



**DIREZIONE DEL GENIO PER LA MARINA MILITARE
TARANTO**

Ufficio del Genio di Brindisi

MARINARSEN TARANTO - S.S.S.D. BRINDISI

“Lavori di adeguamenti infrastrutturali minimali di Officina Motoristi, Mista, Rimessaggio Mezzi Speciali, Spogliatoio e locali igienici Settore Allestimenti, Reparto Bacini e Palombari, Parco Antincendio e Sezione Servizi, Locali UPAG e Palazzina Direzionale, Locali Sala Medica, Economo e Deposito carta, Archivio generale”

Cpt. 7120-10/SMM - E.F. 2021/2022 - C.E. 238221



PROGETTO ESECUTIVO
(TITOLO II – CAPO I - SEZ. IV - D.P.R. 207/2010)

RELAZIONE GEOLOGICA
(ai sensi dell'art. 43 del D.P.R. 207 del 05/10/2010)



PROGETTISTA
Antonio VERNOLET

IL D.E.C.
S.T.V. (INFR) Carlo PIERRI

VISTO
IL DIRETTORE
CV (INFR) Gennaro GRILLI

SOMMARIO

1. PREMESSA	pag. 2
2. PROGRAMMA DELLE INDAGINI	“ 2
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – LITOLOGICO DELL’ AREA	“ 5
4. LINEAMENTI MORFOLOGICI E IDROGEOLOGICI	“ 9
5. PROSPEZIONI DIRETTE	“ 10
6. PROSPEZIONI INDIRETTE	“ 11
7. INDAGINI ENDOSCOPICHE	“ 55
8. PROVE CON I MARTINETTI PIATTI	“ 56
9. CONCLUSIONI	“ 62

ALLEGATI

A – Sondaggi meccanici

B – Certificati delle prove di laboratorio

C- Indagini Geofisiche

D- Prove con i martinetti piatti

1. PREMESSA

In data 20.10.2010 con scrittura privata (atto dispositivo n. 146 del 14.10.2010) la “ Direzione del Genio Militare per la Marina – Taranto “ ha affidato all’ impresa Trivelterre s.r.l., avente sede legale in Matera in via I Maggio 31, l’ esecuzione delle “ **Indagini e caratterizzazione geologica/geotecnica della palazzina denominata Medici sita in Maribase – Brindisi** “.

La palazzina “ Medici “ che ha forma trapezoidale si sviluppa su due livelli ed è stata realizzata integralmente in muratura (conci di natura calcarenitica), sia nella parte in elevazione che in fondazione, è ubicata sul ciglio di un fossato e presenta un quadro fessurativo diffuso , motivo per il quale è stata predisposta la campagna di indagini oggetto della presente relazione.

2. PROGRAMMA DELLE INDAGINI

E’ stato effettuato un primo sopralluogo per visionare lo stato dei luoghi e l’ entità delle lesioni presenti sulle murature in modo da poter formulare le prime ipotesi sulle possibile cause e acquisire tutte le informazioni necessarie per organizzare al meglio il programma e l’ esecuzione delle indagini .

La campagna di indagini è stata programmata per acquisire le seguenti informazioni :

1 – forma, dimensioni, natura strutturale ed eventuali cedimenti del muro del fossato sul quale poggia parte della fondazione della palazzina ;

2- tipologia , dimensioni e approfondimento (rispetto al piano di campagna) delle fondazioni dell'edificio;

3- stratigrafia del terreno sul quale insiste l'edificio, parametri geotecnici e categoria del terreno di fondazione;

4- rilievo della struttura in elevazione e definizione (in alcuni punti localizzati) dello stato tensionale delle murature portanti ;

Per quanto sopra sono stati eseguiti :

- n. 9 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, di cui n. 5 verticali S. 1, S. 2, S. 3, S. 4, S. 5 tutti della lunghezza di 30 m e n. 4 inclinati S. 1 I, S. 2 I, S. 3 I, S.4 I, n. 3 aventi lunghezza 20 mt e n. 1 di lunghezza pari a 15 mt .

I fori dei sondaggi S. 1 ed S. 4 sono stati attrezzati con tubo in PVC diametro 80 mm per la realizzazione di indagine sismica in foro (**DOWN-HOLE**), mentre il foro del sondaggio S. 2 è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto in PVC diametro 80 mm per la misura della falda;

- n. 4 scavi a pozzo per verifica delle fondazioni

- n. 2 indagini sismiche in foro del tipo Down-Hole, della lunghezza di 30.00 m ciascuna;
- n. 2 tomografie sismiche TS 1 e TS 2 rispettivamente di lunghezza pari a 48 m e 36 m;
- n. 2 MASW (Multichannel Spectral Analysis of Surface Waves) della lunghezza di 48 m ciascuna;
- n. 3 tomografie elettriche con metodologia Wenner – Schlumberger, TE 1 di lunghezza pari a 62 m;
- n. 1 tomografia elettrica con metodologia polo – dipolo con configurazione ad L, denominata TEL 1 di lunghezza pari a 79,9 m per la ricostruzione 3D delle resistività del sottosuolo;
- prelievo di n. 12 campioni di terreno per l'esecuzione di prove geotecniche di laboratorio;
- esecuzione di n. 11 fori prove endoscopiche;
- n. 4 prove con i martinetti piatti

I punti in cui sono stati effettuati i sondaggi meccanici, le indagini sismiche, geoelettriche ed endoscopiche sono riportate negli elaborati grafici (Tavv. 1/2)

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - LITOLOGICO DELL'AREA

L'area interessata dallo studio ricade nel I quadrante del foglio 203 - Brindisi della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000, di cui viene riportato in allegato uno stralcio in scala 1:10.000.

I terreni affioranti nell'area in esame e nelle zone circostanti sono rappresentati prevalentemente da termini depositatisi in ambiente marino, costituiti in massima parte dall'unità quaternaria della Formazione di Gallipoli, che si addossa o si sovrappone in trasgressione alle Dolomie di Galatina lungo la scarpata che delimita l'affioramento di questa formazione verso ovest

Le Dolomie di Galatina, affioranti a notevole distanza dall'area in studio, sono costituite da calcari organogeni stratificati di età cretacea e da calcari dolomitici passanti, man mano che ci si sposta verso nord e verso ovest al Calcare di Altamura, appartenenti al gruppo dei Calcari delle Murge, che formano l'ossatura della regione.

Il gruppo dei Calcari delle Murge è costituito da un potente complesso sedimentario, prevalentemente detritico, in genere ben stratificato, di ambiente neritico di origine organica e clastica, complessivamente riferibili al Cretaceo; lo spessore è molto forte ed in nessun punto è esposta la loro base.

La zona in esame ricade, in un più ampio contesto geologico, all'interno della struttura geologico-sedimentaria denominata "Piattaforma Apula".

Dal punto di vista tettonico tale sito si colloca in una vasta zona caratterizzata da deformazioni di scarsa entità, rappresentate da una serie di pieghe a largo raggio con vergenza generale verso Sud-Ovest e con direzione prevalente ONO-ESE e da faglie con modesto rigetto.

Il corrugamento sembra essere stato più antico delle faglie: le pieghe sono infatti troncate da una superficie di abrasione marina e questa superficie è stata nettamente dislocata da faglie dirette da NO a SE.

Il motivo tettonico principale, comunque, è rappresentato da una generale immersione monoclinale dei Calcari delle Murge in direzione SO.

Si tratta di un motivo strutturale che interessa un'area assai vasta e coinvolge tutto l'altopiano delle Murge.

L'altopiano pare limitato da una serie di faglie dirette, non sempre visibili e riconoscibili direttamente, in quanto sepolte sotto i sedimenti plio-pleistocenici, con le scarpate di faglia generalmente non visibili ed arretrate in seguito a processi erosivi.

Non mancano, comunque, indizi della presenza di tali faglie, la cui individuazione, a volte, può essere fatta solo in modo indiretto (in corrispondenza di brusche variazioni nell'assetto degli strati, in corrispondenza di affioramenti rocciosi intensamente fratturati o di particolari allineamenti visibili nelle fotografie aeree).

Alcune faglie sono tuttavia direttamente osservabili, almeno per qualche tratto, laddove sono evidenti le differenze di spessore degli strati portati a contatto.

Assai di rado l'immersione e l'inclinazione dei piani di faglia possono essere direttamente rilevate: in molti casi l'andamento sul terreno indica che si tratta di faglie subverticali.

I rigetti, in genere non misurabili data la notevole uniformità della serie calcarea, non sarebbero per la massima parte superiori a qualche decina di metri.

Sulla base di quanto osservato ed a conclusione dei rilievi di superficie si può affermare che i tipi litologici presenti nella ristretta zona di interesse siano sostanzialmente gli stessi che affiorano nelle aree limitrofe.

Di seguito si descrivono con maggiore dettaglio le unità geologiche osservate nell'area in studio ed in quelle limitrofe.

3.1 Formazione di Gallipoli

Questa formazione è costituita da due litotipi fondamentali, marne argillose e marne alla base, sabbie più o meno argillose alla sommità.

Le marne argillose hanno un colore grigio-azzurrognolo, sono in genere plastiche, mal stratificate e contengono percentuali variabili di frammenti di quarzo a spigoli vivi.

Verso l'alto della formazione la componente marnoso-argillosa diminuisce gradualmente, finchè non si passa a litologie sabbiose vere e proprie, di colore giallastro o grigio-giallastro, costituite in prevalenza da frammenti di quarzo a grana medio/fine, talora mediamente cementate e contenenti ancora una certa frazione argillosa.

Le sabbie e le argille che costituiscono questa formazione possono essere sostituite, parzialmente o del tutto, da calcareniti ed arenarie ben cementate e talora da livelli di <<panchina>>.

Le calcareniti sono particolarmente abbondanti ed estese nel foglio Brindisi, ma sono distanti dalla zona oggetto della presente indagine.

Anche in questo caso lo spessore dell'unità è mal valutabile; in affioramento lo spessore varia tra i 15 ed i 40 m, anche se diversi sondaggi l'hanno attraversata, nella zona di Brindisi, per circa un centinaio di metri.

Per quanto riguarda l'età di messa in posto, la parte basale della formazione, molto fossilifera, risale certamente al Calabriano, mentre le sabbie superiori potrebbero spingersi fino a tempi più recenti, come accade ad esempio per gli affioramenti del Foglio Lecce, certamente successiva al Calabriano.

4. LINEAMENTI MORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

L'area in studio è posta a poche decine di metri dalla line di costa, a ridosso del Canale del Cillarese, ad una quota media di circa 20.00 m s.l.m.

L'area di stretto interesse si colloca su una superficie subpianeggiante, la cui conformazione stratigrafico-strutturale fa sì che non vi siano emergenze morfologiche particolari a cui far fronte.

Durante i sopralluoghi effettuati, infatti, non sono state rilevate evidenze geomorfologiche tali da far supporre la presenza di processi morfogenetici rapidi in atto immediatamente attorno all'area di intervento; la presenza spinta di attività antropiche nel suo intorno, inoltre, implica il controllo quasi totale dei cambiamenti morfologici naturali.

In generale si può dire, quindi, che l'aspetto dei luoghi è condizionato in maniera determinante sia dalla conformazione stratigrafico-strutturale del sito che dalla spinta antropizzazione.

La piatta morfologia dell'area è interrotta, talvolta, da solchi erosivi e canali di drenaggio delle acque superficiali poco profondi, spazieggianti e ad interfluvi quasi piani ed in genere asciutti.

L'evoluzione geomorfologica, quindi, date le caratteristiche litologiche e strutturali del sito, è molto lenta ed è legata prevalentemente agli interventi antropici.

La mancanza di sorgenti e di corsi d'acqua a carattere perenne è evidentemente dovuta, oltre che a fattori climatici, alle caratteristiche geologiche dei terreni affioranti.

5. PROSPEZIONI DIRETTE

5.1 Sondaggi meccanici

Le perforazioni sono state eseguite a carotaggio continuo per mezzo di sonda a rotazione Mod. PSM 980G, quelle verticali, mentre le perforazioni inclinate sono state eseguite per mezzo di sonda a rotazione Mod. Miky 600, con carotiere semplice di diametro pari a 101 mm, in maniera tale da rendere minimo il disturbo dei materiali attraversati e da consentire il prelievo dei campioni rappresentativi (carote).

Le perforazioni sono state effettuate con circolazione di acqua e le pareti dei fori, nei tratti iniziali, sono state sostenute da rivestimento provvisorio del diametro di 127 mm.

I campioni estratti dai carotieri (carote) sono stati sistemati in apposite cassette catalogatrici atte alla loro conservazione, ove sono stati riportati in modo indelebile, la data di esecuzione, il numero della cassetta catalogatrice, il numero

di sondaggio e le profondità di riferimento (vedi documentazione fotografica allegata).

Nel corso dei sondaggi è stata rilevata la stratigrafia del terreno attraversato, annotando tutte le informazioni relative ai livelli più o meno consistenti, sciolti, la percentuale di carotaggio ottenuta.

I sondaggi S1 ed S4 della lunghezza di 30.00 m ciascuno sono stati attrezzati con tubo in PVC per l'esecuzione di indagine sismica in foro del tipo *down-hole*, mentre il sondaggio S2, anch'esso della lunghezza di 30.00 m, è stato attrezzato con piezometro in PVC a tubo aperto.

Ulteriori e più complete informazioni relative alle litologie intercettate nel corso dei sondaggi meccanici, i livelli più o meno sciolti, coesivi, ecc. sono riportate nelle colonne stratigrafiche e possono essere riscontrate anche dalle allegate fotografie delle cassette catalogatrici.

6. PROSPEZIONI INDIRETTE

La campagna d'indagini è stata completata per mezzo di prospezione indiretta del sottosuolo ed è stata condotta con il metodo della sismica di superficie sia in onde longitudinali (onde P) che trasversali (onde S), con il metodo della sismica in foro (Down-Hole) e con il metodo MASW (Multichannel Spectral Analysis of Surface Waves) con il fine di caratterizzare i terreni dal punto di vista della nuova normativa sismica e, infine, con il metodo

della tomografia elettrica si è proceduto alla misurazione delle resistività apparenti delle formazioni affioranti, per verificare l'eventuale presenza di cavità sepolte nel sottosuolo dell'area su cui sorge il fabbricato in oggetto.

Nel seguito si illustrano, oltre ad una breve descrizione delle metodologie adottate, i risultati ottenuti nel corso delle indagini sismiche e geoelettriche, mentre le sezioni sismostratigrafiche con le relative dromocrone e le sezioni tomografiche sono riportate negli appositi allegati.

6.1 Prospezioni sismiche di superficie

Tra le indagini indirette è stata effettuata una prospezione sismica di superficie realizzata per mezzo di n. 2 stendimenti sismici in onde P ed S (longitudinali e trasversali, rispettivamente), le cui ubicazioni, punti di energizzazione, distanza intergeofonica, sono riportate negli appositi allegati.

L'indagine, effettuata secondo lo schema sotto riportato (fig. 1), è stata realizzata adoperando come strumento di misura un sismografo a 24 canali **Mod. PASI 16SG24**, acquisizione con risoluzione di 16-24 bit, con segnale analogico/digitale memorizzato direttamente sullo strumento, trasferimento dati su PC e filtraggio del segnale con filtri passa-basso e frequenza principale di taglio a 250 Hz.

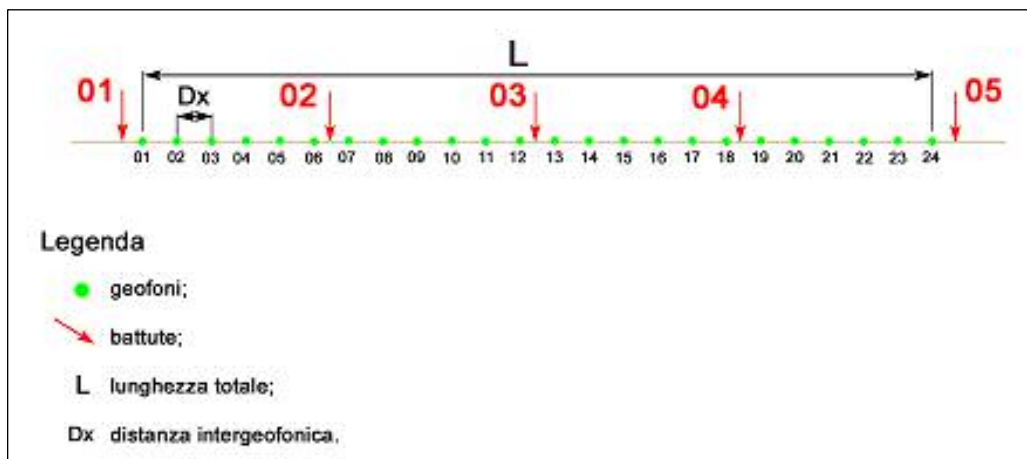


Fig. 1 – Schema dei profili sismici

Come apparato di ricezione delle onde P ed S sono stati utilizzati n. 24 geofoni marca PASI 6-14 Hz, per onda P e n. 24 geofoni marca PASI 10-14 Hz per onda S, entrambi con time break sincrono con la sorgente di energia.

L'onda P (onda di compressione) è stata generata percuotendo verticalmente un piattello metallico, appoggiato parallelamente al piano campagna, in cinque punti differenti di ciascuno stendimento sismico, di cui due esterni e tre intermedi.

Questo metodo permette di ricostruire con più precisione il diagramma delle velocità complementari e di ricavare l'andamento medio dei livelli rifrattori consentendo di definire un modello sismostratigrafico del sottosuolo.

L'onda S (onda di taglio) è stata generata percuotendo la "faccia", disposta verticalmente rispetto al piano campagna, di un parallelepipedo in ferro, assicurato al terreno tramite alette metalliche solidali con il parallelepipedo ed infisse nel terreno.

In questo caso sono stati effettuati due scoppi coniugati esterni allo stendimento sismico.

Per la ricostruzione tomografica dell'andamento delle velocità sismiche nel sottosuolo sono stati effettuati, lungo i profili investigati, nove scoppi di cui due esterni e sette intermedi.

In generale le prospezioni geofisiche, pur mancando di precisione assoluta, sono in grado di fornire, sulla base della conoscenza della geologia della zona, delle stratigrafie ottenute nel corso di sondaggi meccanici e per mezzo delle osservazioni di superficie, valide informazioni sulle caratteristiche geomeccaniche dei terreni nel sottosuolo.

Il parametro più significativo e polivalente, per esprimere in sintesi le proprietà fisiche e meccaniche delle rocce, è la velocità di propagazione delle onde elastiche, i cui valori sono proporzionali al grado di compattezza dei mezzi attraversati, per cui le analisi stratigrafiche basate sulle velocità di propagazione delle onde sismiche costituiscono un criterio fondamentale nel procedimento di determinazione dei diversi membri costitutivi di uno stesso complesso roccioso.

Più precisamente, così come riscontrato anche nell'area in esame, si possono distinguere, nel corpo di una stessa formazione, uno o più livelli con diverse velocità di trasmissione, che delimitano spessori con caratteristiche diverse (ad esempio maggiore o minore compattezza ed integrità della roccia, fratturazione, presenza di piccole cavità, porosità, ecc.).

Infatti, data la gamma di litotipi che possono presentarsi e la loro diversa distribuzione spaziale, non sarebbe opportuno stabilire univoche discriminazioni basate esclusivamente su connotazioni distintive di carattere petrografico.

E' invece facoltà di sintesi geognostica, propria delle prospezioni sismiche, la delineazione risolutiva degli "orizzonti rifrangenti", cioè delle "superfici notevoli" di discontinuità fisica che interessano il complesso roccioso, stabilendo così il più razionale e valido supporto per le correlazioni stratigrafiche e le ricostruzioni strutturali.

Inoltre possono essere rivelati, entro uno stesso strato, tipici effetti di anisotropia laterale, individuati da significative variazioni dei valori di velocità di propagazione delle onde elastiche, che evidenziano stati particolari di degradazione non individuabili direttamente.

Circa i rapporti spaziali con le naturali superfici limite stratigrafiche, va precisato che l'identificazione con gli orizzonti visualizzati dalla radiografia geofisica è dipendente dall'effettiva omogeneità dello spessore stratigrafico rilevato, possono interferire, cioè, con effetti opposti, fenomeni di parziali cementazioni o di fratturazione, rispettivamente innalzando o abbassando i valori di velocità e lo stesso livello di discontinuità fisica rispetto a quello di delimitazione geologica.

Per questo stesso motivo un orizzonte rifrangente può distinguere spessori di diversa compattezza in seno allo stesso litotipo.

Ne consegue che dal punto di vista applicativo, ossia della rappresentazione dei diversi livelli di resistenza dei terreni, possa essere più significativa la definizione basata sui parametri geofisici.

Nel caso in esame l'esecuzione dell'indagine geofisica ha consentito di verificare l'effettivo stato fisico-meccanico del sottosuolo lungo le direttrici investigate.

Lungo il profilo N.1 sono stati rilevati due sismostrati individuati da rifrattori ad andamento più o meno regolare.

Il primo sismostrato ha fatto registrare una velocità media delle onde P pari a 360 m/sec, le onde S hanno fatto registrare un valore medio pari a 190 m/sec, mentre lo spessore dello strato è mediamente di circa 3,50 m.

Questo primo sismostrato, presente su tutta l'area con potenza che di solito supera lo spessore individuato nel corso dell'indagine sismica, può essere associato al terreno vegetale e/o a materiale di riporto.

Il secondo ed ultimo sismostrato, di spessore indefinito, ha fatto registrare una velocità media delle onde P pari a 1060 m/sec, mentre le onde S hanno fatto registrare un valore medio pari a 590 m/sec.

La conoscenza della geologia dell'area dove sorge il fabbricato in oggetto, nonché i dati delle stratigrafie dei sondaggi meccanici effettuati ed i valori delle velocità registrati lungo i profili sismici realizzati consentono di attribuire questo sismostrato ad una formazione sabbioso-limoso-argillosa stratificata mediamente addensata.

Lungo il profilo N. 2 sono stati rilevati tre sismostrati individuati da rifrattori ad andamento più o meno regolare.

Il primo sismostrato ha fatto registrare una velocità media delle onde P pari a 350 m/sec, le onde S hanno fatto registrare un valore medio pari a 150 m/sec, mentre lo spessore dello strato è mediamente di circa 0,50 m.

Questo primo sismostrato, presente su tutta l'area con potenza che di solito non supera lo spessore di un metro, può essere associato al terreno vegetale.

Il secondo sismostrato, di spessore medio pari a 3,50 m, ha fatto registrare una velocità media delle onde P pari a 600 m/sec, mentre le onde S hanno fatto registrare un valore medio pari a 375 m/sec ed è attribuibile al materiale di riporto riscontrato in tutti i sondaggi meccanici realizzati.

Il terzo ed ultimo sismostrato, di spessore indefinito, ha fatto registrare una velocità media delle onde P pari a 1080 m/sec, mentre le onde S hanno fatto registrare un valore medio pari a 550 m/sec ed è attribuibile ad una formazione sabbioso-limoso-argillosa stratificata mediamente addensata.

Lungo gli stendimenti, come si evince dalle sezioni riportate in allegato, soprattutto dall'interpretazione tomografica dei profili sismici realizzati, sono state registrate anche delle piccole variazioni laterali di velocità evidenziate dalle variazioni di colore all'interno dello stesso strato.

Dai valori delle velocità delle onde sismiche P ed S, sono stati ricavati, infine, per ciascuno dei sismostrati definiti, i valori medi dei seguenti parametri,

- coefficiente di Poisson ν
- modulo di Young E
- modulo di taglio G
- modulo di incompressibilità K
- rigidità sismica R_i

riportati nella sottostante tabella:

Profilo sismico n. 1	V_P	V_S	γ	ν	E	G	K	R_i
Spessore medio strato n. 1 - 3,50 m -	360	190	19,00	0,31	179	69	155	3,61
Spessore medio strato n. 2 – indefinito -	1.060	590	20,30	0,28	1803	707	1339	11,98

tab. 1

Profilo sismico n. 2	V_P	V_S	γ	ν	E	G	K	R_i
Spessore medio strato n. 1 - 0,50 m -	350	150	19,00	0,39	119	43	176	2,85
Spessore medio strato n. 2 - 3,50 m -	600	375	20,30	0,18	673	285	350	7,61
Spessore medio strato n. 3 – indefinito -	1.080	550,00	20,30	0,32	1627	614	1549	11,17

tab. 2

Nota_I: V_P , V_S sono espressi in m/s; E , G , K , sono espressi in MPa, R_i è espressa in KNKm/m^3 ; γ è espresso in KN/m^3

Nota_{II}: i valori di γ sono riferiti ai dati delle prove di laboratorio effettuate.

L'esecuzione dell'indagine geofisica ha consentito di verificare l'effettivo stato fisico-meccanico del sottosuolo lungo le direttrici investigate, confermando quanto ricavabile dalla vasta bibliografia relativa ai terreni che costituiscono il sedime e consentendo di estendere a tutta l'area di interesse la situazione riscontrata per mezzo dell'indagine effettuata.

In allegato sono riportate le dromocrone e le sezioni sismostratigrafiche dei profili investigati, da cui si può verificare, in particolare, la variazione dello spessore degli strati e l'andamento delle velocità delle onde sismiche longitudinali (onda P), nonché i tempi di percorrenza delle onde P ed S.

6.2 Prospezione sismica in foro (Down-Hole), classificazione sismica dell'area e definizione delle categorie di suolo di fondazione

Ad integrazione delle indagini sismiche di superficie e delle prospezioni meccaniche è stata effettuata una prospezione sismica in foro del tipo “DOWN-HOLE”, in onde P ed S, nei fori dei sondaggi S. 1 ed S. 4 opportunamente attrezzati, utilizzando come strumentazione la stessa utilizzata per realizzare l'indagine di superficie, mentre come apparato di ricezione è stata utilizzata una sonda geofonica da foro, dotata di 5 geofoni a 4.5 Hz, dei quali uno in grado di misurare la componente d'onda verticale per la registrazione delle onde P e quattro per misurare quella orizzontale per la registrazione delle onde S, adoperando come sorgente di energia una mazza battente da 8 Kg.

Lo schema di energizzazione e le modalità utilizzate per “generare” le onde P ed S è lo stesso utilizzato per l'indagine sismica di superficie.

Per l'indagine in onda S sono stati effettuati due “scoppi” coniugati rispetto al foro da investigare.

L'indagine in foro ha consentito di constatare lo stato fisico e meccanico del sottosuolo lungo le verticali dei sondaggi S. 1 ed S. 4, consentendo in più di

valutare quantitativamente i parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso (velocità delle onde sismiche, coefficiente di Poisson, moduli elastici dinamici).

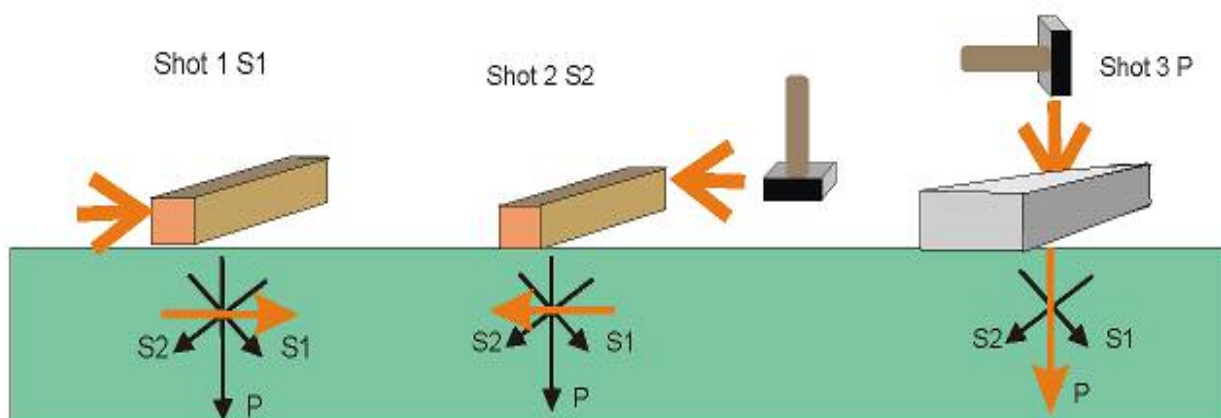


Fig. 2 – Schema per l'energizzazione delle onde P ed S.



Foto n. 1 – Postazione Down-Hole n. 1 (S 1)



Foto n. 2 – Postazione Down-Hole n. 2 (S 4)

La distanza del punto di scoppio per il sondaggio S. 1 – DH1 è stata presa pari a 4,60 m per le onde P e pari a 4,30 m per le onde S, mentre per il sondaggio S. 4 – DH2 la distanza del punto di scoppio è stata presa pari a 3,00 m sia per le onde P che per le onde S.

I tempi di primo arrivo delle onde P ed S e le relative velocità ottenute sono riportati nelle sottostanti tabelle:

DOWN-HOLE DH1 (S 1): dati sperimentali						
	d	z	t	t_v	velocità intervallari	velocità V_p
1	4,6	1	19,7	4,2	239	239
2	4,6	2	17,7	7,1	348	283
3	4,6	3	16,5	9,0	511	333

4	4,6	4	16,5	10,8	551	369
5	4,6	5	16,4	12,1	805	414
6	4,6	6	17,0	13,5	703	445
7	4,6	7	17,1	14,3	1251	490
8	4,6	8	17,2	14,9	1612	537
9	4,6	9	17,7	15,8	1177	571
10	4,6	10	18,2	16,5	1292	605
11	4,6	11	18,6	17,2	1599	641
12	4,6	12	18,8	17,6	2535	684
13	4,6	13	18,9	17,8	3802	730
14	4,6	14	19,1	18,1	3047	772
15	4,6	15	19,4	18,5	2489	809
16	4,6	16	19,9	19,1	1731	837
17	4,6	17	20,4	19,7	1765	863
18	4,6	18	21,0	20,3	1575	886
19	4,6	19	21,6	21,0	1500	905
20	4,6	20	22,2	21,6	1559	924
21	4,6	21	22,8	22,3	1570	943
22	4,6	22	23,4	22,9	1713	963
23	4,6	23	24,0	23,5	1589	979
24	4,6	24	24,6	24,2	1481	993
25	4,6	25	25,2	24,8	1603	1009
26	4,6	26	25,8	25,4	1699	1025
27	4,6	27	26,4	26,0	1533	1037
28	4,6	28	27,1	26,7	1396	1047
29	4,6	29	27,7	27,4	1622	1060
30	4,6	30	28,3	27,9	1708	1074
	d	z	t	t_v	velocità intervallari	velocità V_s
1	4,3	1	21,7	4,9	203	203
2	4,3	2	22,8	9,6	213	208
3	4,3	3	23,6	13,5	257	222
4	4,3	4	25,0	17,0	284	235
5	4,3	5	27,6	20,9	257	239
6	4,3	6	28,9	23,5	390	255
7	4,3	7	30,1	25,7	458	273
8	4,3	8	30,9	27,2	647	294
9	4,3	9	32,1	29,0	573	311
10	4,3	10	33,2	30,5	651	328
11	4,3	11	34,6	32,2	580	341
12	4,3	12	36,2	34,1	540	352
13	4,3	13	37,4	35,5	699	366
14	4,3	14	39,0	37,3	564	376
15	4,3	15	40,3	38,7	686	387

16	4,3	16	42,4	40,9	453	391
17	4,3	17	44,6	43,2	436	393
18	4,3	18	46,9	45,6	420	395
19	4,3	19	49,1	47,9	434	396
20	4,3	20	51,5	50,3	412	397
21	4,3	21	53,6	52,5	456	400
22	4,3	22	55,9	54,9	431	401
23	4,3	23	58,3	57,3	409	401
24	4,3	24	60,4	59,4	470	404
25	4,3	25	62,4	61,5	485	407
26	4,3	26	64,9	64,0	397	406
27	4,3	27	67,1	66,3	444	407
28	4,3	28	69,4	68,6	432	408
29	4,3	29	71,6	70,9	439	409
30	4,3	30	73,6	72,9	501	412

tab. 3

DOWN-HOLE DH2 (S 4): dati sperimentali						
	d	z	t	t_v	velocità intervallari	velocità V_p
1	3	1	14,4	4,6	220	220
2	3	2	14,3	7,9	296	252
3	3	3	15,1	10,7	364	281
4	3	4	15,9	12,7	490	314
5	3	5	16,9	14,5	564	345
6	3	6	17,0	15,2	1401	395
7	3	7	17,1	15,7	1953	445
8	3	8	17,2	16,1	2581	497
9	3	9	17,4	16,5	2486	545
10	3	10	17,8	17,0	1844	587
11	3	11	18,2	17,6	1963	626
12	3	12	18,6	18,0	2058	665
13	3	13	19,2	18,7	1507	695
14	3	14	19,8	19,4	1533	723
15	3	15	20,4	20,0	1554	750
16	3	16	21,0	20,6	1571	775
17	3	17	21,6	21,3	1585	799
18	3	18	22,2	21,9	1596	822
19	3	19	22,9	22,6	1385	840
20	3	20	23,5	23,2	1612	861
21	3	21	24,2	23,9	1462	878
22	3	22	24,8	24,6	1503	895

23	3	23	25,5	25,3	1507	911
24	3	24	26,1	25,9	1510	926
25	3	25	26,8	26,6	1441	940
26	3	26	27,4	27,2	1595	955
27	3	27	28,1	27,9	1445	967
28	3	28	28,7	28,6	1600	981
29	3	29	29,4	29,2	1521	993
30	3	30	30,0	29,9	1522	1004
	d	z	t	t_v	velocità intervallari	velocità V_s
1	3	1	18,0	5,7	176	176
2	3	2	19,3	10,7	199	187
3	3	3	20,1	14,2	285	211
4	3	4	22,6	18,1	259	221
5	3	5	25,7	22,0	253	227
6	3	6	26,7	23,9	542	251
7	3	7	27,9	25,6	567	273
8	3	8	28,7	26,8	846	298
9	3	9	29,6	28,1	797	321
10	3	10	30,8	29,5	704	339
11	3	11	32,2	31,1	639	354
12	3	12	33,5	32,5	697	369
13	3	13	35,8	34,9	420	373
14	3	14	37,8	37,0	481	379
15	3	15	39,8	39,0	484	384
16	3	16	41,8	41,1	486	389
17	3	17	43,9	43,2	466	393
18	3	18	45,8	45,2	514	398
19	3	19	47,8	47,2	491	402
20	3	20	49,8	49,2	492	406
21	3	21	51,8	51,3	493	410
22	3	22	53,8	53,3	493	413
23	3	23	55,8	55,3	494	416
24	3	24	57,7	57,3	520	419
25	3	25	59,8	59,4	472	421
26	3	26	61,8	61,4	495	424
27	3	27	63,9	63,5	472	425
28	3	28	65,8	65,4	522	428
29	3	29	67,8	67,4	496	430
30	3	30	69,7	69,4	522	433

tab. 4

Nota: d , z sono espressi in metri; t , t_v sono espressi in millisecondi; V_p , V_s sono espressi in m/sec - d = distanza del punto sorgente dalla bocca del foro; z = profondità di posizionamento della sonda geofonica; t = tempo di primo arrivo dell'onda sismica; t_v = tempo di primo arrivo corretto in funzione della distanza d .

Le velocità “intervallari” si riferiscono alla velocità delle onde in ogni tratto di foro indagato, mentre “ V_p ” e “ V_s ” sono le velocità apparenti misurate dal piano campagna fino alla relativa profondità.

Nei grafici sotto riportati sono restituite le dromocrone ed il grafico delle variazioni delle velocità intervallari con le profondità dal quale si evince la presenza di livelli più o meno addensati e compatti, rispettivamente in corrispondenza dei livelli a maggiore o minore velocità delle onde elastiche.

S. 1 - DH1

DROMOCRONE ONDE P ED S

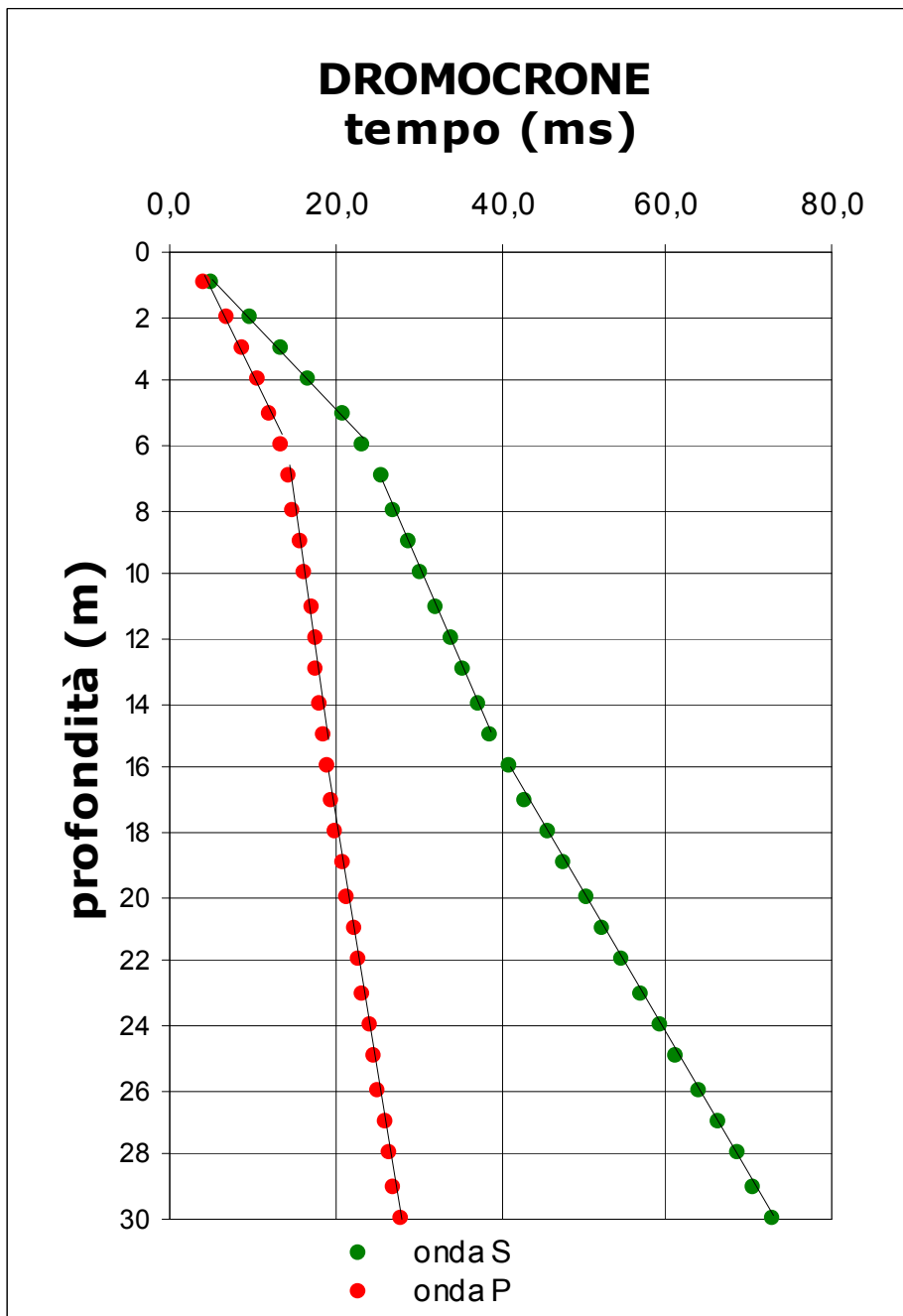


Fig. 3 – Grafico delle dromocrone delle onde P ed S.

S. 1 - DH1

GRAFICO VELOCITA' INTERVALLARI

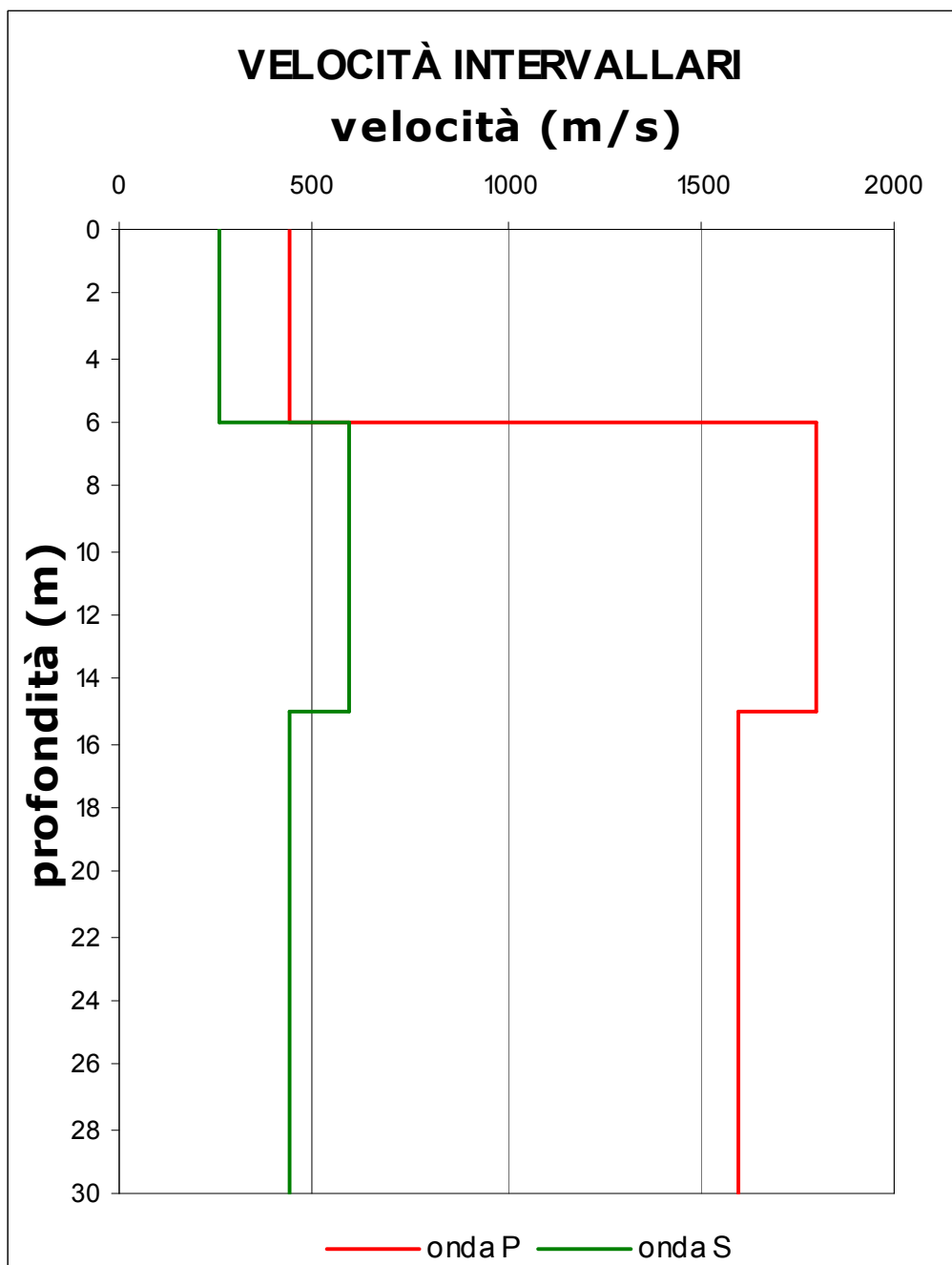


Fig. 4 – Grafico delle velocità intervallari delle onde P ed S.

S. 4 - DH2

DROMOCRONE ONDE P ED S

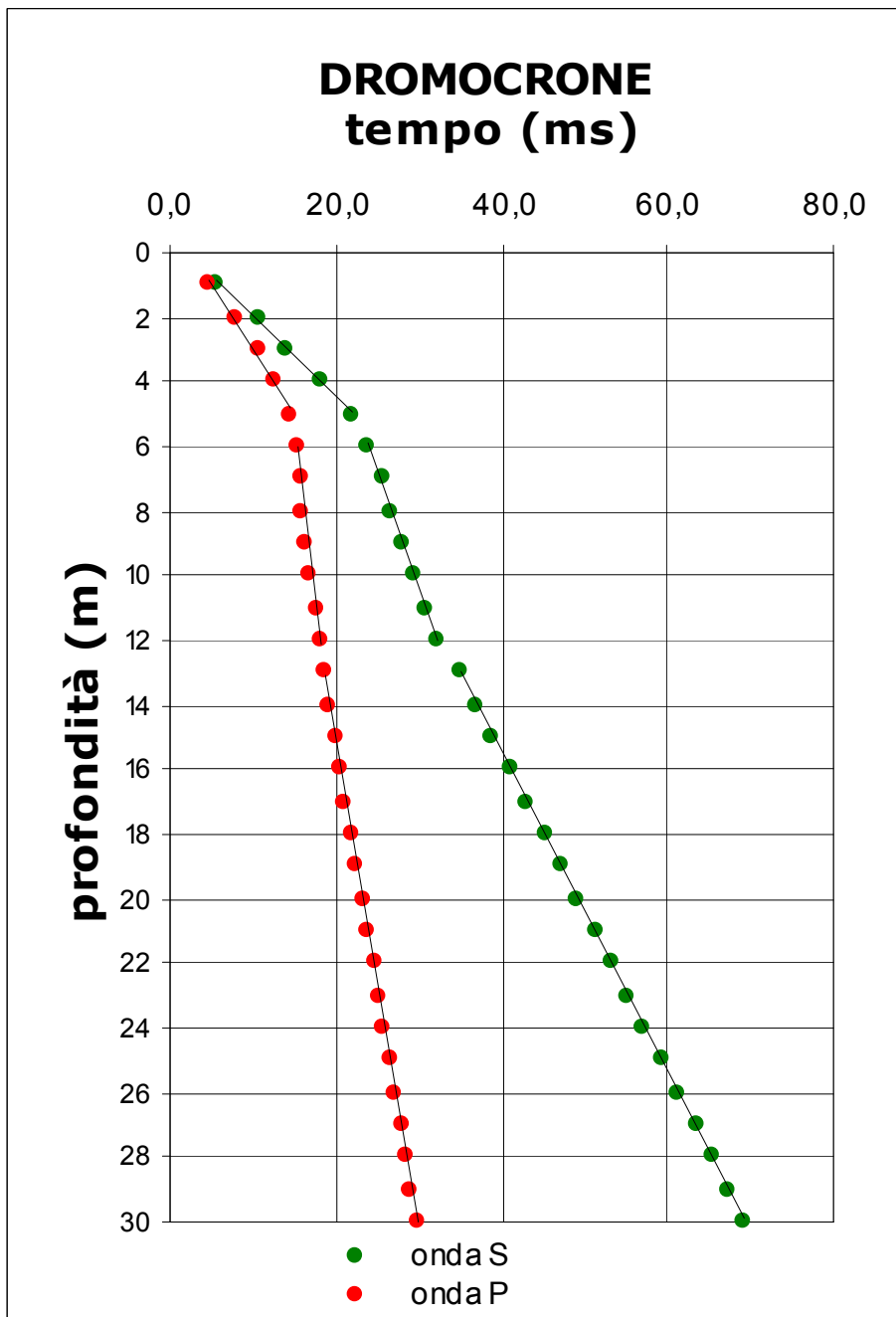


Fig. 5 – Grafico delle dromocrone delle onde P ed S.

S. 4 - DH2

GRAFICO VELOCITA' INTERVALLARI

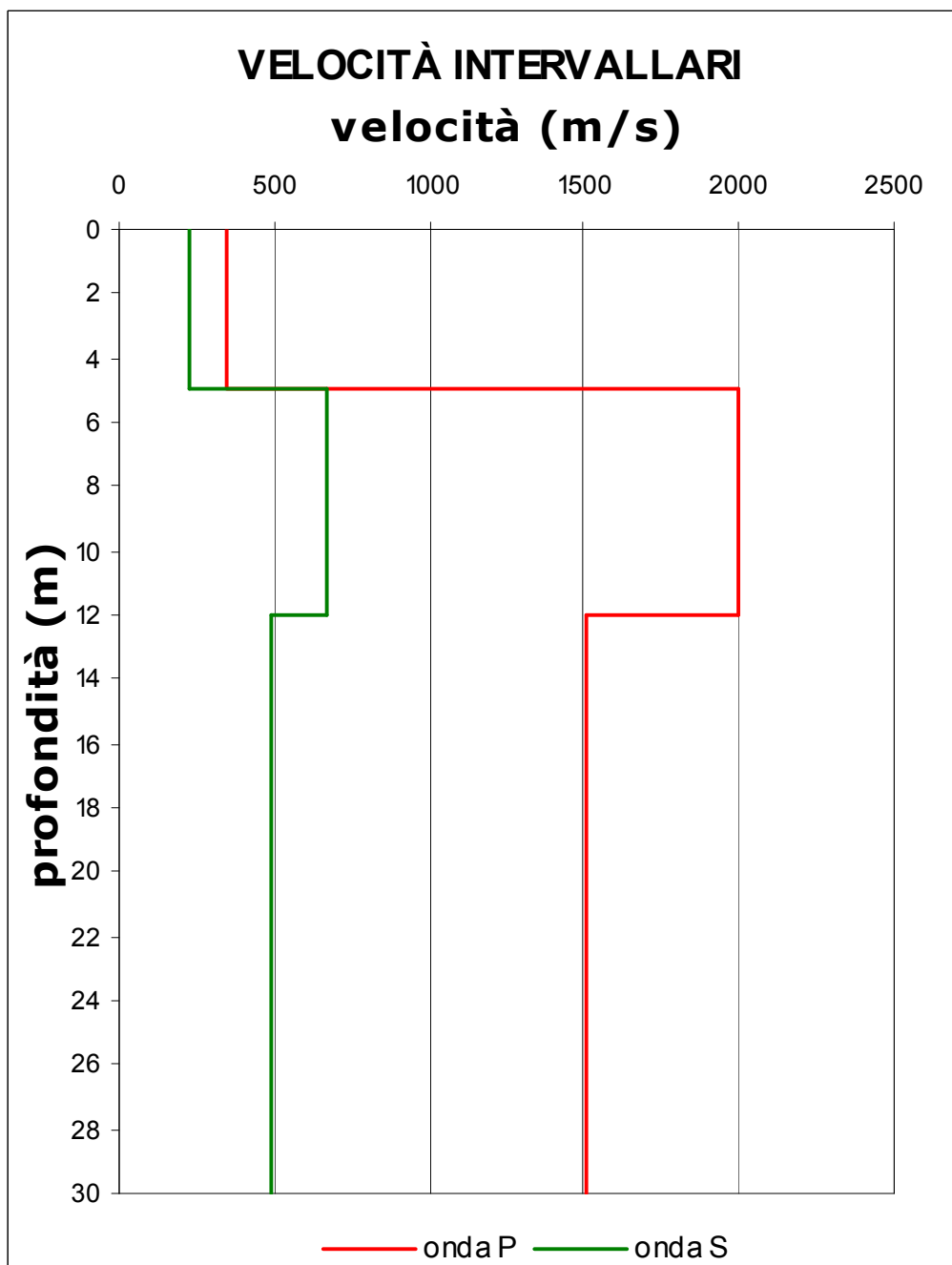


Fig. 6 – Grafico delle velocità intervallari delle onde P ed S.

Dall'analisi dei dati sperimentali ottenuti è stato possibile definire un modello sismostratigrafico del sottosuolo in corrispondenza delle verticali d'indagine:

DOWN-HOLE DH1 (S. 1): sismostratigrafia					
d	z	t	t_v	velocità intervallari	velocità V_p
4,6	6	17,0	13,5	444	444
4,6	15	19,4	18,5	1800	811
4,6	30	28,2	27,9	1596	1075
d	z	t	t_v	velocità intervallari	velocità V_s
4,3	6	29,6	23,5	255	255
4,3	15	40,5	38,7	592	388
4,3	30	73,8	72,9	439	412

Tab. 5

DOWN-HOLE DH2 (S. 4): sismostratigrafia					
d	z	t	t_v	velocità intervallari	velocità V_p
3	5	16,9	14,5	345	345
3	12	18,6	18,0	2000	667
3	30	30,0	29,9	1513	1003
d	z	t	t_v	velocità intervallari	velocità V_s
3	5	25,7	22,0	227	227
3	12	33,5	32,5	667	369
3	30	69,7	69,4	488	432

Tab. 6

Nota: **d**, **z** sono espressi in metri; **t**, **t_v** sono espressi in millisecondi; **V_p**, **V_s** sono espressi in m/sec **d** = distanza del punto sorgente dalla bocca del foro; **z** = profondità di posizionamento della sonda geofonica; **t** = tempo di primo arrivo dell'onda sismica; **t_v** = tempo di primo arrivo corretto in funzione della distanza d.

Dai valori delle velocità delle onde sismiche P ed S, sono stati ricavati, infine, per ciascuno dei sismostrati definiti, i seguenti moduli dinamici,

- *coefficiente di Poisson ν*

- *modulo di Young **E***

- *modulo di taglio **G***

- modulo di incompressibilità K

- rigidità sismica R_i

riportati nelle sottostanti tabelle:

DH1 (S 1)	V_P	V_S	γ	ν	E	G	K	R_i
strato 1 (0,0 - 6,0 m)	444	255	19,00	0,25	311	124	210	4,85
strato 2 (6,0 - 15,0 m)	1.800	592	20,30	0,44	2049	712	5628	12,02
strato 3 (15,0 - 30,0 m)	1.596	439	20,30	0,46	1140	391	4649	8,90

Tab. 7

DH2 (S 4)	V_P	V_S	γ	ν	E	G	K	R_i
strato 1 (0,0 - 5,0 m)	345	227	19,00	0,12	219	98	95	4,32
strato 2 (5,0 - 12,0 m)	2.000	667	20,30	0,44	2594	902	6917	13,53
strato 3 (12,0 - 30,0 m)	1.513	488	20,30	0,44	1393	483	4001	9,90

Tab. 8

Nota_I: V_P , V_S sono espressi in m/s; E, G, K, sono espressi in MPa, R_i è espressa in KNKm/m³s; γ è espresso in KN/m³

Nota_{II}: i valori di γ sono riferiti ai dati delle prove di laboratorio effettuate.

In seguito alla pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 ed alla Deliberazione della Giunta Regionale di Puglia n. 153 del 2 marzo 2004, che ha aggiornato la classificazione sismica del territorio regionale, nella quale il territorio comunale di Brindisi viene classificato come **zona 4**, si è resa necessaria la caratterizzazione geotecnica e sismica dell'area in esame al fine di verificare le

caratteristiche di tale area alla luce della nuova normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica.

Va ricordato che per la caratterizzazione di un sito l'O.P.C.M 3274 richiede la determinazione della V_{s30} , dove per V_{s30} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S, determinate con prospezioni sismiche in foro con metodologia DOWN-HOLE, negli strati fino a 30 metri di profondità dal piano di posa della fondazione, calcolata secondo la seguente relazione:

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

I dati dell'indagine sismica effettuata nei fori attrezzati hanno consentito di ricavare tale importante parametro, i cui valori sono riportati nella seguente tabella:

Sondaggio	V_{s30}
S. 1 - DH1	411
S. 4 - DH2	432

Tab. 9

Sulla base della definizione di tale parametro, è stato possibile stabilire che il substrato su cui si esplicano le azioni delle strutture esistenti può essere annoverato tra le **categorie di suolo di fondazione di tipo B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un**

graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $360 \text{ m/s} < V_{S30} < 800 \text{ m/s}$, (ovvero $N_{\text{SPT},30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).

3.3 Prospezione sismica attiva con metodologia M.A.S.W. **(Multichannel Spectral Analysis of Surface Waves)**

La prospezione sismica di superficie del tipo M.A.S.W (Multichannel Analysis of Surface Waves) è finalizzata principalmente alla determinazione della Velocità Equivalente delle onde di taglio sui primi 30 metri di terreno (V_{S30}), per stabilire la categoria del suolo di fondazione del sito e quindi per definire l'azione sismica di progetto.

Tale metodologia pur non consentendo di distinguere eventuali superfici di discontinuità, ha comunque permesso di verificare l'effettivo stato fisico-meccanico globale del sottosuolo lungo la direttrice investigata, consentendo di calcolare tale importante parametro (V_{S30}).

L'indagine sismica MASW permette, infatti, di valutare la velocità media delle onde S relativamente al volume di suolo sotteso dallo stendimento realizzato.

Questa metodologia d'indagine si fonda sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh in un semispazio stratificato.

Le onde superficiali di Rayleigh si trasmettono sulla superficie della crosta terrestre e sono il risultato dell'interferenza tra le onde di pressione (P) e le onde di taglio (S).

Esse sono dispersive, ossia la loro velocità di fase dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva di queste onde fa sì che le onde ad alta frequenza si propagano negli strati più superficiali, mentre quelle a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi.

Il metodo MASW è un metodo attivo e per la sua esecuzione è necessario eseguire uno o più scoppi ad uno dei vertici di uno stendimento lineare di geofoni, in modo da produrre un'onda che si propagherà nel suolo con una sua velocità di fase in un range di frequenze comprese tra 5 Hz e 70 Hz.

L'elaborazione dei dati sperimentali in un'indagine MASW si sviluppa in due momenti: in un primo momento si effettua il calcolo della curva di dispersione sperimentale della velocità di fase, successivamente si calcola la velocità di fase numerica che *fitta* (approssima) meglio quella sperimentale (Tab. 7 e Fig. 8).

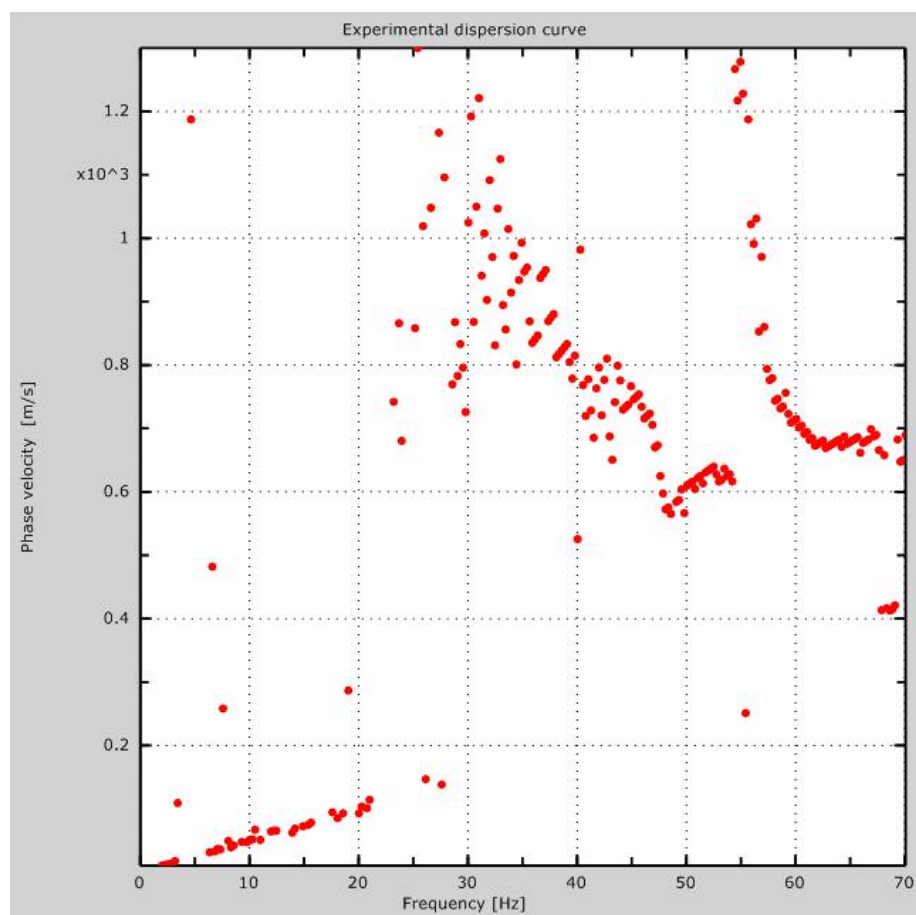


Fig. 7 - Curva di dispersione sperimentale

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]
32.7148	1046.87
36.1328	840.909
39.5508	778.846
46.3867	719.697
53.2227	619.318
56.6406	852.941
60.0586	715.116
63.4766	677.083

Tab.10. - Valori della curva di dispersione

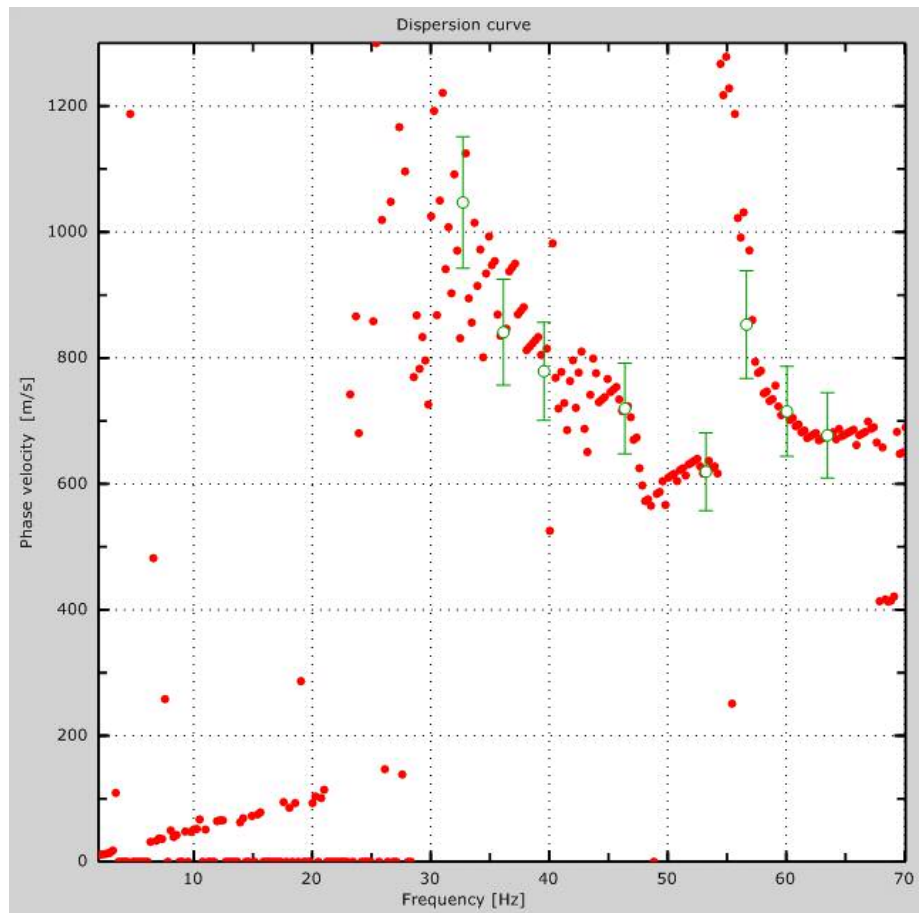
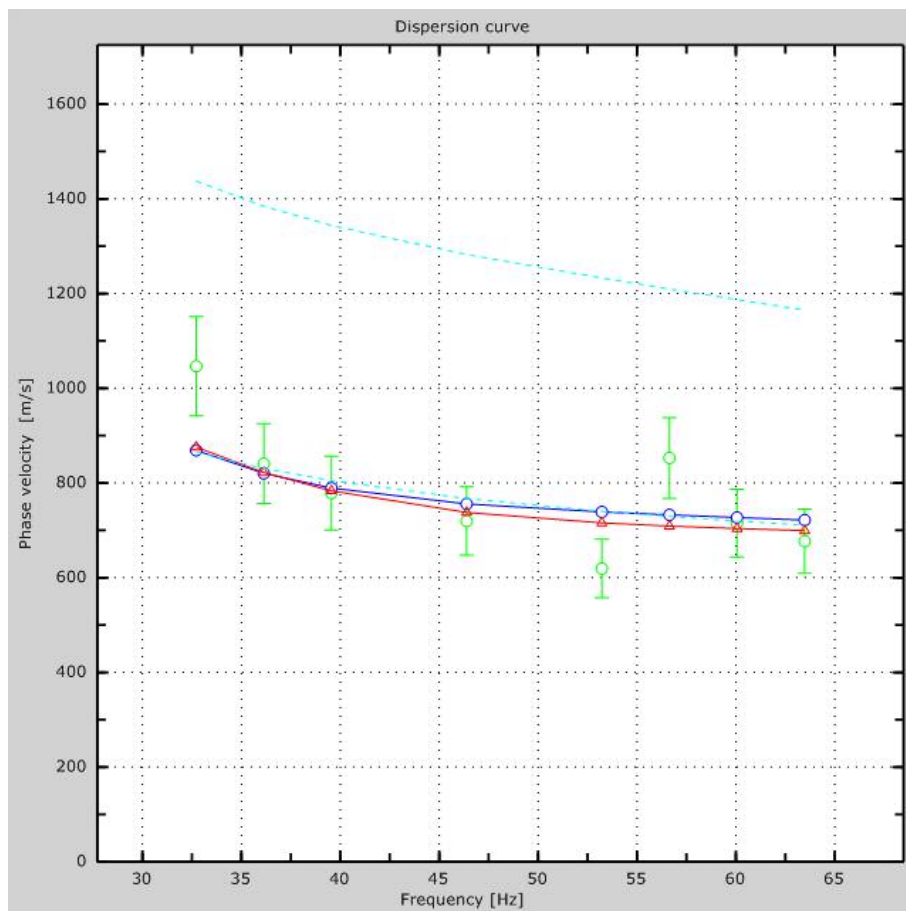


Fig. 8 - Curva di dispersione

Questo processo si esegue attraverso un sistema di prove *trial and error* nel quale modificando opportunamente i parametri a contorno si minimizza l'errore e dunque si ottiene la migliore sovrapposizione tra le due curve a confronto (Fig. 9) avvicinandosi il più possibile al valore reale.

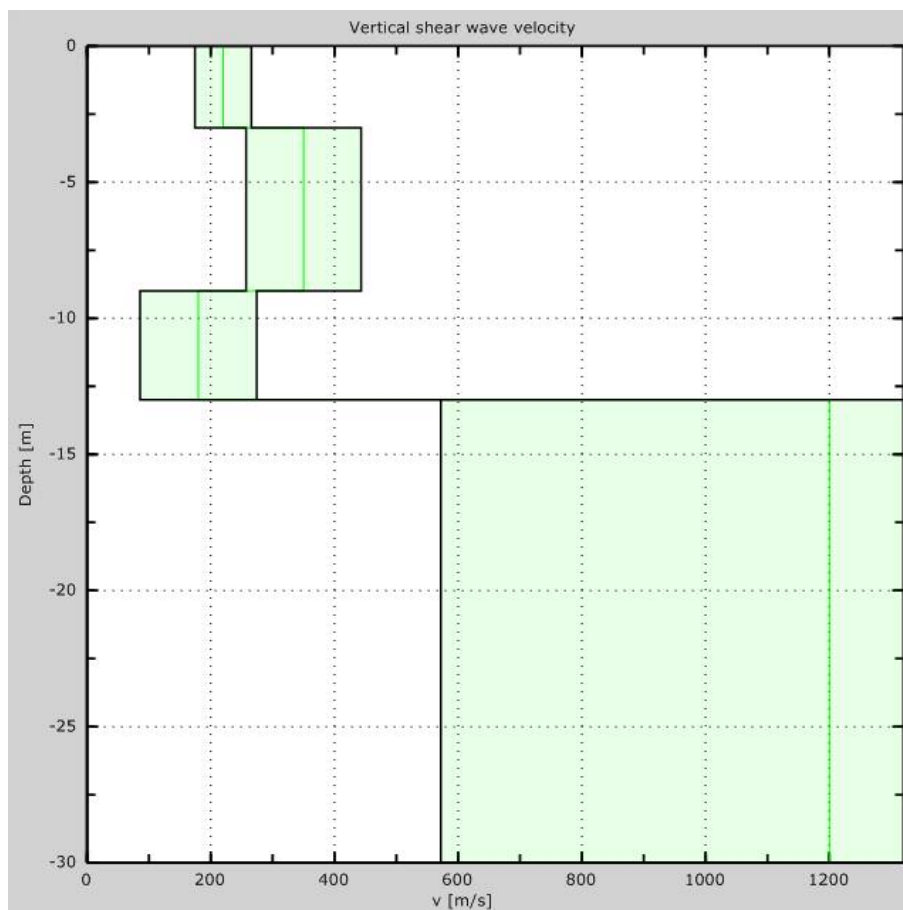


(Fig. 9) - Relazione tra la velocità di fase sperimentale e quella numerica

La registrazione in campagna è stata eseguita con un sismografo **Mod. PASI 16SG24** con risoluzione a 24 bit, come sensori di misura si è utilizzato un set di 24 geofoni da 4.5 Hz, il tempo di acquisizione è stato di 4 secondi con intervallo di campionamento di 2 millisecondi per un totale di 2000 campioni acquisiti.

Per una più corretta analisi dei dati sono stati effettuati 3 scoppi per lato dello stendimento e di tutti gli scoppi eseguiti è stato scelto quello più rappresentativo.

L'analisi dei dati registrati in campagna, è stata eseguita con il software di inversione MASW messo a punto dall'Ing. Roma.



(Fig. 10) – Profilo delle velocità delle onde S

Interpretazione dei dati acquisiti

Nel corso della campagna di investigazioni sono state eseguite n. 2 indagini MASW delle quali si riporta una tabella che riassume le caratteristiche geometriche degli stendimenti realizzati.

Masw	Distanza intergeofonica in metri	Lunghezza stendimento in metri
1	2.00	48.00
2	2.00	48.00

tab. 11

MASW N. 1

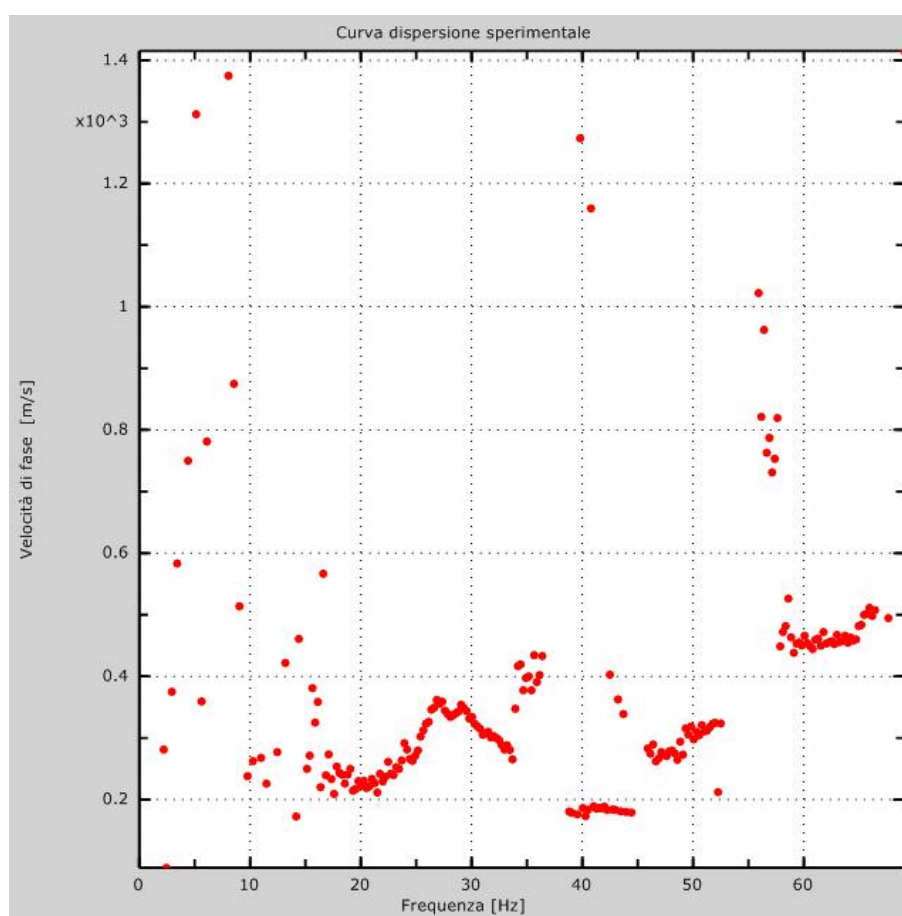


Fig. 11 - Curva di dispersione sperimentale

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]
9.26242	461.669
13.838	322.992
19.043	250
22.4609	261.364
25.8789	323.171
29.2969	348.837
32.7148	288.793
36.7161	269.881
42.1345	272.832
46.3867	289.634
51.1654	293.486

Tab.12. - Valori della curva di dispersione

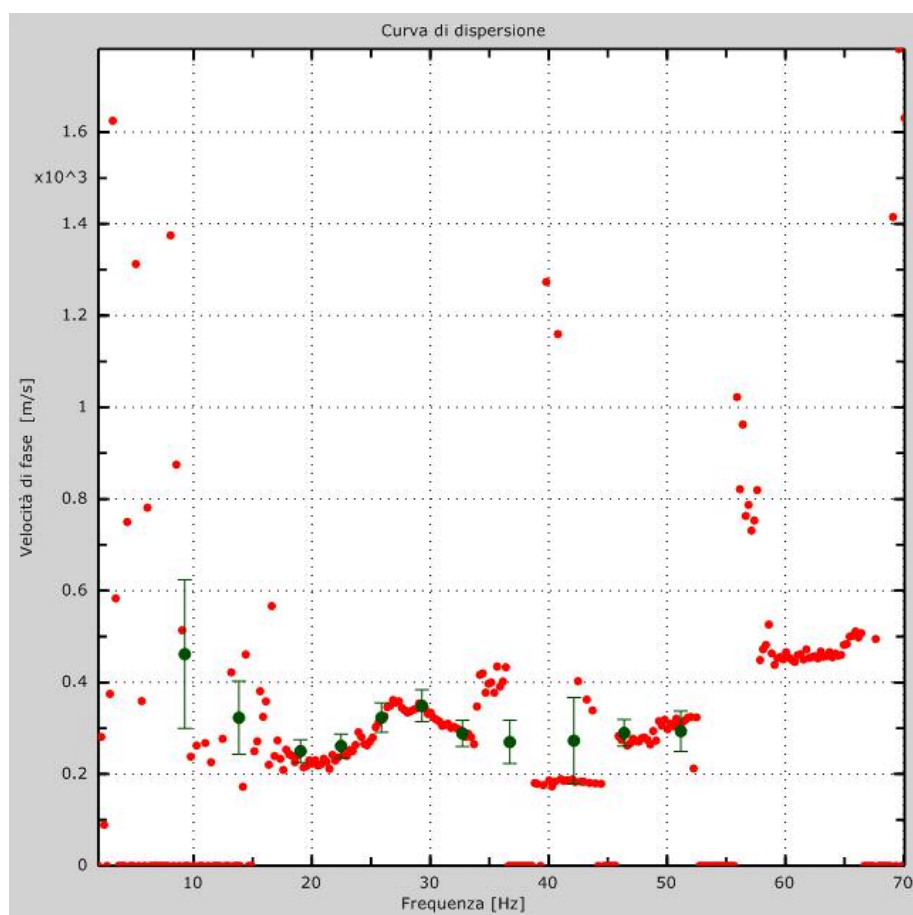
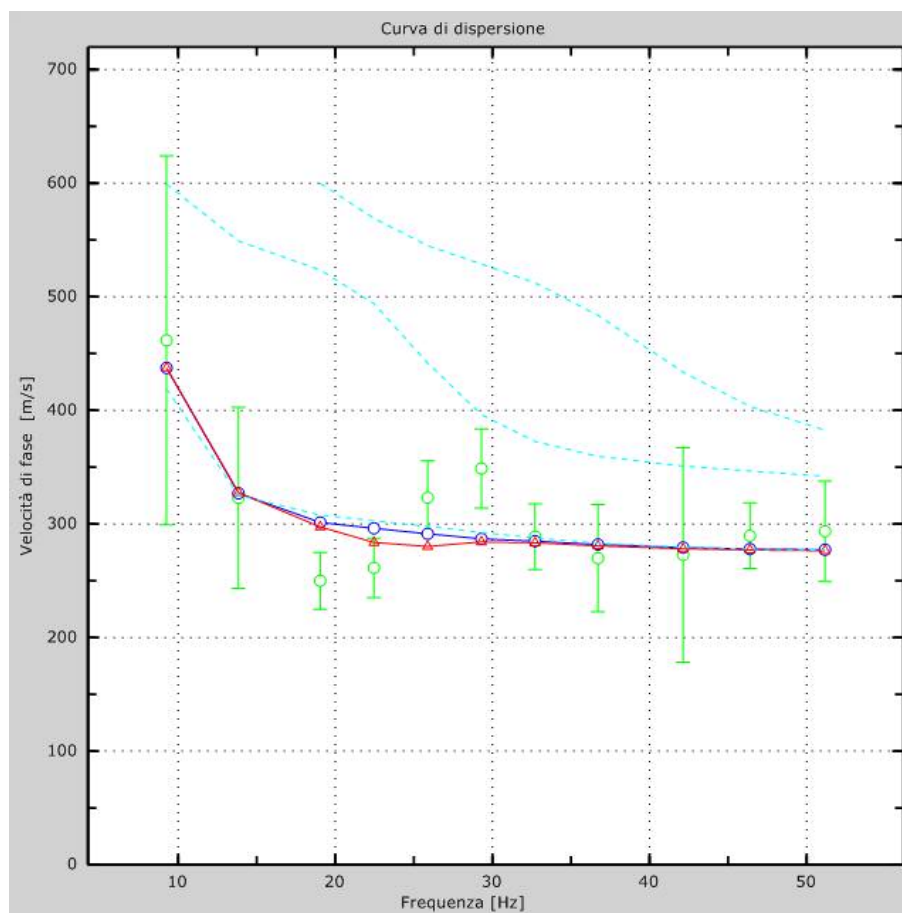
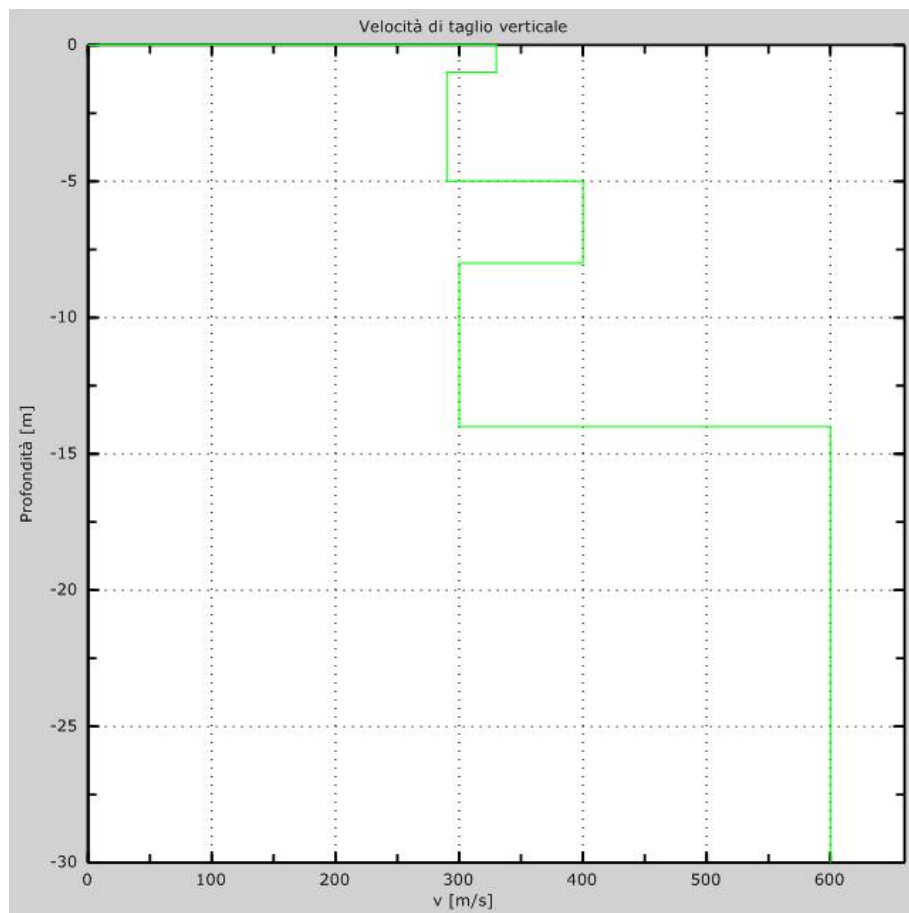


Fig. 12 - Curva di dispersione



(Fig. 13) - Relazione tra la velocità di fase sperimentale e quella numerica



(Fig. 14) – Profilo delle velocità delle onde S

L'analisi dei dati ha consentito di stimare un valore di V_{s30} pari a circa **422 m/s**.

MASW N. 2

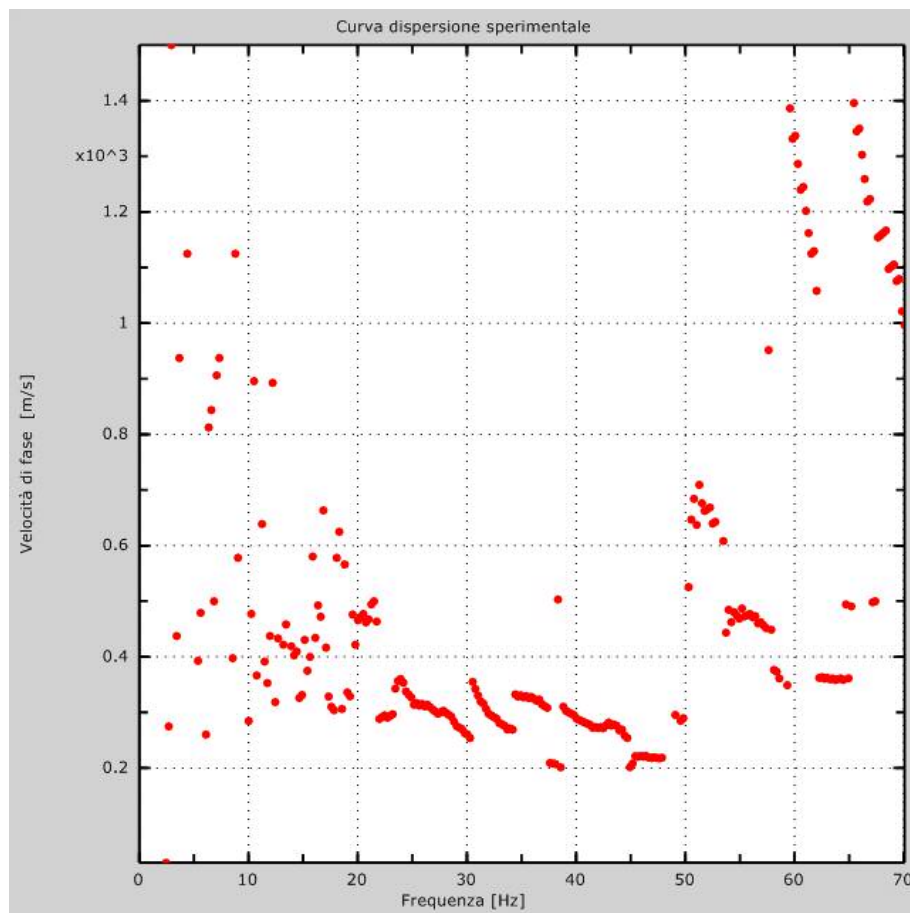


Fig. 15 - Curva di dispersione sperimentale

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]
9.98489	503.07
15.625	400
19.043	336.207
22.4609	294.872
25.8789	315.476
29.2969	272.727
32.7148	288.793
36.1328	324.561
39.5508	297.794
42.9688	282.051
46.3867	221.963
49.8047	289.773

Tab.13. - Valori della curva di dispersione

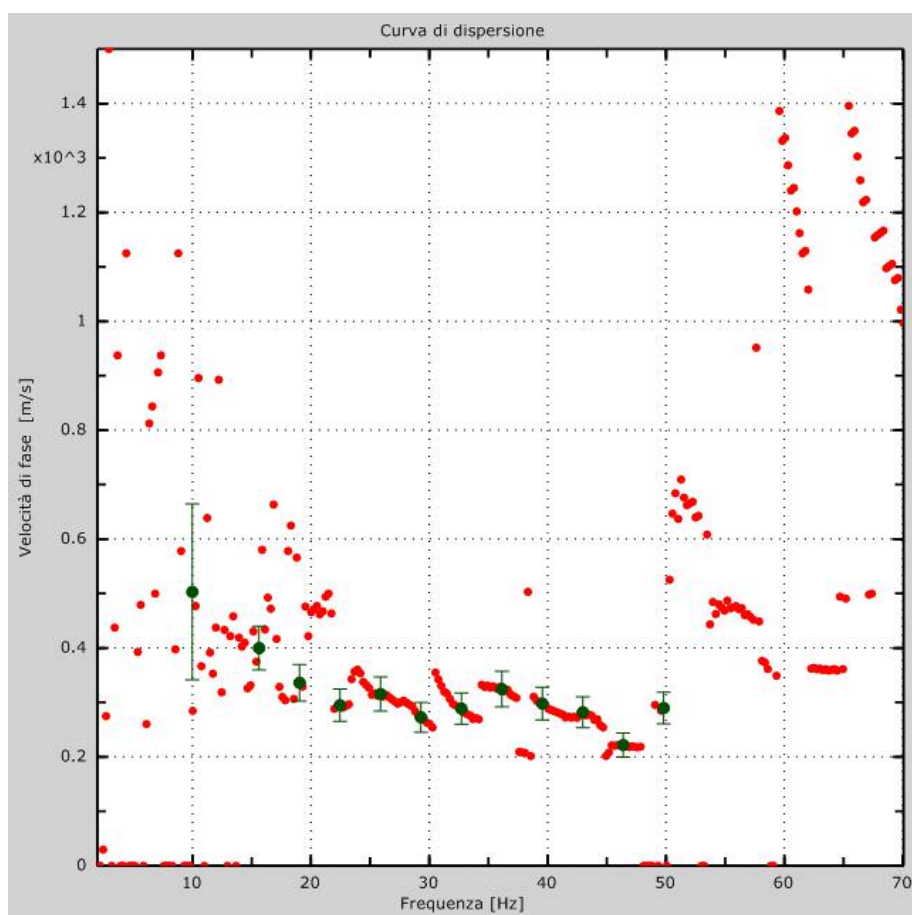
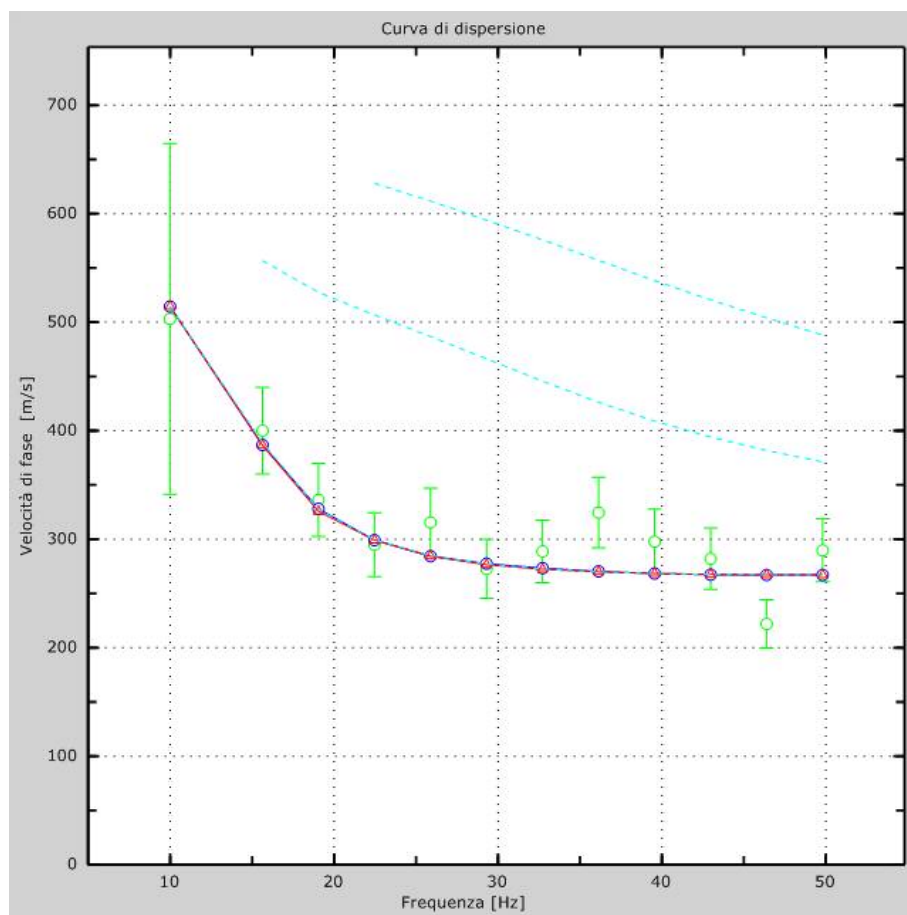
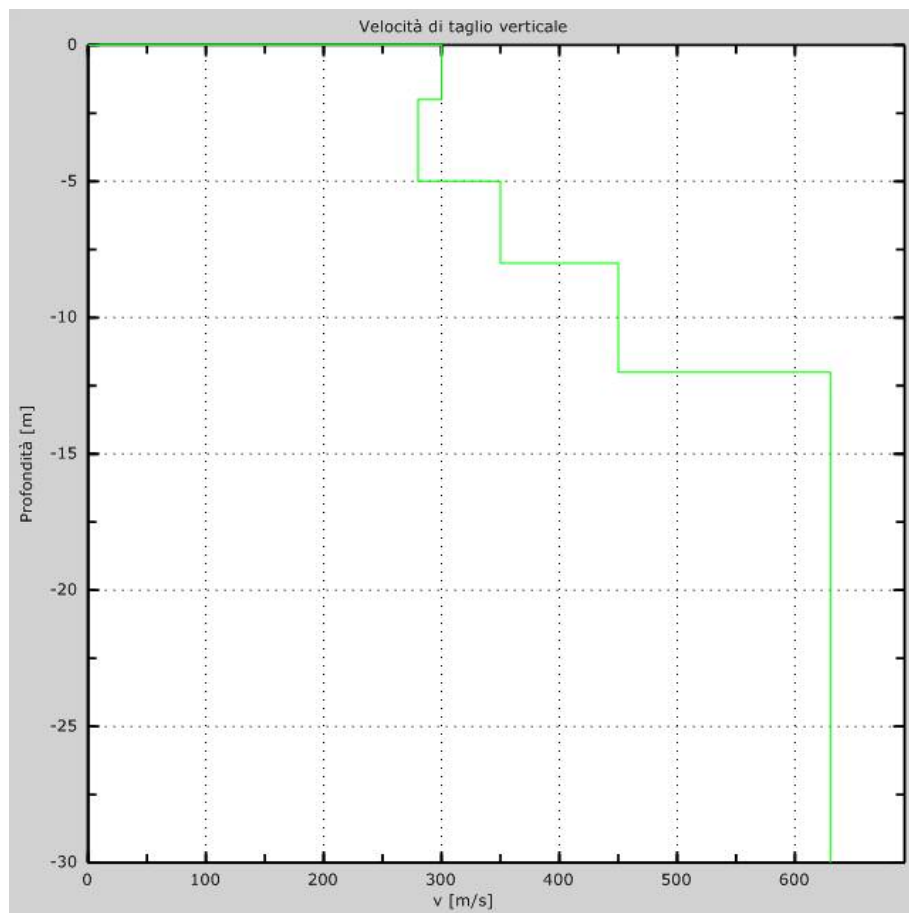


Fig. 16 - Curva di dispersione



(Fig. 17) - Relazione tra la velocità di fase sperimentale e quella numerica



(Fig. 18) – Profilo delle velocità delle onde S

L'analisi dei dati ha consentito di stimare un valore di V_{s30} pari a circa **473 m/s**.

3.4 Tomografie elettriche 2D (Metodologia Wenner - Schlumberger)

Generalità

L'indagine tomografica elettrica rappresenta una metodologia indiretta e non invasiva per le indagini del sottosuolo.

Il principio metodologico si basa sulla misura della resistività del terreno attraverso un dispositivo quadripolare costituito da due coppie di elettrodi infissi nel terreno, dove una coppia, denominata AB rappresenta il circuito di immissione di corrente elettrica e l'altra, denominata MN serve a misurare la differenza di potenziale che si genera tra i due elettrodi (fig. 19).

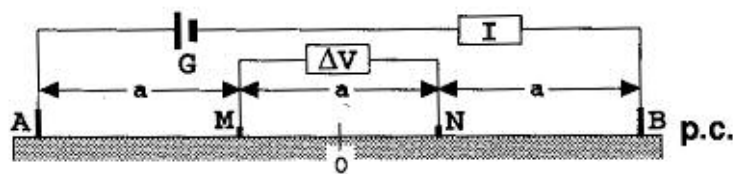


fig. 19

La resistività (ρ) del terreno misurata in sito è definita apparente poiché essa rappresenta la resistività che il terreno avrebbe se fosse omogeneo ed isotropo.

La relazione matematica che definisce tale parametro è la seguente:

$$\rho = \frac{\Delta V}{I} K$$

dove ΔV è la differenza di potenziale misurata, I è la corrente immessa e K rappresenta un coefficiente geometrico.

La variazione della resistività del terreno fornisce indicazioni sia sull'eventuale presenza di corpi sepolti nel sottosuolo, i quali possono essere di qualsiasi natura e tipo (cavità, riempimenti, resti di strutture in muratura o qualunque altro corpo estraneo) che di variazioni litologico-stratigrafiche.

Nel corso della campagna d'indagini sono state eseguite tre tomografie elettriche così come si evince dalla planimetria allegata (Tav 2) .

Le tre tomografie elettriche sono state realizzate con metodologia WENNER-SCHLUMBERGER.

Le indagini sono state condotte con strumentazione PASI mod. 16G di cui si riportano, nel sottostante specchietto, le principali caratteristiche.

Processore	Pentium 200 Intel
Trattamento dati	Floating Point 32-bit
Risoluzione acquisizione	16 bit
Elettrodi	Picchetti in acciaio inox o impolarizzabili
Energizzatore	P.A.S.I. P-300T
Tensione di uscita	0-300 V +/- 5%, con limitazione automatica della potenza di uscita
Alimentazione	Batteria interna ricaricabile 6 Ah
Corrente in uscita	0-450 mA +/- 10%.

La scelta metodologia è stata fatta tenendo conto dell'obiettivo dell'indagine, cioè verificare le variazioni sia orizzontali che verticali di resistività.

Il metodo prescelto utilizza una distribuzione lineare di elettrodi superficiali infissi nel terreno, collegati mediante cavo multiconduttore allo strumento di acquisizione e all'energizzatore in modo da poter funzionare alternativamente ora come elettrodi di corrente ora come elettrodi di misura.

In questo modo non solo le misure lungo il profilo sono state effettuate in maniera automatica secondo la successione desiderata, ma sono stati ricavati un numero molto elevato di valori di resistività apparente a profondità e ubicazione diverse lungo il profilo stesso.

Le centinaia di misure ottenute lungo la sezione investigata sono state elaborate mediante software **Res2dinv** che ha consentito di identificare un modello di resistività del sottosuolo che si avvicina il più possibile a quello reale.

Le variazioni di resistività calcolate sono state rappresentate graficamente da un range di colori scelti in modo da esaltare le eventuali anomalie di resistività.

Profilo tomografico 1

Lo stendimento è stato eseguito con un allineamento di 48 elettrodi distanziati tra loro di 1,30 m per una lunghezza totale di 61,10 m.

La profondità massima di investigazione raggiunta, essendo funzione della distanza interelettrodica, è stata di circa 11,00 m.

Il profilo tomografico ricostruito ha fatto registrare variazioni di resistività che vanno da 3 a circa 200 Ohm·m.

La sezione presenta due anomalie di resistività molto evidenti, la prima, posta a circa 9,00 m dal primo elettrodo ed ad una profondità di circa 2,5 m, rappresenta un corpo conduttivo con valori di resistività compresi tra 3,00 e 10,00 Ohm·m, la seconda, posta all'incirca tra 35,00 m e 45,00 m e ad una profondità di circa 3,00 m, rappresenta un corpo conduttivo avente valori compresi tra 100 e 200 Ohm·m.

Le blande variazioni di resistività che caratterizzano il resto della sezione non evidenziano la presenza di altri corpi anomali rilevanti.

La conducibilità sembra diminuire con la profondità probabilmente a causa di acqua che circola nel sottosuolo come si evince anche dal dato piezometrico rilevato nel sondaggio meccanico n° 2, ove il piano di falda è stato misurato a -9,30 m dal piano campagna.

Profilo tomografico 2

Lo stendimento è stato eseguito con un allineamento di 32 elettrodi distanziati tra loro di 2,00 m per una lunghezza totale di 62,00 m.

Gli elettrodi sono stati disposti sul muro di sostegno posto al di sotto dell'edificio ad una profondità di circa -5,00 m dal piano campagna di riferimento.

La superficie investigata ha una profondità di circa 11,00 m.

Il profilo tomografico ricostruito ha fatto registrare variazioni di resistività che vanno da 16,00 a 500,00 Ohm·m.

La sezione presenta un andamento lineare superficiale dello spessore di circa 2,5 m che rappresenta il muro di sostegno.

Alle spalle del muro, la resistività diminuisce notevolmente e si attesta su valori compresi tra 50 e 150 Ohm·m.

Da segnalare un'anomalia di alta resistività tra 40,00 e 46,00 m dall'elettrodo 1 avente un valore di circa 150 Ohm·m.

Profilo tomografico 3

Lo stendimento è stato eseguito con un allineamento di 32 elettrodi distanziati tra loro di 2,00 m per una lunghezza totale di 62,00 m.

Gli elettrodi sono stati disposti sul muro di sostegno posto al di sotto dell'edificio ad una profondità di circa -7,00 m dal piano campagna di riferimento.

La superficie investigata ha una profondità di circa 11,00 m.

Il profilo tomografico ricostruito ha fatto registrare variazioni di resistività che vanno da 3,50 a 300,00 Ohm·m.

La sezione presenta un andamento lineare superficiale dello spessore di circa 3.00 m che rappresenta il muro di sostegno.

Alle spalle del muro, la resistività diminuisce notevolmente e si attesta su valori compresi tra 3,50 e 150 Ohm·m.

Da segnalare un'anomalia di alta resistività tra 20,00 e 24,00 m dall'elettrodo 1 avente un valore di variabile tra 80 e 150 Ohm·m circa.

Va segnalato che questa anomalia è posta in corrispondenza dell'ingresso di un cunicolo che si dirama al di sotto dell'edificio.

In generale i valori di resistività registrati in questa sezione sono meno elevati rispetto a quelli registrati nella tomografia 2, ciò indica una maggiore umidità lungo questa superficie rispetto alla superficie precedente.

3.4 Tomografie elettriche 3D

La tomografia elettrica 3D è stata realizzata attraverso l'elaborazione congiunta di tre stendimenti elettrici distinti di cui due lineari (Tomografia elettrica n. 2 e n. 3) eseguiti orizzontalmente, sul muro di sostegno, ed uno a forma di L eseguita in superficie e parallelamente alle pareti Sud e Ovest dell'edificio, così come si evince dalla planimetria allegata (Tav. 2).

Questa disposizione ha permesso di ottenere un modello tridimensionale del suolo presente al di sotto dell'edificio in oggetto.

Complessivamente sono stati utilizzati 112 elettrodi per mezzo dei quali è stata costruita una griglia comprendente più di mille punti di misura della resistività apparente nel terreno sottostante l'edificio.

Va segnalato che le due tomografie orizzontali eseguite sul muro di sostegno sono state ubicate rispettivamente a -5,00 m e a -7,00 m dal piano campagna di riferimento ossia quello dell'edificio.

L'elaborazione è stata eseguita con il software di inversione (ErtLab della Geostudi Astier s.r.l.) che ha permesso di definire un modello di resistività del sottosuolo.

I valori di resistività ottenuti vanno da circa 3 Ohm·m a circa 1500 Ohm·m.

I valori più alti di resistività sono concentrati lungo il muro di sostegno, come si può osservare nell'Allegato C - Pianta Quota -5,00 m e Sezione Parete Sud.

Presumibilmente lo spessore medio di questa struttura si aggira attorno a 2,50 m.

Da segnalare, nella sezione orizzontale (Allegato C Pianta Quota -7,00 m), che l'anomalia che delimita il muro è meno evidente tra gli elettrodi 11 e 23.

La resistività in questa fascia raggiunge anche valori tra 10 e 30 Ohm·m ad indicare una forte umidità presente all'interno del muro stesso.

A quote superiori a -5,00 m e inferiori a -7,00 m l'influenza delle misure rilevate sul muro diminuisce pertanto la presenza dell'anomalia che delimita il muro è meno evidente.

In generale alle spalle del muro i valori di resistività si abbassano notevolmente, si passa infatti a valori che vanno da 10 Ohm·m a 100 Ohm·m ad indicare terreni mediamente umidi.

Una anomalia a bassa resistività con valori che vanno da 3,00 Ohm·m a 20,00 Ohm·m si registra a circa 8,00 m dallo spigolo Sud Ovest con spessore di circa 6,00 m.

Altre due anomalie con le stesse caratteristiche della precedente sono state riscontrate a circa 8,00 m dalla facciata Ovest dell'edificio con spessore di circa 5,00 m (Allegato C – Pianta Quota – 3m e Volumi Isoresistivi).

Un'ulteriore anomalia da segnalare è posta tra gli elettrodi 37 e 41 dello stendimento ad L.

Questa anomalia presenta valori che vanno da 90 a 180 Ohm·m ed uno spessore di circa 4,00 m come si evince dall'Allegato C – anomalia resistività parete Ovest.

Tutte le anomalie descritte sono poste al di fuori dell'impronta del fabbricato, fatta eccezione di quelle che delimitano il muro di sostegno.

La mancanza di anomalie di resistività evidenti sotto il fabbricato lascia intendere la presenza di una certa omogeneità dei terreni posti sotto l'impronta del fabbricato.

6. PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Durante il corso dei sondaggi sono stati prelevati n. 12 campioni di terreno sui quali sono state eseguite le prove di laboratorio necessarie a determinare i parametri geotecnici , i risultati sono riportati dettagliatamente nei certificati di prova che si allegano (All. B)

7. INDAGINI ENDOSCOPICHE

Sono state effettuate una serie di indagini endoscopiche attraverso il muro che delimita il fossato, sul quale insiste parte della fondazione del

fabbricato . In diverse posizioni e a diverse altezze sono stati eseguiti fori del diam. di 50,00 mm per l'introduzione della telecamera da foro e la relativa ispezione (ulteriore ispezione del muro è stata realizzata nel foro verticale di sondaggio - S 5 - che ha attraversato il muro in tutta la sua altezza) . Dalle ispezioni eseguite è emerso che il muro del fossato è un muro ciclopico a gravità di spessore variabile 2.5/3.0 mt (base più larga rispetto alla sommità), valore confermato dalle indagini geoelettriche dalla quale si evince una fascia (muro) di maggior resistività pari a circa 3.00 mt. E' realizzato con buona fattura, compatto, senza vuoti , non presenta segni di crisi.

Le indagini endoscopiche sono state eseguite anche per ispezionare le fondazioni dell'immobile; in due punti diversi (uno al'interno, l'altro all'esterno); nei fori realizzati, che hanno completamente attraversato le fondazioni, è stata introdotta la telecamera e le riprese hanno evidenziato una buona fattura della struttura in fondazione inoltre hanno confermato la profondità del piano di posa (rispetto al piano di campagna) individuata con i n.4 scavi a pozzo eseguiti lungo il perimetro del fabbricato

8. PROVE CON I MARTINETTI PIATTI

Sono state eseguite una serie di prove con i martinetti piatti necessarie ad eseguire le seguenti informazioni:

- a) stato di sollecitazione esistente nella struttura muraria;

- b) modulo di deformabilità;
- c) resistenza a compressione.

Le prove previste sono state eseguite su sezioni caratteristiche e nelle zone *rappresentative della struttura (murature esterne e murature interne)*

8.1 Attrezzatura di prova

Si descrivono brevemente le attrezzature utilizzate per effettuare le prove.

Martinetti piatti

I martinetti piatti utilizzati sono:

martinetti prodotti dalla Boviar srl, costituiti da lamierino in acciaio ad elevata deformabilità di forma semicircolare allungata, con le seguenti caratteristiche:

- superficie : 778.5 cm²
- spessore : 4.5 mm
- diametro : 35.0 cm
- max. profondità di installazione : 26.0 cm

Attrezzatura per il taglio e sistema di misurazione

Il taglio è stato effettuato con una mototroncatrice a trasmissione eccentrica modello PARTNER K950-Ring con motore a scoppio dotata di disco diamantato

di diametro pari a 350 mm capace di effettuare tagli della profondità di 260 mm e spessore di 5 mm.

Le misure di convergenza sono state effettuate utilizzando un estensimetro meccanico rimovibile modello DEMEC di tipo analogico con precisione bimillesimale, ed una serie di basi di misura di lunghezza pari a 200 mm, realizzate mediante l'incollaggio sulla muratura di piastrine in acciaio invar del diametro di 5 mm.

Sistema idraulico di messa in carico

Per la messa in pressione dei martinetti è stata utilizzata una pompa a mano del tipo GLOTZL modello M2H16 dotata di due manometri tarati del tipo WIKA ad alta precisione Kl. 0.6 con fondo scala (15 e 60 bar).

8.2 Descrizione e modalità di esecuzione delle prove

Rilievo delle tensioni di esercizio (Prova MS – martinetto piatto singolo)

Il rilievo delle tensioni di esercizio della muratura in situ è basato sulla variazione dello stato tensionale in un punto della struttura per effetto di un taglio eseguito in direzione normale alla superficie muraria.

Fase operativa

Come operazione preliminare al taglio si sono sistemate simmetricamente al piano di pressione tre basi di misura da 200 mm e si sono eseguite letture a campione indisturbato (**letture prima del taglio**). Successivamente si è applicato il taglio mediante sega e si è osservato un rilascio delle tensioni rilevato

attraverso la convergenza delle basi (**letture dopo il taglio**). Nel taglio si è inserito un martinetto piatto avente circa le stesse dimensioni del foro. Per effetto della pressione, incrementata gradualmente il martinetto ha annullato il rilassamento ed ha riportato i valori delle basi a quelli originarie (letture prima del taglio).

In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è pari alla sollecitazione preesistente nella muratura a meno di due costanti una che tiene conto del rapporto tra superficie del martinetto e quella del taglio (coefficiente k_t) ed un'altra che tiene conto della rigidità del martinetto (coefficiente k_m).

Rilievo delle caratteristiche di deformazione (Prova MD – martinetto piatto doppio)

La determinazione delle caratteristiche di deformazione della muratura viene effettuata praticando due tagli paralleli a distanza di circa 40-50 cm, in modo da delimitare un campione di muratura di dimensioni circa 350 x 400 x 260 mm.

Fase operativa

Come fase preliminare si sono individuati sulla muratura tre basi verticali e una orizzontale intermedia ai tagli. Si sono fatte letture a campione indisturbato (**letture a Pressione=0 bar**) dopo di che sono stati realizzati due tagli paralleli ed inseriti due martinetti al loro interno. I due martinetti paralleli hanno applicato al campione interposto uno stato di sollecitazione monoassiale, in direzione

ortogonale al piano di posa dei conci di muratura e attraverso l'esecuzione di un numero prestabilito di cicli di carico-scarico si è potuto stimare: a) moduli di deformabilità della muratura a vari livelli di sollecitazione, b) la resistenza a compressione mediante l'extrapolazione della curva carico-deformazione.

8.3 Elaborazione dati

Per la prova MS (martinetto singolo) sono riportati i seguenti dati:

- i valori di pressione (bar) letti al manometro;
- le corrispondenti letture di deformazione effettuate per ciascuna base di misura;
- la media delle letture al deformometro;
- la differenza tra i valori iniziali;
- grafico SPOSTAMENTO-PRESSIONE dal quale si rileva la pressione di ripristino.

Per la prova MD (martinetto doppio) sono riportati i seguenti dati:

- i valori di pressione (bar) letti al manometro;
- le corrispondenti letture di deformazione effettuate per le basi di misura verticali, la loro media e la deformazione corrispondente;
- le corrispondenti letture di deformazione effettuate per la base di misura orizzontale, e la deformazione corrispondente;
- grafico DEFORMAZIONI-PRESSIONI dei cicli di carico effettuati sul concio in prova con indicazione del modulo di deformabilità della

muratura; i moduli vengono determinati sul tratto di carico del primo e secondo ciclo.

8.4 Risultati prove con martinetti

Di seguito vengono riportati i risultati dalle prove effettuate in formato numerico

EDIFICIO	Nome Prova	Modulo di elasticità normale (MPa)	Resistenza a compressione (MPa)	Modulo di elasticità tangenziale (MPa)*	Resistenza a taglio (MPa)*
Palazzina denominata "Medici" sita in Maribase Brindisi	MD2	1049-1334	0,89	350-445	0,018
	MD3	773-816	0,82	258-272	0,016
	Nome Prova	Pressione di ripristino (bar)	Tensione in situ (daN/ cm2)		
	MS1	7,00	5,12		
	MS2	3,50	2,56		
	MS3	2,25	1,64		

* ricavate indirettamente dal DM 14 gennaio 2008 Tab. C8A.2.1

In riferimento alla Classificazione presente sul D.M. del 14 gennaio 2008 (tabella C8A.2.1) **relativa ai parametri meccanici** per diverse tipologie di muratura, il nostro setto murario, in base ai risultati ottenuti dalle prove eseguite, può essere classificato come “Muratura a conci di pietra tenera”.

Il valore registrato con la prova MS1 (5.12 daN/cm²) nettamente più alto rispetto agli due, trova la sua motivazione perchè in quell’area la sezione resistente della muratura è stata ristretta rispetto alla fattura originale da lavori di scasso e conseguente rifacimento con conci di altra natura (vedi foto in allegato)

Per i risultato in dettaglio si rimanda all’allegato D.

9. CONCLUSIONI

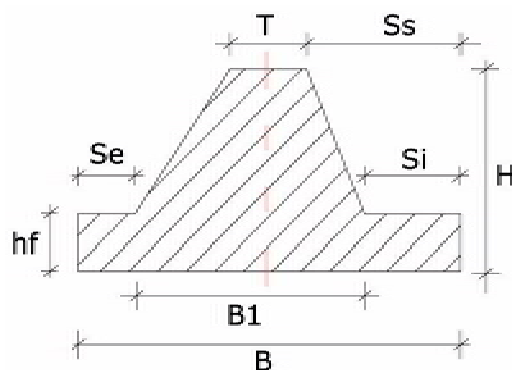
9.1 Cause

Dalle indagini eseguite è emerso quanto segue :

- Il muro del fossato non presenta alcun movimento di roto-traslazione quindi è da escludere che sia la causa delle lesioni evidenziatesi sul fabbricato ad avvalorare questa tesi , considerato che sono stati acquisiti gli elementi necessari (dimensioni muro – caratteristiche del terreno) è stata eseguita la **verifica del muro**

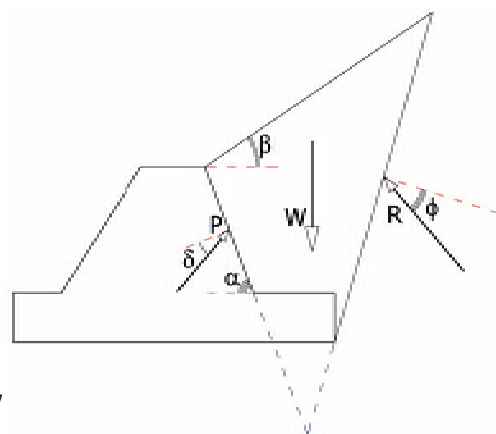
Geometria del Muro:

Altezza	[H] =	9,00	[m]
Testa	[T] =	2,50	[m]
Base muro	[B1] =	3,50	[m]
Base fondazione	[B] =	5,50	[m]
Scarpata esterna	[Se] =	1,00	[m]
Scarpata interna	[Si] =	1,00	[m]
Scarpata superiore	[Ss] =	1,00	[m]
altezza fondazione	[hf] =	2,00	[m]
P di V muro calcarenite	[γ_c] =	1700,00	[t/m ³]



Caratteristiche del terreno:

Peso di volume	[γ] =	1900,00	[t/m ³]
Sovraccarico	[q] =	0,00	[t]
Inclinazione terrapieno	[β] =	0,00	[°]
Inclinazione paramento	[α] =	90,00	[°]
Angolo di attrito terr.	[ϕ] =	31,50	[°]
Angolo terreno/muro	[δ] =	21,00	[°]

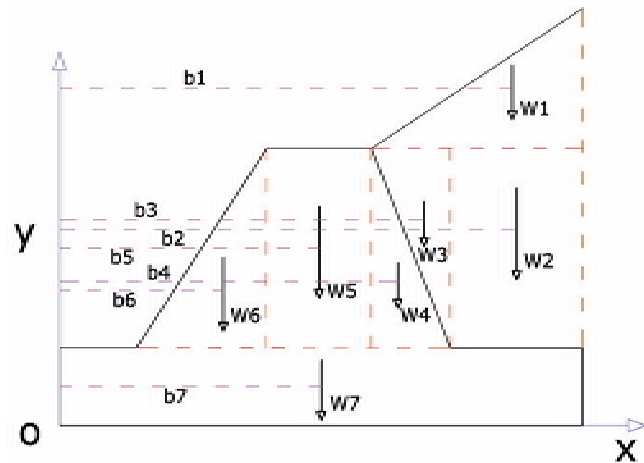


Calcolo delle spinte (Teoria di Coulomb):

Coefficiente spinta Attiva	[Ka] =	0,280	
Spinta STATICA	[P1] =	21580,32	[t]
Spinta DINAMICA	[P2] =	0.00	[t]
Spinta TOTALE	[Ptot] =	21580,32	[t]

Analisi dei carichi:

VERTICALI [t]		ORIZZONTALI [t]	
W1v	0,000	W1o	0,000
W2v	13300,000	W2o	532,000
W3v	0,000	W3o	0,000
W4v	0,000	W4o	0,000
W5v	29750,000	W5o	1190,000
W6v	5950,000	W6o	238,000
W7v	18700,000	W7o	748,000
P1v	7733,695	P1o	20149,964
P2v	827,292	P2o	2155,170
Rv	76260,987	Ro	25010,134



Momento Stabilizzante:

MS1 =	W1v × b1 =	0,000	x	5,17	=	0,000	[tm]
MS2 =	W2v × b2 =	13300,00	x	5,00	=	66500,00	[tm]
MS3 =	W3v × b3 =	0,000	x	4,50	=	0,000	[tm]
MS4 =	W4v × b4 =	0,000	x	4,50	=	0,000	[tm]
MS5 =	W5v × b5 =	29750,00	x	2,75	=	81812,00	[tm]
MS6 =	W6v × b6 =	5950,000	x	1,67	=	9916,667	[tm]
MS7 =	W7v × b7 =	18700,00	x	2,75	=	51425,00	[tm]
MS8 =	P1v × b8 =	7733,695	x	5,50	=	42535,32	[tm]
MS9 =	P2v × b9 =	827,292	x	5,50	=	4550,106	[tm]

$$\Sigma MS = 256739,59 \quad [tm]$$

Momento Ribaltante:

MR1 =	W1o × b'1	=	0,000	x	9,000	=	0,000	[tm]
MR2 =	W2o × b'2	=	532,000	x	5,500	=	2926,000	[tm]

MR3 =	W3o × b'3	=	0,000	x	6,620	=	0,000	[tm]
MR4 =	W4o × b'4	=	0,000	x	4,310	=	0,000	[tm]
MR5 =	W5o × b'5	=	1190,000	x	5,500	=	6545,000	[tm]
MR6 =	W6o × b6 =	238,000	x	5,500	=	1309,000	[tm]	
	W7o × b'7							
MR7 =	=	748,000	x	1,000	=	748,000	[tm]	
MR8 =	P1o × b'8 =	20146,96	x	2,970	=	59836,48	[tm]	
MR9 =	P2o × b'9 =	2155.170	x	5.940	=	12801.71	[tm]	

Σ MR = 84166,19 [tm]

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

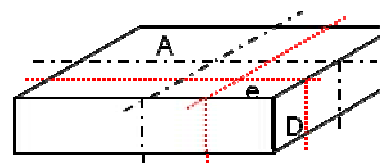
$$\Sigma MS / \Sigma MR > 1$$

$$\frac{\Sigma MS}{\Sigma MR} = 3,050$$

VERIFICA
Soddisfatta

Caratteristiche della fondazione:

P.V terreno fondazione	[γt] =	1900,00	[t/m ³]
Angolo di attrito terreno-fondaz.	[φ'] =	23,00	[°]
Coesione terreno-fondazione	[c'] =	0,10	[t/m ³]
Profondità piano di posa	[D] =	2,00	[m]
Superficie di fondazione unitaria	[A] =	5,50	[m ²]
Eccentricità	[e] =	48,71	[cm]
Superficie ridotta per eccentricità	[A'] =	4,53	[m ²]
Nocciolo centrale terzo medio	[M] =	91,67	[cm]
Eccentricità dentro [M]	[e ≤ M]	SI	
Eccentricità fuori da [M]	[e > M]	NO	



Coefficienti in funzione dall'angolo di attrito:

[N _γ] = 5,784	[i _γ] = 0,271
[N _c] = 17,835	[i _c] = 0,330
[N _q] = 8,570	[i _q] = 0,408

Carico Limite:	[q lim] = 20054,86 [t/m ²]	→	2005,486 [kg/cm ²]
-----------------------	---	---	---------------------------------

VERIFICA AL CARICO LIMITE (metodo di Brinch - Hansen):

Carico limite	[q lim] =	20054,86	[t/m ²]
Carico gravante sul piano di posa	[Q] =	16850,04	[t/m ²]
Coefficiente di sicurezza	[fs] =	1,190	

VERIFICA
Soddisfatta

VERIFICA ALLA TRASLAZIONE:

Risultante dei carichi Orizzontali	[Ro] =	25010,13	[t]
Risultante dei carichi Verticali	[Rv] =	76260,98	[t]
Resistenza allo scorrimento in condizioni limite sul piano di posa	[Tr] =	32371,42	[t]
Coefficiente di sicurezza	[Tr / Ro] =	1,294	

VERIFICA

Soddisfatta

- Dagli elementi acquisiti sulla natura delle fondazioni (tipologia- dimensioni – caratteristiche strutturali – approfondimento rispetto al piano di campagna) e del terreno sul quale insiste il fabbricato (stratigrafia – parametri geotecnica – omogeneità e assenza di anomalie localizzate) si esclude che ci siano cedimenti di fondazione a conferma si riporta il **calcolo della capacità portate del terreno :**

A tal scopo si riportano :

- i valori “medi” dei parametri geotecnici dei campioni di terreno prelevati a 3.50/4.00 mt di profondità (i più vicini al piano di fondazione)
- le caratteristiche della fondazione continua del tipo “trave rovescia” e considerando diverse possibilità di scelta per le dimensioni base:

Terreno di riporto – profondità 0,00 /6,00 mt

- -Peso di volume naturale $\gamma = 1.915 \text{ t/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\phi = 31.4^\circ$
- Coesione $c = 0.14 \text{ daN/cm}^2$

Trave di fondazione

profondità D_f m	larghezza B m			
1,20	-	0,80	-	-

tab.1

Il calcolo di verifica viene effettuato con l'equazione di Terzaghi per fondazioni nastriformi che consente di stabilire la portata massima a rottura:

$$Q_d = C * N_c + P_v * D_f * N_q + 0.5 * P_v * B * N_\gamma$$

dove:

Q_d = portata ultima

C = coesione

P_v = peso di volume naturale

D_f = profondità della fondazione rispetto al piano campagna

B = larghezza di base della fondazione

N_c , N_q , N_γ = fattori di portata dipendenti dall'angolo d'attrito interno del terreno.

$$N_c = 41.813 \qquad N_q = 26.523 \qquad N_\gamma = 33.600$$

Sostituendo i valori dimensionali ed i parametri geotecnici indicati nell'apposito paragrafo (valori relativi all'unità ghiaioso-sabbiosa dei terrazzi marini) si ottiene :

$$Q_d = 14.52 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow Q_{amm} = \frac{Q_d}{\eta} = 4.84 \text{ daN/cm}^2$$

con η coefficiente di sicurezza pari a 3.00

Tali valori sono di gran lunga superiori alle tensioni di esercizio registrati alla base della muratura (vedi prova con i martinetti piatti), nella ulteriore considerazione che i valori misurati diminuiranno nella sezione di fondazione che ha maggiori dimensioni rispetto alla muratura in elevazione.

Escluso che ci siano cedimenti di fondazione dell'immobile e/o movimenti del muro del fossato, che erano da considerarsi cause potenziali delle lesioni del fabbricato, si è approfondita l'indagine della struttura in elevazione . L' immobile è stato realizzato con murature di elementi calcarenitici (regolarmente tagliati e squadriati) allettati con malta cementizia, le murature (sia interne che esterne) oltre ad avere funzione di tompagnatura (esterne) e divisione dei locali dell'edificio (interne) , hanno anche funzione portante sia degli elementi verticali (peso proprio) che di quelli orizzontali (le volte del primo livello e i solai piani del secondo livello) . Le murature (vedi paragrafo precedente) a “conci di pietra tenera“ presentano una resistenza a compressione

dell'ordine di 8,00 / 9,00 daN/cm² sufficienti a “ sopportare” le tensioni di esercizio dell' ordine 2,00 / 3,00 daN/cm² ma hanno scarsa resistenza a trazione e a taglio . I setti murari interni , per la quasi totalità (escluso il setto centrale di spina) hanno spessori esigui (30, 00 cm.), altezze importanti (4.50 mt) e sostengono il peso proprio,il peso delle volte e dei solai . Sicuramente sono soggetti a carichi verticali non completamente centrati rispetto ai baricentri (presso- flessione) e di conseguenza a forze orizzontali (taglio). Tale composizione strutturale in aggiunta ai lievi movimenti di vario tipo che la struttura in muratura, disomogenea per natura, subisce (dilatazioni e ritiri per le variazioni termiche, invecchiamento dei materiali, lavori eseguiti nel corso degli anni come l' apertura / chiusura nicchie ecc....) è la causa delle lesioni, di modesta entità, che si leggono sia nelle superfici esterne (specialmente in corrispondenza degli architravi delle finestre) che interne.

9.2 Soluzioni

Per eliminare le lesioni presenti ed eliminare e/o diminuire la possibilità che il quadro fessurativo peggiori nel tempo si renderà necessario intervenire sulle murature in elevazione.

Considerata la modesta entità del problema, un possibile intervento risolutivo (il progettista dei lavori né potrà individuare altri) consisterà nella apposizione sulla muratura (scrostata dal vecchio intonaco) di una rete di armatura in fibra di vetro annegata in apposita malta di spessore ridotto (dai 6 ai

25 mm) che rappresenterà un efficace rinforzo in quanto risulteranno incrementate le resistenze a taglio. In alternativa, qualora il progettista a seguito di verifica di calcolo strutturale riveli delle deficienze strutturali importanti, si potrà intervenire con sistemi a fibre di carbonio per ottenere rinforzi significativi a flessione, a taglio e per incrementare l'azione di confinamento sulle murature.

Altro intervento da eseguire è il consolidamento degli architravi delle aperture (finestre, porte-finestre).

In precedenza si è affermato che non ci sono problemi di cedimenti di fondazione per cui non si ritiene opportuno realizzare alcun lavoro di consolidamento fondale, in ogni caso si fa notare che l'apparato radicale dell'albero di grosso fusto, presente vicino l'ingresso dell'immobile, potrebbe danneggiare localmente la struttura di fondazione per cui si consiglia di tagliare la pianta senza rimuoverne le radici (per non creare un vuoto che diminuirebbe l'azione di confinamento sulle strutture di fondazione).

Inoltre è consigliato un corretto allontanamento delle acque piovane e un controllo (eventuali perdite ?) delle linee d'adduzione e allontanamento delle acque utilizzate al fine di non avere infiltrazioni e conseguente scadimento dei parametri geotecnici del terreno di base e successivi cedimenti differenziali.

Matera, febbraio 2011

TRIVELTERRE s.r.l.

Ing. Francesco Luceri