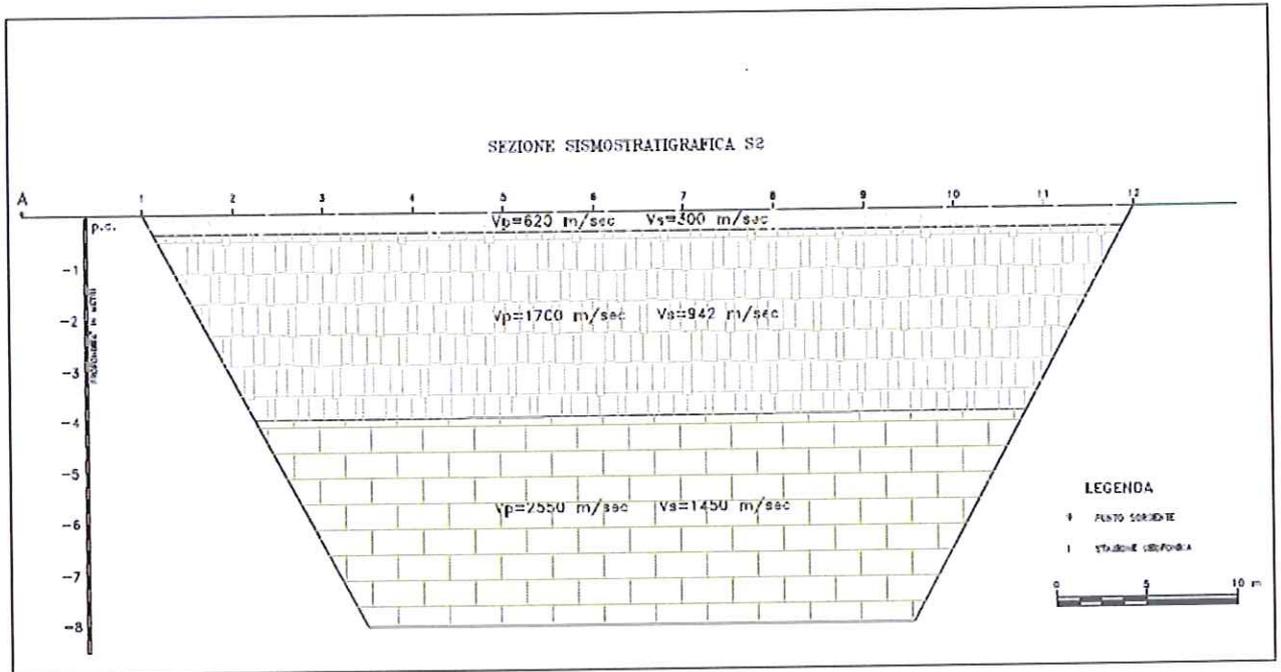


Fig. 22: sezione S2

**SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA S3:**

da m 0.00 a m -1.00 dal p.c.:

*SISMOSTRATO A* –  $V_p \approx 400$  m/s;

da m -1.00 a m -5.50 dal p.c.:

*SISMOSTRATO B* –  $V_p \approx 1940$  m/s;

da m -5.50 a m ..... dal p.c.:

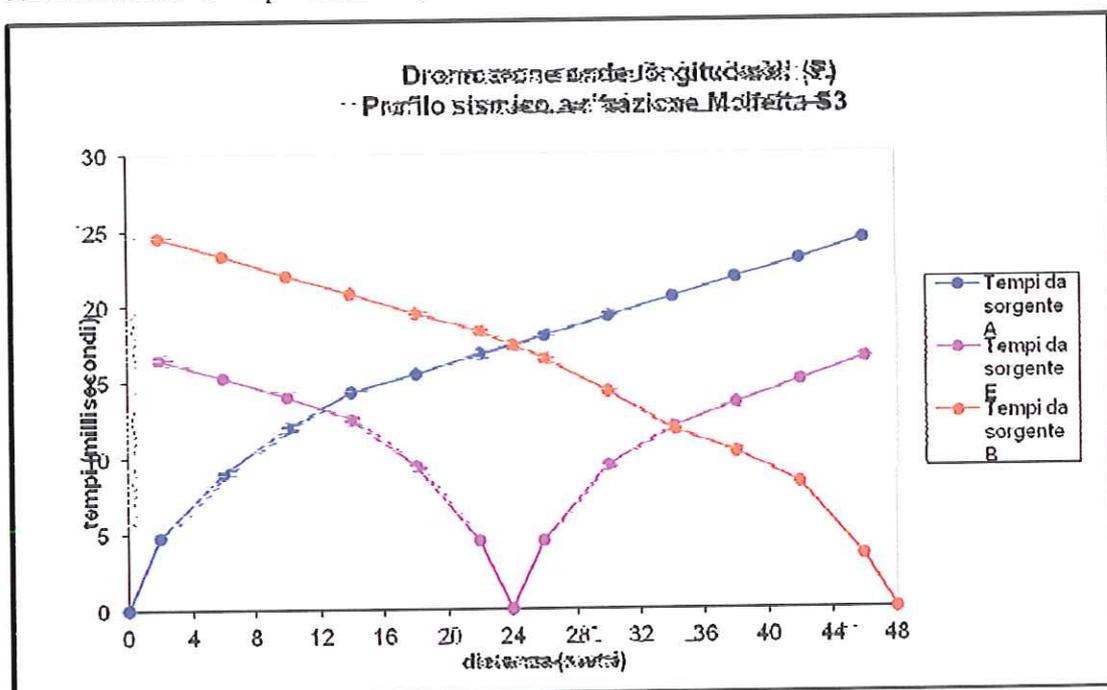
*SISMOSTRATO C* –  $V_p \approx 2600$  m/s;

Fig. 23: dromocrona

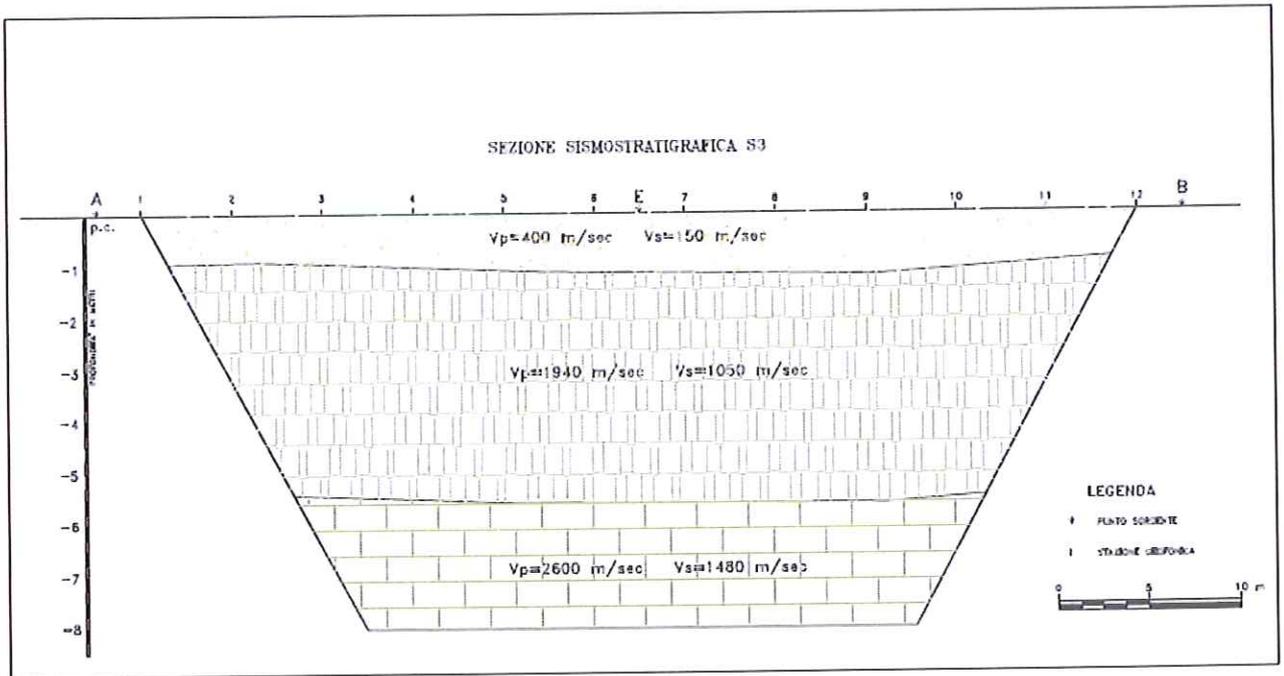


Fig. 24: sezione S3

Per i profili S1-S2 ed S3 sono stati rilevati 3 sismostrati:

- 1) **superficiale**, con  $V_p < 800$  m/s e spessore variabile fra 0.30 m e 1.00 m, attribuibile al terreno vegetale;
- 2) **intermedio**, con  $V_p$  media compresa fra 1700 m/s e 1940m/s e spessore variabile fra 3.7 m e 45 m, attribuibile al basamento carbonatico avente discrete caratteristiche tecniche;
- 3) **profondo**, con  $V_p$  media superiore a 2000 m/s, attribuibile allo stesso litotipo carbonatico avente migliori caratteristiche tecniche.

I valori delle  $V_s$  sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo la determinazione dei principali parametri elastici, con  $E$  (modulo di Young),  $G$  (modulo di taglio) e  $K$  (modulo di incompressibilità) espressi in  $\text{Kg/cm}^2$ , mentre il modulo di Poisson rappresenta un numero adimensionale.

Il peso di volume ( $\text{g/cm}^3$ ) è stato ricavato da una relazione empirica che lega tale parametro alla velocità di propagazione delle onde P longitudinali, attraverso la 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 (longitudinali o di pressione) espressa in  $\text{ft/s}$ .

Qui di seguito si riportano le tabelle.

Tab. 9: Profilo sismico S1

Strato	Vp	Vs	Poisson	E	G	K	$\gamma$
1°	600	300	0.333	3752	1407	3752	1.532
2°	1800	1000	0.277	52534	20573	39225	2.016
3°	2700	1500	0.277	130810	51226	97672	2.231

Tab. 10: Profilo sismico S2

Strato	Vp	Vs	Poisson	E	G	K	$\gamma$
1°	620	300	0.347	3822	1418	4167	1.545
2°	1700	942	0.278	46015	17996	34616	1.988
3°	2550	1450	0.261	119018	47189	83025	2.200

Tab. 11: Profilo sismico S3

Strato	Vp	Vs	Poisson	E	G	K	$\gamma$
1°	400	150	0.418	901	318	1836	1.384
2°	1940	1050	0.293	59755	23110	48077	2.054
3°	2600	1480	0.260	124523	49401	86593	2.210

### 8.3 Prospezione sismica di tipo MASW

Il parametro  $V_{s30}$  rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 metri di profondità ed è calcolato mediante la seguente espressione:

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

dove  $h_i$  è lo spessore dello strato  $i$ -esimo

$V_i$  è la velocità dello strato  $i$ -esimo

Tale parametro può essere determinato attraverso indagini indirette ed in particolar modo mediante l'analisi delle onde di Rayleigh, ossia onde di superficie generate dall'interazione tra onde di pressione (P) e le onde di taglio verticali (Sv) ogni qualvolta esiste una superficie libera in un mezzo omogeneo ed isotropo.

In presenza di un semispazio non omogeneo la loro velocità presenta dipendenza dalla frequenza, provocando dispersione della loro energia.

La dispersione è la deformazione di un treno d'onde nel sottosuolo dovuta ad una variazione di velocità di propagazione al variare della frequenza; per le onde di Rayleigh questa deformazione non si manifesta all'interno di un semispazio omogeneo e isotropo ma solo quando questi presenta una stratificazione.

Nelle nuove metodologie sismiche d'indagine del sottosuolo si considerano le onde di superficie in quanto la percentuale di energia convertita è di gran lunga predominante rispetto alle onde P ed S; inoltre l'ampiezza di tali onde dipende da  $\sqrt{r}$  anziché da  $r$  (distanza dalla sorgente in superficie) come per le onde di volume.

La propagazione delle onde di Rayleigh, sebbene influenzata dalla  $V_p$  e dalla densità, è funzione anzitutto della  $V_s$ , che rappresenta un parametro di fondamentale importanza nella caratterizzazione geotecnica di un sito.

L'analisi delle onde S mediante tecnica MASW viene eseguita mediante la trattazione spettrale del sismogramma, che, a seguito di una trasformata di Fourier, restituisce lo spettro del segnale. In questo dominio è possibile separare il segnale relativo alle onde S da altri tipi di segnale, come onde P, propagazione in aria ecc. Osservando lo spettro di frequenza è possibile evidenziare che l'onda S si propaga a velocità variabile a seconda della sua frequenza, come risultato del fenomeno della dispersione.

L'indagine sismica di tipo MASW presenta peculiarità rispetto alle altre classiche indagini sismiche per la caratterizzazione del sottosuolo, in particolar modo la sismica a rifrazione.

Infatti, contrariamente a quanto richiesto nell'indagine sismica a rifrazione, il segnale sismico acquisito nella tecnica MASW deve includere tutto il treno d'onda

superficiale; pertanto la durata dell'acquisizione deve essere definita in modo da contenere tutto il segnale e non troncato nelle ultime tracce.

Per quanto concerne il tempo di campionamento, mentre nella sismica a rifrazione si utilizza un tempo di campionamento più basso per ricostruire con dettaglio i primi arrivi dell'onda sismica, nell'indagine sismica Masw è sufficiente un campionamento più ampio per ricostruire tutto il segnale sismico. Inoltre, lo stesso segnale viene acquisito senza applicazione di filtri e incrementi del segnale.

La tecnica MASW prevede l'utilizzo di una sorgente attiva per l'energizzazione (massa battente di peso pari a 10 Kg) e la registrazione simultanea di 12 o più canali, utilizzando geofoni a bassa frequenza. Infatti l'esigenza di analizzare con elevato dettaglio basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 20 Hz e corrispondenti a maggiori profondità d'investigazione) richiede la necessità di utilizzare geofoni ad asse verticale con frequenza di taglio non superiore a 4,5 Hz.

L'indagine sismica di tipo MASW è principalmente finalizzata alla determinazione del parametro Vs30 più che alla ricostruzione sismo-stratigrafica del sottosuolo; in questa tecnica d'investigazione la lunghezza dello stendimento non rappresenta un parametro direttamente correlabile alla profondità d'investigazione in quanto viene eseguita un'analisi spettrale del segnale sismico acquisito.

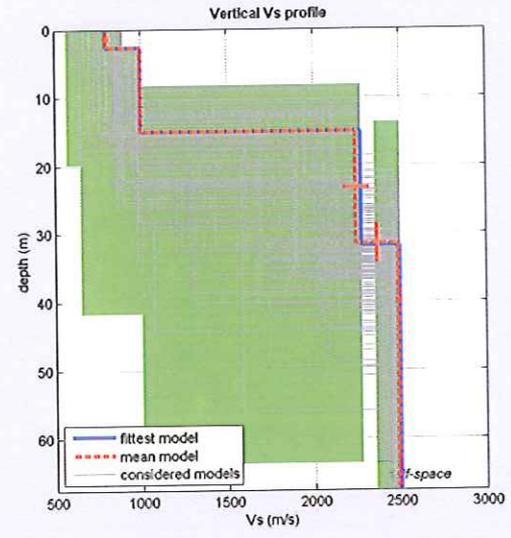
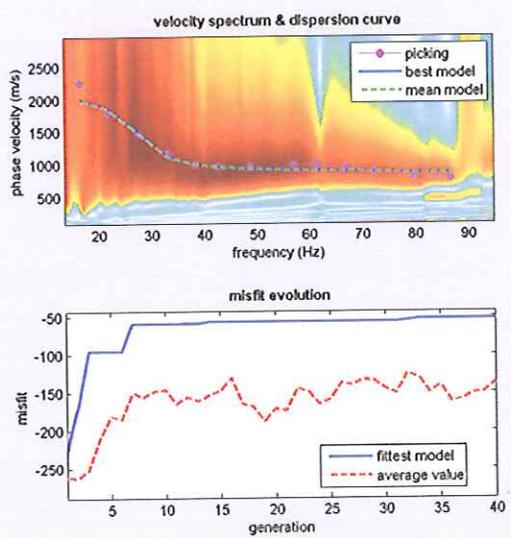
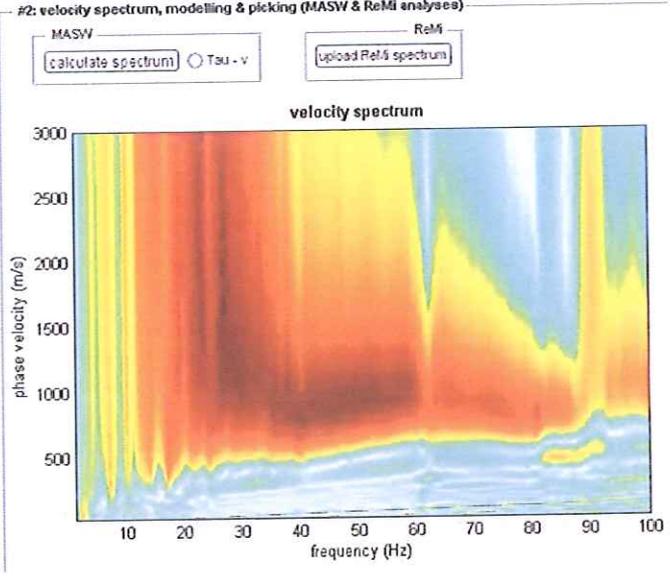
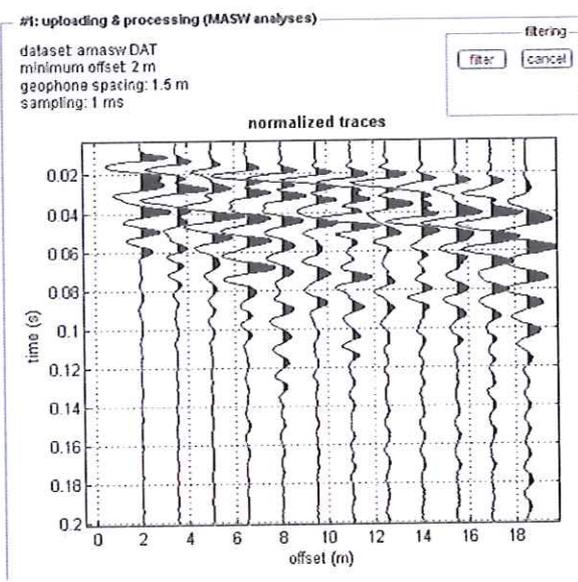
In tal caso, la profondità d'investigazione dipende principalmente dal contenuto in frequenza del segnale prodotto dalla sorgente sismica e dalle caratteristiche sismiche di sito, quali numero di strati, velocità di propagazione delle onde P ed S e dalla densità.

### **8.3.1 Elaborazione indagine sismica di tipo MASW**

La fase di elaborazione si sviluppa in due fasi:

- 1) determinazione della curva di dispersione e la valutazione dello spettro di velocità;
- 2) inversione della curva di dispersione interpretata, mediante picking di un modo dell'onda di Rayleigh e successiva applicazione di algoritmi genetici.

La sovrapposizione delle curve teoriche e sperimentali fornisce un parametro abbastanza indicativo sull'attendibilità del modello geofisico risultante. Per l'inversione dei dati sperimentali è stato utilizzato il software WinMasw 4.3 della EliaSoft. Il sismogramma, la curva di dispersione sperimentale e la relativa sezione elaborata del profilo sono mostrate nelle figure che seguono.. In particolar modo, nella figura in alto è mostrato il sismogramma sperimentale e la curva di dispersione, mentre nella figura in basso la stessa curva di dispersione con il relativo picking dei modi dell'onda di Rayleigh e il profilo verticale dell'onda S.

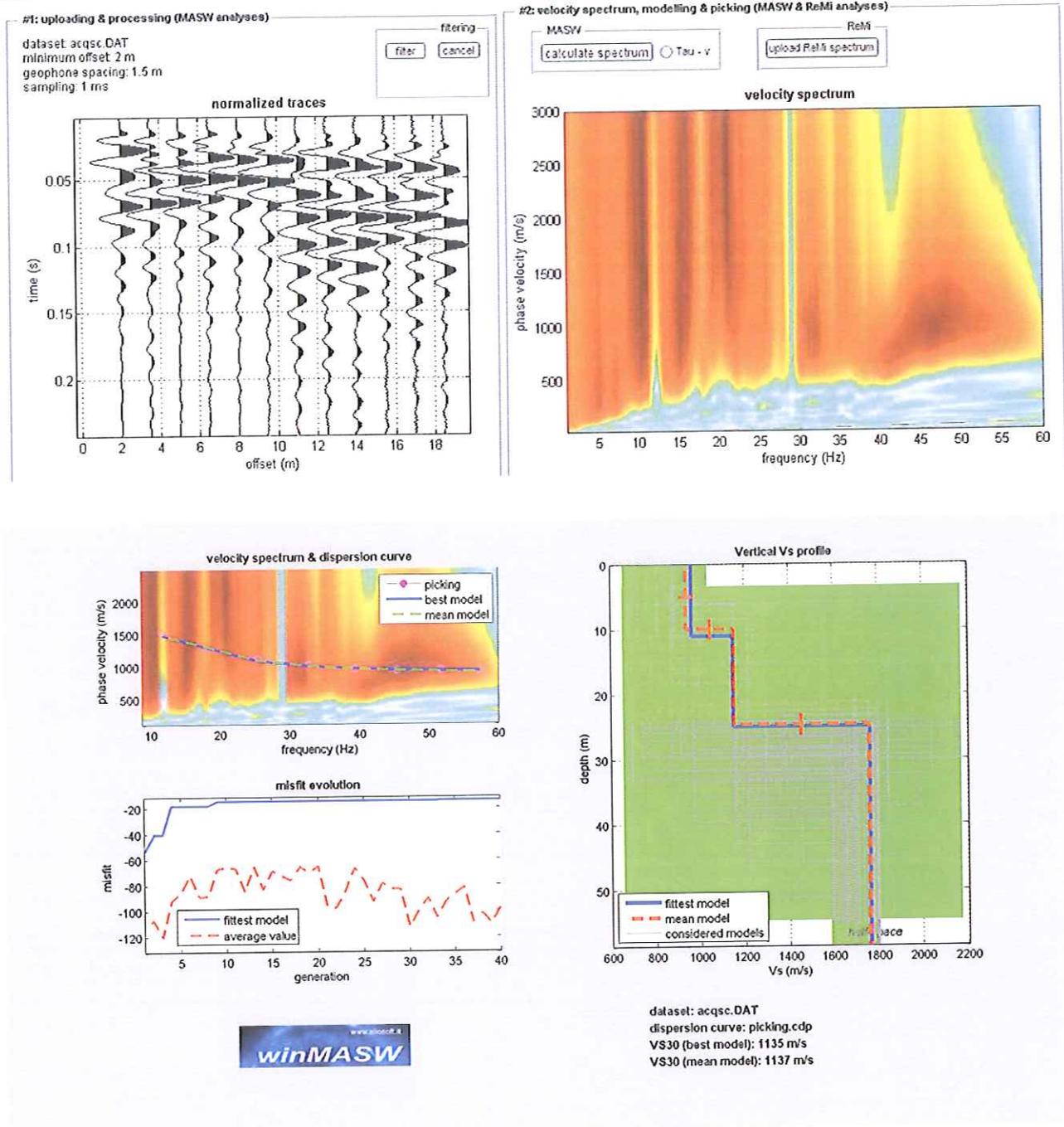


dataset: amasw.DAT  
 dispersion curve: picking.cdp  
 VS30 (best model): 1345 m/s  
 VS30 (mean model): 1341 m/s



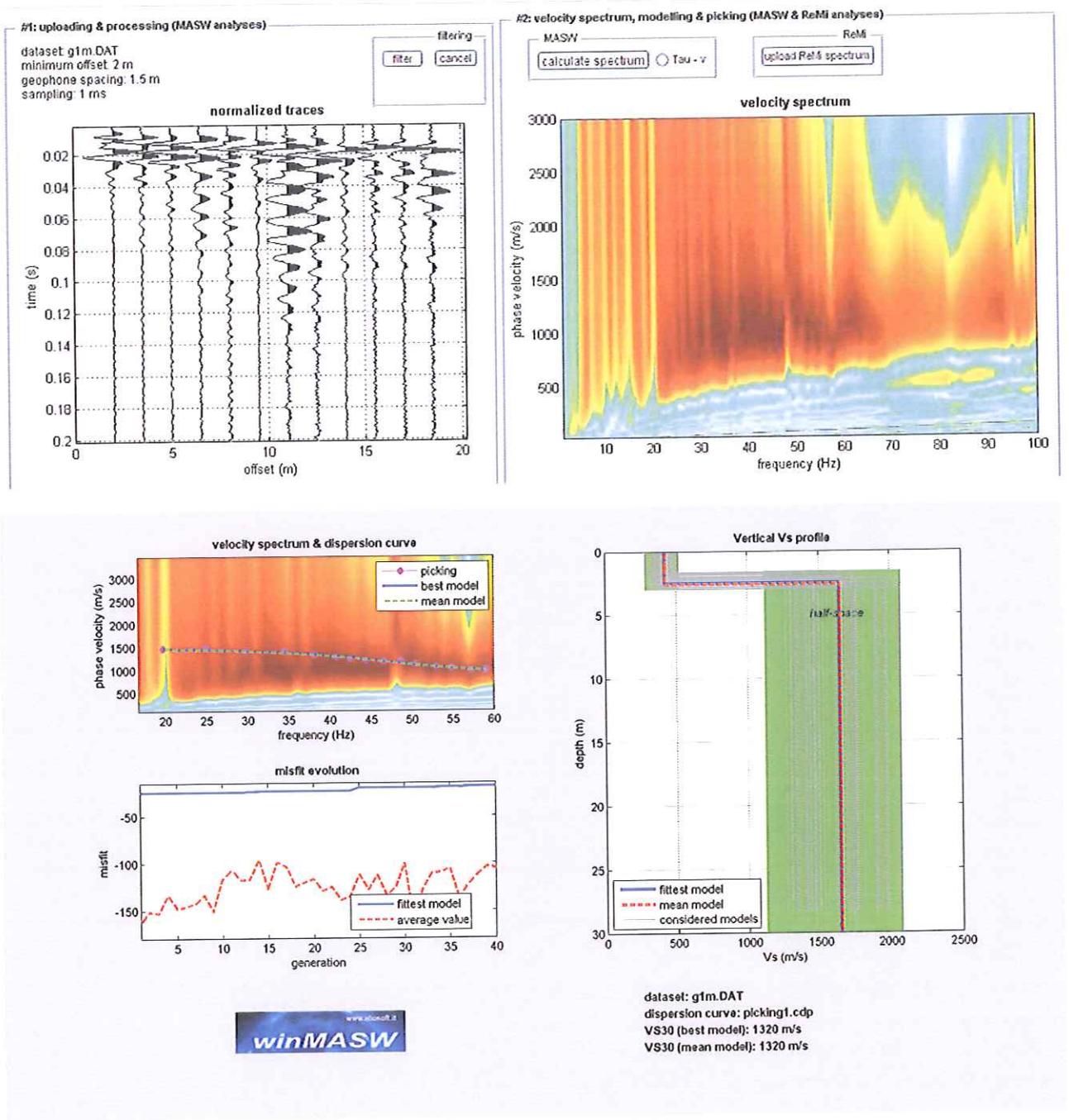
## ELABORAZIONE MASW PROFILO M1

Fig. 25



## ELABORAZIONE MASW PROFILO M2

Fig. 26



## ELABORAZIONE MASW PROFILO M3

Fig. 27

La  $V_{s30}$  stimata per i profili S1- S2 –S3 è superiore a 800 m/s, inserendo il terreno di fondazione in 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 di 3 m”.

#### **8.4 Conclusioni sulle indagini condotte**

L'indagine sismica condotta nell'agro di Molfetta è consistita nell'esecuzione di stendimenti sismici a rifrazione e di tipo MASW, al fine di determinare, da un punto di vista dinamico, le proprietà dei litotipi presenti, di definire un modello sismo-litostratigrafico e di caratterizzare da un punto di vista sismico il sottosuolo investigato, come richiede la normativa vigente.

Il modello sismo-litostratigrafico risultante evidenzia la presenza di 3 sismo-strutture aventi velocità crescente con la profondità.

Da un punto di vista litologico tali sismo-strutture possono essere riferite alla presenza dello strato di terreno vegetale in superficie ( $V_p < 800$  m/s), ad un basamento carbonatico variamente fratturato ( $1700 < V_p < 2000$  m) intermedio e allo stesso basamento carbonatico avente migliori caratteristiche meccaniche ( $V_p > 2000$  m/s) profondo.

Da un punto di vista sismico i terreni investigati ricadono in categoria A, ossia aventi  $V_s > 800$  m/s.

Contestualmente sono stati definiti i principali parametri dinamici (densità, modulo di Young, coefficiente di Poisson, modulo di taglio, modulo di incompressibilità) dei litotipi investigati.

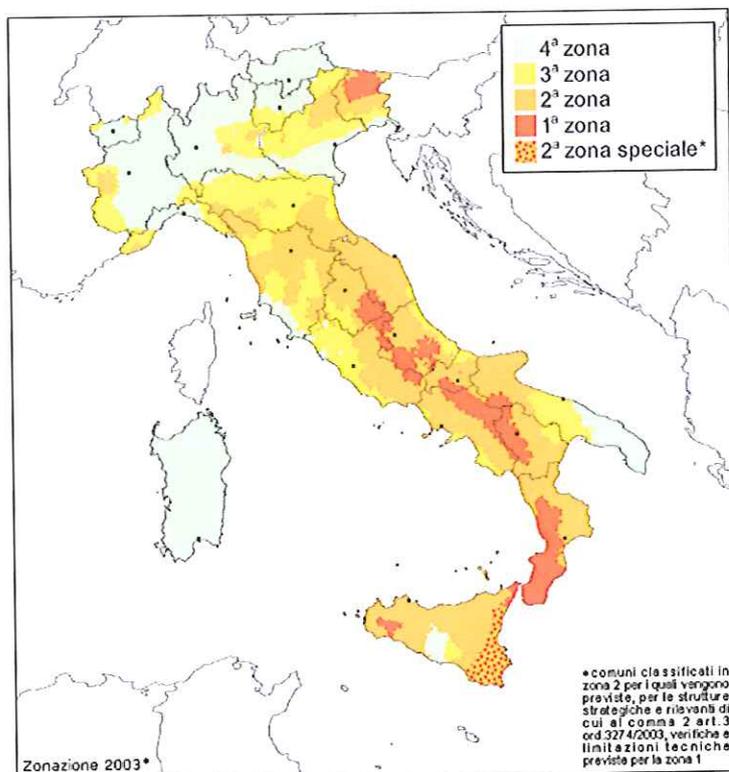
Sul terreno si osservano due sistemi principali di fratturazione, subverticali e circa ortogonali; il principale ha direzione NS ed il secondo EW.

#### **9. Sismicità dell'area**

Il Comune di Molfetta è stato classificato, in base all'O.P.C.M. 3274 nella zona sismica di 3<sup>a</sup> categoria, pertanto andranno altresì considerati gli aspetti geodinamici connessi al terreno. I più importanti sono le caratteristiche del moto sismico nel suolo e la risposta dinamica della struttura e del terreno di fondazione. In proposito va segnalato che l'assenza di condizioni geostutturali predisponenti all'evento (carta d'Italia del rischio sismico: studio effettuato dal CNR nell'ambito del progetto finalizzato Geodinamica) e la bassa sismicità assegnata al sito esclusivamente con criteri statistico-storici (come è noto l'inserimento è dovuto agli effetti indotti in zona dal grave sisma che ha interessato nel novembre 1980 le regioni limitrofe), permettono di affermare che la distanza epicentrale  $R$  è stata e, nel caso di eventi futuri, sarà in

ogni caso piuttosto elevata (la zona più vicina classificata di 1<sup>a</sup> categoria è il Gargano), ed in conseguenza, anche in caso di terremoti di grande magnitudo gli effetti saranno sicuramente modesti. Si riporta in seguito la zonazione sismica del territorio nazionale ad opera dell'INGV ed inoltre la carta delle accelerazioni del suolo (INGV) in termini di frazioni di "g" (accelerazione di gravità), alle quali il suolo può essere sottoposto a seconda dell'area in cui ricade.

I nuovi criteri di caratterizzazione sismica locale, come accennato in premessa sono menzionati nel D.M. 14/01/08 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" ed entrati ufficialmente in vigore in data 05/08/09 a seguito della Circolare emessa dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e pubblicata su G.U. n. 187 del 13 /08/2009, per cui per maggiore chiarezza sulla caratterizzazione sismica locale in termini di accelerazione del suolo in caso di sisma, riporteremo in seguito uno stralcio tratto dal sito ufficiale dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) in formato web-gis, in cui è possibile ulteriormente osservare la categoria di accelerazione sismica locale in cui il comune di Molfetta ricade; la quale da un'analisi cromatica della cartografia esaminata risulta compreso tra 0.100 e 0.125 g.



**Fig. 28:** Zonazione sismica del territorio nazionale

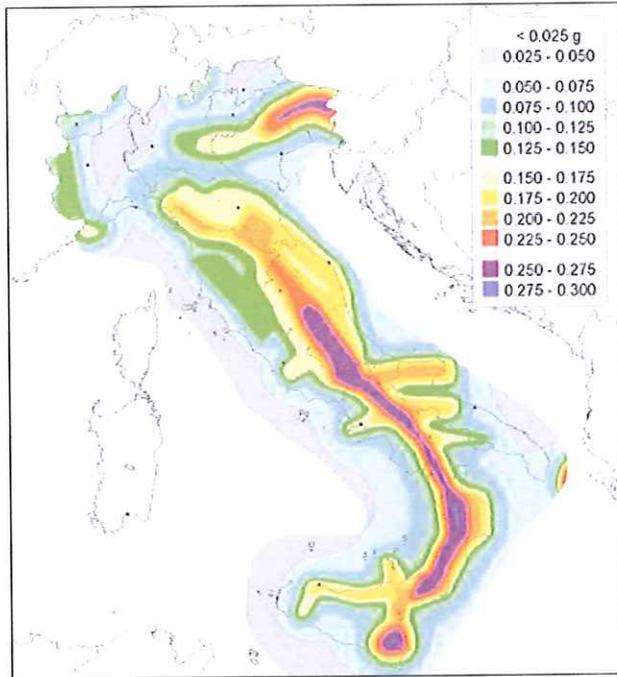


Fig. 29: Carta delle accelerazioni sismiche locali

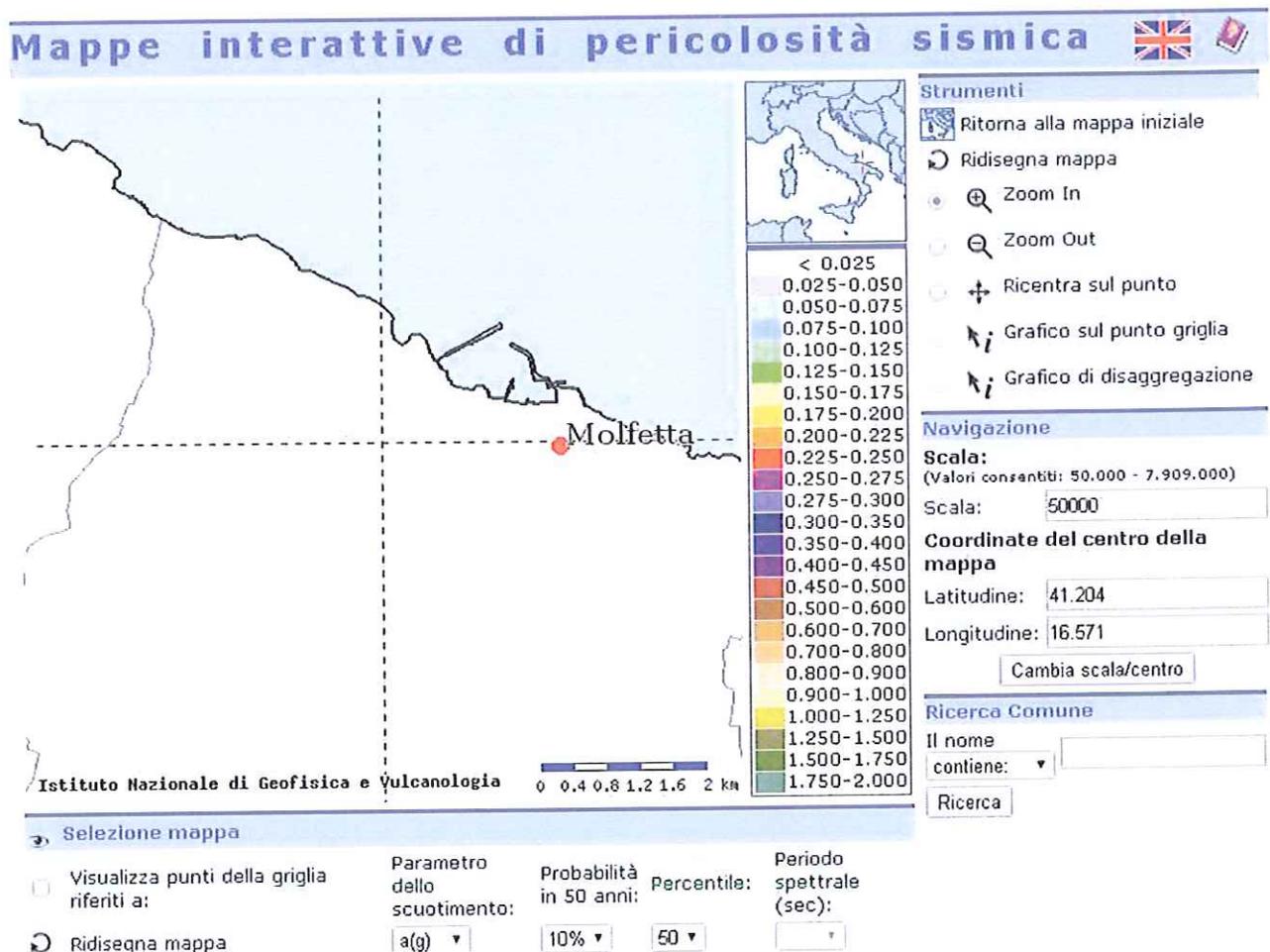


Fig. 30: Zonazione sismica nazionale (web-gis) in termini di accelerazione sismica locale

Sempre in riferimento alla succitata circolare e alle nuove Norme Tecniche è necessario inoltre caratterizzare il sito in funzione degli spettri di risposta sismica delle componenti orizzontali e verticali del suolo. Gli spettri di risposta sismica vanno stimati in relazione ai differenti Stati Limite a cui un manufatto è potenzialmente sottoposto; tale stima è stata effettuata disponendo di un software fornito dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ([www.cslp.it](http://www.cslp.it)), il quale è strutturato in tre fasi per la valutazione degli spettri di risposta:

FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (sulla base del progetto S 1 dell'INGV);

FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3 - Determinazione dell'azione di progetto.

Risulta chiaro che i dati di input al software sono scelti in funzione di diversi parametri, i quali dipendono direttamente da svariati aspetti come per esempio: dall'ubicazione del sito, dalla vita nominale del manufatto, dal coefficiente d'uso del manufatto, dalla tipologia di stato limite per cui si intende calcolare gli spettri di risposta elastica, dalla categoria di sottosuolo, dalla categoria topografica ed infine da aspetti di carattere strutturale dell'edificio (fattore di struttura).

Saranno pertanto di seguito riportate le relative schermate del software utilizzato da cui si potrà facilmente apprendere la fase di input dei dati per le tre FASI di lavoro e i relativi grafici riferiti agli spettri di risposta elastica, nonché tabelle in cui sono riassunti i principali parametri sismici locali.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variazioni dei parametri

---

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



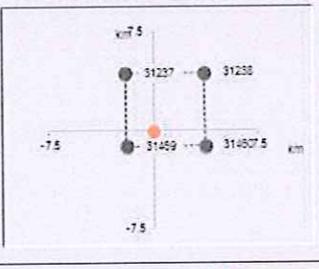
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

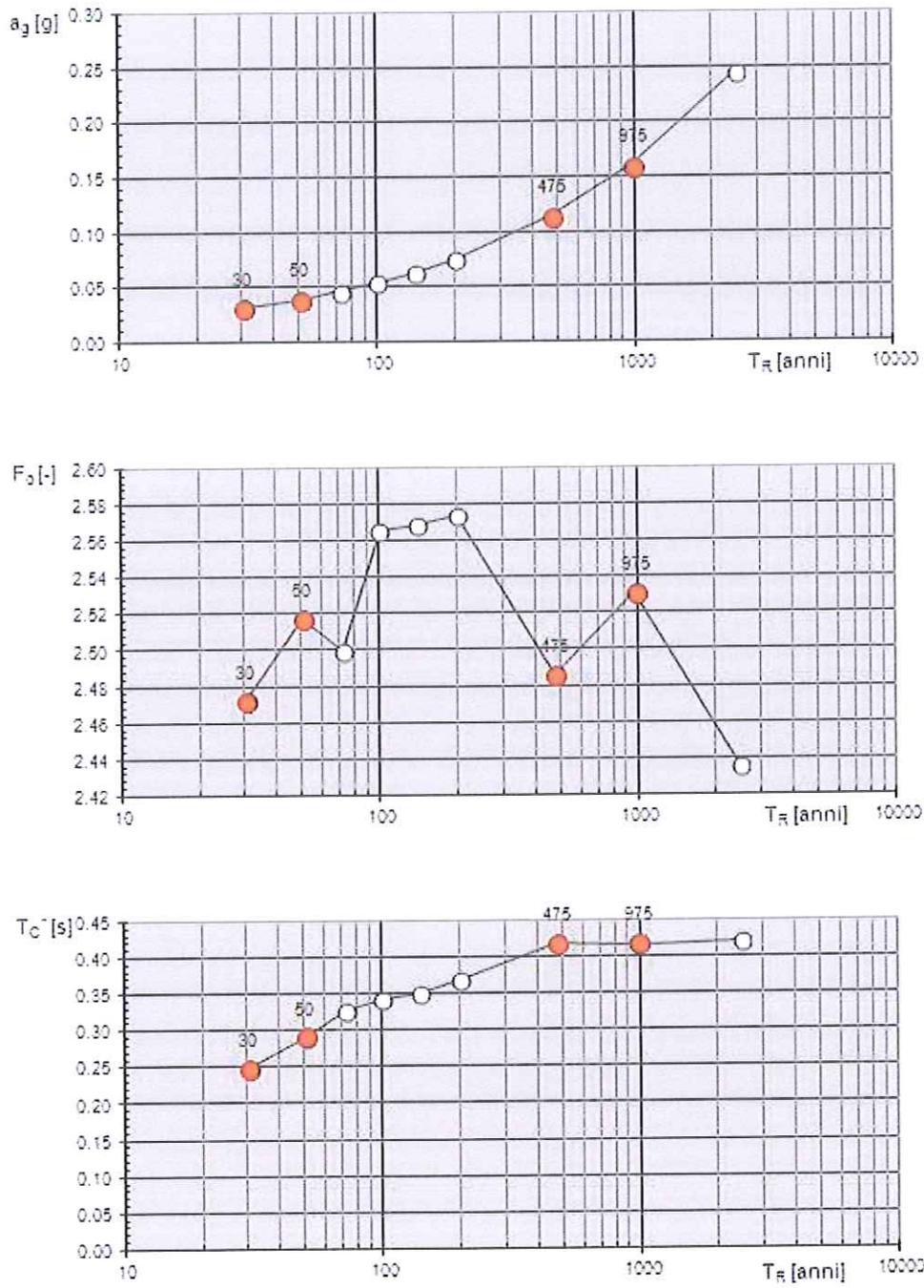


INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Fig. 31



**Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C$  in funzione del periodo di ritc**



**Fig. 33**

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

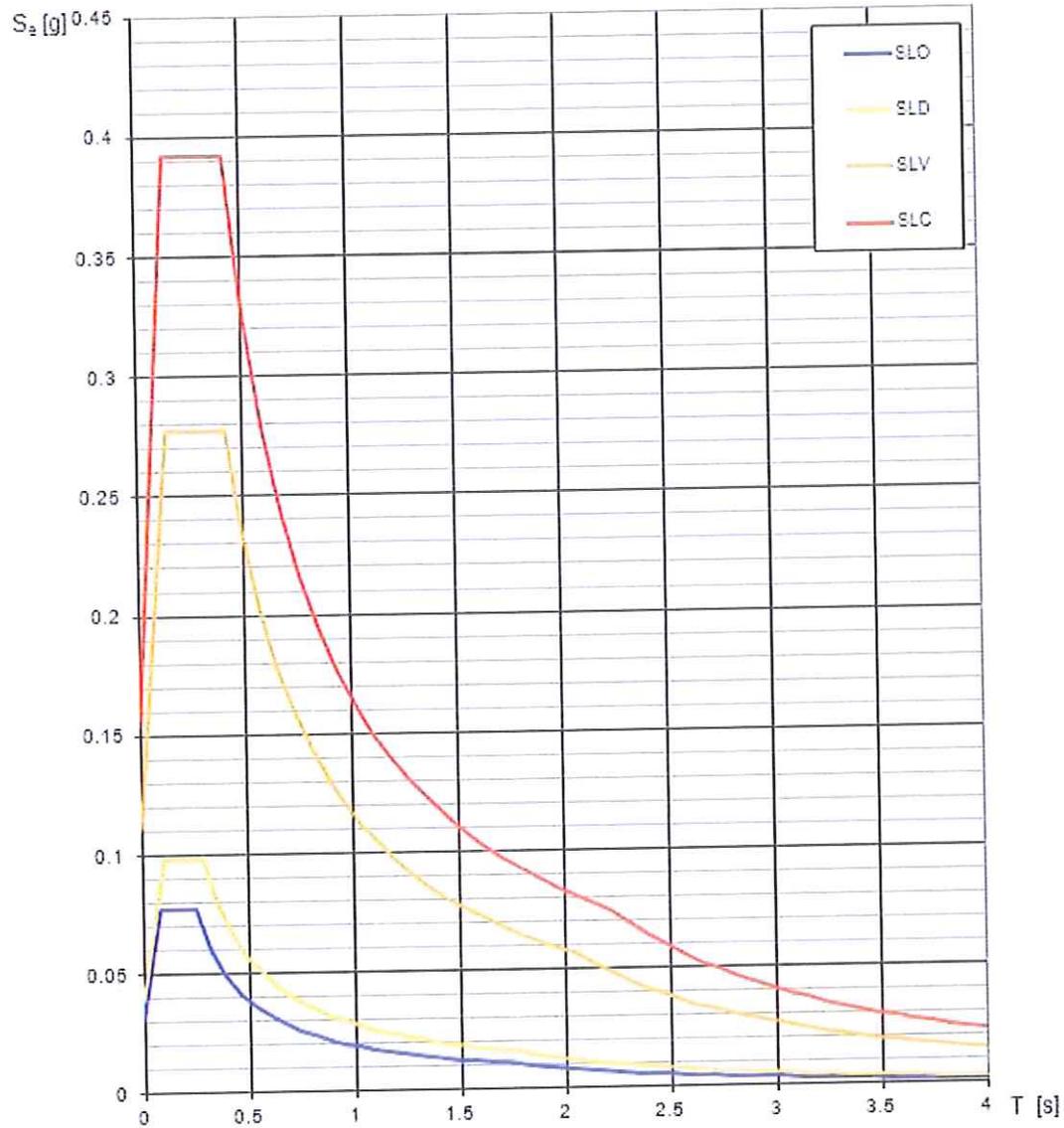


Fig. 34

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C$ [s]
SLO	30	0.031	2.470	0.248
SLD	50	0.039	2.514	0.290
SLV	475	0.111	2.489	0.420
SLC	975	0.154	2.551	0.422

Fig. 35

Nella successiva schermata relativa alla FASE 3 i parametri di input del software utilizzati consistono in una verifica in funzione dell'SLC (Stato Limite al Collasso, cfr. par. 3.2.1 NTC 14/01/2008), considerando una categoria di suolo di tipo A (cfr. par. 3.2.2 NTC 14/01/2008), una categoria topografica T1 (ossia con pendenze inferiori a 15°, cfr. par. 3.2.2 NTC 14/01/2008), un fattore  $q_0$  pari a 3,6 in funzione della tipologia costruttiva (cfr. par. 7.3.1 NTC 14/01/2008), un fattore  $q$  pari a 1,5 (cfr. par. 7.3.1 NTC 14/01/2008). Sono di seguito riportati anche i grafici dei corrispondenti spettri di risposta elastica relativi a tale verifica.

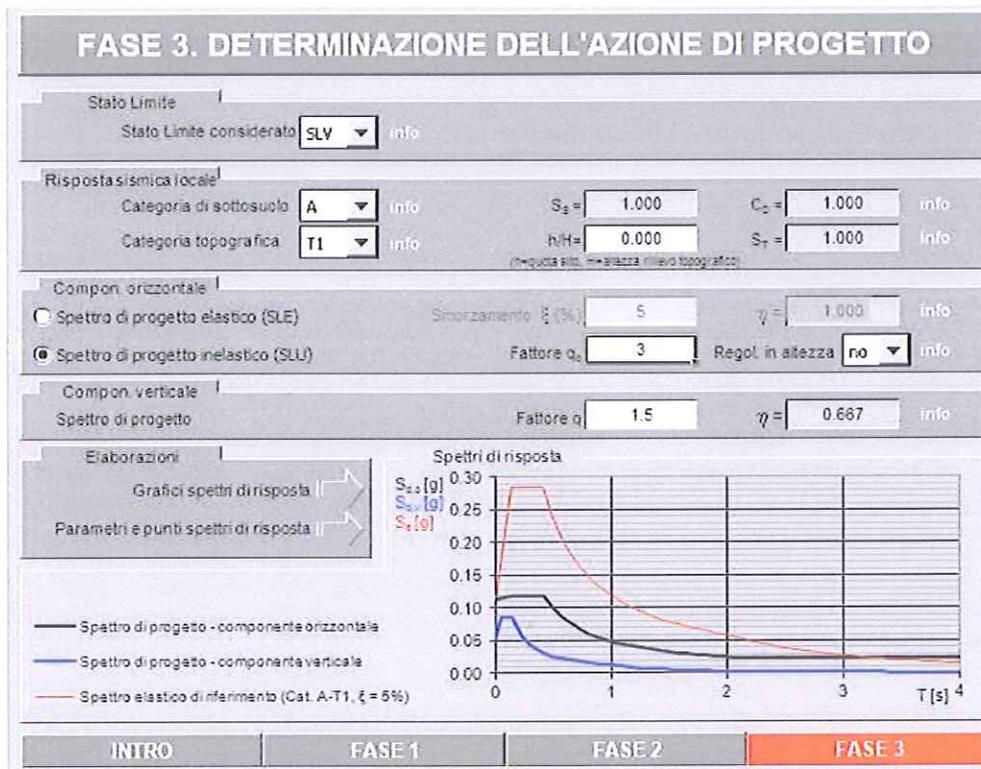


Fig. 36

## Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limiti SLV

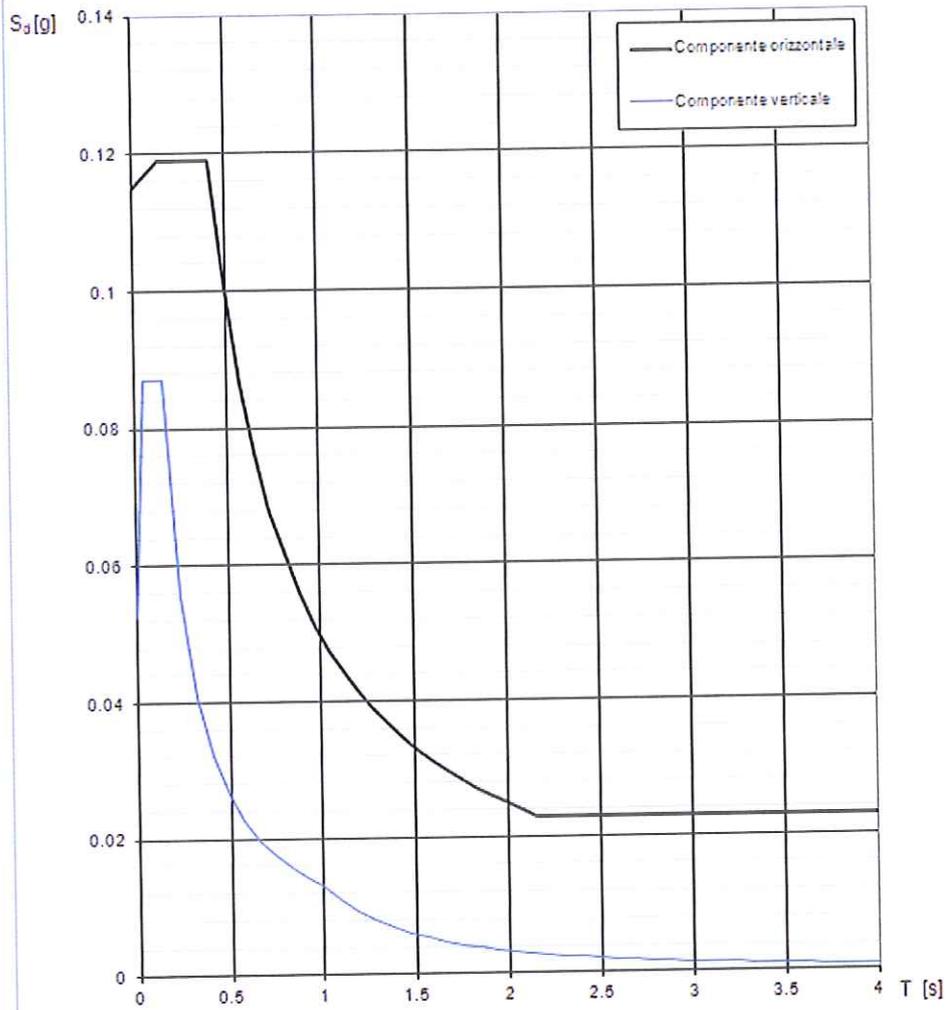


Fig. 37

## Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.115
T <sub>e</sub> ←	0.139	0.119
T <sub>c</sub> ←	0.417	0.119
	0.496	0.100
	0.574	0.086
	0.652	0.076
	0.730	0.068
	0.808	0.061
	0.886	0.056
	0.965	0.051
	1.043	0.048
	1.121	0.044
	1.199	0.041
	1.277	0.039
	1.356	0.037
	1.434	0.035
	1.512	0.033
	1.590	0.031
	1.668	0.030
	1.746	0.029
	1.825	0.027
	1.903	0.026
	1.981	0.025
T <sub>e</sub> ←	2.059	0.024
	2.152	0.023
	2.244	0.023
	2.336	0.023
	2.429	0.023
	2.521	0.023
	2.614	0.023
	2.706	0.023
	2.798	0.023
	2.891	0.023
	2.983	0.023
	3.076	0.023
	3.168	0.023
	3.261	0.023
	3.353	0.023
	3.445	0.023
	3.538	0.023
	3.630	0.023
	3.723	0.023
	3.815	0.023
	3.908	0.023
	4.000	0.023

Fig. 38

## 10. Modellazione sismica.

### Premessa

La modellazione sismica del sito di costruzione è regolamentata dal paragrafo 6.2.2 delle NTC (DM 14.01.08) e dal paragrafo 6.2 della Circolare del 02.02.09 n. 617. Come riportato dalla suddetta normativa, 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 cat. A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $PV_R$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $PV_R$ , 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.

### Categoria di sottosuolo

In assenza di un'analisi specifica sulla valutazione della risposta sismica locale, per definire l'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III)

La classificazione della categoria di sottosuolo si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
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 $V_{s30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SP,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SP,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<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).

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
S1	Deposit di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Deposit di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Nell'area in esame, il calcolo del  $V_{s30}$ , basato sulle indagini sismiche a rifrazione e MASW riportate nella relazione geologica, è stato eseguito considerando il piano di appoggio delle fondazioni in corrispondenza dell'orizzonte calcareo, a circa 3.00 m dal p.c. Il valore ottenuto è maggiore di **800 m/sec**, per cui in riferimento alla suddetta normativa, il terreno di fondazione rientra nella categoria di suolo di fondazione "A", trattandosi di formazione rocciosa caratterizzata da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, con una  $V_{s30} > 800$  m/sec.

### Condizioni topografiche

Nel nostro caso la configurazione topografica superficiale è semplice e rientra nella categoria T1.

### Azione sismica

Il calcolo dei coefficienti sismici è stato eseguito considerando:

- superficie topografica pianeggiante: T1
- categoria sottosuolo: A
- classe dell'edificio: II,  $C_U=1$

- vita nominale:  $V_N \geq 50$  anni
- periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \cdot C_U \geq 50$  anni

### 11. Criteri di progettazione in aree carsiche

Nelle aree sede di fenomeni erosivi di tipo carsico, i problemi nascono dalla difficile determinazione sia della disposizione, sia della forma e dimensioni di eventuali cavità presenti al di sotto del piano di posa delle fondazioni.

La continuità laterale e verticale della roccia non è comunque quasi mai verificata né regolare, per la presenza di zone a luoghi più allentate e fratturate che, talvolta, potrebbero reagire in modo difforme sotto l'aspetto geostatico.

Il confronto tra lo stato di fratturazione e lo sviluppo della rete carsica porta ad una caratterizzazione della roccia in sito che può essere ascritta al **GRADO II** o **III** ("Valutazione geologico-tecnica degli ammassi rocciosi carsificati"; F. ZEZZA, 1976). Cioè si passa da ammasso poco carsificato (II grado) a quello mediamente carsificato (III grado). La roccia è definibile come "discreta", con giunti di stratificazione solo parzialmente interessati da manifestazioni di tipo carsico ed ancora caratterizzata dalla presenza di piccole cavità, a sviluppo essenzialmente verticale, collegate ai processi di erosione e di dissoluzione carsica.

Per questo tipo di roccia l'indice di qualità della roccia (**RQD**) varia dal 30 al 50%.

Tenendo conto delle incertezze relative alla conoscenza precisa e puntuale del sottosuolo è necessario prevedere la possibilità di impiegare opportuni interventi che possono avere come obiettivo, o il miglioramento delle caratteristiche meccaniche della porzione di terreno all'interno della quale gli incrementi delle sollecitazioni, prodotti dall'opera in oggetto, sono significativi, ovvero il trasferimento di tali incrementi in zone più resistenti.

### 12. Aspetti geodinamici

Tutti gli aspetti precedentemente descritti si riferiscono solo a quelli geostatici. Rientrando il Comune di Molfetta nella zona sismica di 3<sup>a</sup> categoria andranno altresì considerati gli aspetti geodinamici connessi al terreno.

I più importanti sono le caratteristiche del moto sismico nel suolo e la risposta dinamica della struttura e del terreno di fondazione. In proposito va segnalato che l'assenza di condizioni geostrutturali predisponenti all'evento (carta d'Italia del rischio sismico: studio effettuato dal CNR nell'ambito del progetto finalizzato Geodinamica) e la bassa sismicità assegnata al sito esclusivamente con criteri statistico-storici (come è noto l'inserimento è dovuto agli effetti indotti in zona dal grave sisma che ha interessato nel novembre 1980 le regioni limitrofe), permettono di

affermare che la distanza epicentrale  $R$  è stata e, nel caso di eventi futuri, sarà in ogni caso piuttosto elevata (la zona più vicina classificata di 1<sup>a</sup> categoria è il Gargano), ed in conseguenza, anche in caso di terremoti di grande magnitudo gli effetti saranno sicuramente modesti.

### 13. Descrizione delle costruzioni

Le strutture, destinate ad attività produttive e commerciali, secondo quanto riportato al par. 2.4.2. del DM 14.01.2008 e cioè *Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali...omissis con vita nominale  $\geq 50$  anni* così come riportato nella tab. 2.4.I del sopraccitato DM.

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Inoltre in base a quanto riportato al par. 2.1 dell' EC7, la categoria geotecnica da attribuire alla struttura in esame è la categoria geotecnica 2.

*“Questa categoria comprende tipi convenzionali di strutture e fondazioni, che non presentino rischi eccessivi oppure condizioni di sottosuolo o di carico non comuni o eccezionalmente difficili. Le strutture categoria geotecnica 2 richiedono dati geotecnici e analisi di tipo quantitativo per verificare che siano soddisfatti i requisiti fondamentali; possono essere, peraltro, adottate procedure di prova in sito ed in laboratorio, nonché di progetto di costruzione di tipo convenzionale.”*

Questo giustifica la tipologia di analisi e studi effettuati per la determinazione delle caratteristiche di progetto del piano di sedime.

### 14. Input dei dati generali di calcolo

In questo paragrafo vengono forniti i dati necessari alla definizione delle caratteristiche principali dei diversi litotipi riscontrati, anche soprattutto in funzione delle risultanze emerse dalle indagini geofisiche eseguite.

Per quanto riguarda la categoria topografica (par. 3.2.2 DM 14.01.2008), così come riportato nella **tab. 3.2.IV**, i terreni in oggetto rientrano nella **T1** e cioè *“superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”*.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In mancanza di determinazioni più accurate, valide soprattutto per le costruzioni strategiche, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie del terreno di fondazione, la forma spettrale sui sottosuoli viene modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_s$ , il coefficiente topografico  $St$  ed il coefficiente  $C_c$  che modifica il valore del periodo  $T_c$ . Questi sono calcolati mediante le espressioni fornite nella tab. 3.2.V, qui riportata, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – *Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$* 

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per tener conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $St$ , riportati nella tab. 3.2.IV qui sotto riportata, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera e dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

### 15. Parametri geotecnici dei terreni

La valutazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, è stata basata sulle caratteristiche litologiche e strutturali dell'ammasso roccioso, valutando il numero di fratture per metro ( $i$ ), presenti nel terreno.

Sono state considerate le risultanze delle indagini sismiche condotte in sito e i risultati di prove di laboratorio condotte su materiali similari (come condizioni di fratturazione e carsismo) appartenenti alla formazione del "Calcere di Bari.

Il fine è stato quello di determinare i parametri caratteristici del terreno di sedime. I valori caratteristici si ottengono elaborando con metodi statistici un campione di dati sperimentali. Nell'Eurocodice 7, a cui le Norme Tecniche si rifanno, il valore caratteristico dei parametri geotecnici è quel valore al quale è associata una prefissata *probabilità di non superamento*.

Il valore caratteristico di ogni singolo parametro geotecnico, secondo Schneider (1997), Cherubini & Orr (1999) esso può essere agevolmente valutato conoscendo la media  $x_m$  ed il Coefficiente di Variazione ( $CV_x$ ) espresso come frazione dell'unità:

$$x_k = x_m \left( 1 - \frac{CV_x}{2} \right)$$

Nel caso in cui si assumesse quale distribuzione di probabilità del data set indagato la distribuzione Normale o di Gauss e si facesse riferimento al frattile superiore al 5% per le azioni (ovvero al frattile inferiore al 95%) secondo le indicazioni dell'EC7, si avrebbe:

$$x_k = x_m - 1.64 \cdot \sigma_x$$

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5% (frattile del 5%), alla quale corrispondono, per una distribuzione di tipo gaussiana, valori caratteristici di angolo di attrito e di coesione pari a:

$$\phi_k = \phi_m(1-1,645V\phi)$$

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

dove:

$\phi_k$  = valore caratteristico angolo di attrito interno;

$c_k$  = valore caratteristico della coesione;

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

$c_m$  = valore medio della coesione

$V_\phi$  = coeff. di variazione di  $\phi$ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $\phi$

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

La valutazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, è stata basata sulle caratteristiche litologiche e strutturali dell'ammasso roccioso, valutando il numero di fratture per metro ( $i$ ), presenti nel terreno.

Sono state considerate le risultanze delle indagini sismiche condotte in sito e i risultati di prove di laboratorio condotte su materiali simili (come condizioni di fratturazione e carsismo) appartenenti alla formazione del "Calcere di Bari". Si riportano qui di seguito i parametri più significativi.

parametro	unità di misura	valore
$\gamma_g$ peso specifico dei granuli	t/mc	2.70
$\gamma$ peso di volume in laboratorio	"	2.60
n porosità l.s.	%	3.70
C grado di compattezza	-----	0.96
$\phi'$ angolo di attrito intergranulare	gradi	35
$c'$ coesione	N/mmq	0.1
$\sigma_r$ tensione di rottura per compressione	N/mmq	50

**Tab. 12** : parametri fisico-meccanici (laboratorio).

I parametri ottenuti in laboratorio devono essere trasferiti in sito applicando dei coefficienti riduttivi che tengano conto dello stato di fratturazione, della presenza di materiale compressibile (terre rosse l.s.) e comunque, più in generale, di tutti i difetti strutturali e tessiturali della roccia.

I parametri geotecnici vanno oltremodo corretti tenendo presente lo "effetto scala" (Madhav & Rama Krishna, 1980). Considerato che l'ammasso roccioso è interessato dalla presenza di piani di discontinuità, con frequenza degli stessi di  $i = 10$  **piani/metro**, partendo dalla relazione proposta da Fissenko (1961), Manev & Avramova-Tacheva (1970), hanno correlato l'abbattimento dei valori di resistenza

in funzione della frequenza delle discontinuità. Partendo da tale relazione si ottengono i parametri corretti in sito.

parametro	un. di misura	valore
$\gamma_g$ peso specifico dei granuli	t/mc	2.70
$\gamma$ peso di volume in sito	“	2.0
i piani di fratturazione	piani/metro	10
n' porosità in sito	%	25.9
C' grado di compattezza	---	0.74
$\sigma_s$ tensione di rottura in sito	kg/cmq	11.22

**Tab. 13:** parametri fisico-meccanici (in sito).

I calcari non possono essere considerati come praticamente indeformabili e pertanto si potrà fare riferimento ai seguenti parametri elastici:

$\nu$ coefficiente di Poisson	adim.	<b>0.35</b>
E modulo elastico statico in sito	kg/cmq	<b>4.000</b>

Pertanto dovendo schematizzare l'ambiente fondale si tratta di calcari fratturati e carsificati con giunti poco allargati e scarse terre rosse.

E' chiaro che in siffatto ambiente esiste la potenzialità del rinvenimento di piccole cavità merofossili. Queste risultano da tempo escluse dalla rete idrica sotterranea.

E' bene sottolineare il fatto come i materiali riempienti, in parte o totalmente le cavità, non possono considerarsi condizionanti ai fini della stabilità delle fondazioni.

Ciò in quanto il rapporto tra i moduli di deformazione dei materiali stessi rispetto ai moduli dei calcari incassanti è certamente non superiore ad 1/20. Questo significa che la capacità portante del terreno di fondazione è garantita quasi esclusivamente dalle proprietà geomeccaniche della struttura calcarea incassante.

Per contro, ai fini della stabilità nel tempo delle cavità, gli stessi terreni possono svolgere una rilevante funzione di contenimento delle strutture disarticolate e di regolazione delle vie che l'acqua di infiltrazione può percorrere.

Per quanto concerne la soluzione dei calcoli progettuali, occorre tenere conto del concorso di due distinti aspetti: la stabilità a breve e a lungo termine dell'insieme roccia-fondazione-struttura.

Quantunque il problema non si presti a generalizzazioni e ad estrapolazioni, per il gran numero di parametri che lo governano, tuttavia la soluzione è riconducibile a modelli numerici di tipo elastico isotropo ed anisotropo, per i quali, può essere sufficiente l'uso in campo elastico lineare, specificando per i materiali la non-resistenza a trazione.

Le proprietà meccaniche sopra definite delle rocce carsificate sono condizionate non solo dallo stato di fratturazione ma anche dalla presenza dei materiali di riempimento e, in particolare, dalle terre rosse. Tali depositi possono assumere un andamento stratoide o lentiforme quando riempiono le cavità interstratali, si dispongono a guisa di filoni sedimentari variamente inclinati, quando colmano le cavità carsiche di tipo composto, più o meno ampie; formano infine, un insieme caotico con la roccia ospitante quando questa risulta particolarmente rilassata e carsificata.

La spinta anisotropia che caratterizza gli ammassi rocciosi carsificati si riflette, pertanto, sulle proprietà meccaniche che possono variare anche notevolmente, entro distanze assai brevi.

#### 16. Valutazione delle resistenze di progetto e tipologie fondali adottate

Secondo quanto riportato nelle "Norme tecniche per le costruzioni", nel metodo semi-probabilistico agli stati limite, per tenere conto di eventuali altre cause di indeterminazione si dividono i valori caratteristici dei parametri geotecnici, per coefficienti parziali  $\gamma_m$  indicati nella Tab. 6.2.II allegata al paragrafo 6.2.3.1.2 dello stesso decreto.

Tab.6.2.II del D.M. 14 gennaio 2008

PARAMETRO	PARAMETRO AL QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE $\phi_m$	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1,00$	$\gamma_{\phi'} = 1,25$
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'} = 1,00$	$\gamma_{c'} = 1,25$
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu} = 1,00$	$\gamma_{cu} = 1,40$
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma} = 1,00$	$\gamma_{\gamma} = 1,00$

Per i terreni e per le rocce a struttura complessa (ad esempio calcari estremamente fratturati con terra rossa, formazioni flyscioidi, etc.) è necessario verificare le resistenze del terreno  $R_d$  nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU) applicando ai valori caratteristici dei parametri geotecnici sia i coefficienti parziali della colonna M1 sia quelli della colonna M2 della tabella sopra riportata.

Solo per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati (ad esempio calcari compatti o ammassi calcarenitici omogenei ) la resistenza  $R_d$  può essere rappresentata da valore

caratteristico della resistenza alla compressione uniassiale  $q_u$ , diviso per un coefficiente parziale  $\gamma_{qu} = 1,6$ .

Pertanto nel caso in esame applicando i coefficienti di sicurezza parziali previsti nelle colonne M1 ed M2 del T.U. si ha:

	VALORI CARATTERISTICI ORIGINARI	COLONNA M1	COLONNA M2
Peso di volume	20.000 N/m <sup>3</sup>	20.000 N/m <sup>3</sup>	20.000/1.0 = <b>20.000 N/m<sup>3</sup></b>
Angolo di attrito efficace ( $\phi'$ )	35°	35°	tg35° = 0.7/1.25 = 0.56  arctg 0.56 = <b>29°</b>
Coesione efficace ( $c'$ )	0.10N/mm <sup>2</sup>	0.10N/mm <sup>2</sup>	0.1/1.25 = <b>0.08 N/mm<sup>2</sup></b>

Tab. 14

Il terreno di sedime è costituito essenzialmente da sedimenti calcarei per cui non si pone il problema della resistenza almeno secondo il concetto della capacità portante.

Infatti, la rottura del terreno può avvenire, ma per altre cause che non il superamento della resistenza a taglio della roccia stessa. In tal caso, l'instabilità può manifestarsi per la presenza di cavità o fessure occupate da materiale di alterazione a comportamento argilloso e dalla presenza sotto il piano di sedime, della terra rossa.

Nella teoria precedentemente esposta vengono prese in considerazione tali eventualità e pertanto si spiega il notevole abbattimento subito dai parametri fisico-meccanici e soprattutto dalla resistenza a compressione.

Per la determinazione della resistenza di progetto si ipotizzano **fondazioni superficiali a travi di larghezza unitaria** pari a  $B = 1.0$  m e sufficientemente alte da considerarle rigide. Date queste ipotesi, utilizzando le varie formule riportate in letteratura per il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali (formula trinomia di Terzaghi e altre), assumendo un F.S. pari ad 1 in quanto l'analisi è svolta con il metodo semiprobabilistico agli stati limite e non più alle tensioni ammissibili, tenendo conto della qualità del materiale attraverso l'RQD (prendendo come valore di riferimento quello medio pari al 40%), calcolando prima con i valori della colonna M1 (di fatto coincidenti con quelli originari) e poi con quelli della colonna M2 si ottengono i seguenti valori di resistenza ultima del terreno, così come riportato nella tabelle che seguono.

CAPACITA' PORTANTE DELLE ROCCE						
per fondazioni nastriformi						
Criterio di calcolo: Terzaghi						
Tabella 4.1 di J.E. Bowles (1991) "Fondazioni" ed. McGraw-Hill						
PARAMETRI DELL'AMMASSO ROCCIOSO						
	angolo d'attrito dell'ammasso=		35	gradi		
	coesione dell'ammasso=		100	kPa		
	Peso di volume roccia =		20	kN/mc		
	R.Q.D.=		40	%		
COEFFICIENTI DI FONDAZIONE						
	fattore Nc=		68,1			
	fattore Nq=		50,3			
	fattore Ng=		51,3			
FATTORI DI FORMA						
	fattore di forma Sc=		1,0			
	fattore di forma Sg=		1,0			
	coefficiente di sicurezza=		1			
Larghezza	Profondità	Sigma n	Qr	Q'r	qamm	qamm
B (m)	D (m)	kPa	kPa	kPa	kPa	kg/cmq
0,20	0,0	0	6.911	1.106	1.106	10,84
0,30	0,0	0	6.962	1.114	1.114	10,92
0,50	0,0	0	7.065	1.130	1.130	11,09
0,70	0,0	0	7.167	1.147	1.147	11,25
0,90	0,0	0	7.270	1.163	1.163	11,41
<b>1,00</b>	<b>0,0</b>	<b>0</b>	<b>7.321</b>	<b>1.171</b>	<b>1.171</b>	<b>11,49</b>
1,20	0,0	0	7.424	1.188	1.188	11,65
1,50	0,0	0	7.577	1.212	1.212	11,89
1,80	0,0	0	7.731	1.237	1.237	12,13
2,00	0,0	0	7.834	1.253	1.253	12,29

Tab. 15

CAPACITA' PORTANTE DELLE ROCCE						
per fondazioni nastriformi						
Criterio di calcolo: Terzaghi						
Tabella 4.1 di J.E. Bowles (1991) "Fondazioni" ed. McGraw-Hill						
PARAMETRI DELL'AMMASSO ROCCIOSO						
	angolo d'attrito dell'ammasso=		29		gradi	
	coesione dell'ammasso=		80		kPa	
	Peso di volume roccia =		20		kN/mc	
	R.Q.D.=		40		%	
COEFFICIENTI DI FONDAZIONE						
	fattore Nc=		41,5			
	fattore Nq=		23,9			
	fattore Ng=		24,9			
FATTORI DI FORMA						
	fattore di forma Sc=		1,0			
	fattore di forma Sg=		1,0			
	coefficiente di sicurezza=		1			
Larghezza	Profondità	Sigma n	Qr	Q'r	qamm	qamm
B (m)	D (m)	kPa	kPa	kPa	kPa	kg/cmq
0,20	0,0	0	3.372	540	540	5,29
0,30	0,0	0	3.397	544	544	5,33
0,50	0,0	0	3.447	552	552	5,41
0,70	0,0	0	3.497	560	560	5,49
0,90	0,0	0	3.547	568	568	5,57
<b>1,00</b>	<b>0,0</b>	<b>0</b>	<b>3.572</b>	<b>572</b>	<b>572</b>	<b>5,60</b>
1,20	0,0	0	3.622	579	579	5,68
1,50	0,0	0	3.697	591	591	5,80
1,80	0,0	0	3.771	603	603	5,92
2,00	0,0	0	3.821	611	611	6,00

Tab. 16

Quindi i valori di resistenza ultima del terreno sono rispettivamente:

$$R_d (M1) = 1.149 \text{ N/mm}^2$$

$$R_d (M2) = 0.560 \text{ N/mm}^2$$

Sulla base di quanto detto i valori caratteristici del terreno oggetto di analisi sono i seguenti.

parametro	unità di misura	valore
$\gamma_v$ peso di volume del materiale	N/mc	20.000
$\phi'$ angolo di attrito intergranulare	gradi	35
cm valore medio della coesione	N/mm <sup>q</sup>	0.10
Ed modulo elastico	N/mm <sup>q</sup>	400
Kv costante di sottofondo	N/cmc	300
$\sigma_{sLU}$ tensione allo Stato Limite Ultimo	N/mm <sup>q</sup>	0.560
$\sigma_{amm}$ tensione ammissibile	N/mm <sup>q</sup>	0.375

Tab. 17: parametri caratteristici del terreno

Come strutture fondali saranno realizzate travi di larghezza variabile. Nel caso in esame, nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali e geotecnici si è fatto riferimento all'Approccio Progettuale 2 di cui alle Norme Tecniche. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In particolare, per la verifica agli SLU nel caso di fondazioni superficiali, si fa riferimento ai coefficienti parziali

$$(A1 + M1 + R3)$$

Quindi, per le azioni si adopereranno i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC; per i parametri geotecnici si adopereranno i valori della colonna M1 della Tabella 6.2.II delle NTC; per la capacità portante si adopereranno i valori della colonna R3 della Tabella 6.4.I delle NTC.

Nel nostro caso, per questo motivo, il valore della resistenza ultima del terreno da adottare è  $R_d(M1)$ , da dividersi per il coefficiente parziale  $\gamma_R = 2,3$ , ossia

$$\underline{R_d = 0,500 \text{ N/mm}^2}$$

Le combinazioni di carico di progetto assunte per gli SLU sono proprio quelle che fanno capo all'Approccio 2 (A1).

Si badi che nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale della stessa fondazione, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

## Conclusioni

L'indagine di cui alla presente nota riveste un carattere generale per cui non esaurisce l'obbligo di approfondire i problemi specifici dei singoli corpi di fabbrica, per cui, stante la particolare situazione geologico-strutturale riscontrata, è prescrittivo eseguire indagini preventive di tipo diretto o indiretto.

Previa autorizzazione, andranno eseguiti dapprima gli scavi per il raggiungimento del piano fondale e su questo andranno eseguite prove geofisiche (elettrica e sismica) atte alla migliore caratterizzazione dell'ammasso roccioso ivi presente. Lo sbancamento preliminare servirà a calibrare le misure geofisiche più idonee da eseguirvi.

Il sito in epigrafe è esente da rischi di instabilità e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di sisma.

Per quanto riguarda la categoria di appartenenza del suolo di fondazione, di cui al punto 3.1 della Normativa sismica, questa è la "A" - *formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* – caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3.00 m.

Non è necessario realizzare collegamenti tra le strutture di fondazione. Infatti ai sensi del **D.M. 16.01.1996** "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" al punto B.10 'Criteri generali di progettazione – fondazioni ' al 3 comma si riporta: *"omissis...E' consentito omettere tali collegamenti in caso di terreni rocciosi o comunque di caratteristiche meccaniche elevate nonché in zone con grado di sismicità  $S = 6$ ; in tutti gli altri casi, in mancanza di collegamenti, la struttura deve essere verificata per gli spostamenti orizzontali relativi del terreno tra i punti non collegati"*. Quindi non è necessario eseguire la verifica per l'assenza dei collegamenti fra le strutture di fondazione.

Allo stato non si riscontrano particolari condizioni di rischio idraulico, sismico, idrogeologico e geologico l.s. per cui non ci sono limitazioni a quanto previsto nel progetto del **Comparto Edificatorio 24**, nel comune di Molfetta.

Molfetta,

geologo

(dr. geol. Ignazio L. Mancini)

