



**COMUNE DI
GINOSA**
PROVINCIA DI TARANTO

**Infrastrutture verdi
VALORIZZAZIONE DELLA
GRAVINA DEL CASALE**

POR PUGLIA 2014-20 - Asse VI - Azione 6.6 - Sub-Azione 6.6.a "Interventi per la tutela e valorizzazione di aree di attrazione naturale per Realizzazione di progetti di Infrastrutture verdi"

PROGETTO DEFINITIVO



COD. PRATICA	SCALA	DESCRIZIONE ELABORATO	ELABORATO
2019-0113-FP2		RELAZIONE GEOLOGICA	RG
RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Giovanni Zigrino			
PROGETTAZIONE finepro s.r.l.		CONSULENZA GEOLOGICA Dr. Geol. G. Michele VIZZIELLO (Ordine dei Geologi della Basilicata - n. 145)	

REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	ottobre 2019			

Sommario

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	3
Stratigrafia	6
Morfologia	9
Idrogeologia	10
3. PAI – PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO	12
4. SISMICITA' DEL TERRITORIO	14
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE	19
Precedenti studi e indagini geognostiche	19
Indagini geofisiche attuali.....	24
6. PERICOLOSITÀ SISMICA	29
Pericolosità sismica di base	32
Pericolosità sismica di sito	34
7. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	35
8. VERIFICHE DI STABILITÀ.....	36
9. CONCLUSIONI	38



1. PREMESSA

Con D.D. n° 1451 del 16.09.2019 [CUP: D36F19000010002] il Comune di Ginosola (TA) affidava al sottoscritto l’incarico per la redazione della Relazione Geologica relativa all'intervento denominato VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE a valere sul POR Puglia 2014-2020 Asse VI - Az.6.6 - Sub Az. 6.6.a “Interventi per la tutela e la valorizzazione di aree di attrazione naturale” per “Realizzazione di progetti di infrastrutture verdi”.

E’ stato pertanto effettuato uno studio geologico (*l.s.*) che ha consentito di caratterizzare l’area in oggetto sotto gli aspetti geologico, idrogeologico, geomorfologico e geotecnico ai fini della valutazione della compatibilità degli interventi previsti in rapporto alle caratteristiche fisiche dei luoghi.

A tal fine è stata effettuata un’analisi critica delle risultanze di studi geognostici effettuati in occasione di precedenti interventi sulla medesima area in esame. Sono stati inoltre realizzati ex novo ulteriori rilievi geosismici in osservanza alle disposizioni delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-2018 DM 17/gen/2018, e relativa Circ. 21/gen/2019 n. 7 C.S.LL.PP.).

Alla presente relazione sono allegati gli elaborati relativi alle risultanze delle precedenti indagini geognostiche consultate, alle prospezioni geofisiche realizzate, e alle verifiche di stabilità effettuate, che ne costituiscono parte integrante.



2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area esaminata rientra topograficamente nella tavoletta 201 - I SO “Ginosa” della Carta d'Italia dell'I.G.M. – coord. UTM: 33T XE 487 939, e corrisponde al settore centro-settentrionale del centro abitato prospiciente l'alveo del *T. Lognone* (localmente noto come “Gravina di Ginosa”).

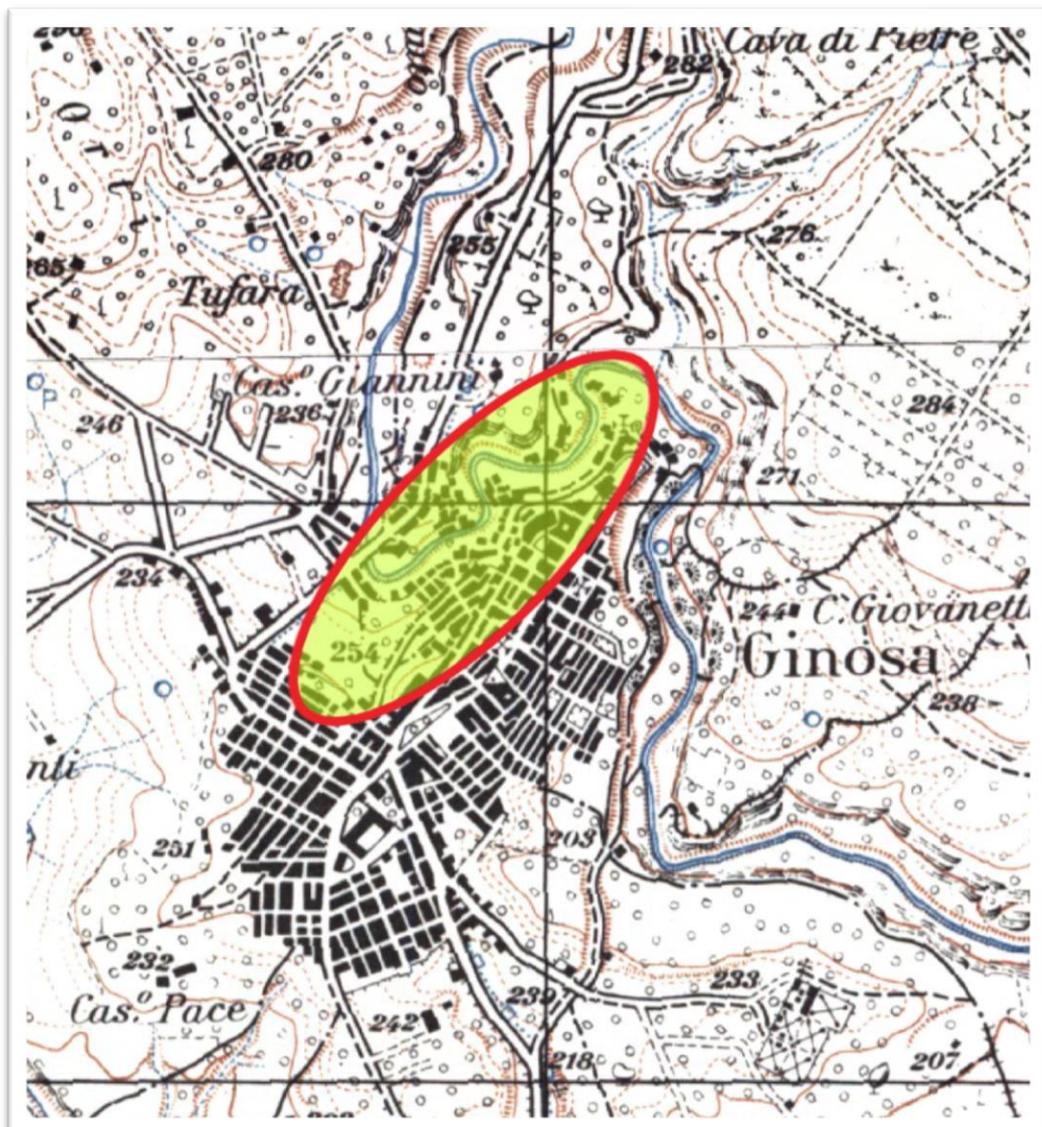


Fig. 1 - Stralcio IGM - F.201 I SO “Ginosa”



Fig. 2 - Aerofoto del sito di intervento (© Google Earth)

Il territorio di Ginosa si colloca al margine sud-orientale di quella importante struttura tettonica nota nella letteratura geologica come Fossa Bradanica, un’ampia depressione allungata da nord-ovest a sud-est originatasi nel plio-quadernario fra la catena appenninica e la piattaforma carbonatica dell’avampaese murgiano.

Nell’area affiorano sia successioni terrigene plio-quadernarie di avanfossa, che sedimenti carbonatici dell’avampaese murgiano. L’ingressione marina portò alla sedimentazione di depositi prevalentemente sabbioso-argillosi sul substrato calcareo ribassato a gradinata verso sud-ovest secondo un sistema di faglie dirette ad andamento appenninico. Nel Pleistocene inferiore un sollevamento regionale in blocco ed il conseguente ritiro del mare verso l’attuale linea di costa determinò l’emersione dell’area bradanica e la formazione di una serie di terrazzi marini e alluvionali connessi con brevi fasi di arresto del ciclo regressivo e di trasgressioni di piccola entità.

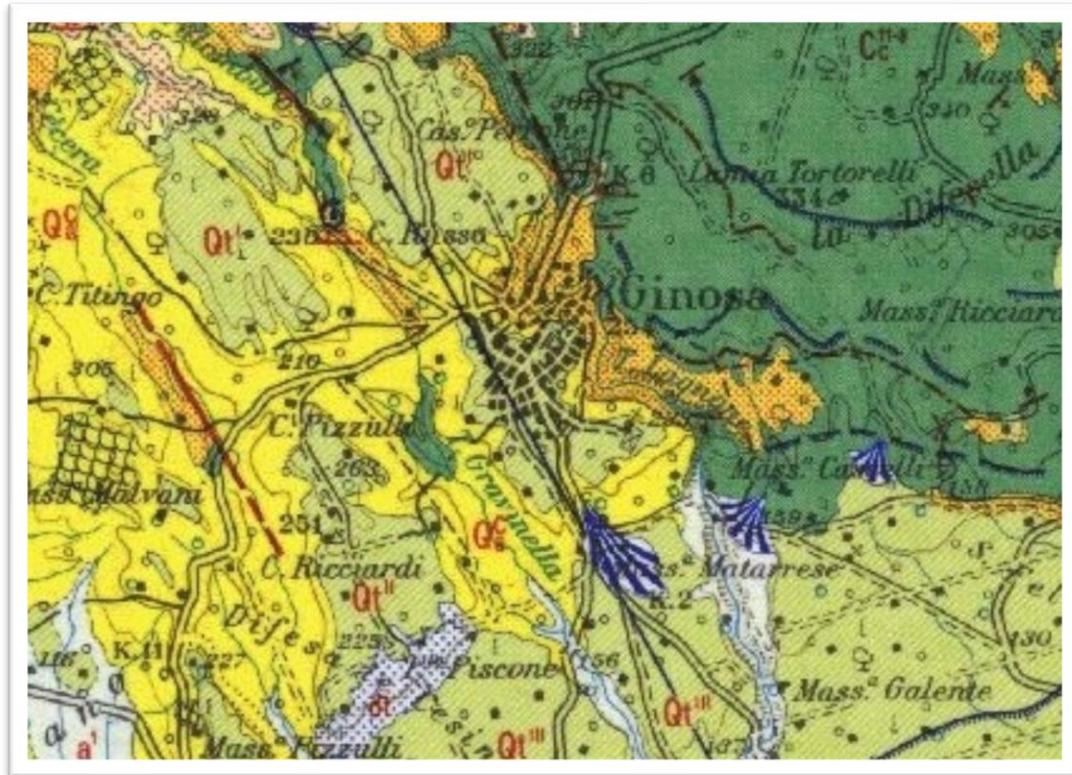


Fig. 3 - Stralcio Carta Geologica (Servizio Geologico - F. 201)

In generale lo schema stratigrafico dei depositi plio-pleistocenici della Fossa Bradanica risulta così costituito: in trasgressione sul substrato mesozoico, formato da calcari e calcari dolomitici (Calcere di Altamura) si trovano depositi calcarenitici (Calcareniti di Gravina) in parte eteropici in parte sottostanti ad argille marnose grigio-azzurre con livelli sabbiosi (Argille subappennine); seguono i termini di chiusura del ciclo sedimentario bradanico, rappresentati da sabbie calcareo-quarzose giallastre (Sabbie di Monte Marano) eteropiche con calcareniti grossolane giallastre (Calcareniti di Monte Castiglione) sottostanti a depositi ciottolosi-conglomeratici e sabbiosi di colore ocraceo-rossastro (Conglomerato di Irsina). Nell'entroterra del Golfo di Taranto ai sedimenti fin qui descritti è sovrapposta una serie di depositi marini post-Calabrian, prevalentemente sabbioso-conglomeratici, disposti in una serie di terrazzi paralleli all'attuale linea di costa e digradanti verso il mare.



Stratigrafia

La formazione più antica presente nel sottosuolo nell'area in esame è rappresentata dai *Calcari di Altamura* (Cretaceo), appartenente al Gruppo dei Calcari delle Murge, costituita da calcari micritici stratificati di colore bianco, ai quali si intersecano dei banchi e strati di calcari dolomitici di colore grigio scuro, in prossimità del letto e del tetto della formazione.

Queste rocce si presentano in strati dello spessore variabile di 30-150 cm., sono fra l'altro fortemente fratturate e carsificate, con una direzione di strato che varia da nordovest-sudest ed immersione a sud-ovest, ad ovest-est con immersione a sud, ed inclinazione degli strati di 20°-25°. Chiara evidenza del carsismo è la presenza di cavità naturali scavate nella roccia (Torrente Lagnone).

In trasgressione sul substrato carbonatico giace la serie pleistocenica rappresentata dalle calcareniti, dalle argille e dalle sabbie, sovrastate queste ultime dai conglomerati a matrice sabbiosa.

Le *Calcareniti di Gravina* sono costituite da granuli calcarei che derivano dal disfacimento dei calcari murgiani, e da grani di natura organogena cementati fra loro da sostanza calcitica o calcitico-argillosa. Sono rocce molto porose, poco compatte ed aspetto massiccio, di colore giallo chiaro quando sono alterate, e bianco-giallastre quando invece sono integre. Questa formazione è presente nell'area oggetto di studio, in prossimità del centro abitato del Comune di Ginosa, lungo tutta la Valle del Torrente Lagnone (immersione a sud ed inclinazione di 15°).

Le *Argille sub-appennine* sono costituite da argille marnose e siltose grigio-azzurre, con lenti argilloso-sabbiose e a luoghi sabbioso-argillose, al passaggio con le formazioni sovrastanti. Le argille grigio-azzurre affiorano in continuità stratigrafica al tetto della Calcarenite di Gravina, con un piano di contatto generalmente orizzontale, o leggermente inclinato.

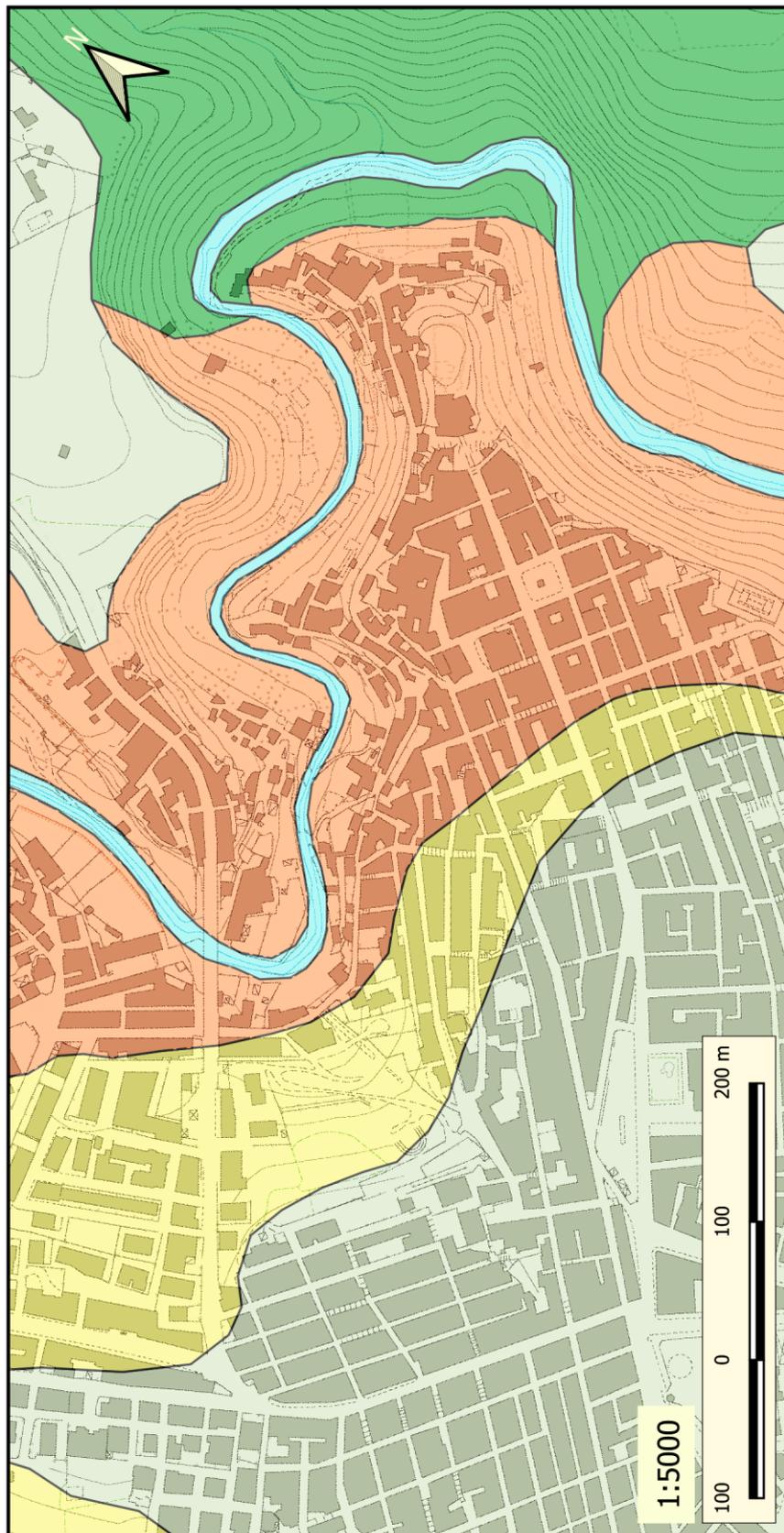


In base al contenuto fossilifero è possibile attribuire alle Argille subappennine una età calabriana. L’ambiente di formazione è costituito da fondali marini più o meno profondi.

Sulle *Argille sub-appennine* si rinviene la formazione delle *Sabbie di M. Marano* costituita da sabbie quarzose-calcarifere, a luoghi cementate, con colore variabile dal grigio-giallastro al giallo ocraceo.

Il Conglomerato di Irsina rappresenta il termine di chiusura del ciclo sedimentario Plio-Calabriano, ed è formato da un conglomerato poligenico, i cui ciottoli di provenienza appenninica hanno dimensioni di pochi cm., e sono immersi in una matrice sabbiosa di colore giallo-rossastra per alterazione. In relazione alla sua posizione stratigrafica al Conglomerato di Irsina viene attribuita un’età Calabriana.

Questa formazione costituisce l’ampio terrazzo su cui poggia gran parte dell’abitato di Ginosa ed è segnato al bordo dalla presenza di masse scompagnate e dislocate da antichi scoscendimenti.



Carta geologica - legenda:

- Dep. alluvionali attuali e recenti
- Argille subappennine
- Depositi marini terrazzati
- Calcareniti di Gravina
- Calcarea di Altamura



Morfologia

Il territorio del comune di Ginosa, posto sul limite orientale della Fossa Bradanica si presenta piuttosto variabile sotto un punto di vista morfologico, ed è pertanto possibile scomporlo in zone morfogeneticamente omogenee:

- Un tratto del massiccio murgiano
- Una zona collinosa interna
- Un tratto dell’entroterra del Golfo di Taranto.

La parte del rilievo murgiano ha un’altitudine compresa tra 140 e 350 m s.l.m., ed è caratterizzata da una serie di bassi rilievi collinari con superfici debolmente ondulate. Queste superfici sono prevalentemente costruite da calcari cretacei, e da una copertura calcarenitica pleistocenica.

Fenomeni carsici superficiali sono abbastanza evidenti nei calcari cretacei. I solchi più profondi costituiscono la nota “Gravina di Ginosa” (*T. Lognone*) con decorso di tipo meandriforme, profondità media di circa 40m, incisa parte nel tufo, e parte nel calcare.

La zona collinosa interna è compresa tra l’abitato di Ginosa e la Contrada Lucignano (ovest del centro urbano), caratterizzata dalla presenza di depositi argillosi e sabbioso-conglomeratici. Questi depositi hanno superfici suborizzontali, o debolmente inclinate a S-SE, in alcuni casi ondulate, interrotte in corrispondenza di gradini morfologici costituiti da orli di antichi terrazzi marini. Le argille di quest’area sono incise da lame superficiali, ed aggredite da fenomeni erosivi che danno vita alle tipiche forme calanchive.

Il tratto dell’entroterra del Golfo di Taranto digrada verso il mare attraverso una serie di depositi sabbioso-conglomeratici. Questi depositi hanno superfici debolmente inclinate verso S-SE, la cui continuità si interrompe soltanto in prossimità di incisioni e fossi, in alcuni casi anche abbastanza ampi, che solcano la pianura in direzione nord-sud e NE-SO.



Idrogeologia

Sulla scorta dei caratteri litologici e strutturali fin qui evidenziati è possibile individuare sul territorio in esame diverse unità idrogeologiche, differenziabili in base al tipo e grado di permeabilità.

Sotto questo aspetto le rocce affioranti in tutto il territorio possono essere suddivise in tre tipi fondamentali:

- rocce permeabili per fessurazione e carsismo
- rocce permeabili per porosità di interstizi
- rocce impermeabili

Al primo tipo appartengono le rocce carbonatiche del Gruppo dei Calcari delle Murge che affiorano nella parte settentrionale del territorio.

Per la gran parte dei terreni affioranti nel territorio di Ginosa invece, sia quelli calcarenitici che sabbiosi e conglomeratici, l'attitudine a lasciarsi percolare dalle acque di infiltrazione è subordinata alla presenza di una fitta rete di vuoti intergranulari che sono fra loro comunicanti (*permeabilità per porosità di interstizi*).

Infine i termini più francamente argillosi o limoso-argillosi presentano una permeabilità tanto bassa da poter essere considerati *impermeabili* agli effetti pratici. Ciò avviene a causa della mancanza di comunicazione fra i vuoti intergranulari, pure presenti all'interno dell'ammasso dei sedimenti, in modo da rendere impossibile il flusso idrico.

In base alle caratteristiche di permeabilità dei terreni che caratterizzano l'assetto litostratigrafico entro il territorio di Ginosa è possibile rinvenire due differenti strutture acquifere principali, sovrapposte e separate.



Quella più superficiale è localizzata nei depositi sabbiosi e conglomeratici calabriano e post-calabriani permeabili per porosità ed è sostenuta dal sottostante complesso argilloso impermeabile.

La seconda, di tipo profondo, interessa le formazioni calcaree mesozoiche fortemente permeabili per fratturazione.

La **falda acquifera superficiale** trova alimentazione negli apporti meteorici ricadenti sugli stessi affioramenti sabbioso-conglomeratici entro cui ha sede: per questa ragione le sue potenzialità sono piuttosto modeste, e comunque crescono man mano che ci si avvicina alla linea di costa, fino a portate di oltre 50 l/s.

La **falda profonda** fa parte di un sistema acquifero molto vasto ed importante a livello dell'intera regione pugliese, traendo alimentazione dagli apporti ricadenti su tutto il massiccio calcareo delle Murge. Qui le acque di precipitazione si infiltrano nel sottosuolo ed attraverso una fitta rete di discontinuità strutturali e cavità carsiche raggiungono i livelli più profondi dove si raccolgono sostenute dalle acque marine di invasione continentale su cui galleggiano per la minore densità.

Nell'area di intervento non è segnalata la presenza di una falda freatica di tipo superficiale; la falda profonda o di base, invece, attesta la propria superficie piezometrica alla profondità di circa 250 m. dal p.c., all'interno del massiccio carbonatico dei calcari mesozoici.



3. PAI – PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Il Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico (PAI) è il piano territoriale che individua nel bacino idrografico l’ambito fisico di riferimento per gli interventi di pianificazione, gestione e tutela del territorio (L. 183/89) e contiene “l’individuazione delle aree a rischio idrogeologico e la perimetrazione delle aree da sottoporre a misure di salvaguardia, nonché le misure medesime” (D.L. 180/98 e succ. mod. e int.).

Con l’entrata in vigore del D.M. n.294/2016 è stata avviata la riorganizzazione delle modalità di governo in materia di difesa del suolo con il trasferimento delle competenze delle Autorità di Bacino regionali alla Autorità di Bacino del Distretto Idrografico dell’Appennino Meridionale.

In base alla sua conformazione fisica il centro urbano di Ginosa ricade sotto la competenza della ex Autorità di Bacino della Basilicata, mentre l’abitato della frazione di Ginosa Marina rientra nella competenza dell’Autorità di Bacino della Puglia.

Nella pagina seguente si riporta lo stralcio cartografici del PAI vigente per l’abitato di Ginosa, così come reso disponibile tramite il sito web istituzionale dell’AdB di Basilicata.

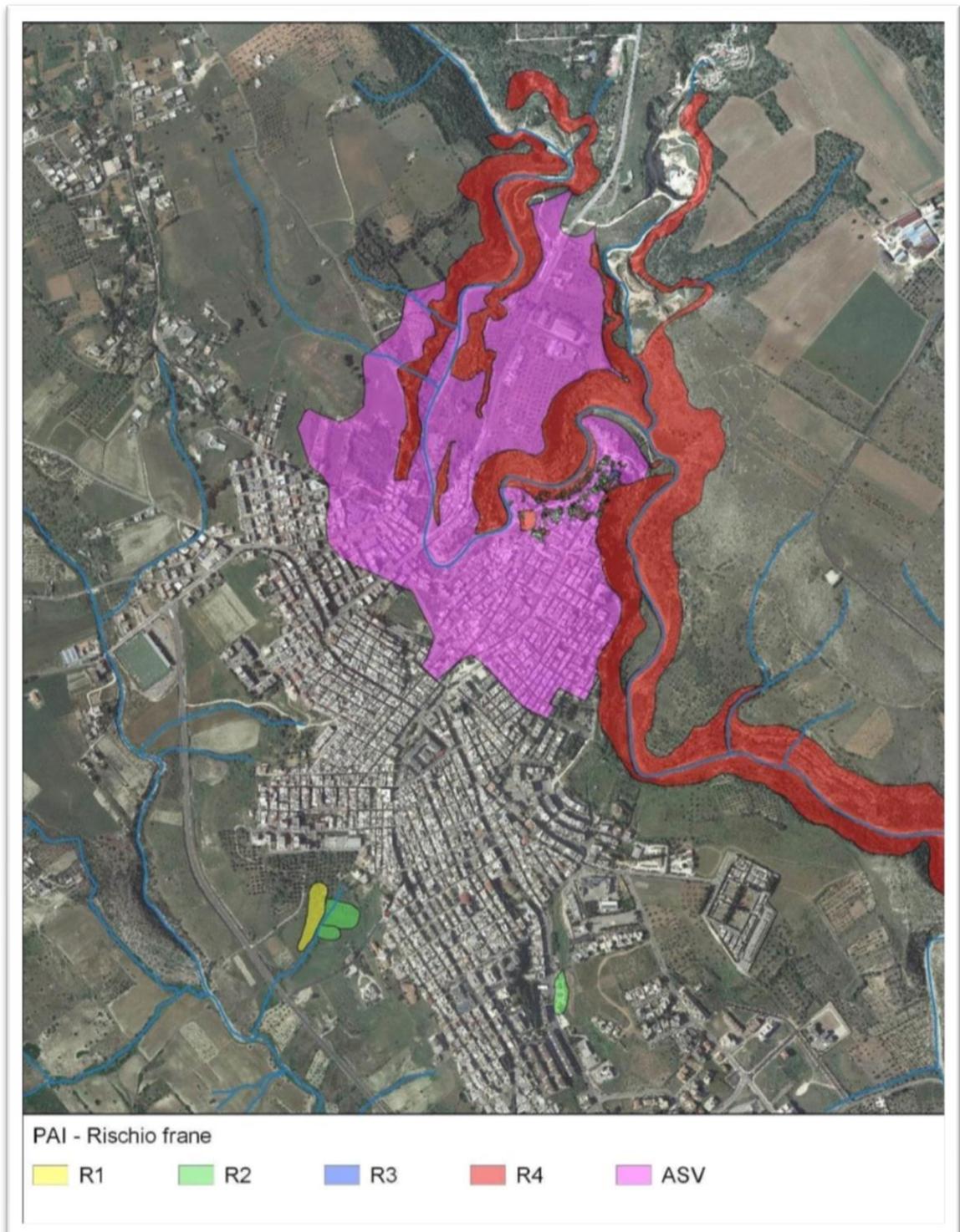


Fig. 4 - Ginosa, PAI - rischio frane (Autorità di Bacino)



4. SISMICITA' DEL TERRITORIO

Secondo la classificazione sismica del 2006, elaborata in recepimento dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, l'intero territorio del Comune di Ginosa rientra nella Zona 3 a sismicità bassa, con un valore dell'azione sismica espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido pari 0.15 g, nella quale possono verificarsi terremoti anche forti ma rari.

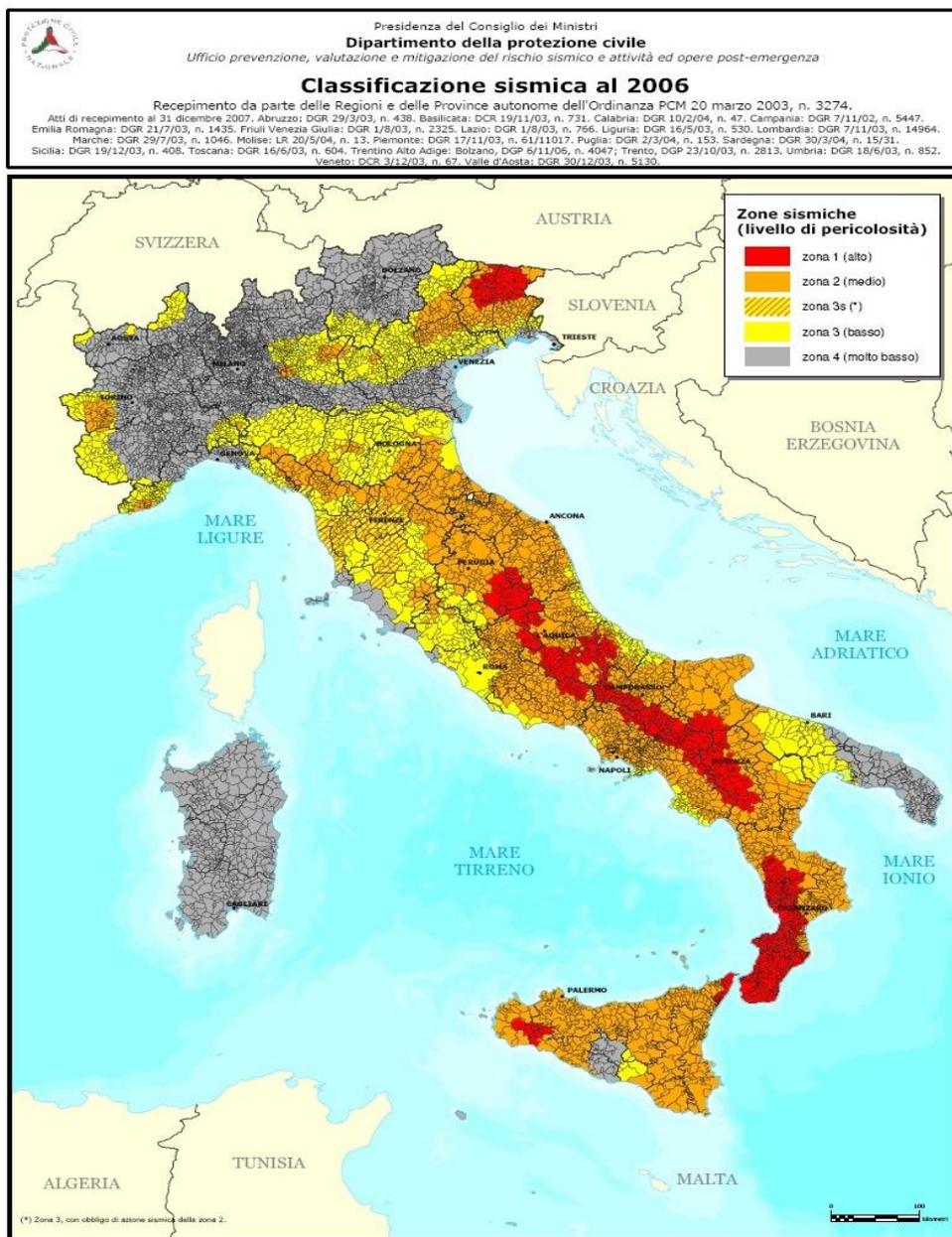


Fig. 5 - Zone sismiche al 2006



L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 ha fornito uno strumento aggiornato per la classificazione del territorio, introducendo intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle zone sismiche, secondo cui per Ginosa risulta $0.150 < a_g \leq 0.175$.

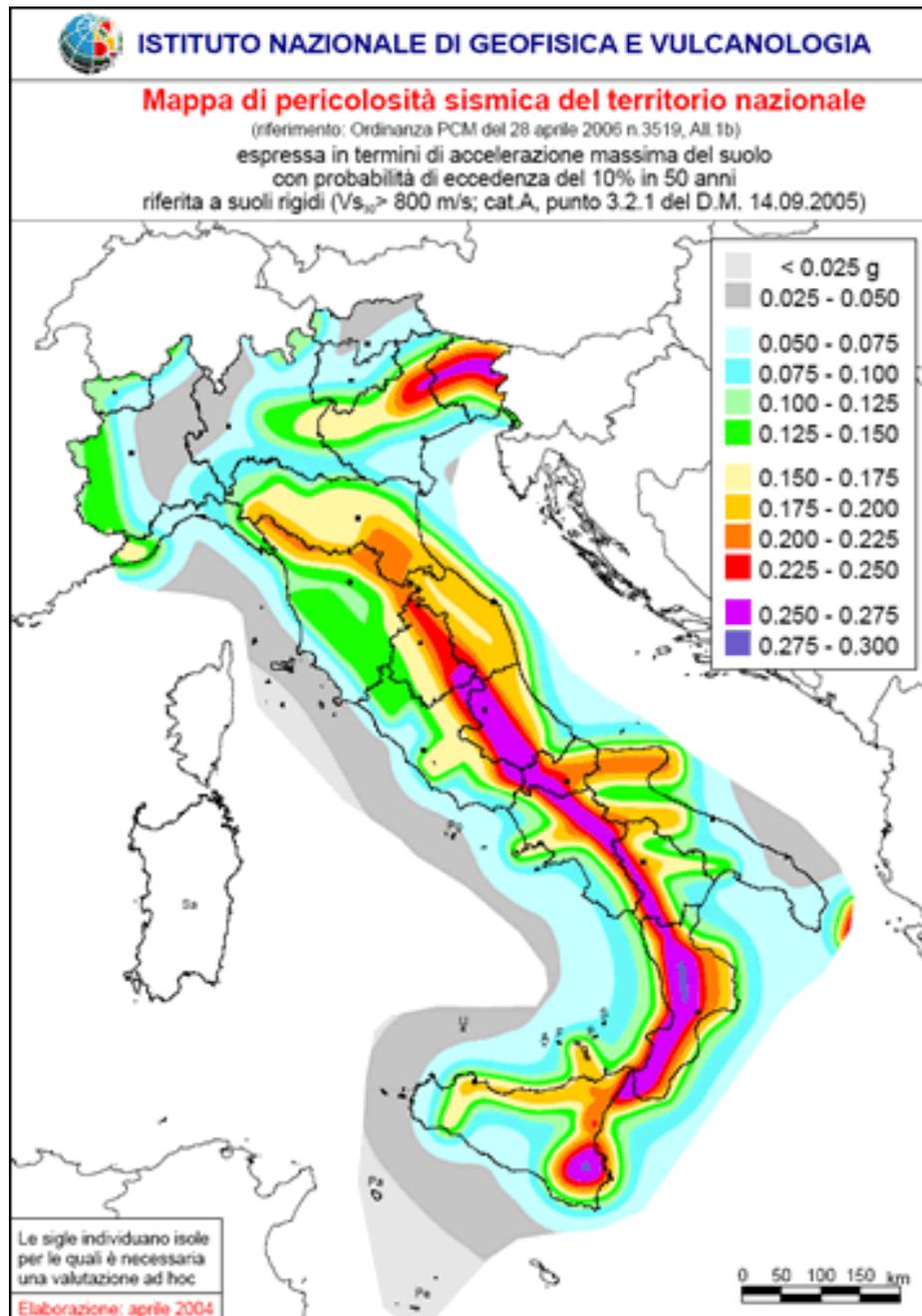


Fig. 6 - Mapa di pericolosità sismica del territorio



La storia sismica delle località sul territorio nazionale, può essere ricostruita dalla consultazione del Database Macrosismico Italiano – DBMI15 che fornisce un set di dati di intensità macrosismica relativo ai terremoti italiani nella finestra temporale dall’anno 1000 al 2014, sulla base di 122701 dati di intensità relativi a 3212 terremoti. (Locati M., et al. (2016) - DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database - INGV)

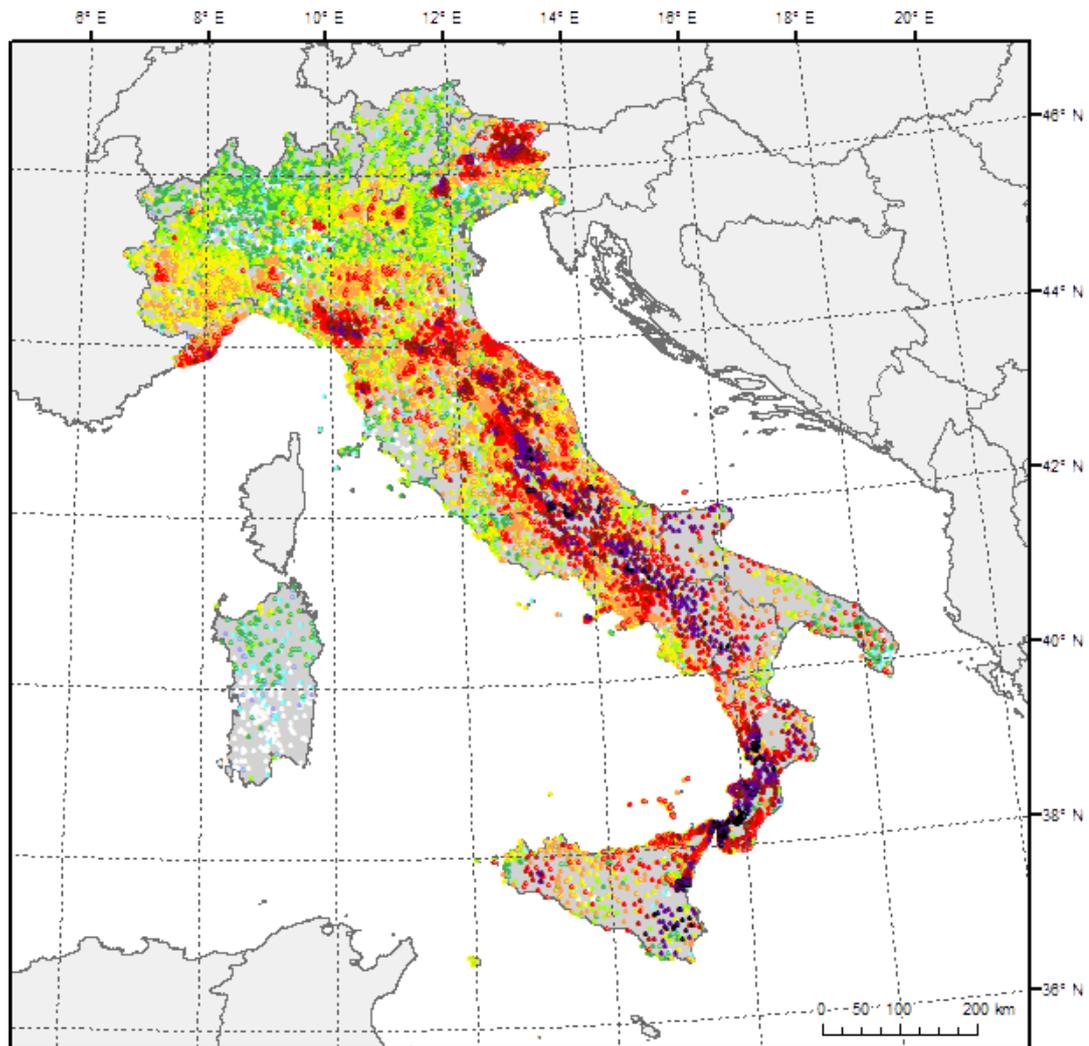


Fig. 7 - Distribuzione delle intensità massime osservate per le 15213 località italiane

Dalla consultazione dei dati macrosismici relativi al territorio di Ginosa si evince che il terremoto percepito con maggiore intensità risale al 1857 (Basilicata, Intensità epicentrale 11 MCS, Int. locale 7-8).



COMUNE DI GINOSA - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE

POR Puglia 2014-2020, Asse VI, Az. 6.6.a “Interventi per la tutela e la valorizzazione di aree di attrazione naturale” per “Realizzazione di progetti di infrastrutture verdi”

Ginosa PlaceID IT_62448 Coordinate (lat, lon) 40.578, 16.758
 Comune (ISTAT 2015) Ginosa Provincia Taranto Regione Puglia
 Numero di eventi riportati 21

Effetti	In occasione del terremoto del								
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io Mw
6	1836	04	25	00	20		Calabria settentrionale	44	9 6.18
7-8	1857	12	16	21	15		Basilicata	340	11 7.12
2-3	1894	05	28	20	15		Pollino	122	7 5.01
4	1895	08	09	17	38	2	Adriatico centrale	103	6 5.11
3-4	1897	02	11	23	33	0	Ionio meridionale	96	5 5.03
4	1897	05	28	22	40	0	Ionio	132	6 5.46
5-6	1905	09	08	01	43		Calabria centrale	895	10-11 6.95
5	1930	07	23	00	08		Irpinia	547	10 6.67
4	1932	03	30	09	56	2	Bassa Murgia	28	5 4.54
5	1951	01	16	01	11		Gargano	73	7 5.22
5	1956	01	09	00	44		Materano	45	6 4.72
5	1978	09	24	08	07	4	Materano	121	6 4.75
5-6	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10 6.81
NF	1988	04	13	21	28	2	Golfo di Taranto	272	6-7 4.86
2-3	1990	02	18	20	10	4	Adriatico centrale	46	4.24
5-6	1990	05	05	07	21	2	Potentino	1375	5.77
4-5	1991	04	18	19	24	0	Piana di Metaponto	26	4.13
4-5	1991	05	26	12	25	5	Potentino	597	7 5.08
NF	1994	01	07	18	30	1	Golfo di Taranto	26	4.03
2	1996	04	03	13	04	3	Irpinia	557	6 4.90
NF	2006	06	22	19	34	5	Costa calabra settentrionale	161	4.70

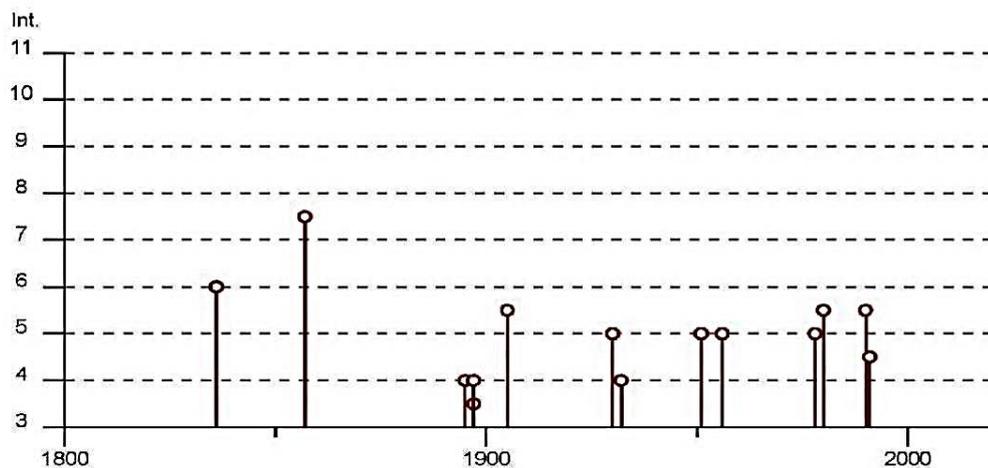


Fig. 8 - Storia sismica di Ginosa, DBMI15 (2016)



In accordo con la normativa tecnica vigente (NTC 2018) la pericolosità sismica di sito e l'azione sismica di progetto andranno valutate a partire dalla pericolosità sismica di base in funzione della risposta sismica locale, ovvero delle condizioni topografiche, geologiche, sismo-stratigrafiche e strutturali del sito, oltre che del contesto geologico-tecnico di progetto.

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende infatti dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (*sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 delle NTC*).



5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per le finalità del presente studio, ai sensi delle prescrizioni del vigente D.M. 17/gennaio/2018 – NTC-2018, sono state effettuate specifiche indagini geognostiche finalizzate ad accertare l'assetto stratigrafico, le caratteristiche idrogeologiche e le proprietà geotecniche dei terreni affioranti, e a valutare le condizioni generali di stabilità dell'area.

Tali indagini sono consistite in:

- rilevamento geologico e geomorfologico dell'area;
- analisi critica delle risultanze di precedenti indagini geognostiche;
- esecuzione ex novo di rilievi sismici a rifrazione.

Il rilevamento geologico e geomorfologico dell'area, oltre che consentire di riconoscere le unità litologiche affioranti, ha messo in evidenza le condizioni di stabilità del pendio prospiciente il rione Populicchio (*Via Manzoni*).

Il versante è caratterizzato in affioramento essenzialmente da sedimenti limosi e argillosi, talvolta debolmente sabbiosi, coperti verso monte da sedimenti francamente sabbiosi e da detriti.

Per quanto attiene alle condizioni di stabilità e ai fenomeni di dissesto rilevati in passato sull'area del pendio in esame, allo stato attuale non si rilevano segni di particolari criticità salvo la presenza di locali e circoscritte irregolarità e ondulazioni sulla superficie del suolo imputabili a fenomeni di dissesto e di erosione superficiale più che a fenomeni gravitativi di tipo profondo.

Precedenti studi e indagini geognostiche

Il pendio prospiciente il *Rione Populicchio*, delimitato a monte da *Via Manzoni* e a valle da *Via Alfieri*, corrispondente all'area di progetto del *Parco Alfieri*, è stato interessato da un movimento franoso che ha avuto inizio nel 1955



e che ha causato lesioni di una certa rilevanza ai fabbricati presenti a margine della zona.

Il Servizio Geologico d'Italia nel luglio 1958 interveniva per il tramite del Dr. geol. A. Alberti studiando le caratteristiche del fenomeno e individuandone le cause nei ristagni di acque meteoriche nelle depressioni con conseguenti infiltrazioni nel terreno. Come interventi riparatori si raccomandava la realizzazione di opere di drenaggio superficiale e profondo, integrate con il rimboschimento dell'area e con il divieto di edificazione.

Nel 1961 l'ing. R Barberio (UTC - Comune di Ginosa), in una nota sulla natura geologica della zona dell'abitato e sulle condizioni statiche delle costruzioni, affermava tra l'altro che “...*il territorio del Comune di Ginosa ed in particolare la parte di questo coperta dalle costruzioni che ne formano il capoluogo, sono tormentate da frane e corrosioni*”. La stabilità del rione Populicchio risulta compromessa e “...*solo con l'impedire nelle già precisate parti dell'abitato irrazionali costruzioni, consolidandone altre o con opere d'arte speciali o rimboschimenti si può migliorare la situazione...*”.

Ancora il Servizio Geologico d'Italia in una nota *Sulle condizioni di stabilità dell'abitato di Ginosa* (Dr. W. Brugner – 1962) evidenziava come, oltre all'area direttamente interessata del movimento franoso in località Populicchio, le lesioni dei fabbricati siano imputabili alle acque d'infiltrazione nella copertura detritica che causa lo “slittamento” di tratti di terreno conglomeratico sul piano di contatto con le sabbie argillose. Da qui la necessità di realizzare la pavimentazione impermeabile delle strade e le opere di raccolta e smaltimento delle acque, sia meteoriche sia delle fontane pubbliche e di fogna.

Nel 1964 l'Impr. C. Gemmato per il Genio Civile di Taranto esegue *Saggi geognostici per l'accertamento dei profili geologici del suolo interessato dalla frana minacciante il Rione Populicchio*. Vengono riportate le stratigrafie dei sondaggi da cui si evince che la copertura detritica e l'argilla giallastra hanno spessore variabile fra 6 e 14 m.



Nel 1985 il Prof. ing. G. Melidoro, per il Genio Civile di Taranto, esegue un'accurata campagna di *Indagini geologiche e geotecniche nei rioni Giancipoli, Populicchio e Piantata dell'abitato di Ginosa*. Vengono eseguiti sondaggi meccanici, prospezioni geofisiche ed analisi geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati. In particolare nel rione Populicchio vengono “...rilevati corpi di frana non ancora del tutto quiescenti.... Le locali rimobilizzazioni sono testimoniate dalle irregolarità della superficie topografica. Tali corpi di frana sono costituiti oltre che da terreni rimaneggiati, anche da grosse masse argillose dislocate ma non disgregate”.

Il rione Populicchio viene quindi annoverato fra le “Aree ad alto rischio di instabilità” e, fra gli interventi di consolidamento, si rendono necessari il miglioramento del drenaggio superficiale, il modellamento della superficie del terreno e la realizzazione di opere di sostegno. In particolare “si consiglia di incrementare la resistenza al piede ... con sostegni profondi con paratie di pali di grande diametro... Tali opere di sostegno vanno anche realizzate immediatamente a valle delle ultime case”.

Nel 2002 il Comune di Ginosa, a seguito di finanziamento dell'Autorità di Bacino della Basilicata con risorse finanziarie di cui al DPR n.331/2001, avvia la progettazione ed esecuzione dei “Lavori di consolidamento del pendio prospiciente Via Manzoni – Rione Populicchio – dell'abitato di Ginosa, mediante la risistemazione della pavimentazione stradale previa esecuzione di interventi tecnici idonei alla stabilizzazione dell'area compromessa”.

Nell'ambito di tali lavori furono realizzate: opere di consolidamento del pendio prospiciente Via Manzoni; opere di risistemazione del tracciato stradale di Via Manzoni; opere per la realizzazione di una rampa di collegamento tra Via Manzoni e Via dell'Alfiere. A consolidamento del pendio fu realizzata una palificata con elementi di diametro $\phi=800mm$ e lunghezza $L=20m$, collegata da una serie di 11 setti verticali con il vecchio muro di sostegno pre-esistente realizzato dal *Genio Civile*.



Nel 2002, preliminarmente alla redazione del progetto delle suddette opere di consolidamento, fu realizzata una approfondita campagna di indagini geotecniche e geofisiche che comprese l'esecuzione di

- sondaggi meccanici;
- analisi geotecniche di laboratorio;
- prove penetrometriche in sito;
- prospezioni geofisiche.

La situazione litostratigrafica nel sito fu determinata in dettaglio mediante la perforazione di n° **6 sondaggi meccanici** a rotazione con carotaggio continuo, ubicati 2 a monte del muro su via Manzoni e 4 sull'ammasso di terreno costituente il pendio. I sondaggi S.1 e S.4 sono stati condizionati con tubo piezometrico, mentre S.3 e S.6 sono stati attrezzati con tubo inclinometrico. Inoltre nel corso dei sondaggi sono stati prelevati i campioni indisturbati da sottoporre ad analisi geotecniche di laboratorio.

Dalle risultanze si evidenzia come nell'ammasso argilloso sia distinguibile una parte profonda, costituita da argille grigio-azzurre ad elevata consistenza e media plasticità, ed una parte superiore formata da limi-argillosi di colore avana o grigio-verdastri, talvolta debolmente sabbiosi, a consistenza medio-bassa e plasticità medio-alta. La profondità di rinvenimento delle argille azzurre varia lungo il pendio passando da un minimo di 7÷8 m a circa 12÷14 m. I terreni argillosi sono ricoperti, soprattutto verso monte, da sabbie e materiali detritici per uno spessore di circa 2 m; tali materiali mancano nei sondaggi più a valle. La quota di rinvenimento del substrato calcarenitico è a circa 212 m slm.

I campioni indisturbati rappresentativi dei terreni presenti nel sottosuolo furono sottoposti ad **analisi geotecniche di laboratorio** per la determinazione delle proprietà fisiche di identificazione e dei parametri di resistenza meccanica.

Questi ultimi sono stati determinati mediante l'esecuzione di prove triassiali di tipo CU (consolidato-non drenato).



L'aspetto essenziale che si evince dai risultati di dette analisi è che alla scala dal campione non si evidenziano significative differenze nei parametri relativi alle argille azzurre e alle argille più superficiali. I valori dei parametri risultano dispersi abbastanza uniformemente fra le due unità superiore ed inferiore.

La campagna di indagini in sito comprese anche l'esecuzione di **prove penetrometriche dinamiche** al fine di definire in vera grandezza lo stato di continuità, le caratteristiche di consistenza e/o di addensamento dei terreni presenti nel sottosuolo e di rilevare l'eventuale presenza di orizzonti o zone anomale.

Furono così realizzate n° 16 prove penetrometriche dinamiche, disposte secondo una maglia regolare, utilizzando una strumentazione Mod. DM 30/SA – *Deep Drill*.

Le penetrometrie evidenziarono nel complesso un andamento irregolare della coltre sabbioso-ghiaiosa, sia arealmente che in termini di spessore. Tale coltre è presente essenzialmente nella zona più a monte del pendio, dove raggiunge spessori di 2,5÷2,7 m (Din 2.1 – 3.1) mentre sembra del tutto assente o ridotta a pochi centimetri spostandosi nelle zone più a valle.

Dalle risultanze delle penetrometrie si evince con assoluta chiarezza la differenziazione della parte superiore dell'ammasso argilloso in termini di parametri di resistenza e di consistenza. La profondità di rinvenimento delle argille ad elevata consistenza sembra sistematicamente aumentare procedendo dall'alto del pendio verso valle.

Con riferimento alla classifica proposta da Terzaghi & Peck (1948-1967) tale substrato risulta al limite fra Molto Consistente ed Estremamente Consistente, con valori di coesione non-drenata (c_u) prossimi a 2 Kg/cm².

La campagna di indagini geognostiche comprese l'esecuzione di rilievi geofisici, mediante prospezioni geoelettriche tomografiche.



Si realizzarono n°4 profili geoelettrici dipolari assiali simmetrici con interpretazione tomografica dei dati di resistività ottenuti. I rilievi furono condotti lungo 4 allineamenti sub-paralleli, disposti circa lungo la linea di massima pendenza del pendio.

Le risultanze dei rilievi geoelettrici mostrano per i terreni indagati un certo grado di eterogeneità nella risposta al campo elettrico indotto nel corso della prova. Le sezioni di resistività evidenziano la presenza fino a circa 4÷6 m di un elettrostrato di copertura di natura probabilmente limoso-sabbiosa. Al disotto di tale profondità tutti i tomogrammi leggono bassi valori di resistività attribuibili al substrato limoso-argilloso conduttivo.

Indagini geofisiche attuali

Ai fini del presente studio, in ottemperanza alle prescrizioni del vigente D.M. 17/gennaio/2018 – NTC 2018, i dati geognostici già disponibili sono stati integrati con la realizzazione di una ulteriore campagna di indagini geofisiche a metodologia sismica a rifrazione in onda P ed S per la caratterizzazione sismo-stratigrafica del sito e per la determinazione del parametro V_{Seq} .



Fig. 9 - Prospezione sismica



Il **rilievo sismico in onda P** è stato eseguito su n° 2 stendimenti di lunghezza 57,50 ml, con una profondità di investigazione di circa 16÷18 m. Sono stati impiegati n. 24 geofoni con frequenza di vibrazione 10÷14 Hz ed una massa energizzante "Hammer Blow" da 8 kg. La copertura tomografica è stata ottenuta con n.5 shots regolarmente distanziati: n.2 scoppi agli estremi del rilievo (shots 1-5) e n.3 scoppi interni al rilievo (shots 2-3-4).

Dopo aver determinato il tempo totale (*total time*), si sono definite profondità e velocità del/i rifrattore/i sotto ciascun geofono con il metodo GRM (*Generalized Reciprocal Time-Palmer 1980*) e SeisOpt Pro v.4.0 (*Optim Inc. USA*) per la elaborazione tomografica delle velocità sismiche in onda P.

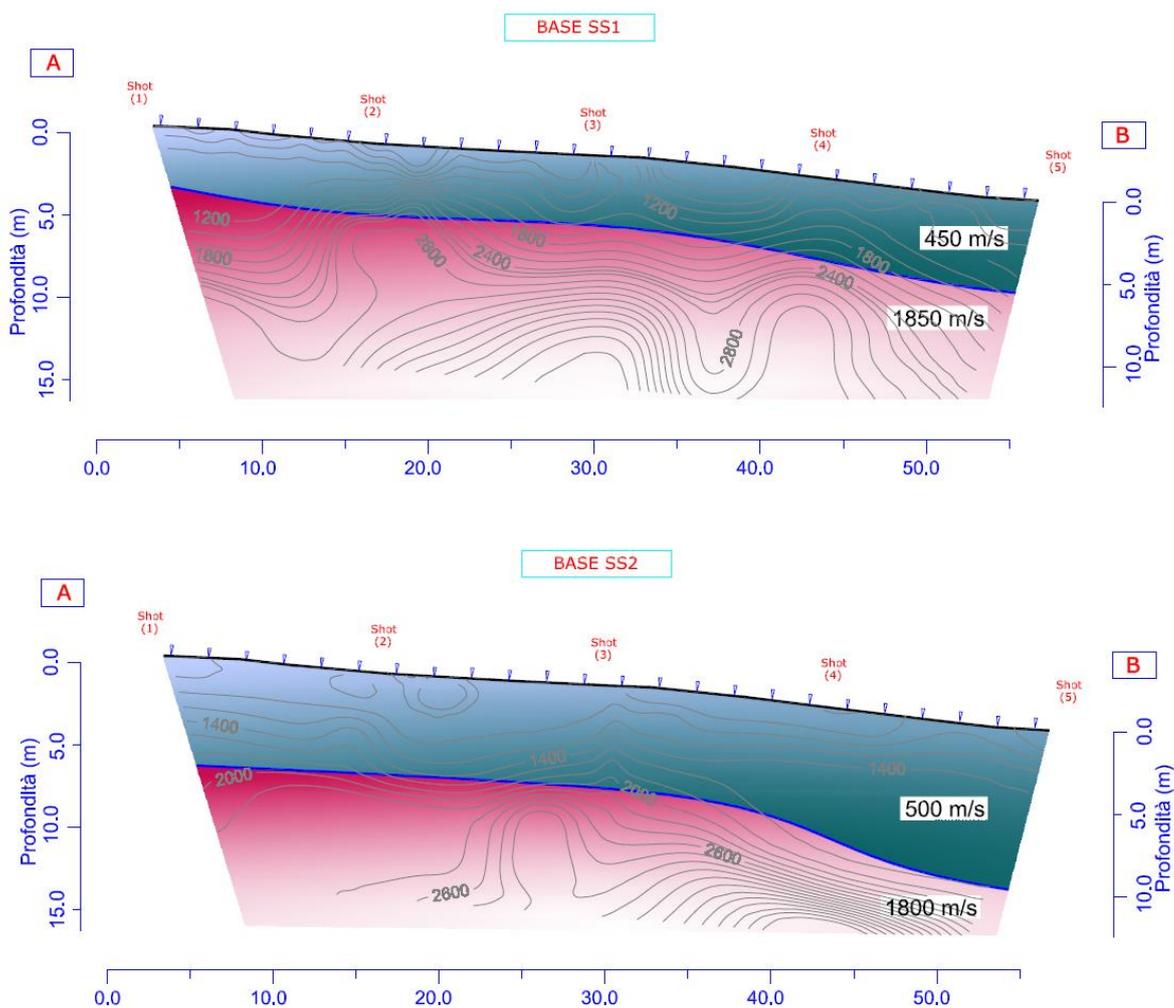


Fig. 10 - Sezioni sismo-stratigrafiche



Le sezioni sismo-stratigrafiche ottenute mostrano la presenza di due orizzonti sismici suddivisi da un unico rifrattore ad andamento non del tutto regolare, con profondità dal piano campagna variabili fra 4,0 e 7,0 m. L'orizzonte sismico superiore può assimilarsi ai terreni sabbiosi e/o limoso-sabbiosi aerati, dotati cioè di caratteri geotecnici generalmente scadenti, mentre l'orizzonte sismico di base può essere associato a limi-argillosi dotati di caratteri geotecnici discreti.

La **risposta sismica locale** dell'area di interesse, ai sensi della normativa sismica vigente (NTC 2018 – DM 17 gennaio 2018), è stata valutata con Tecnica MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) ottenendo il profilo verticale medio delle Vs nel baricentro della medesima linea sismiche utilizzata per l'onda P.

La tecnica MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves), consente di fornire un profilo verticale medio delle Vs relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento operato. Tale profilo verticale delle Vs viene ricavato per inversione o per modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde di superficie (Rayleigh). Il profilo di velocità onde di Rayleigh (Vfase/frequenza), può essere convertito nel profilo Vs/profondità.

Il D.M. 17 gen. 2018 (NTC 2018), definisce la pericolosità sismica, intesa come "accelerazione massima attesa a_g su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (cat. A - $V_{s30} > 800$ m/s)", in funzione del sito e non più in relazione alla zona sismica del comune cui appartiene l'area oggetto dell'intervento.

E' possibile determinare l'azione sismica di progetto per un dato sito mediante le specifiche analisi indicate nel cap. 7.11.3 delle NTC 2018. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del



sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, **V_s**.

Per le cinque categorie di sottosuolo della Tab.3.2.II, le azioni sismiche sono definibili come descritto al par. 3.2.3 delle NTC_2018. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Nel caso in oggetto la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è stata ottenuta mediante specifico rilievo in onda S con tecnica MASW.



I parametri ottenuti nell'interpretazione sono sintetizzati nelle tabelle che seguono:

Profilo Verticale Vs				Masw1
Spessore (m)	Profondità (m)		Vs (m/sec)	Tipo di analisi: Onde di Rayleigh
	da	a		
2,30	0,00	2,30	108	VS30 (m/s): 311
2,42	2,30	4,72	179	
5,38	4,72	10,10	254	
18,50	10,10	28,60	482	
1,40	28,60	30,00	650	Tipo di Suolo: C

Profilo Verticale Vs				Masw1
Spessore (m)	Profondità (m)		Vs (m/sec)	Tipo di analisi: Onde di Rayleigh
	da	a		
2,60	0,00	2,60	118	VS30 (m/s): 322
3,20	2,60	5,80	199	
6,77	5,80	12,57	300	
12,79	12,57	25,36	503	
4,64	25,36	30,00	670	Tipo di Suolo: C

Risulta pertanto che il sito in esame rientra nella **categoria di sottosuolo C** di cui alle NTC 2018.



6. PERICOLOSITÀ SISMICA

La **pericolosità sismica di base**, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un’accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell’INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione “Mappe interattive della pericolosità sismica”.

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell’**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima; 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.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*	a_g	F_0	T_c^*
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Fig. 11 - NTC08 - Stralcio tabella Allegato B: parametri di pericolosità sismica



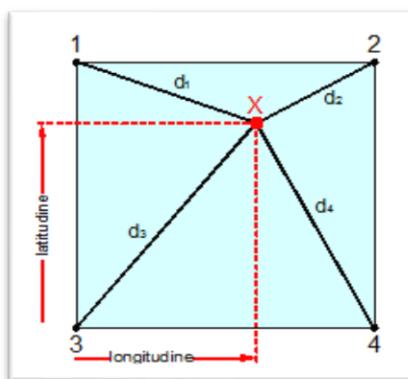
I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (fig. 11) , contenuta nell’**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l’espressione dell’Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell’ i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall’ i -esimo vertice della suddetta maglia.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella figura seguente:



Procedura NTC08 per l’interpolazione delle coordinate geografiche



Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono.

Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 delle NTC).

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC).

In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.



Pericolosità sismica di base

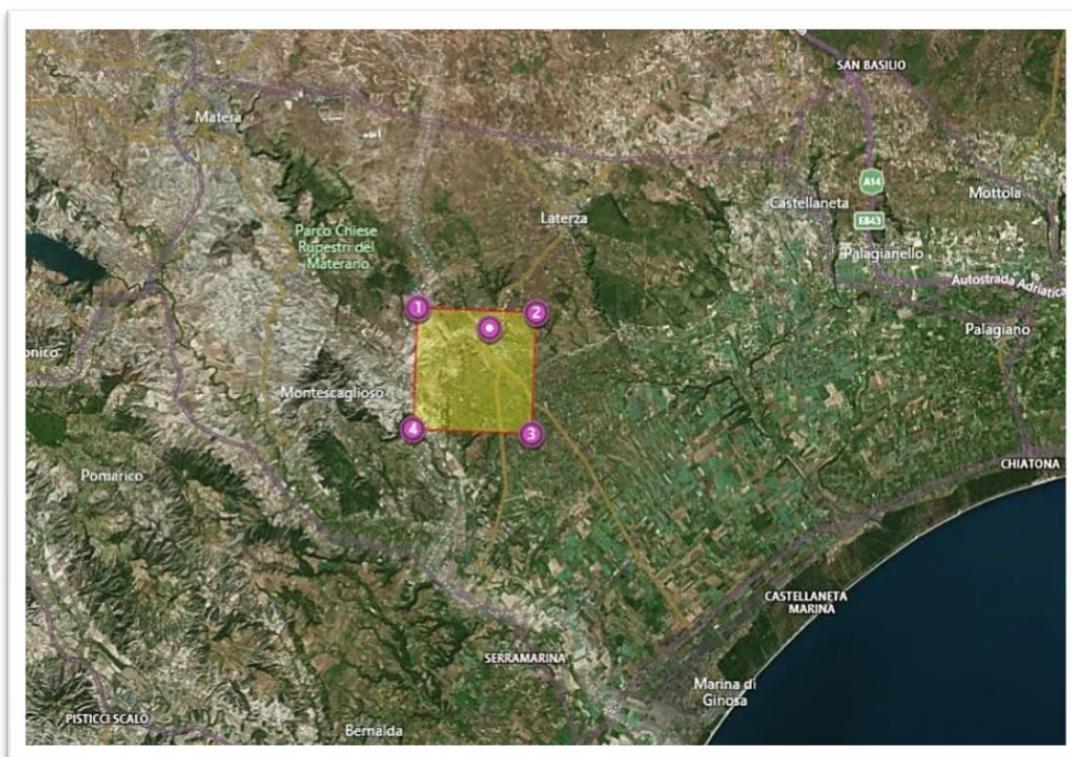


Fig. 12 - Vertici di riferimento per il sito in esame

Vita nominale (Vn): 50 [anni]
Classe d'uso: II
Coefficiente d'uso (Cu): 1
Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 40,5795937 [°]
Longitudine (WGS84): 16,7554340 [°]
Latitudine (ED50): 40,5805817 [°]
Longitudine (ED50): 16,7562466 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame:



Punto	ID	Lat. ED50 [°]	Long. ED50 [°]	Distanza [m]
1	34126	40,588810	16,716040	3516,44
2	34127	40,586900	16,781770	2267,09
3	34349	40,536940	16,779260	5227,54
4	34348	40,538850	16,713520	5878,70

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento:

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	Ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,038	2,440	0,286
SLD	50	0,052	2,514	0,288
	72	0,064	2,515	0,311
	101	0,077	2,501	0,315
	140	0,091	2,472	0,316
	201	0,108	2,488	0,316
SLV	475	0,157	2,469	0,321
SLC	975	0,203	2,490	0,324
	2475	0,274	2,496	0,329

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	Ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,037	2,430	0,285
SLD	50	0,051	2,515	0,286
	72	0,063	2,514	0,309
	101	0,075	2,512	0,313
	140	0,090	2,477	0,314
	201	0,107	2,489	0,314
SLV	475	0,156	2,465	0,317
SLC	975	0,202	2,483	0,321
	2475	0,274	2,488	0,326

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	Ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,037	2,425	0,286
SLD	50	0,051	2,505	0,288
	72	0,062	2,517	0,310
	101	0,074	2,521	0,315
	140	0,088	2,485	0,318
	201	0,104	2,496	0,318
SLV	475	0,152	2,476	0,320
SLC	975	0,198	2,486	0,324
	2475	0,267	2,491	0,328

**Punto 4**

Stato limite	Tr [anni]	Ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,038	2,433	0,288
SLD	50	0,052	2,510	0,289
	72	0,063	2,517	0,312
	101	0,075	2,522	0,317
	140	0,089	2,480	0,320
	201	0,105	2,492	0,321
SLV	475	0,153	2,479	0,323
SLC	975	0,198	2,491	0,327
	2475	0,268	2,501	0,331

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	Ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,038	2,432	0,286
SLD	50	0,052	2,512	0,287
SLV	475	0,155	2,470	0,320
SLC	975	0,201	2,487	0,323

Pericolosità sismica di sito

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1,00

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

T1= Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,011	0,016	0,055	0,079
kv	0,006	0,008	0,027	0,039
amax [m/s ²]	0,555	0,760	2,231	2,759
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280



7. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Le caratteristiche geotecniche delle formazioni geolitologiche affioranti nell'area in esame sono state determinate sulla base delle risultanze delle analisi geotecniche di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi geognostici delle campagne di indagine realizzate in precedenza.

Le diverse serie di dati risultano sostanzialmente congruenti, e i valori sperimentali registrati per i principali parametri geotecnici si addensano intorno a valori medi reciprocamente coerenti.

Pertanto ai fini delle verifiche analitiche di progetto si assumono i parametri di input riportati nella tabella seguente:

		Conglomerati e sabbie	Sabbie limose	Limo argilloso	Calcarenite
Peso volume nat.	g/cmc	1,90	1,85	2,01	1,70
Peso volume sat.	g/cmc	2,10	2,05	2,02	1,75
Contenuto naturale d'acqua	%			25	
Porosità	%			41	
Saturazione	%			97	
Limite di liquidità	%			47,6	
Limite di plasticità	%			23,6	
Indice di plasticità	%			24,0	
Indice di consistenza				0,98	
Angolo di resistenza al taglio	ϕ'	36°	32°	24°	30°
Coesione	c'			0,25 kg/cmq	
Coesione non drenata	c_u			0,47 kg/cmq	

Parametri geotecnici di input



8. VERIFICHE DI STABILITÀ

Sulla base dei dati rivenienti dalle risultanze delle indagini in sito ed in laboratorio eseguite per l'area in studio è stata valutata la stabilità globale del pendio prospiciente Via Manzoni, coincidente con l'area individuata in progetto per l'intervento denominato *Parco Alfieri*.

In ottemperanza al disposto della vigente normativa tecnica (DM 17/gen/2018 - NTC 2018) le verifiche sono state effettuate in condizioni sismiche, con il metodo di calcolo agli stati limite, sia in termini di sforzi efficaci (lungo termine) che di sforzi totali (breve termine), mediante l'utilizzo di apposita procedura software (© *Geostru Slope*), i cui risultati sono riassunti sinteticamente nel seguito. Per un esame approfondito si rinvia allo specifico allegato in appendice alla presente.

L'analisi è stata effettuata secondo il metodo di *Sarma (1973)*, che è un semplice ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più tradizionali della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

La stabilità nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.



La procedura software utilizzata permette di considerare gli effetti della presenza nel pendio di elementi strutturali di rinforzo. E' stato così possibile tenere conto nella verifica degli effetti stabilizzanti delle opere di consolidamento (muro e palificata) a suo tempo realizzati.

I risultati ottenuti evidenziano per la verifica effettuata in termini di sforzi efficaci (condizioni drenate) un coefficiente di sicurezza minimo pari a $F_s=2,51$; in termini di sforzi totali (condizioni non-drenate) il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto nella verifica risulta $F_s=1,46$.

L'accelerazione sismica critica necessaria affinché l'ammasso di terreno raggiunga lo stato di equilibrio limite risulta $K_c= 0,501/g$, superiore ai valori $0,150\div 0,175$ attesi per il sito in esame in base alle mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (O.P.C.M. n. 3519/2006 – *vedi fig.6*).

Pertanto in base alle risultanze delle verifiche effettuate il sito in esame risulta in condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale dell'area.



9. CONCLUSIONI

Il presente elaborato riferisce sulle condizioni geologiche *l.s.* relativi alle aree del territorio urbano di Ginosa (prov. TA) interessate dal progetto dell'intervento denominato VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE a valere sul POR Puglia 2014-2020 Asse VI - Az.6.6 - Sub Az. 6.6.a “Interventi per la tutela e la valorizzazione di aree di attrazione naturale” per “Realizzazione di progetti di infrastrutture verdi”.

L'intervento ha come finalità principale quella di riqualificare e connettere ecologicamente l'area del *Parco Alfieri* e della *Gravina di Ginosa* con il centro storico, attraverso interventi puntuali di valorizzazione e tutela delle valenze paesaggistiche del sito: il *Parco Alfieri*, il sistema degli accessi fra *Gravina e centro storico*, il percorso rupestre attraverso il *Rione Casale*.

L'intervento di maggior rilievo è rappresentato dal *Parco Alfieri* nel quale si prevede di realizzare il rimboschimento e l'inserimento di terrazzamenti in muratura a secco che permetteranno di rinaturalizzare il sito senza intaccare in alcun modo il contesto geologico del pendio.

Pertanto nel presente studio geologico (*l.s.*) è stata caratterizzata l'area del *Parco Alfieri* sotto gli aspetti geologico, geomorfologico e geotecnico ai fini della valutazione della compatibilità degli interventi previsti in rapporto alle caratteristiche fisiche del sito.

Per tale scopo nello studio si è fatto riferimento ai dati geognostici rivenienti dalle risultanze di precedenti indagini e studi compiuti sul sito, integrando i dati disponibili con l'esecuzione di un ulteriore rilievo geofisico per completare il quadro delle conoscenze sull'assetto stratigrafico del sito e per la determinazione della risposta sismica locale del sottosuolo ai sensi del vigente DM 17/gen/2018 – NTC 2018.

Il rilevamento geologico e geomorfologico ha evidenziato la natura essenzialmente limoso-argillosa e limo-sabbiosa dei terreni affioranti. L'area presenta una successione litostratigrafica costituita da un ammasso limoso-



argilloso giacente sul substrato calcarenitico. Tale ammasso argilloso è distinto in una porzione profonda, caratterizzata da alta consistenza e media plasticità (*argille grigio-azzurre*), ed una più superficiale formata da limi argillosi, talvolta debolmente sabbiosi, di colore grigio-avana o marroncino, a consistenza medio-bassa ed alta plasticità. La profondità di rinvenimento delle argille ad alta consistenza varia intorno a circa 6÷8 m nelle zone più a monte. Nelle zone più elevate il pendio è ricoperto da sabbie e/o materiali detritici per uno spessore di circa 2,5 m.

Nel 1955 l'area a monte del pendio (*Rione Populicchio*) fu interessata da un movimento franoso che causò lesioni a carico delle abitazioni della zona. Intervenuto il Servizio Geologico, si raccomandava la realizzazione di opere di drenaggio superficiale e profondo, il rimboschimento dell'area e il divieto di edificazione.

Negli anni a seguire a più riprese furono realizzate opere di presidio e di consolidamento del pendio (drenaggi, muro, palificata) sicché allo stato attuale sull'area non si rilevano evidenze di fenomeni gravitativi in atto ma solo gli effetti dell'azione erosiva delle acque superficiali.

E' stata pertanto effettuata una verifica di stabilità globale del pendio in ottemperanza alle prescrizioni della vigente normativa (NTC 2018). La verifica è stata effettuata in condizioni sismiche, tenendo in conto gli effetti stabilizzanti delle opere strutturali di consolidamento oggi presenti sull'area. Gli esiti delle verifiche effettuate, nelle condizioni più gravose considerate (condizioni non-drenate), evidenziano un coefficiente di sicurezza minimo pari a $F_s=1,46$.

Considerato che in progetto si prevede la sola realizzazione di interventi di riqualificazione paesaggistica del sito mediante rimboschimento e terrazzamenti con muretti a secco, praticamente senza alcun impatto sulla struttura del sottosuolo, se ne deduce la totale compatibilità della proposta progettuale con le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area.



APPENDICE



Verifica di stabilità del pendio

Relazione di calcolo – Stabilità del pendio

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

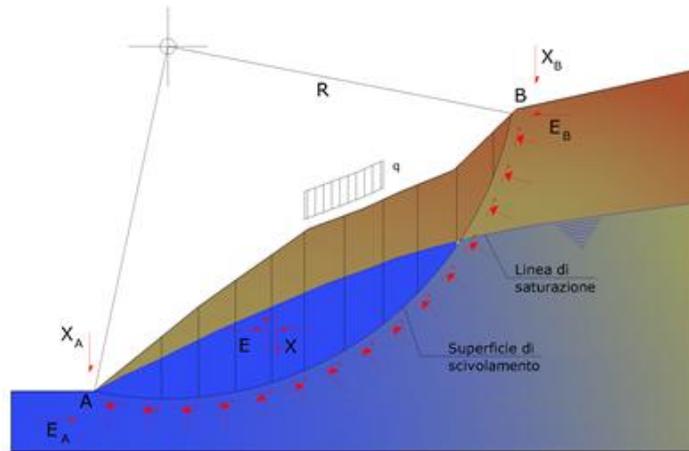
Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei concetti

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concetti. Se il numero dei concetti è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concetto;
- n valori delle forze di taglio alla base del concetto T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei concetti;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei concetti;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

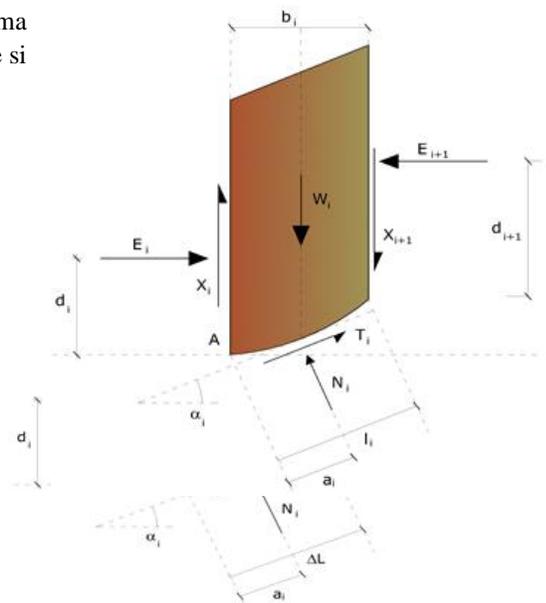
Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.



$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

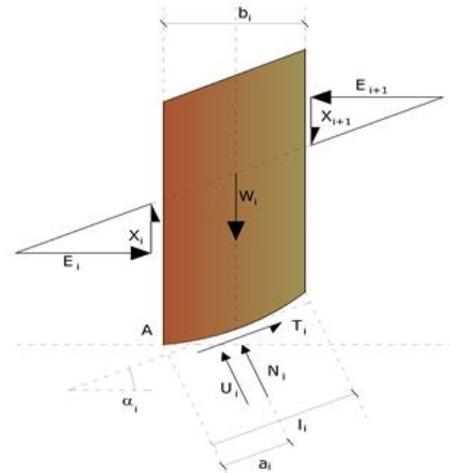
Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



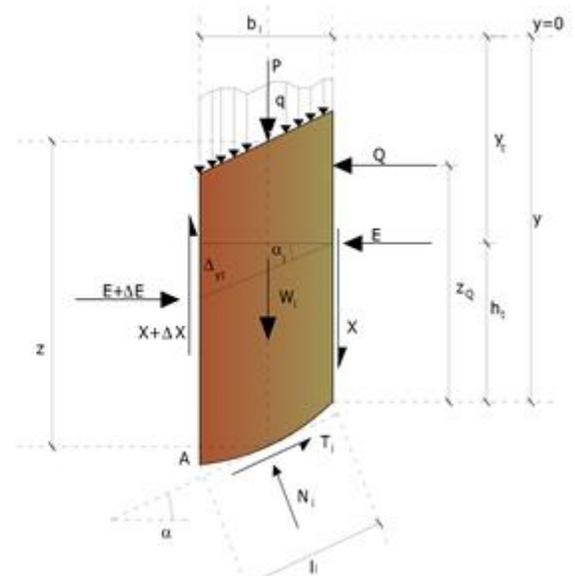
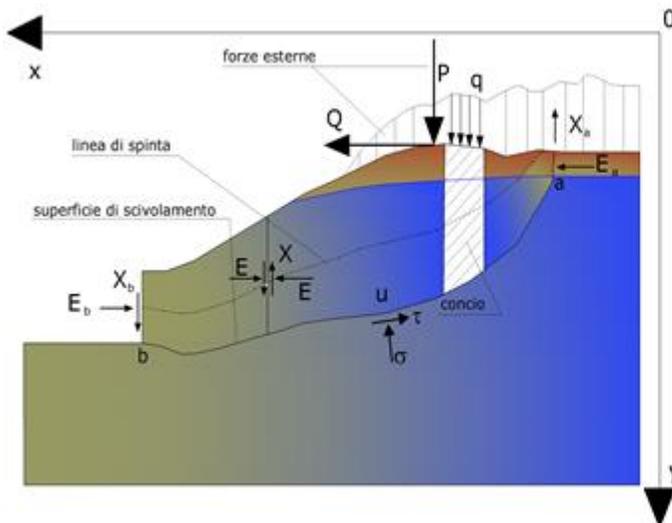
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

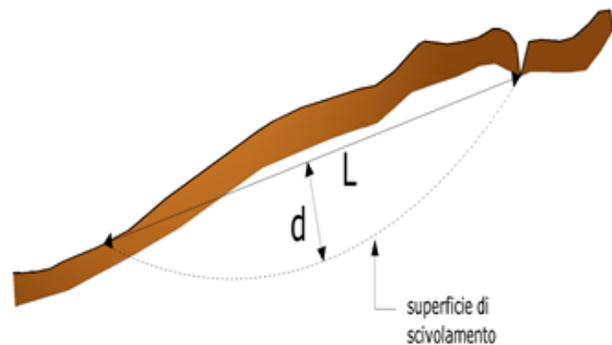
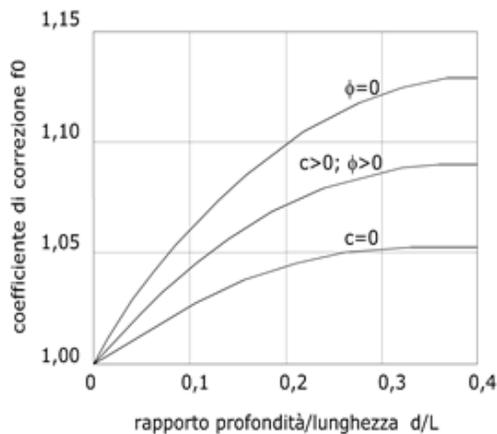


Azioni sul concio *i*-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_C) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;

- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = K W_i + \Delta E_i$$

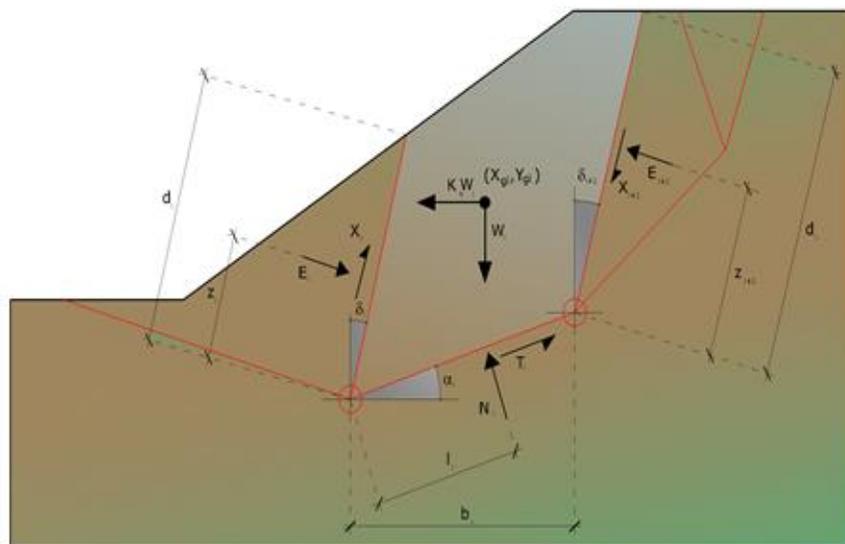
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot \left[(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi_i' - \alpha') + (x_i' - x_G) \right] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$$K=K_c \quad \text{Accelerazione critica se } F=1$$

$$F=F_s \quad \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K=0$$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

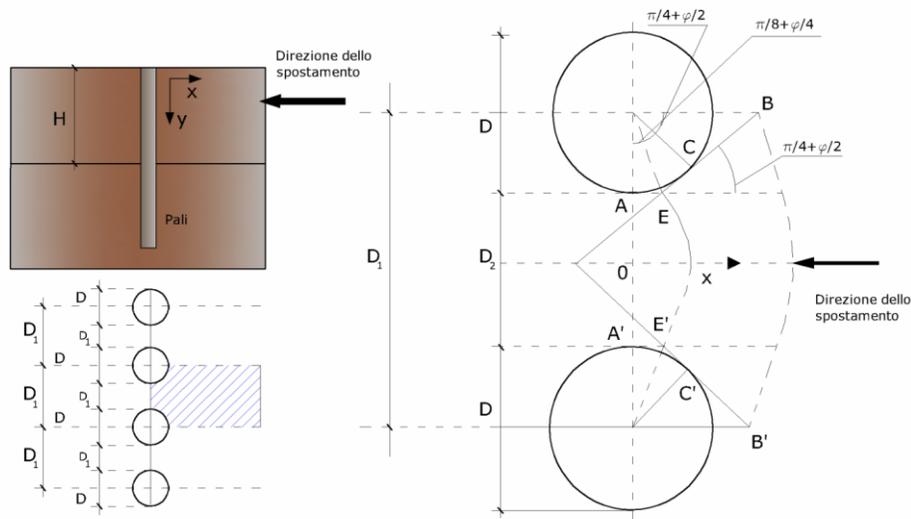
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra “sbarramento” e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidità a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[1 / \left(N_\varphi \tan \varphi \left(e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right) \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D₁ = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

$$N_\varphi = \text{tag}^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \text{tag}\varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi \text{tag}(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2\text{tag}\varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \text{tag}\varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\varphi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \text{tag} \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \text{tag} \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0$ $P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1$ $P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;

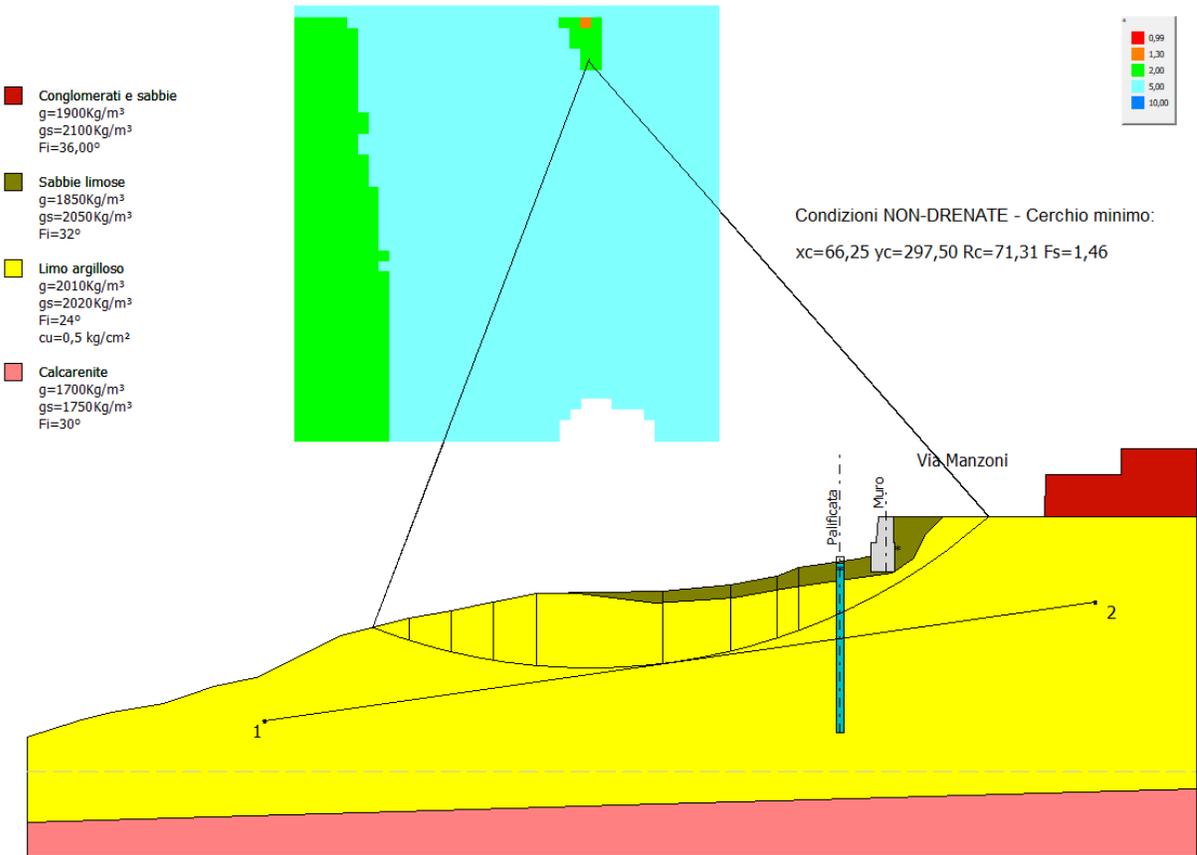
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Condizioni NON DRENATE



Analisi di stabilità dei pendii con: SARMA (1973)

Lat./Long.	40,579602/16,755362
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	4,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Analisi	Condizione non drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	30,0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	250,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	80,0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	300,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,37	2,43	0,29
S.L.D.	50,0	0,51	2,51	0,29
S.L.V.	475,0	1,52	2,47	0,32
S.L.C.	975,0	1,97	2,49	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,555	0,2	0,0113	0,0057
S.L.D.	0,765	0,2	0,0156	0,0078
S.L.V.	2,2348	0,24	0,0547	0,0273
S.L.C.	2,7577	0,28	0,0787	0,0394

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,011

Coefficiente azione sismica verticale 0,006

Vertici profilo

Nr	X (m)	Y (m)
1	0,0	218,0
2	6,0	220,0
3	10,0	221,0
4	16,0	222,0
5	19,0	223,0
6	22,0	224,0
7	27,0	225,0
8	35,0	229,0
9	37,0	230,0
10	41,0	231,0
11	45,0	232,0
12	50,0	233,0
13	55,0	234,0
14	60,0	235,0
15	75,0	235,3
16	83,0	236,0
17	88,5	237,0
18	91,0	238,0
19	98,0	239,0
20	102,0	240,0
21	102,03	241,0
22	102,17	241,0
23	102,17	244,0
24	120,0	244,0
25	120,1	249,0
26	129,0	249,0
27	129,1	252,0
28	138,0	252,0

Vertici strato1

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	218,0
2	6,0	220,0
3	10,0	221,0
4	16,0	222,0
5	19,0	223,0
6	22,0	224,0
7	27,0	225,0
8	35,0	229,0
9	37,0	230,0
10	41,0	231,0
11	45,0	232,0
12	50,0	233,0
13	55,0	234,0
14	60,0	235,0
15	75,0	235,3
16	83,0	236,0
17	88,5	237,0
18	91,0	238,0
19	98,0	239,0
20	102,0	240,0
21	102,1	244,0
22	138,0	244,0

Vertici strato2

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	218,0
2	6,0	220,0
3	10,0	221,0
4	16,0	222,0
5	19,0	223,0
6	22,0	224,0
7	27,0	225,0
8	35,0	229,0
9	37,0	230,0
10	41,0	231,0
11	45,0	232,0
12	50,0	233,0
13	55,0	234,0
14	60,0	235,0
15	65,0	235,0
16	74,0	233,9
17	83,4	234,5
18	90,5	235,8
19	102,0	237,4
20	104,5	239,0
21	106,0	242,0
22	108,0	244,0
23	138,0	244,0

Vertici strato3

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	208,0
2	70,0	210,0
3	138,0	212,0

Coefficienti parziali azioni

=====

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

=====

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

=====

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0		36,00	1900	2100	Conglomerati e sabbie	
2	0		32	1850	2050	Sabbie limose	
3	0,25	0,5	24	2010	2020	Limo argilloso	
4	0,30		30	1700	1750	Calcarenite	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m³)
1	102,17	241	0,6	0,2	3	1,75	2	2000

Pali...

N°	x (m)	y (m)	Diametro (m)	Lunghezza (m)	Inclinazione (°)	Interasse (m)	Resistenza al taglio (kg/cm²)	Momento plasticizzazione (kN*m)	Metodo stabilizzazione
1	95,48048	238,5635	0,8	20	90	1	5,3	--	Tensione tangenziale

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato

1,46

Ascissa centro superficie

66,25 m

Ordinata centro superficie

297,5 m

Raggio superficie

71,31 m

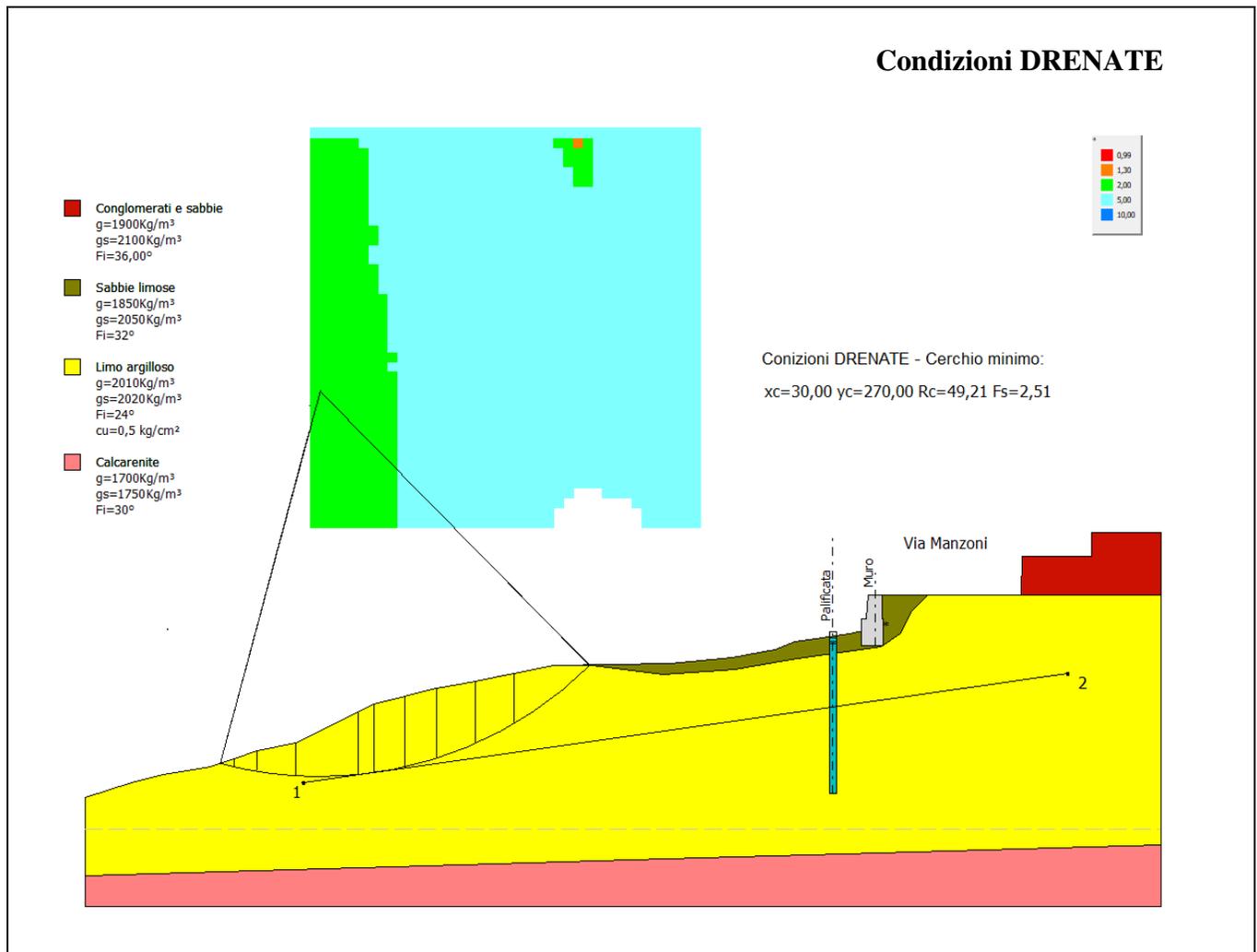
xc = 66,25 yc = 297,50 Rc = 71,312 Fs=1,46

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (Kg)
1	0,3	-20,87	0,33	59,0
2	4,0	-19,04	4,23	11434,13
3	5,0	-15,25	5,18	38406,23
4	5,0	-11,12	5,1	60332,77
5	5,0	-7,05	5,04	78505,86
6	15,0	1,01	15,0	271412,6
7	8,0	10,32	8,13	134675,9
8	5,5	15,88	5,72	84626,07
9	2,5	19,24	2,65	37146,06
10	22,4	30,85	26,09	355863,1

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	-483,71	1398,13	0,0	0,0	1005,39	1113,69	0,0
2	-7121,68	22837,45	-483,71	1398,13	24117,8	14491,17	0,0
3	-19136,86	54561,79	-7121,68	22837,45	57103,09	17748,63	0,0
4	-30062,3	85694,28	-19136,86	54561,79	76054,23	17451,19	0,0
5	-39117,49	113047,1	-30062,3	85694,28	90363,06	17253,83	0,0
6	-45045,3	156553,8	-39117,49	113047,1	276477,7	51377,86	0,0
7	-41834,05	159445,2	-45045,3	156553,8	128555,8	27847,45	0,0
8	-38216,35	155824,2	-41834,05	159445,2	78651,66	19583,22	0,0
9	-36880,57	152518,4	-38216,35	155824,2	34763,93	9068,38	0,0
10	0,0	0,02	-36880,57	152518,4	360649,9	18247,06	0,0

Condizioni DRENATE



Analisi di stabilità dei pendii con: SARMA (1973)

Lat./Long.	40,579602/16,755362
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	4,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,3
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	30,0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	250,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	80,0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	300,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	20,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,37	2,43	0,29
S.L.D.	50,0	0,51	2,51	0,29
S.L.V.	475,0	1,52	2,47	0,32
S.L.C.	975,0	1,97	2,49	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,555	0,2	0,0113	0,0057
S.L.D.	0,765	0,2	0,0156	0,0078
S.L.V.	2,2348	0,24	0,0547	0,0273
S.L.C.	2,7577	0,28	0,0787	0,0394

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,011

Coefficiente azione sismica verticale 0,006

Vertici profilo

Nr	X (m)	Y (m)
1	0,0	218,0
2	6,0	220,0
3	10,0	221,0
4	16,0	222,0
5	19,0	223,0
6	22,0	224,0
7	27,0	225,0
8	35,0	229,0
9	37,0	230,0
10	41,0	231,0
11	45,0	232,0
12	50,0	233,0
13	55,0	234,0
14	60,0	235,0
15	75,0	235,3
16	83,0	236,0
17	88,5	237,0
18	91,0	238,0
19	98,0	239,0
20	102,0	240,0
21	102,03	241,0

22	102,17	241,0
23	102,17	244,0
24	120,0	244,0
25	120,1	249,0
26	129,0	249,0
27	129,1	252,0
28	138,0	252,0

Vertici strato1

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	218,0
2	6,0	220,0
3	10,0	221,0
4	16,0	222,0
5	19,0	223,0
6	22,0	224,0
7	27,0	225,0
8	35,0	229,0
9	37,0	230,0
10	41,0	231,0
11	45,0	232,0
12	50,0	233,0
13	55,0	234,0
14	60,0	235,0
15	75,0	235,3
16	83,0	236,0
17	88,5	237,0
18	91,0	238,0
19	98,0	239,0
20	102,0	240,0
21	102,1	244,0
22	138,0	244,0

Vertici strato2

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	218,0
2	6,0	220,0
3	10,0	221,0
4	16,0	222,0
5	19,0	223,0
6	22,0	224,0
7	27,0	225,0
8	35,0	229,0
9	37,0	230,0
10	41,0	231,0
11	45,0	232,0
12	50,0	233,0
13	55,0	234,0
14	60,0	235,0
15	65,0	235,0
16	74,0	233,9
17	83,4	234,5
18	90,5	235,8
19	102,0	237,4
20	104,5	239,0
21	106,0	242,0
22	108,0	244,0
23	138,0	244,0

Vertici strato3

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	208,0
2	70,0	210,0
3	138,0	212,0

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0		36,00	1900	2100	Conglomerati e sabbie	
2	0		32	1850	2050	Sabbie limose	
3	0,25	0,5	24	2010	2020	Limo argilloso	
4	0,30		30	1700	1750	Calcarenite	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m ³)
1	102,17	241	0,6	0,2	3	1,75	2	2000

Pali...

N°	x (m)	y (m)	Diametro (m)	Lunghezza (m)	Inclinazione (°)	Interasse (m)	Resistenza al taglio (kg/cm ²)	Momento plasticizzazione (kN*m)	Metodo stabilizzazione
1	95,48048	238,5635	0,8	20	90	1	5,3	--	Tensione tangenziale

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	2,51
Ascissa centro superficie	30,0 m
Ordinata centro superficie	270,0 m
Raggio superficie	49,21 m

xc = 30,00 yc = 270,00 Rc = 49,215 Fs=2,51

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (Kg)
1	1,67	-13,92	1,72	1651,67
2	3,0	-11,14	3,06	10787,68
3	5,0	-6,43	5,03	34233,42
4	8,0	1,17	8,0	99767,59
5	2,0	7,0	2,02	33556,96
6	4,0	10,55	4,07	71432,9
7	4,0	15,33	4,15	72091,45
8	5,0	20,86	5,35	85406,13
9	5,0	27,25	5,62	73065,23
10	9,69	37,68	12,25	79894,59

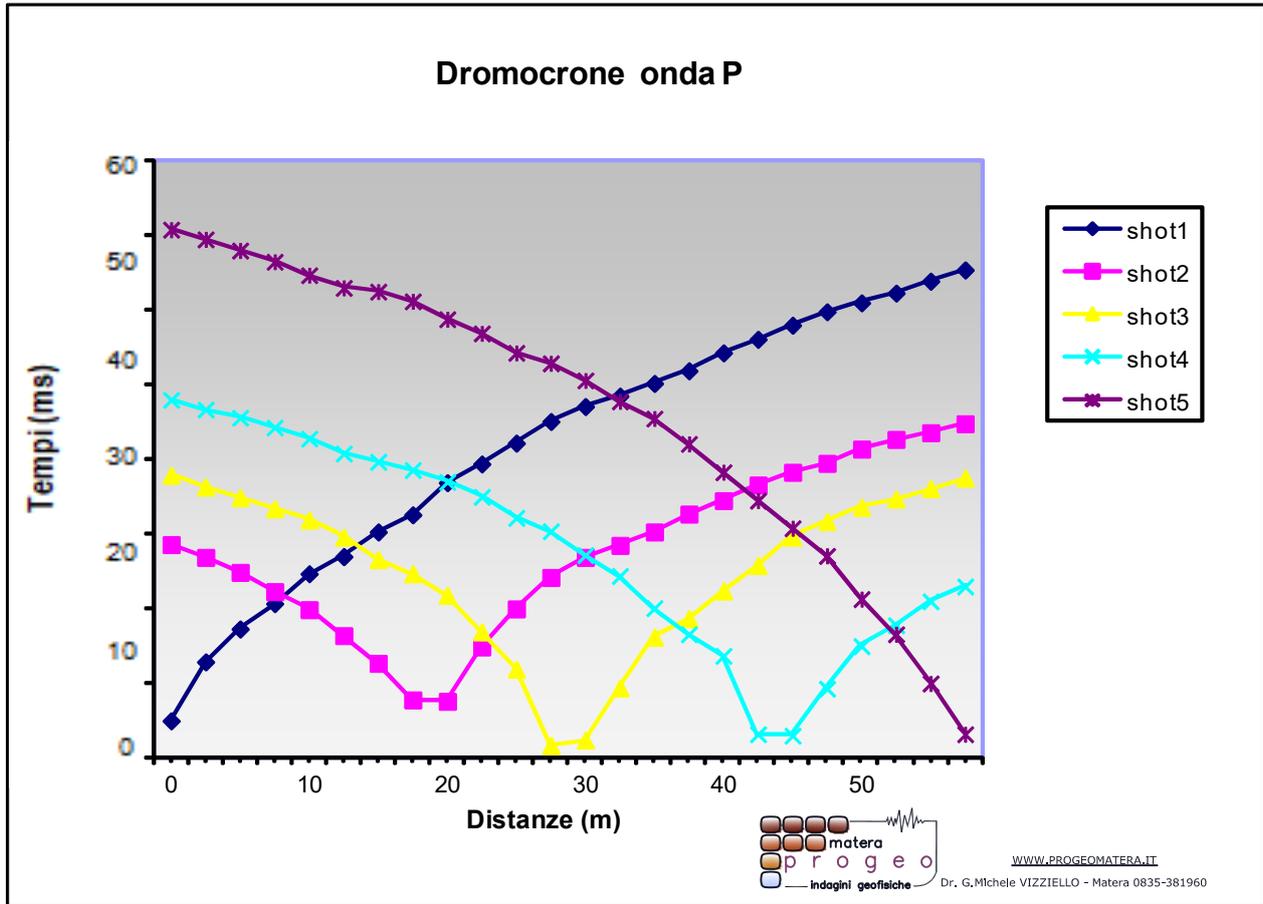
Sforzi sui concii

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	-666,05	2857,5	0,0	0,0	2941,29	2233,79	0,0
2	-2907,41	11007,25	-666,05	2857,5	14380,51	5596,23	0,0
3	-6226,77	26889,74	-2907,41	11007,25	39136,23	11953,62	0,0
4	-12484,33	50323,06	-6226,77	26889,74	105503,1	26684,14	0,0
5	-16918,98	53961,3	-12484,33	50323,06	37219,57	8609,09	0,0
6	-16642,77	56562,63	-16918,98	53961,3	69335,17	16351,34	0,0
7	-14182,05	53431,83	-16642,77	56562,63	67771,74	16152,55	0,0
8	-10395,55	42263,11	-14182,05	53431,83	79912,63	19504,53	0,0
9	-5983,46	25990,55	-10395,55	42263,11	68116,54	17684,61	0,0
10	0,0	0,0	-5983,46	25990,55	73848,37	25298,16	0,0

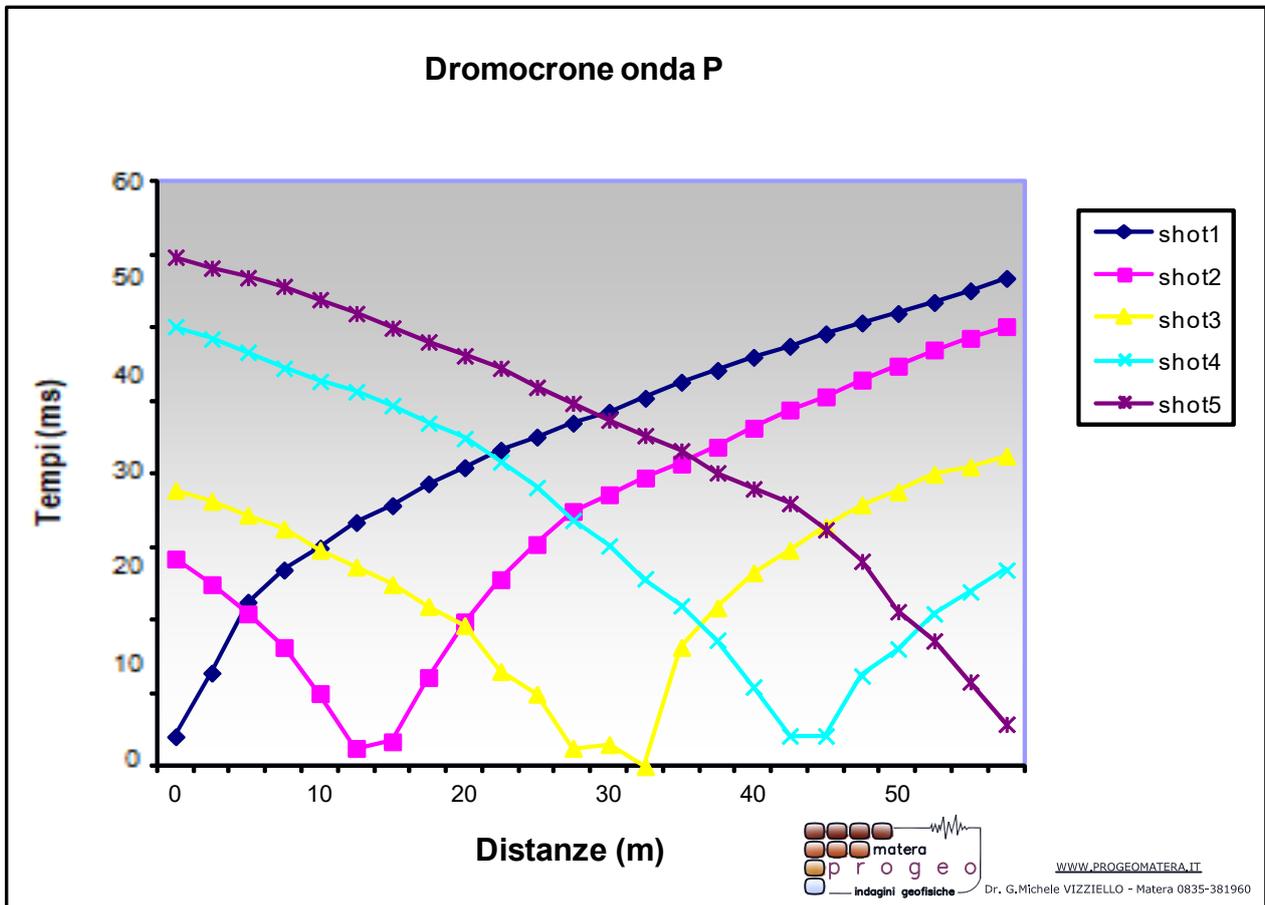


Prospezione sismica - 2019





Base1 - GINOSA VALORIZZAZ. GRAVINA DEL CASALE



Base2 - GINOSA VALORIZZAZ. GRAVINA DEL CASALE

CANTIERE: Ginosà (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE

COMMITTENTE: COMUNE DI GINOSA (TA)

DATA: Oct. 2019

TOMOGRAFIA SISMICA

SS1

Vel. P (m/sec)	Vel. S (m/sec)	Prof. (m da p.c.)
450	n.r.	4.54
1.850	n.r.	max indagine

I° Sismostr.

II° Sismostr.

Parziali	Quota Rifratt.1 Relativa (m)	Topografia Relativa (m)	Prof. Rifratt.1 da p.c. (m)	Parziali (m)	Quota Rifratt.2 Relativa (m)	Topografia Relativa (m)	Prof. Rifratt.2 da p.c. (m)
0.0	-0.10	4.00	4.10	0.0	n.r.	n.r.	n.r.
2.5	-0.69	3.75	4.44	2.5	n.r.	n.r.	n.r.
5.0	-1.28	3.50	4.78	5.0	n.r.	n.r.	n.r.
7.5	-1.38	3.35	4.73	7.5	n.r.	n.r.	n.r.
10.0	-1.48	3.20	4.68	10.0	n.r.	n.r.	n.r.
12.5	-1.38	3.10	4.48	12.5	n.r.	n.r.	n.r.
15.0	-1.28	3.00	4.28	15.0	n.r.	n.r.	n.r.
17.5	-1.26	2.90	4.16	17.5	n.r.	n.r.	n.r.
20.0	-1.24	2.80	4.04	20.0	n.r.	n.r.	n.r.
22.5	-1.35	2.65	4.00	22.5	n.r.	n.r.	n.r.
25.0	-1.45	2.50	3.95	25.0	n.r.	n.r.	n.r.
27.5	-1.50	2.45	3.95	27.5	n.r.	n.r.	n.r.
30.0	-1.55	2.40	3.95	30.0	n.r.	n.r.	n.r.
32.5	-1.93	2.20	4.13	32.5	n.r.	n.r.	n.r.
35.0	-2.31	2.00	4.31	35.0	n.r.	n.r.	n.r.
37.5	-2.65	1.75	4.40	37.5	n.r.	n.r.	n.r.
40.0	-2.99	1.50	4.49	40.0	n.r.	n.r.	n.r.
42.5	-3.44	1.25	4.69	42.5	n.r.	n.r.	n.r.
45.0	-3.88	1.00	4.88	45.0	n.r.	n.r.	n.r.
47.5	-4.24	0.75	4.99	47.5	n.r.	n.r.	n.r.
50.0	-4.60	0.50	5.10	50.0	n.r.	n.r.	n.r.
52.5	-5.08	0.30	5.38	52.5	n.r.	n.r.	n.r.
55.0	-5.55	0.10	5.65	55.0	n.r.	n.r.	n.r.
57.5	-5.42	0.05	5.47	57.5	n.r.	n.r.	n.r.

MEDIA
4.54

MEDIA
n.r.

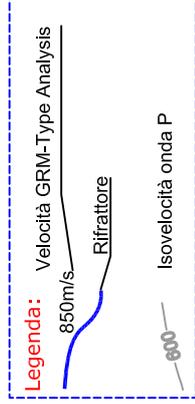
Rif.: Ginosà (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE

Committ: COMUNE DI GINOSA (TA)

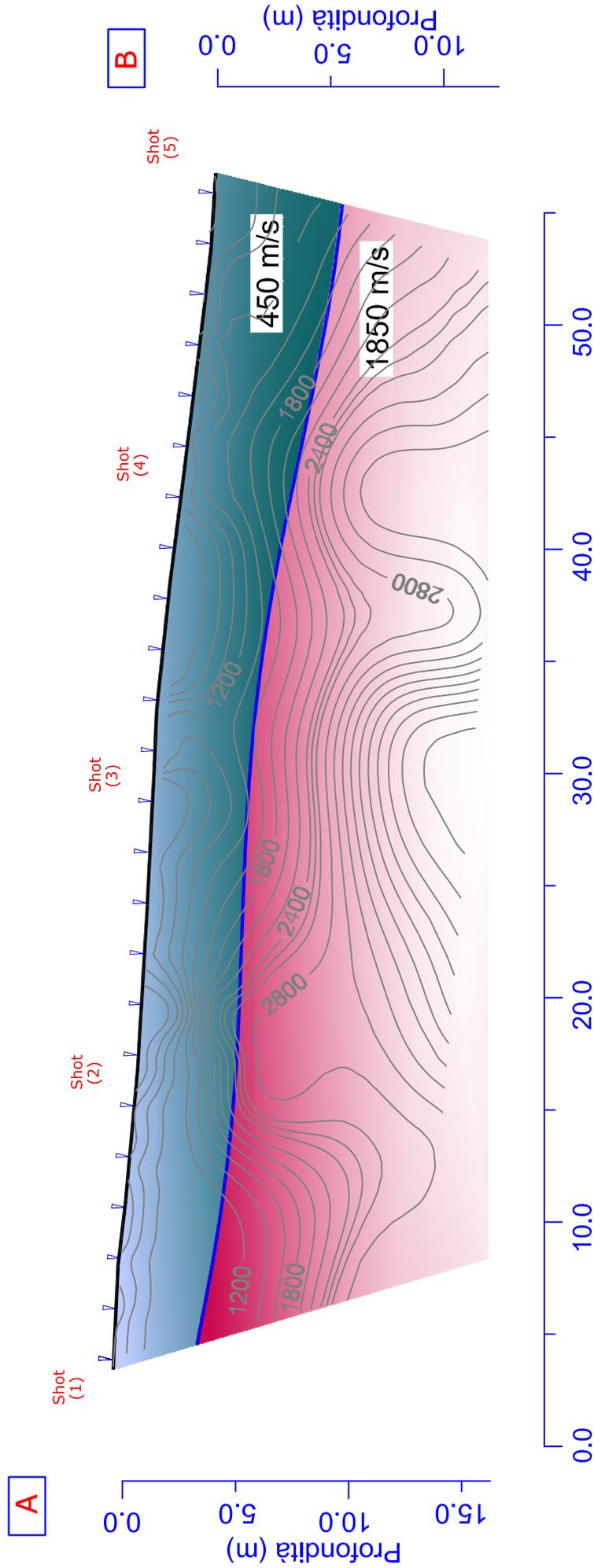
Data: Ottobre 2019

PARAMETRI SISMICI ED ELASTODINAMICI

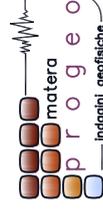
STRATO		prof. media (m)	Vp	Vs	μ	δ	Edin	Gdin	Kdin	Estat
			Km/sec	Km/sec		T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Mpa
I	4.54	0.45	0.14	0.44	1.63	993	344	2902	2.0	
II	max invest (P)	1.85	0.44	0.47	2.13	12523	4261	68622	106.5	



BASE SS1



- Sismostrato a medio-scarso risposta tecnica
- Sismostrato ad ottima risposta tecnica



WWW.PROGEOMATERA.IT

Dr. G. Michele VIZZIELLO - Matera 0835-381960

CANTIERE: Ginosà (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE

COMMITTENTE: COMUNE DI GINOSA (TA)

DATA: Oct. 2019

TOMOGRAFIA SISMICA

SS2

Vel. P (m/sec)	Vel. S (m/sec)	Prof. (m da p.c.)
500	n.r.	6.33
1.800	n.r.	max indagine

I° Sismostr.
II° Sismostr.

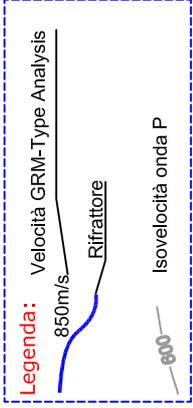
Parziali	Quota Rifratt.1 Relativa (m)	Topografia Relativa (m)	Prof. Rifratt.1 da p.c. (m)	Parziali (m)	Quota Rifratt.2 Relativa (m)	Topografia Relativa (m)	Prof. Rifratt.2 da p.c. (m)
0.0	-2.44	4.00	6.44	0.0	n.r.	n.r.	n.r.
2.5	-2.42	3.75	6.17	2.5	n.r.	n.r.	n.r.
5.0	-2.40	3.50	5.90	5.0	n.r.	n.r.	n.r.
7.5	-2.40	3.35	5.75	7.5	n.r.	n.r.	n.r.
10.0	-2.40	3.20	5.60	10.0	n.r.	n.r.	n.r.
12.5	-2.48	3.10	5.58	12.5	n.r.	n.r.	n.r.
15.0	-2.55	3.00	5.55	15.0	n.r.	n.r.	n.r.
17.5	-2.60	2.90	5.50	17.5	n.r.	n.r.	n.r.
20.0	-2.64	2.80	5.44	20.0	n.r.	n.r.	n.r.
22.5	-2.84	2.65	5.49	22.5	n.r.	n.r.	n.r.
25.0	-3.04	2.50	5.54	25.0	n.r.	n.r.	n.r.
27.5	-3.24	2.45	5.69	27.5	n.r.	n.r.	n.r.
30.0	-3.44	2.40	5.84	30.0	n.r.	n.r.	n.r.
32.5	-3.68	2.20	5.88	32.5	n.r.	n.r.	n.r.
35.0	-3.92	2.00	5.92	35.0	n.r.	n.r.	n.r.
37.5	-3.96	1.75	5.71	37.5	n.r.	n.r.	n.r.
40.0	-4.00	1.50	5.50	40.0	n.r.	n.r.	n.r.
42.5	-4.94	1.25	6.19	42.5	n.r.	n.r.	n.r.
45.0	-5.88	1.00	6.88	45.0	n.r.	n.r.	n.r.
47.5	-6.88	0.75	7.63	47.5	n.r.	n.r.	n.r.
50.0	-7.87	0.50	8.37	50.0	n.r.	n.r.	n.r.
52.5	-8.34	0.30	8.64	52.5	n.r.	n.r.	n.r.
55.0	-8.80	0.10	8.90	55.0	n.r.	n.r.	n.r.
57.5	-7.82	0.05	7.87	57.5	n.r.	n.r.	n.r.

MEDIA
6.33

MEDIA
n.r.

PARAMETRI SISMICI ED ELASTODINAMICI

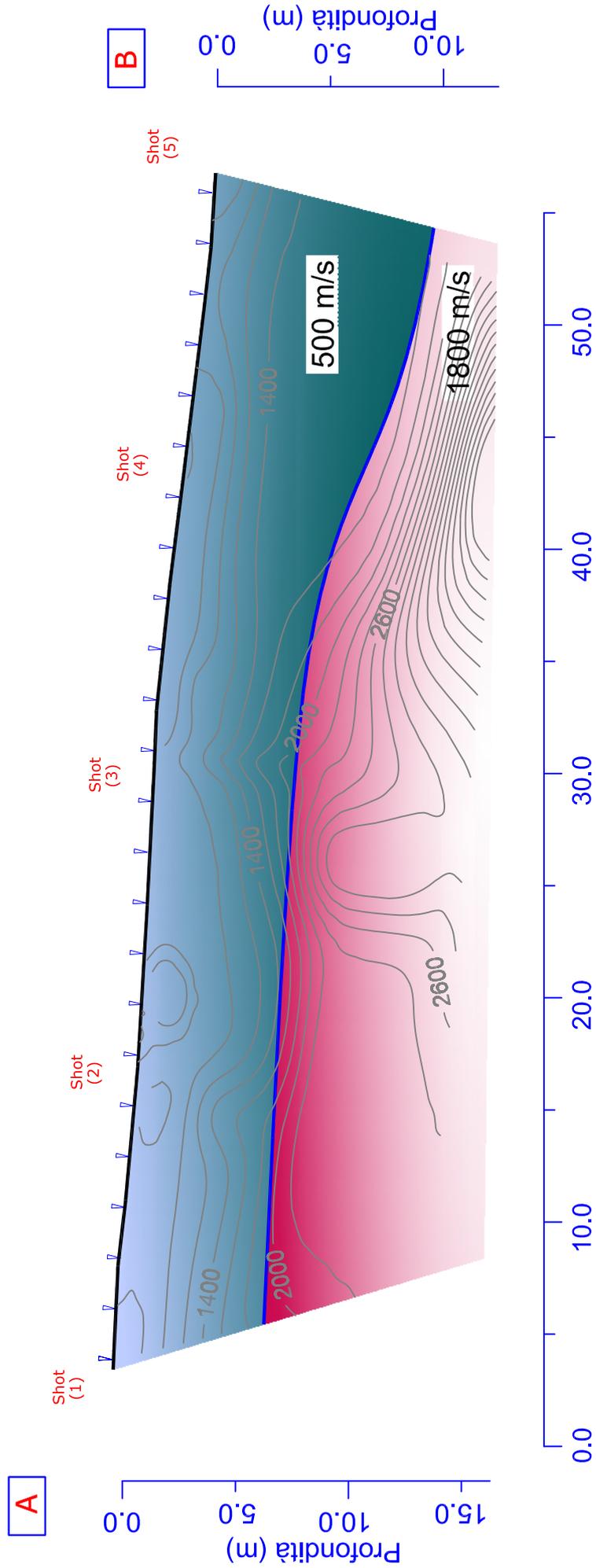
STRATO		prof.media(m)	Vp	Vs	μ	δ	Edin	Gdin	Kdin	Estat
			Km/sec	Km/sec		T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Mpa
I	6.33		0.50	0.16	0.44	1.66	1296	450	3633	3.1
II	max invest (P)		1.80	0.48	0.46	2.12	14430	4935	63396	132.9



BASE SS2

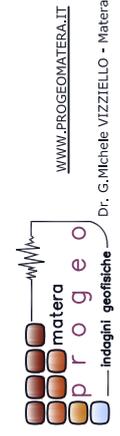
Rif.: Ginosà (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE

Committ: COMUNE DI GINOSA (TA)
Data: Ottobre 2019



Sismostrato a medio-scarso risposta tecnica

Sismostrato ad ottima risposta tecnica



WWW.PROGEOMATERA.IT

Dr. G. Michele VIZZIELLO - Matera 0835-381960

Vs30 - Metodo MASW (Multichannel Analysis of Superficial Waves)

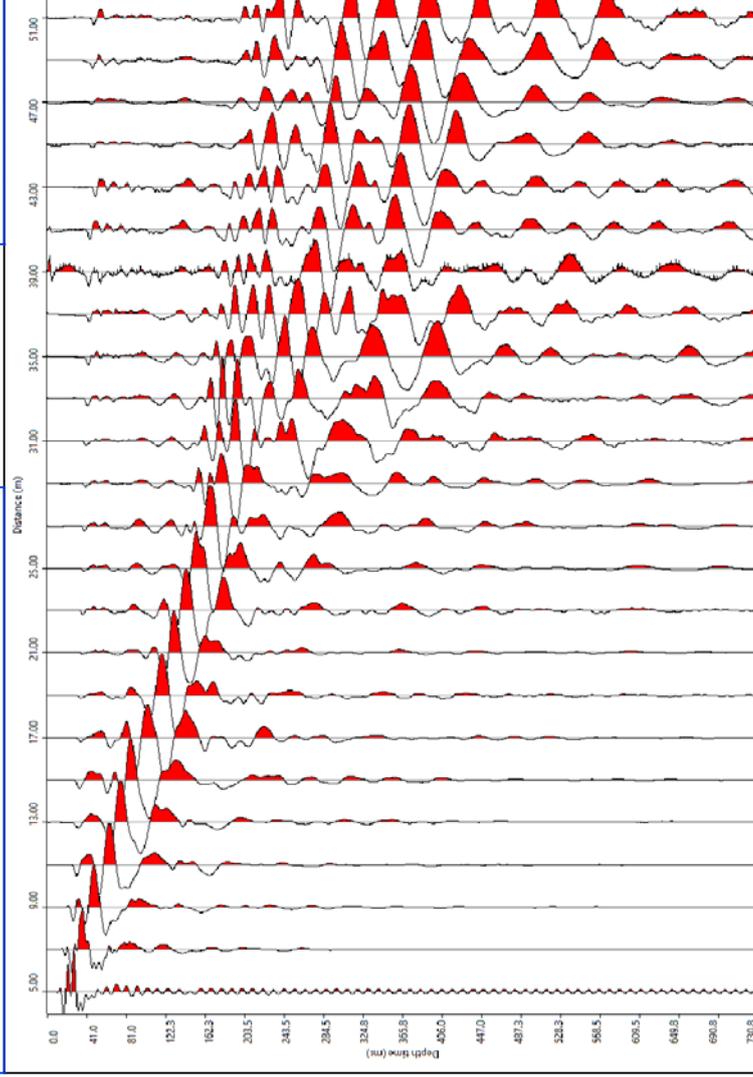
Rif.: Ginosà (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA
GRAVINA DEL CASALE

Committ: Comune di Ginosà (TA)

Data: Ottobre 2019

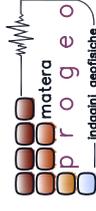
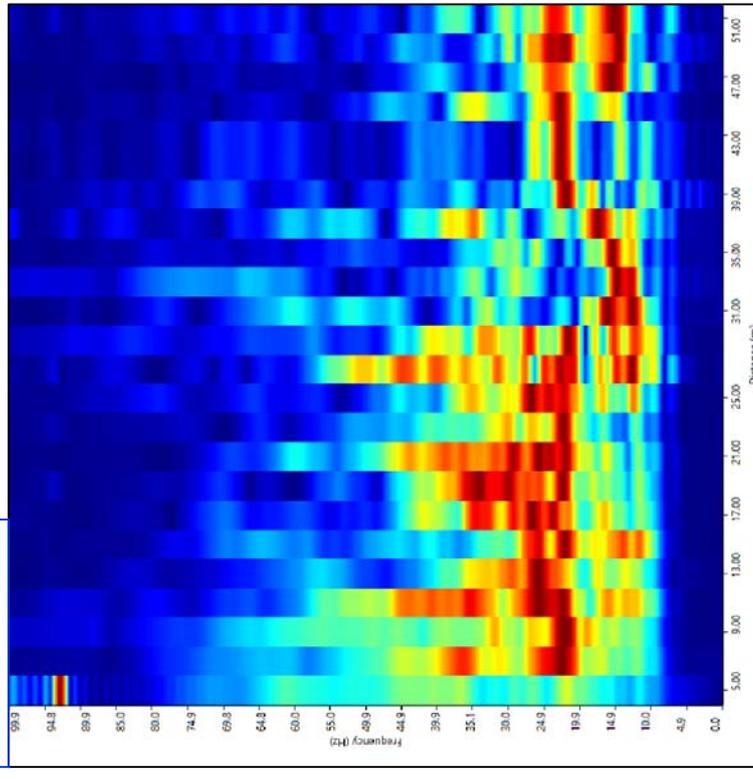
Rif: MASW_1

Sismogramma di Riferimento



Shot: 5.0m
Passo: 2.0m

Spettro FX



WWW.PROGEO.MATERA.IT

Dr. G. Michele VIZZIELLO - Matera 0835-381960

Vs30 - Metodo MASW (Multichannel Analysis of Superficial Waves)

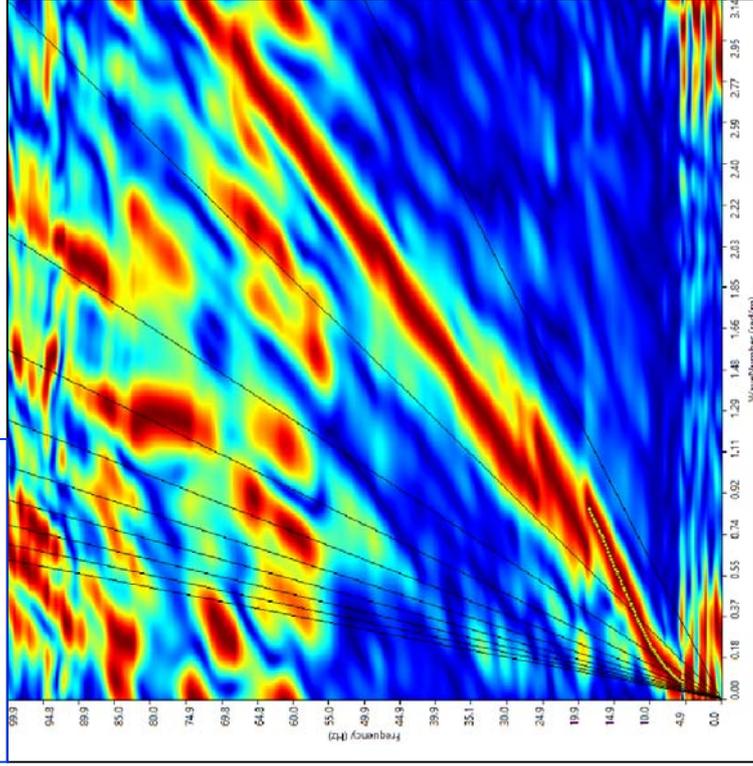
Rif.: **Ginosa (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE**

Committ: **Comune di Ginosa (TA)**

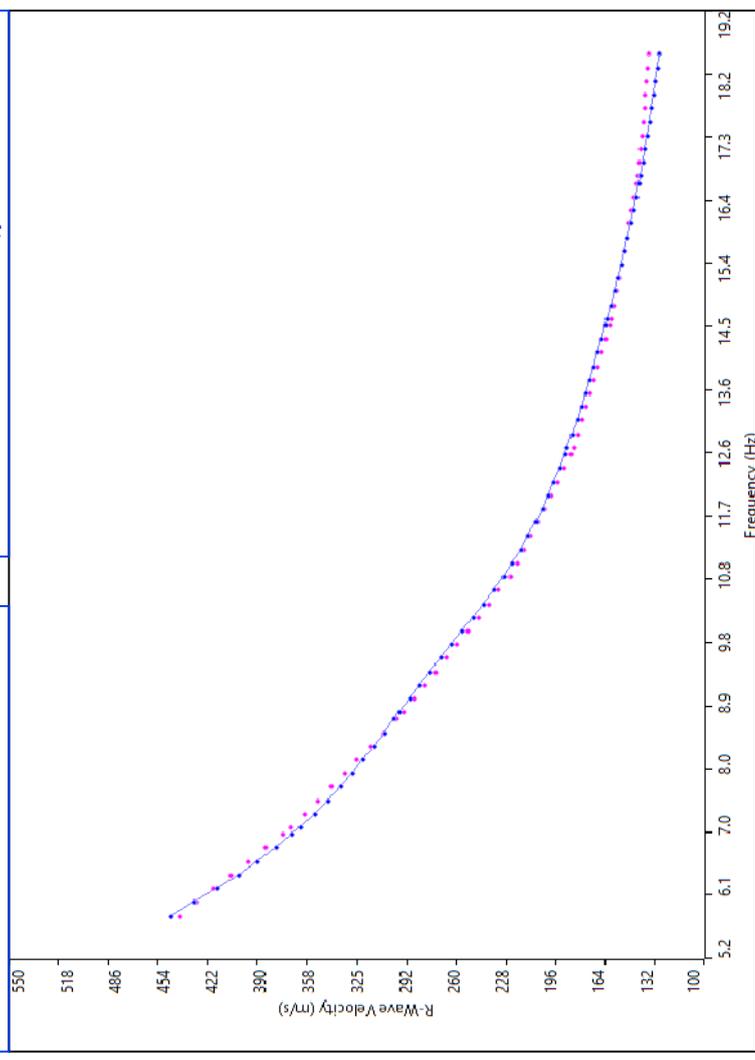
Data: **Ottobre 2019**

Rif: **MASW_1**

Spettro FK

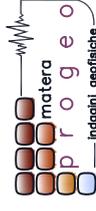


Curve di Dispersione



Sperimentale

Teorica Calcolata



WWW.PROGEMATERA.IT

Dr. G. Michele VIZZIELLO - Matera 0835-381960

Vs30 - Metodo MASW (Multichannel Analysis of Superficial Waves)

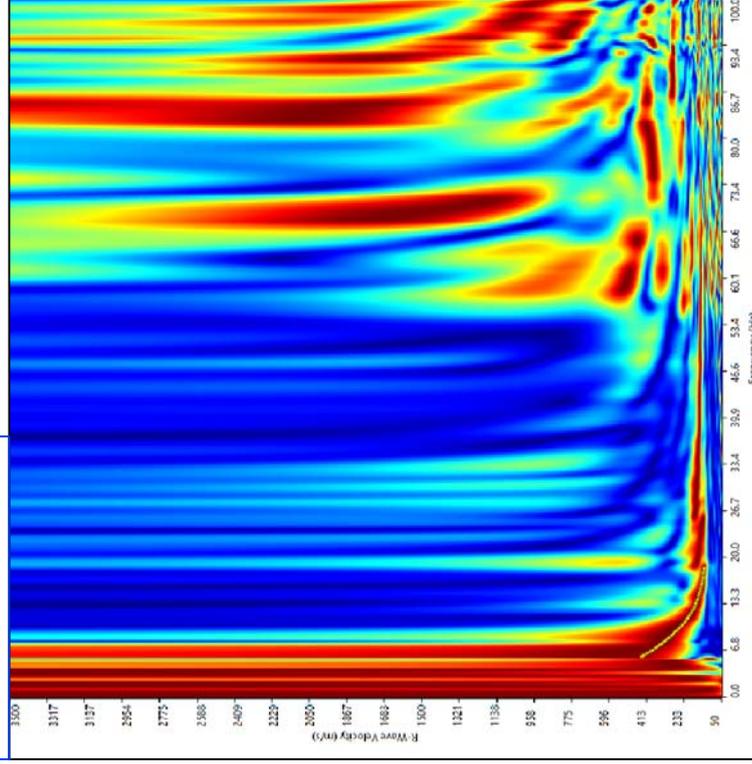
Rif: **MASW_1**

Rif.: **Ginosa (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE**

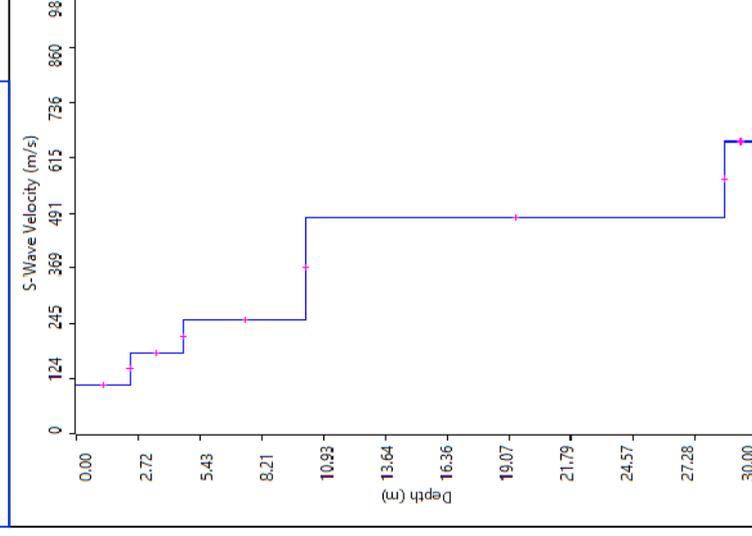
Committ: **Comune di Ginosa (TA)**

Data: **Ottobre 2019**

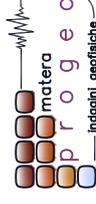
Spettro FV



Profilo verticale Vs



Profilo Verticale Vs			Masw1
Spessore (m)	Profondità (da m)	Vs (m/sec)	Tipo di analisi: Onde di Rayleigh
2,30	0,00	108	VS30 (m/s): 311
2,42	2,30	179	
5,38	4,72	254	
18,50	10,10	482	
1,40	28,60	650	Tipo di Suolo: C



WWW.PROGEMATERA.IT

Dr. G. Michele VIZZIELLO - Matera 0835-381960

Vs30 - Metodo MASW (Multichannel Analysis of Superficial Waves)

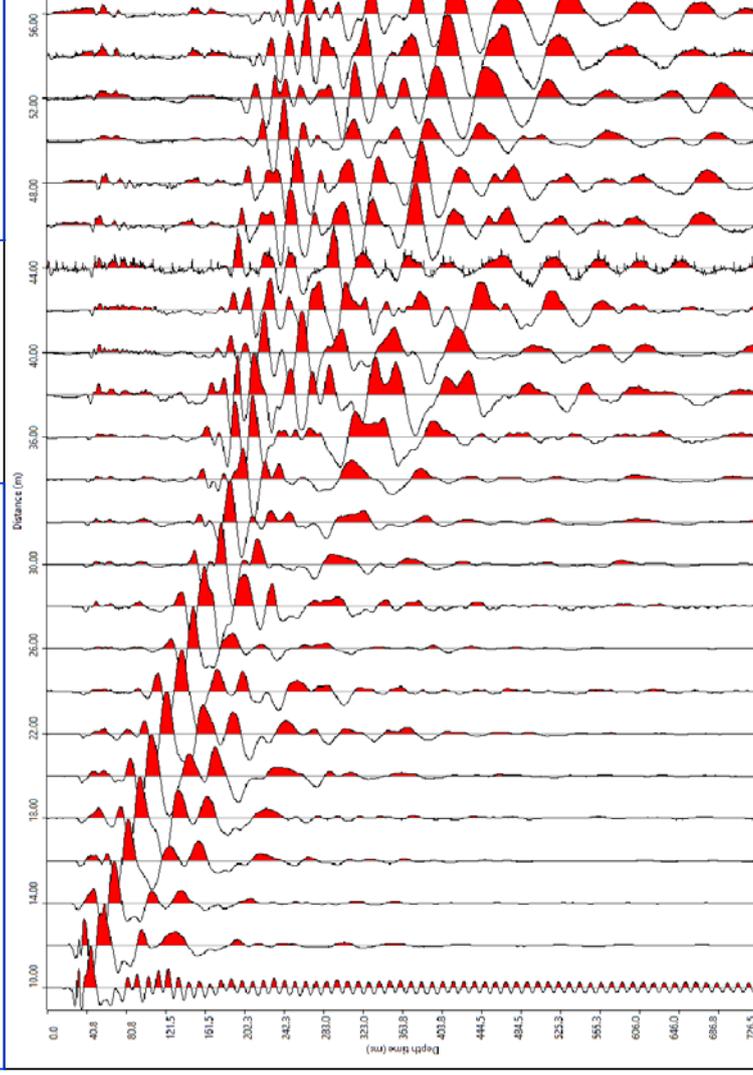
Rif.: Ginosà (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA
GRAVINA DEL CASALE

Committ: Comune di Ginosà (TA)

Data: Ottobre 2019

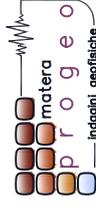
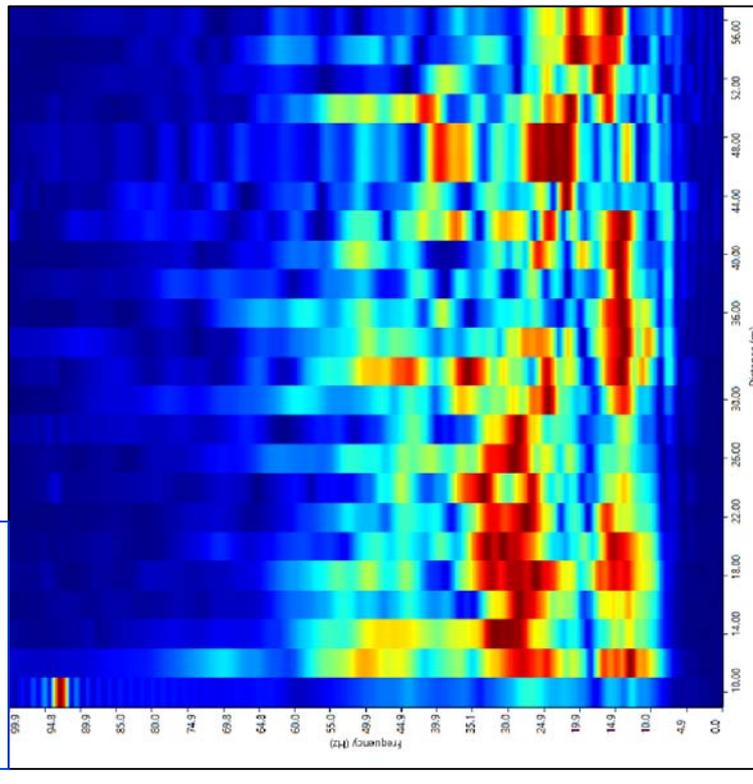
Rif: MASW_2

Sismogramma di Riferimento



Shot: 10.0m
Passo: 2.0m

Spettro FX



WWW.PROGEMATERA.IT

Dr. G. Michele VIZZIELLO - Matera 0835-381960

Vs30 - Metodo MASW (Multichannel Analysis of Superficial Waves)

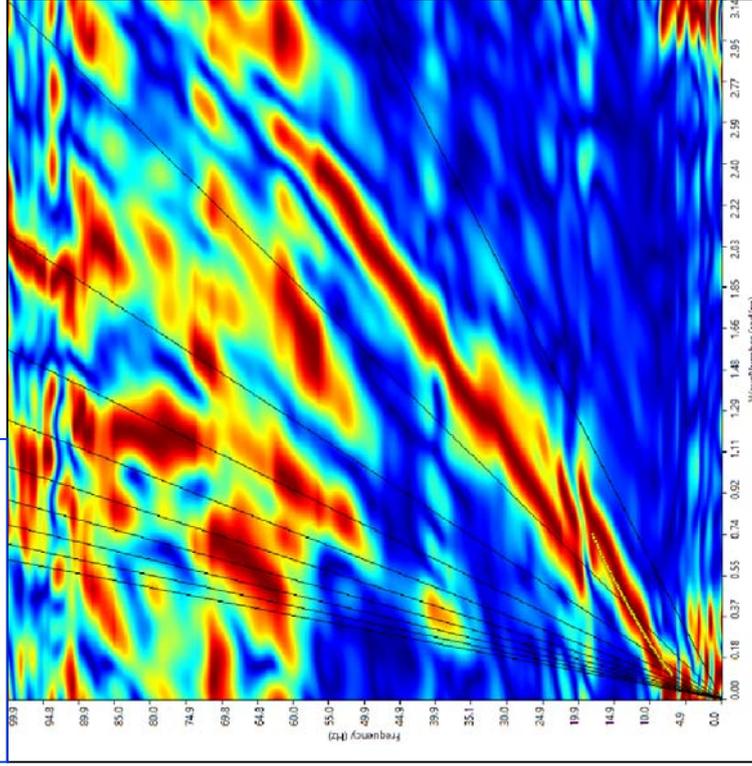
Rif.: **Ginosa (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE**

Committ: **Comune di Ginosa (TA)**

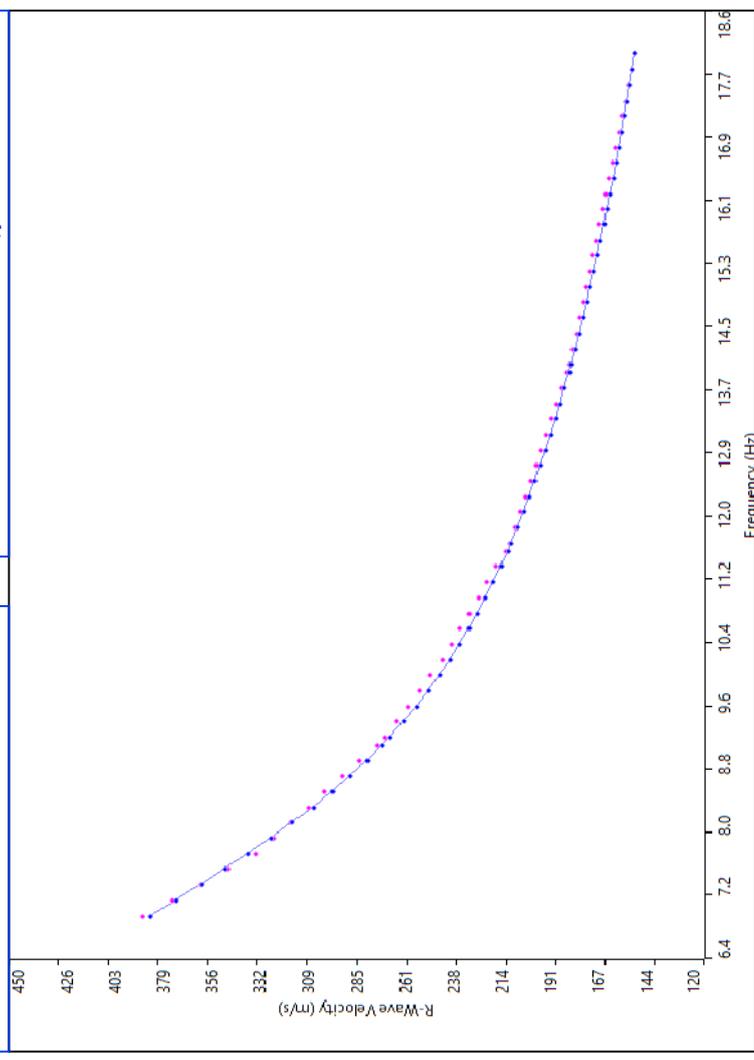
Data: **Ottobre 2019**

Rif: **MASW_2**

Spettro FK

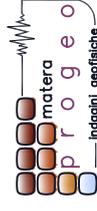


Curve di Dispersione



Sperimentale

Teorica Calcolata



WWW.PROGEMATERA.IT

Dr. G. Michele VIZZIELLO - Matera 0835-381960

Vs30 - Metodo MASW (Multichannel Analysis of Superficial Waves)

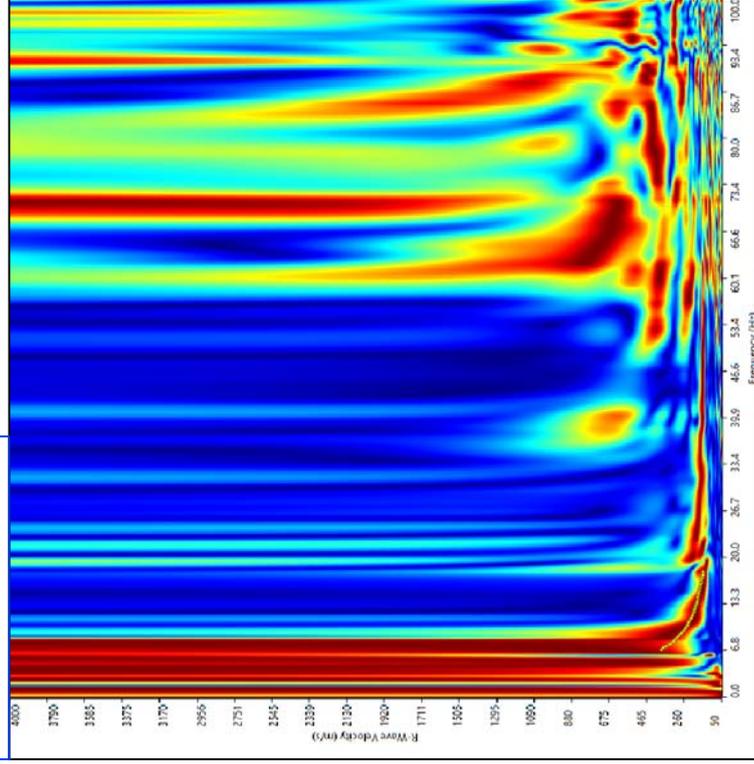
Rif.: **Ginosa (TA) - VALORIZZAZIONE DELLA GRAVINA DEL CASALE**

Committ: **Comune di Ginosa (TA)**

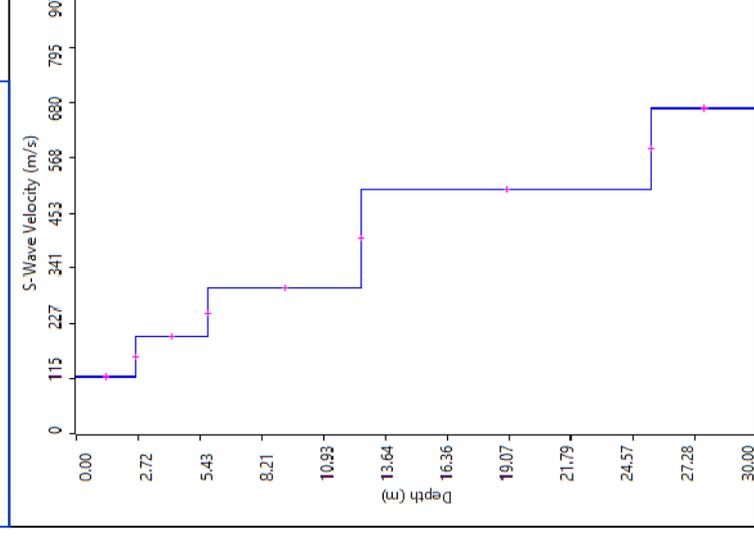
Data: **Ottobre 2019**

Rif: **MASW_2**

Spettro FV



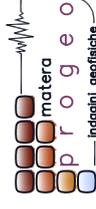
Profilo verticale Vs



Profilo Verticale Vs			Masw2
Spessore (m)	Profondità (da m)	(a m)	Vs (m/sec)
2.60	0.00	2.60	118
3.20	2.60	5.80	199
6.77	5.80	12.57	300
12.79	12.57	25.36	503
4.64	25.36	30.00	670

Tipo di analisi:	Onde di Rayleigh
VS30 (m/s):	322

Tipo di Suolo:	C
----------------	---



WWW.PROGEMATERA.IT

Dr. G. Michele VIZZIELLO - Matera 0835-381960



Indagini geognostiche 2002

QUADRO RIASSUNTIVO DELLE ANALISI GEOTECNICHE
 LAVORO: Consolidamento pendio – Via Manzoni – GINOSA (TA)
 COMMITTENTE: Impresa TOMA ABELE TRIVELLAZIONI s.r.l.

Sond	Cl o CR	Profondità m	W %	γ_v g/cm ³	γ_d g/cm ³	γ_s g/cm ³	e	n %	Sr %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	LL %	LP %	IP %	Ic	TRX-CU Sforzi totali c KN/mq ϕ gradi	TRX-CU Sforzi efficaci c KN/mq ϕ gradi	Classificazione UNI - 10008
1	2	20.00-20.50	23	2.00	1.63	2.74	0.685	40.65	92.00	0.67	4.13	46.37	48.84	47	20	27	0.89	26.50 – 17.00°	12.00 – 24.00°	A – 7 – 6
2	1	5.50-6.00	22	2.06	1.69	2.75	0.629	38.61	96.18	0.02	1.67	52.18	46.14	45	19	26	0.88	61.50 – 16.00°	30.00 – 22.00°	A – 7 – 6
2	2	15.50–16.00	26	2.01	1.60	2.76	0.730	42.03	98.30	0.00	1.09	41.00	57.91	55	27	28	1.04	38.00 – 19.00°	26.50 – 25.00°	A – 7 – 6
3	1	9.50–10.00	25	2.02	1.62	2.75	0.702	41.24	97.93	0.12	2.75	47.23	49.90	45	26	19	1.05	TRX – UU Cu = 164.40 $\phi = 0^\circ$		A – 7 – 6
4	1	5.50 – 6.00	32	1.93	1.46	2.73	0.867	46.44	100.0									31.50 – 19.50°	23.50 – 26.00°	
4	2	20.00-20.50	25	2.03	1.62	2.75	0.693	40.93	99.20	0.00	1.94	40.51	57.56	47	23	24	0.92	58.80 – 18.10°	52.00 – 23.00°	A – 7 – 6
5	2	17.00-17.50	23	2.02	1.64	2.74	0.668	40.05	94.34	0.00	2.26	47.60	50.14	44	25	19	1.11	54.50 – 16.50°	26.50 – 24.00°	A – 7 – 6
6	1	10.00-10.50	26	2.01	1.59	2.74	0.718	41.79	99.22	0.00	2.32	39.72	57.96	50	25	25	0.96	7.50 – 20.00°	4.00 – 26.50°	A – 7 – 6

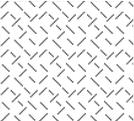
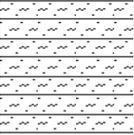
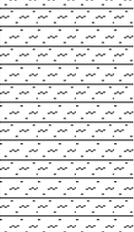
Data: Dicembre 2002

FIRMA:

COMMITTENTE:	Comune di Ginosa (TA)	SONDAGGIO:	S.1
LOCALITA':	Ginosa - Via Manzoni	QUOTA P.C.:	244 m slm
LAVORO:	Consolidamento pendio	DATA:	28/10/2002

PERFORAZIONE	RIVESTIMENTO	PROFONDITA' (mt d.p.c.)	POTENZA (mt)	DESCRIZIONE LITOLOGICA	CAMPIONI	LIVELLO PIEZOMETRICO	Note
PERFORAZIONE A SECCO CON CAROTAGGIO CONTINUO		2	2,50	Terreno di riporto costituito da clasti calcarei e			Piezometro a Tubo Aperto
		4	9,00	Limi argillosi grigio-nocciola con frequenti venature debolmente sabbiose di colore ocra o marroncino.		4,50	
		6		Graduale aumento della frazione argillosa verso fondo strato. Plasticità medio alta, consistenza medio-bassa.			
		8		Fra 4,50 e 5,20 livello incoerente con ghiaia saturo.			
		10				10,00	
12							
		14	7,60	Argille grigio-azzurre ad elevata consistenza e media plasticità.			
	16						
		18					
		20	5,90	Argille limose di colore grigio-nocciola a consistenza medio-bassa e media plasticità.			
	22	Abbondanti concrezioni sabbiose di colore ocra o marroncino.			20,00		
	24						
		26		f.f.: - 25,00			
		28					
		30					

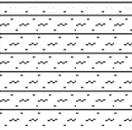
COMMITTENTE:	Comune di Ginosa (TA)	SONDAGGIO:	S.2
LOCALITA':	Ginosa - Via Manzoni	QUOTA P.C.:	244 m slm
LAVORO:	Consolidamento pendio	DATA:	28/10/2002

PERFORAZIONE	RIVESTIMENTO	PROFONDITA' (mt d.p.c.)	POTENZA (mt)	DESCRIZIONE LITOLOGICA	CAMPIONI	LIVELLO PIEZOMETRICO	Note
PERFORAZIONE A SECCO CON CAROTAGGIO CONTINUO		2	2,50	 Terreno di riporto costituito da clasti calcarei e			
		4	10,50	 Limi argillosi grigio-nocciola con frequenti venature debolmente sabbiose di colore ocra o marroncino.	5,50		
		6		 Graduale aumento della frazione argillosa verso fondo strato. Plasticità medio alta, consistenza medio-bassa.			
		8	12,00	 Argille grigio-azzurre ad elevata consistenza e media plasticità.	15,50		
10							
12							
		24			24,50		
		26					f.f.: - 25.00
		28					
		30					

COMMITTENTE:	Comune di Ginosa (TA)	SONDAGGIO:	S.3
LOCALITA':	Ginosa - Via Manzoni	QUOTA P.C.:	238 m slm
LAVORO:	Consolidamento pendio	DATA:	29/10/2002

PERFORAZIONE	RIVESTIMENTO	PROFONDITA' (mt d.p.c.)	POTENZA (mt)	DESCRIZIONE LITOLOGICA	CAMPIONI	LIVELLO PIEZOMETRICO	Note
PERFORAZIONE A SECCO CON CAROTTAGGIO CONTINUO		2	2,00	 Sabbie rossastre debolmente ghiaiose, a luoghi limose			Inclinometro
		4	4,00	 Limi sabbiosi grigio-avana, poco consistenti, a luoghi estremamente cedevoli, con evidenze di stress tra 4,80 e 4,90.			
		8	18,50	 Argille grigio-azzurre ad elevata consistenza e media plasticità,	9,50 		
		24		 Argille limose di colore grigio-nocciola a consistenza medio-bassa e media plasticità.	24,00 		
		26	1,50	 Argille limose di colore grigio-nocciola a consistenza medio-bassa e media plasticità.			
28			f.f.: - 26,00				
		30					

COMMITTENTE:	Comune di Ginosa (TA)	SONDAGGIO:	S.4
LOCALITA':	Ginosa - Via Manzoni	QUOTA P.C.:	240 m slm
LAVORO:	Consolidamento pendio	DATA:	29/10/2002

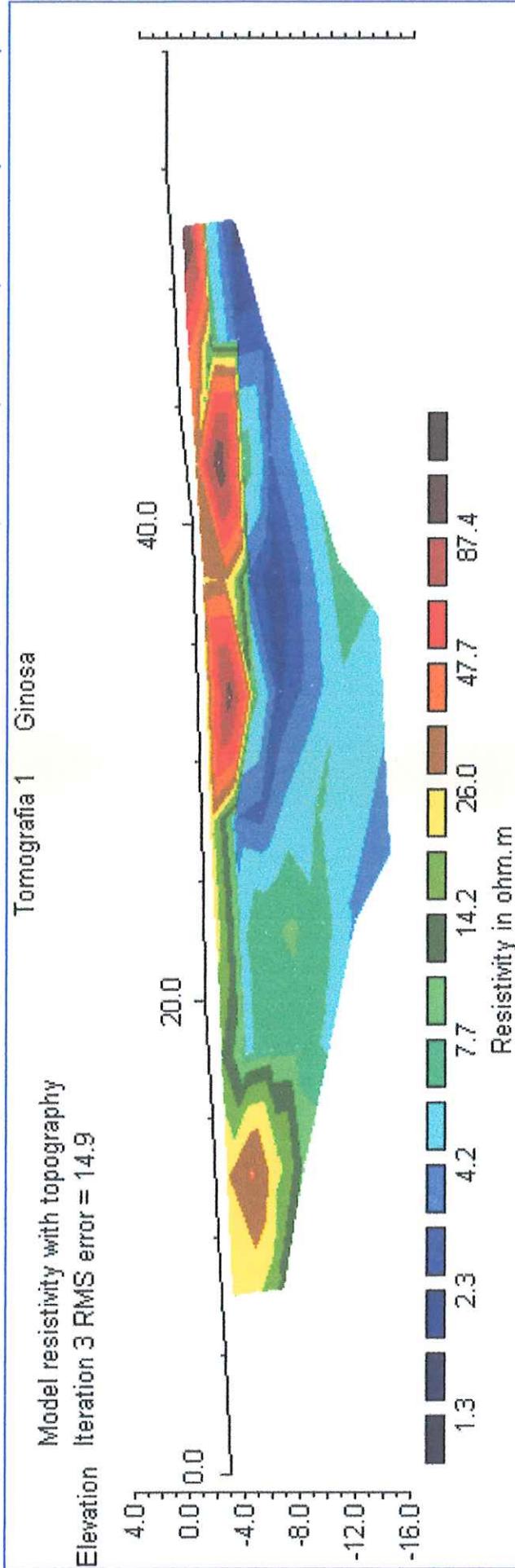
PERFORAZIONE	RIVESTIMENTO	PROFONDITA' (m d.p.c.)	POTENZA (m)	DESCRIZIONE LITOLOGICA	CAMPIONI	LIVELLO PIEZOMETRICO	Note
PERFORAZIONE A SECCO CON CAROTAGGIO CONTINUO		2	2,00	 Sabbie rossastre debolmente ghiaiose, a luoghi limose			Piezometro a Tubo Aperto
		4	2,50	 Limi sabbiosi grigio-avana, da mediamente a poco consistenti, con velli e concrezioni			
		6	5,90	 Limi grigio-avana, mediamente consistenti e plastici.	5,50 		
		12	15,80	 Argille grigio-azzurre ad elevata consistenza e media plasticità, omogenee. A luoghi presenza di macrofossili.	20,00 		
		28	1,80	 Argille limose di colore grigio-nocciola passanti gradualmente a sabbie calcarenitiche.			
		30	1,00	 Calcareniti.			
		30		f.f.: - 29,00			

COMMITTENTE:	Comune di Ginosa (TA)	SONDAGGIO:	S.5
LOCALITA':	Ginosa - Via Manzoni	QUOTA P.C.:	235 m slm
LAVORO:	Consolidamento pendio	DATA:	29/10/2002

PERFORAZIONE	RIVESTIMENTO	PROFONDITA' (m d.p.c.)	POTENZA (mt)	DESCRIZIONE LITOLOGICA	CAMPIONI	LIVELLO PIEZOMETRICO	Note			
PERFORAZIONE A SECCO CON CAROTTAGGIO CONTINUO		2	14,00				Piezometro a Tubo Aperto			
		4								
		6								
		8								
10	10,00						Argille grigio-azzurre ad elevata consistenza e media plasticità, omogenee. Trovante arenitico grigiastro tra 15,50-15,70 m.		17,00	
12										
14										
16										
18	1,00						Da 23 m graduale passaggio alle Calcareniti.			
20										
22										
24										
26								f.f.: - 25,00		
28										
30										

PROGEO - Dr. G. Michele VIZZIELLO - Via Piave, 4 - 75100 Matera - tel. 0835/387641

SCHEMA RILIEVO



Unit Electrode Spacing = 5.0 m.

Horizontal scale is 60.83 pixels per unit spacing
 Vertical exaggeration in model section display = 0.58
 First electrode is located at 0.0 m.
 Last electrode is located at 60.0 m.

L E G E N D A

- 1 | Elettrodi acciaio inox
- 2 | Spazio elettrodi = 5.0m

TOMOGRAFIA 1

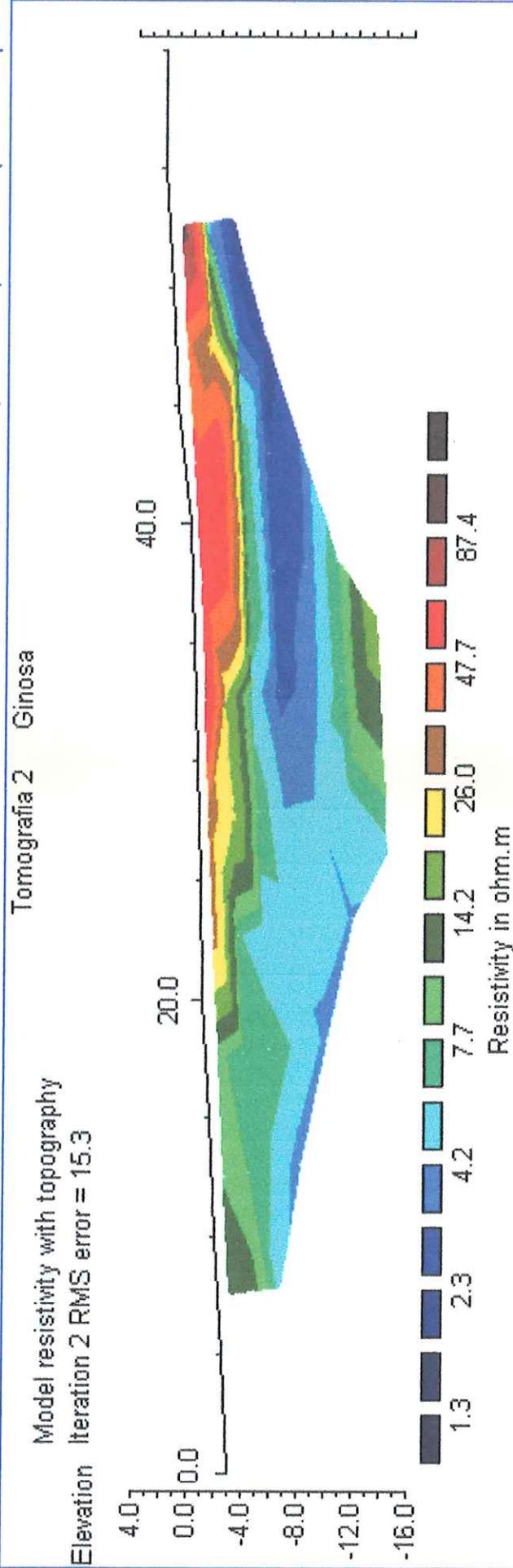
Rif. : Ginosa (TA) - Consolidamento pendio
 Via Manzoni - Rione Populicchio.

Committ. : Dr. Sergio CALABRESE

Data Rilievo : Ottobre 2002

PROGEO - Dr. G. Michele VIZZIELLO - Via Piave, 4 -75100 Matera - tel. 0835/387641

SCHEMA RILIEVO



Model resistivity with topography
 Iteration 2 RMS error = 15.3
 Horizontal scale is 60.83 pixels per unit spacing
 Vertical exaggeration in model section display = 0.58
 First electrode is located at 0.0 m.
 Last electrode is located at 60.0 m.

L E G E N D A

1 | Electrodi acciaio inox

2 | Spazio elettrodi = 5.0m

TOMOGRAFIA 2

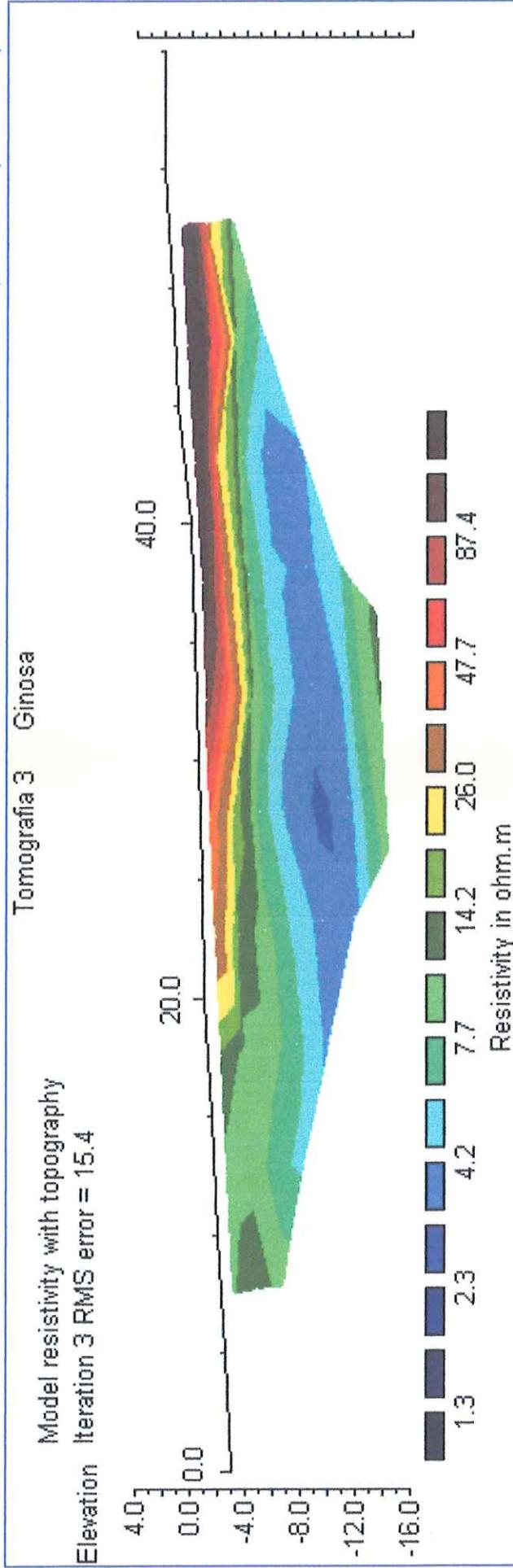
Rif. : Ginosa (TA) - Consolidamento pendio
 Via Manzoni - Rione Populicchio.

Committ. : Dr. Sergio CALABRESE

Data Rilievo : Ottobre 2002

PROGEO - Dr. G. Michele VIZZIELLO - Via Piave, 4 -75100 Matera - tel. 0835/387641

SCHEMA RILIEVO



Unit Electrode Spacing = 5.0 m.

Horizontal scale is 60.83 pixels per unit spacing
 Vertical exaggeration in model section display = 0.58
 First electrode is located at 0.0 m.
 Last electrode is located at 60.0 m.

L E G E N D A

- 1 | Elettrodi acciaio inox
- 2 | Spazio elettrodi =5.0m

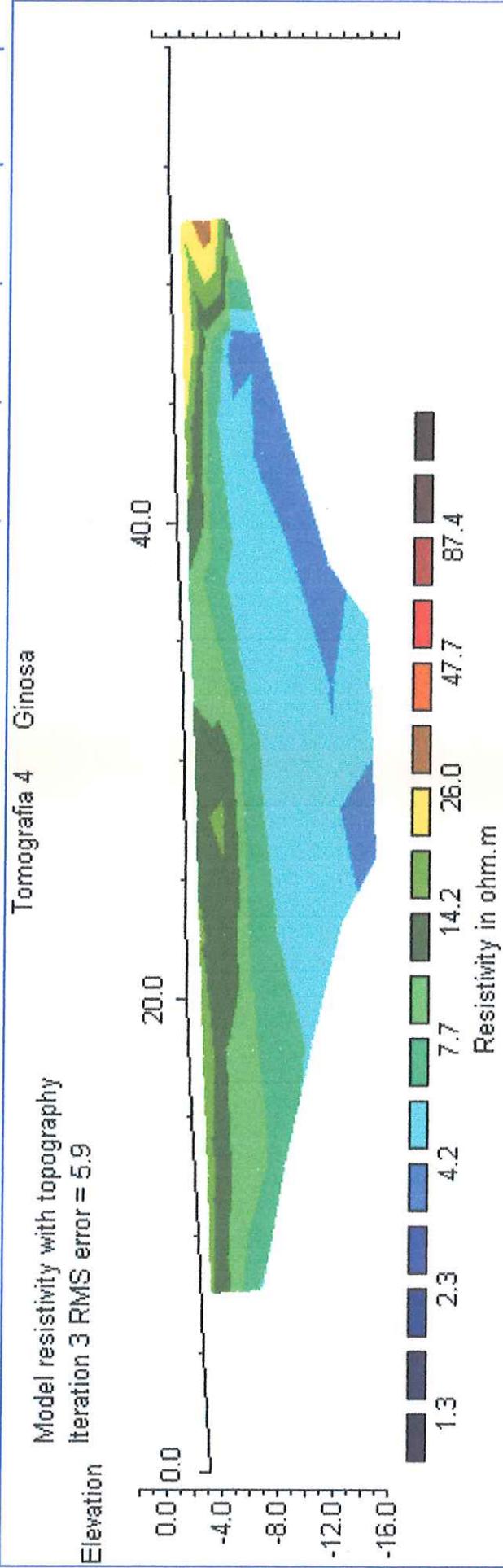
TOMOGRAFIA 3

Rif. : Ginosa (TA) - Consolidamento pendio
 Via Manzoni - Rione Populicchio.

Committ. : Dr. Sergio CALABRESE
 Data Rilievo : Ottobre 2002

PROGEO - Dr. G. Michele VIZZIELLO - Via Piave, 4 -75100 Matera - tel. 0835/387641

SCHEMA RILIEVO



Horizontal scale is 60.83 pixels per unit spacing
Vertical exaggeration in model section display = 0.58
First electrode is located at 0.0 m.
Last electrode is located at 60.0 m.

L E G E N D A

- 1 | Elettrodi acciaio inox
- 2 | Spazio elettrodi = 5.0m

TOMOGRAFIA 4

Rif. : Ginosa (TA) - Consolidamento pendio
Via Manzoni - Rione Populicchio.

Committ. : Dr. Sergio CALABRESE

Data Rilievo : Ottobre 2002