



COMUNE DI CASTELLANETA

PROVINCIA DI TARANTO

PROGETTO di:

CENTRO POLIVALENTE PER ATTIVITA' SOCIO-SANITARIE
ED ASSISTENZIALI

PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE : AMMINISTRAZIONE COMUNALE CASTELLANETA (TA)

PROGETTISTA: Arch. CAFORIO ALDO

UFFICIO TECNICO COMUNALE-SERVIZIO LL.PP.

ELABORATO:

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

SCALA ---	DATA 2015	TAVOLA	
REV.	AGG.	R	06

INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	2
3. DESCRIZIONE DELL' OPERA STRUTTURALE	3
4. PARTE PRIMA – RELAZIONE GEOLOGICA	4
5. PARTE SECONDA – RELAZIONE GEOTECNICA	5

1. PREMESSA

Il seguente elaborato riporta la Relazione Geologica e la Relazione Geotecnica relativamente al progetto del “Centro polivalente per attività socio-sanitarie ed assistenziali” da realizzarsi in Castellaneta (TA).

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il Centro polivalente per attività sociali-sanitarie ed assistenziali si sviluppa su due livelli, un piano interrato ove sono ubicate le centrali degli impianti tecnologici ed un piano terra strutturato in modo da ospitare le destinazioni d'uso di seguito elencate:

Attività sociali

- Impianto natatorio al chiuso costituito da
 - ingresso atleti e addetti (normo dotati e disabili);
 - controllo ingresso/reception/vestibolo/bar, ecc;
 - spogliatoi uomini e servizi;
 - spogliatoi allenatori e servizi;
 - spogliatoi arbitri/giudici di gara e servizi;
 - pronto soccorso;
 - ingresso sala vasche attraverso lavapiedi obbligatorio;
 - vasca natatoria principale m 25,00 x 12,50 x 1,80 h;
 - vasca preparatoria/insegnamento m 12,50 x 6,00 x 0,80 h;
 - vasche fisioterapiche;
 - spogliatoi e servizi divisi per sesso;
 - palestra fitness e servizi divisi per sesso;
- Zona spettatori
 - ingresso spettatori (normo dotati e disabili);
 - controllo ingresso/reception/vestibolo/bar, ecc.;
 - bar, ristorante, cucina, depositi e servizi;
 - tribuna e servizi;
 - sala riunioni e sala convegni;
- Impianti tecnologici (piano interrato/seminterrato)

Attività sanitarie ed assistenziali

- Centro di medicina dello sport (visite mediche; ECG basale; test da sforzo mediante cicloergometro, tappeto ruotante, ergometro a manovella; test cardiopolmonare; ECG dinamico secondo Holter; Holter pressorio; Dietologia ed alimentazione; PFR semplice; Pletismografia; Bronco-reversibilità; Bronco dinamico; ecocardio-color-doppler; Esami antropometrici; Acuità visiva).

Il Centro polivalente per attività sociali, sanitarie ed assistenziali sarà dotato di uffici direzionali e gestionali oltre a spogliatoi e servizi per il personale addetto.

Il Centro Polivalente è dotato di un'area esterna compresa nel lotto, il quale sarà interamente perimetrato e dotato di un sistema organizzato e controllato di accessi/esodi. Detta area sarà completamente attrezzata con viabilità pedonale, carrabile e verde di arredo su cui sarà possibile attivare iniziative socio-sanitarie ed assistenziali all'esterno, tenendo conto delle favorevoli e prolungate condizioni climatiche dell'area geografica in cui è collocato il Comune di Castellaneta.

3. DESCRIZIONE DELL' OPERA STRUTTURALE

L'opera strutturale del Centro polivalente in oggetto è così concepita:

- La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche. Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da fondazioni dirette, consistente in una platea in c.a. con spessore pari a 80 cm; Classe calcestruzzo pari a C28/35; Classe barre acciaio B450C.
- Pilastri in c.a. 70 x 70 cm; Classe calcestruzzo pari a C28/35; Classe barre acciaio B450C.
- Solai intermedi in latero cemento con travetti precompressi e pignatte.
- La copertura è costituita da:
 - travi principali curvilinei in legno lamellare BS14 con sezione 32x130 cm, con interasse pari a 570 cm.
 - arcarecci in legno lamellare BS14, con interasse pari a 120 cm, della sezione cm 12 x cm 24 montati ad interasse m 1,2;
 - sovrastante tavolato in legno dello spessore cm 4 che servirà da appoggio per la lamiera micronervata da mm 0,40; superiormente a questa verrà appoggiato lo strato di coibentazione realizzato in lana di vetro dello spessore di cm 12 del tipo ISOVER-IBR K o similare. Infine l'elemento di tenuta sarà realizzato da lastre multistrato e verniciato del tipo Ondulit Coverib 850 o similare.

4. PARTE PRIMA – RELAZIONE GEOLOGICA



COMUNE DI CASTELLANETA

(PROVINCIA DI TARANTO)

**PROGETTO DI REALIZZAZIONE DEL
CENTRO POLIVALENTE PER
ATTIVITÀ SOCIO SANITARIE ED
ASSISTENZIALI IN VIA VERGA**

RELAZIONE GEOLOGICA

Committente: **Comune di Castellana**

IL GEOLOGO

DOTT. DONATO PERNIOLA

1. PREMESSA	pag. 2
2. GEOLOGIA DELL'AREA	“ 4
2.1. Calcare di Altamura	“ 7
2.2. Calcarenite di Gravina	“ 7
2.3. Argille Subappennine	“ 9
2.4. Depositi marini terrazzati	“ 9
3. GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA	“ 11
4. PIANIFICAZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI	“ 15
4.1. Perforazioni di sondaggio	“ 17
4.2. Tomografie elettriche	“ 18
4.3. Indagine sismica a rifrazione	“ 19
4.4. Prospezione attiva con metodologia MASW	“ 20
4.5. Misure HVSR in campo libero	“ 22
5. IL TERRENO DI FONDAZIONE	“ 23
5.1. Caratteri geotecnici del terreno di fondazione	“ 23
6. AZIONE SISMICA LOCALE	“ 25
7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	“ 28
8. BIBLIOGRAFIA	“ 30

1. PREMESSA

Con la presente relazione si illustrano i risultati di uno studio geologico condotto su di un'area sita nel territorio urbano di Castellaneta (TA), in Via Giovanni Verga, interessata dal progetto di "Realizzazione del centro polivalente per attività socio sanitarie ed assistenziali". Su tale area, allo stato attuale, vi è la presenza di un campo sportivo Comunale.

Lo studio in oggetto è stato commissionato allo scrivente, Dott. Geol. Donato PERNIOLA, iscritto all'albo Regionale dei Geologi della Puglia al n. 565, dal Comune di Castellaneta (TA) con Determina Dirigenziale n. 7 del 21 gennaio 2016.

Lo studio ha avuto lo scopo di caratterizzare l'intera area, dal punto di vista geologico, geomorfologico e idrogeologico.

Per la definizione del modello geologico del sito, lo studio è stato condotto, in via preliminare, effettuando alcuni sopralluoghi in loco e nelle aree limitrofe; successivamente è stata predisposta e condotta una campagna di indagini geognostiche dirette e indirette.

Lo studio è stato condotto in ottemperanza a:

- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministero delle Infrastrutture 14/01/2008);
- Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 02/02/2009 n. 617);
- Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Allegato al voto n. 36 del 27/07/2007).

- L.R. 20/00 - O.P.C.M. 3274/03 - Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti (Deliberazione della Giunta Regionale della Puglia n. 153 del 2 marzo 2004, B.U.R. Puglia n. 33 del 18/03/2004).
- Piano di Bacino Stralcio Assetto Idrogeologico (Autorità di Bacino della Puglia: Delibera di adozione del PAI da parte del Comitato Istituzionale n. 25 del 15 dicembre 2004; Delibera di approvazione del PAI da parte del Comitato Istituzionale n. 39 del 30 novembre 2005).

2. GEOLOGIA DELL'AREA

L'area oggetto di studio si trova nell'abitato di Castellaneta, a una quota di circa 200 m sul livello del mare, essa è ubicata nella zona di passaggio tra un'area sub pianeggiante, costituita dalla parte terminale di un terrazzo marino, e un'area con pendenze maggiori, costituita dal versante dello stesso terrazzo (Figura. 1). Essa ricade in un settore dell'Italia meridionale che si estende dal margine tirrenico a quello adriatico in cui è possibile individuare i tre domini che costituiscono un sistema orogenico: la catena (Appennino campano-lucano), l'avanfossa (Fossa bradanica) e l'avanpaese (Piattaforma apulo-garganica).

La catena ha una struttura a falde e si sovrappone alle successioni terrigene dell'avanfossa, che a loro volta poggiano in trasgressione sulle unità dell'avanpaese.

L'area di interesse rientra nel dominio di avanfossa, nella struttura geologica nota in Letteratura con il nome di Fossa Bradanica.

Dal punto di vista tettonico, questa parte della Fossa bradanica è caratterizzata da un sistema a horst e graben (rispettivamente "alto" e "basso" strutturale) dovuto alla presenza di una serie di faglie distensive, con direzione principale Nord-Ovest/Sud-Est.

Di seguito si descrivono con maggiore dettaglio, dalla più antica alla più recente, le unità geologiche affioranti nei dintorni dell'area di interesse. Il quadro geologico descritto in questo paragrafo è riassunto nella Figura 2 – Carta Geologica.

AREA OGGETTO DI STUDIO



Figura 1 –Ubicazione dell'area in studio.

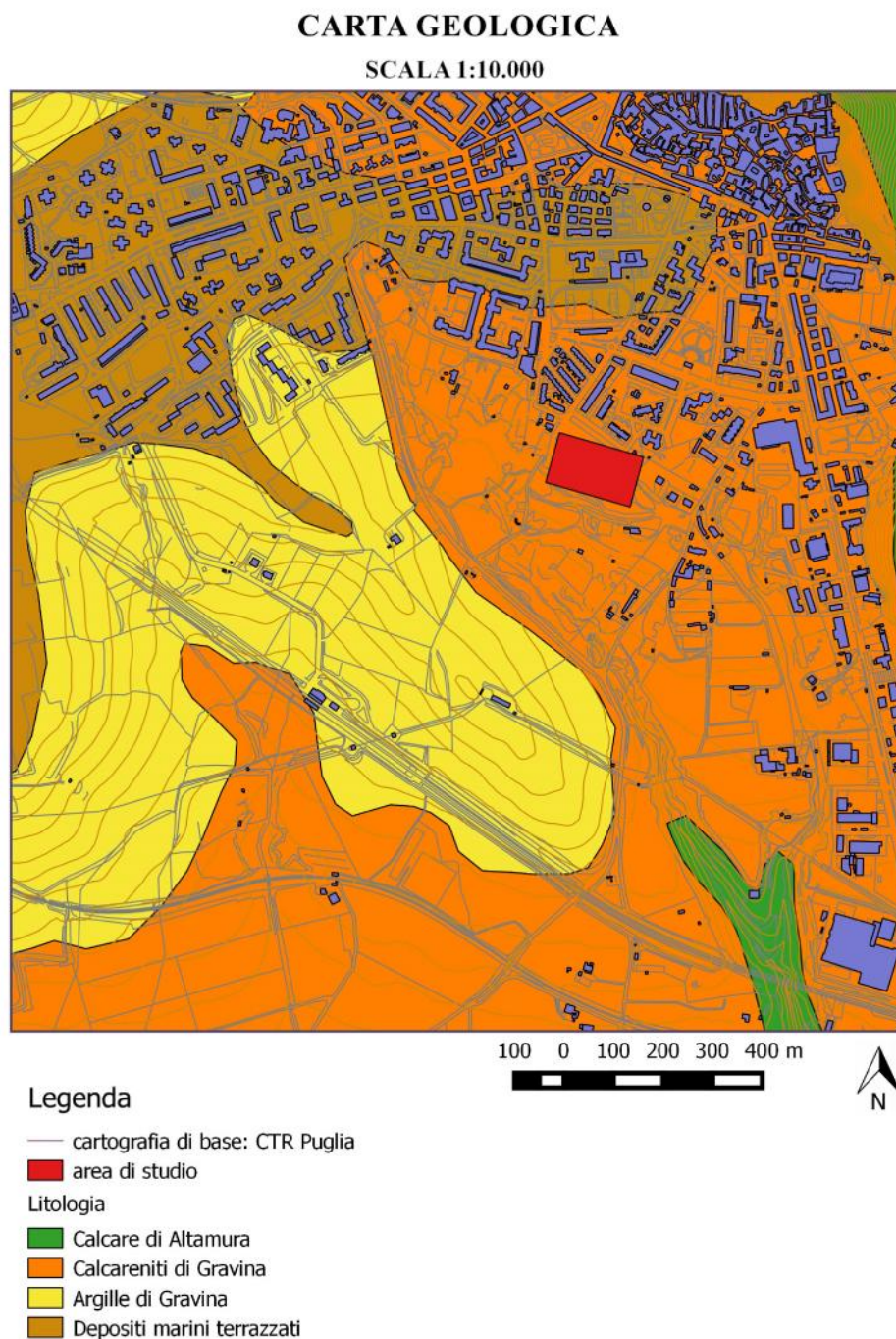


Figura 2 – Carta geologica

2.1. Calcare di Altamura (in verde in Fig. 2)

Tale formazione è costituita da calcari bioclastici, bianchi o grigiastri di norma sub-cristallini e tenaci, a luoghi laminari, nei quali si intercalano livelli di calcari dolomitici e dolomie grigio-scuri o nocciola. La percentuale di dolomia aumenta in genere gradualmente con la profondità.

Il Calcare di Altamura affiora diffusamente a Nord e ad Est dell'area studiata.

La stratificazione è sempre evidente con strati di spessore variabile da 20 a 50 cm, talora si rinvenivano banchi fino a 1.5 metri, mentre le pendenze sono estremamente basse con angoli che raramente superano i 10°. Lo stile è caratterizzato da un andamento a pieghe ad ampio raggio di curvatura.

L'origine è biochimica per i calcari e secondaria per le dolomie. Per quanto riguarda il loro ambiente deposizionale, esso è di mare poco profondo, di piattaforma interna; inoltre, data l'elevata potenza della successione, appare chiaro che l'ambiente di sedimentazione ha potuto mantenersi pressoché immutato per effetto di una costante subsidenza.

2.2. Calcarenite di Gravina (In arancione in Fig. 2)

La Calcarenite di Gravina che localmente è conosciuta come "tufo", è costituita da una calcarenite a grana media e fine di colore biancastro o giallognolo, il suo aspetto è generalmente massiccio e la sua struttura è omogenea.

Le calcareniti poggiano in trasgressione, con discordanza angolare, sul Calcare di Altamura, e passano in continuità verticale e laterale alle Argille subappennine. Inoltre, soggiace ai Depositi marini terrazzati tramite una superficie netta di abrasione.

Il contenuto in macrofossili è rappresentato da: Echinidi, Pectinidi, Ostreidi, Dentalium e Bivalvi

Questa Formazione affiora in gran parte dell'area in studio e lo spessore supera i 10 metri, come è facile notare lungo il versante della

gravina di Castellaneta posta nelle immediate vicinanze del sito di studio, dove si trovano alcune grotte scavate nella calcarenite (Foto 1).

Lungo il versante della gravina di Castellaneta è stato possibile individuare il contatto tra la Calcarenite di Gravina e il sottostante Calcarea di Altamura.

Da quanto è stato possibile accertare, la Formazione si presenta sufficientemente compatta, priva di piani di stratificazione e di sistemi di frattura.



Foto 1. – banchi calcarenitici osservabili nella vicina gravina S. Croce

2.3. – Argille Subappennine (in giallo in Fig. 2).

Questa Formazione è costituita da argille marnose e siltose di colore grigio-azzurro, giallo-verdastro per alterazione, a stratificazione indistinta. In alcuni casi è possibile riconoscere la stratificazione per la presenza di livelli cromaticamente distinti.

La Formazione poggia sulla Formazione delle Calcareni di Gravinna (non affioranti nell'area in esame) ed è troncata al tetto da superfici di erosione su cui poggiano lembi di Depositi marini terrazzati.

Nell'area in esame, le Argille affiorano in corrispondenza dei versanti dell'alveo inciso dal Fiume Lato, anche se sono parzialmente coperte da uno spessore variabile costituito da terreno vegetale frammito a sabbie e ghiaie dilavate dai sovrastanti Depositi terrazzati e da lembi dei depositi alluvionali del Fiume Lato.

La sedimentazione di questa Formazione è avvenuta su fondali marini più o meno profondi e l'abbondante contenuto fossilifero indica che il periodo di formazione è riferibile al Calabriano.

Localmente, non è possibile stabilire lo spessore totale della Formazione, che dovrebbe comunque essere di alcune decine di metri.

2.4. – Depositi marini terrazzati (in marrone in Fig. 2).

Nel corso del Pleistocene, la generale regressione della linea di costa, alternata a brevi periodi di avanzata, ha determinato la deposizione, sulla Formazione delle Argille Subappennine, di una serie di depositi dovuti all'azione di abrasione e accumulo da parte del mare.

È possibile distinguere sette ordini di terrazzi, i cui orli presentano un andamento sub-parallelo all'attuale linea di costa. Il terrazzo del I ordine si rinviene a quote superiori ai 300 metri sul livello del mare; nell'area in studio si rinvengono i terrazzi del V, VI e VII ordine.

I Depositi Marini Terrazzati presentano caratteri estremamente variabili da luogo a luogo, sia in direzione verticale che orizzontale, dovuti al meccanismo di sedimentazione. Localmente sono costituiti da

sabbie e ghiaie più o meno grossolane con una variabile componente limosa, talvolta cementate, di colore giallo-ocraceo e giallo-rossastro, conglomerati e calcareniti fini scarsamente cementate.

Il contenuto fossilifero non è indicativo e non permette una datazione dei singoli episodi; è stato possibile stabilire il solo ordine di comparsa. Lo spessore, localmente è di 10-20 metri.

3. GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA

L'area in studio ricade all'interno della formazione delle Calcareniti di Gravina; tale substrato è stato interessato durante i cicli regressivi marini dall'azione di abrasione e/o accumulo da parte del mare.

La porzione di costa ionica nella quale ricade l'area in studio, infatti, è caratterizzata dalla presenza di una serie terrazzi marini (sette ordini). Quelli del I ordine si rinvencono a una quota superiore a 300 m s.l.m., gli altri si rinvencono a quote decrescenti sino ad arrivare al VII ordine che si ritrova a quote di circa 10 m s.l.m. I relativi orli di terrazzo risultano circa-paralleli all'attuale linea di costa.

La genesi di questi terrazzi marini è da imputare alla regressione della linea di costa (durante il pleistocene), alternata a brevi periodi di avanzata, che ha determinato la deposizione, sulla formazione delle Argille Subappennine e/o Calcareniti di Gravina, di una serie di depositi dovuti all'azione di abrasione e sedimentazione da parte del mare.

La continuità laterale dei terrazzi marini è interrotta da incisioni fluviali (denominati gravine o lame) che presentano andamento circa perpendicolare all'attuale linea di costa.

Nell'area oggetto di studio l'azione delle acque marine del pleistocene è stata più di erosione che di sedimentazione; il risultato è la presenza di una superficie sub-pianeggiante dove la roccia affiorante è rappresentata dalla calcarenite di Gravina e solo a tratti si rinvencono zone caratterizzate dai depositi di terrazzo, i quali sono più evidenti a poche centinaia di metri ad ovest dove poggiano sulle argille subappennine.

Allo stato attuale la morfologia dell'area risente dell'alto grado di antropizzazione a cui è stata sottoposta nel corso degli anni: l'intera area è interessata dalla presenza di cave di calcareniti, utilizzata da

epoca antica come materiale da costruzione. Le stesse cave, a fine coltivazione, sono state trasformate in ricoveri per animali o suoli agricoli. In alcuni casi queste sono state ricolmate con materiali inerti. L'attuale campo sportivo Verga, sito deputato ad ospitare le opere di progetto, risulta essere realizzato su un'area interessata dalla presenza di materiale di riporto che ha obliterato le morfologie pre-esistenti. E' opportuno precisare che nelle immediate vicinanze dell'attuale campo sportivo si rinvenivano numerose cave attualmente dismesse.

Considerando la natura lapidea delle rocce affioranti e l'elevato grado di urbanizzazione che interessa l'intera area; si può concludere che l'evoluzione geomorfologica dell'area è imputabile esclusivamente agli interventi antropici .

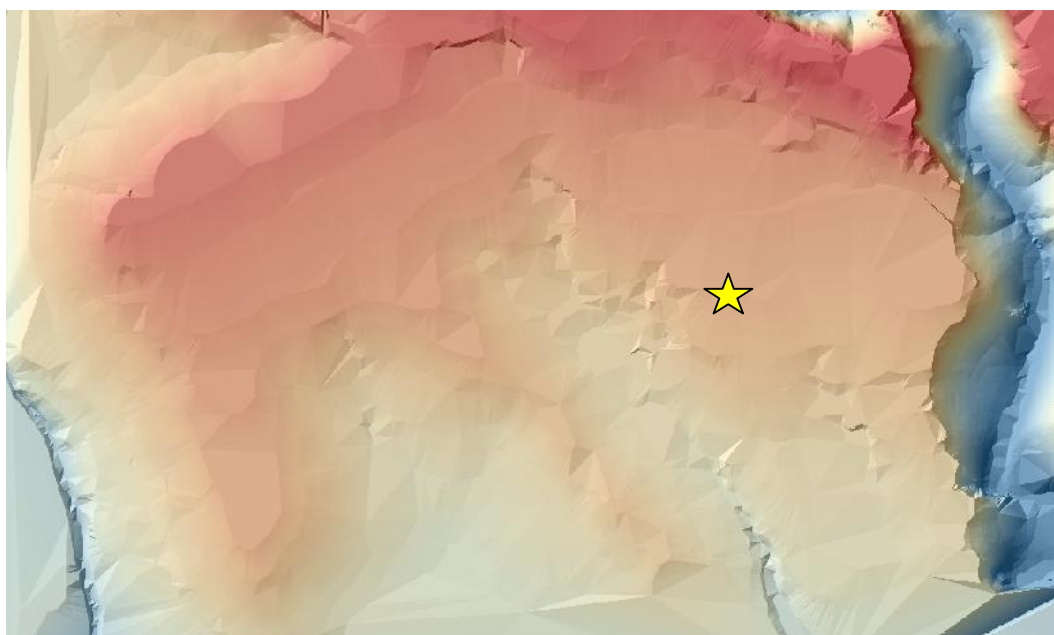


Figura 3 – Ricostruzione morfologica dell'area di studio ottenuta per sovrapposizione di immagini digitali tipo DEM e TIN. Il colore rosso rappresenta le quote più elevate mentre il colore blu rappresenta le quote più basse. La stella gialla rappresenta l'ubicazione dell'area oggetto di studio.

La circolazione al suolo delle acque di precipitazione è determinata dalla permeabilità dei materiali affioranti, dai loro spessori, dalla porosità, dal grado di fessurazione o da quello di fratturazione.

Come detto poco sopra, la rete idrografica superficiale è caratterizzata dalla presenza della gravina di Castellaneta ad est, profonda in

quest'area diverse decine di metri, e la gravina di Santa Croce a sud, le quali raccolgono velocemente le acque di precipitazione e ruscellamento.

La Formazione della Calcarenite di Gravina ha una bassa permeabilità per porosità e diventa permeabile solo in presenza di fratture o fessure. Da quanto rilevato, essa risulta pressoché integra e pertanto si esclude la presenza di una falda all'interno di questa Formazione.

Lo stesso si può dire della Formazione del Calcare di Altamura, che anzi risulta essere ancor meno permeabile, in quanto il suo grado di compattezza si avvicina molto all'unità.

L'unica falda accertata è rappresentata dalla falda profonda che ha sede nei calcari mesozoici, porosi per fratturazione, la cui profondità è di circa 200 metri dal piano campagna.

La consultazione della cartografia dell'Autorità di Bacino della Puglia, aggiornato al 28 gennaio 2016, individua un'area che lambisce il campo sportivo Verga, nella parte di Nord Est, interessata da elevata pericolosità geomorfologica (PG2). Tale pericolosità è legata alla presenza di una cavità antropica (Cripta della Mater Christi). Tale pericolosità è da ritenersi puntuale e circoscritta ad un'area buffer posta intorno all'accesso della cripta. Ulteriori aree a vincolo idraulico e geomorfologico si riconoscono, fuori dall'area oggetto di indagine, a Sud e a Ovest.

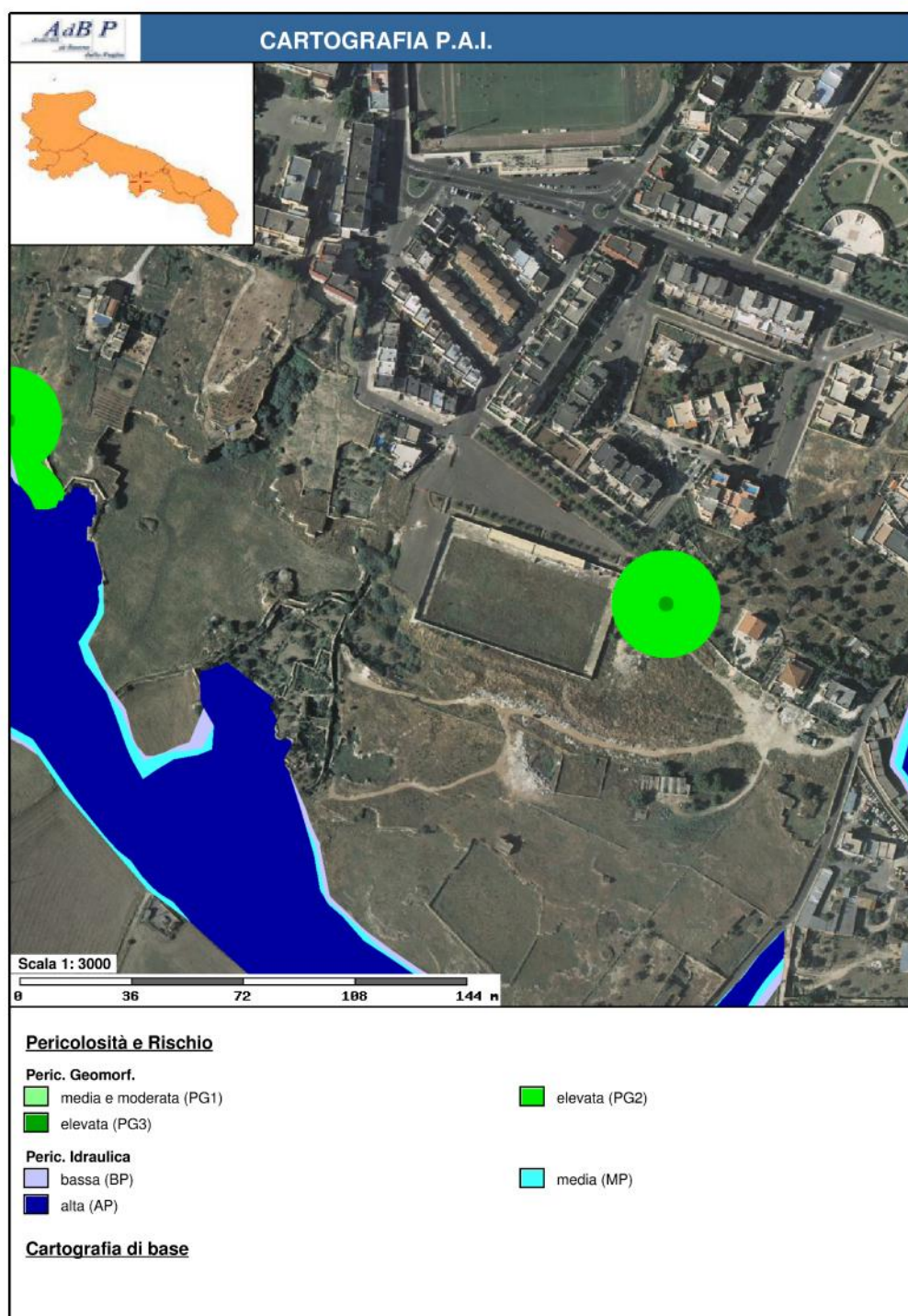


Figura 4 – Stralcio della cartografia PAI redatta dall'AdB Puglia aggiornata al 18 gennaio 2016.

4. PIANIFICAZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI

Valutata la complessità del sito, legata alla concomitante presenza di materiale di riporto, su tutta l'area di progetto, che ha obliterato l'originaria morfologia dell'area e all'esistenza di numerose cave presenti nelle immediate vicinanze di questa; unitamente alla necessità di definirne correttamente il modello geologico, è stata predisposta una campagna di indagini sia di tipo diretto che di tipo indiretto la quale ha previsto:

- ✓ esecuzione di sondaggi meccanici, a carotaggio continuo, finalizzati alla ricostruzione stratigrafica del sottosuolo e al prelievo di campioni da sottoporre a prove geotecniche di laboratorio;
- ✓ caratterizzazione sismico-stratigrafica e sismo-elastica dei suoli di fondazione (attraverso indagini in sismica a rifrazione) e determinazione della categoria di suolo di fondazione così come previsto dalle NTC del 2008 mediante indagini MASW;
- ✓ caratterizzazione elettro-statigrafica (mediante indagini geoelettriche) delle aree finalizzata alla determinazione/verifica degli spessori del materiale di riporto presente;
- ✓ esecuzione di prove HVSr in campo libero per la determinazione della frequenza fondamentale di vibrazione nonché per la verifica di amplificazione sismica locale.

Nello specifico sono stati predisposti quattro sondaggi meccanici, durante il quale si è messo in conto di prelevare almeno 2 campioni, semi-indisturbati di roccia, da sottoporre a prove di laboratorio, quattro tomografie elettriche, una indagine sismica, una indagine MASW, e una indagine HVSr in campo libero (vedi figura 5). Di seguito vengono descritti, in maniera sintetica, i risultati ottenuti con ciascuna prova. Una più approfondita spiegazione di ogni indagine e dei risultati otte-

nuti è rimandata alla relazione di fine campagna redatta da Geosolution SRL allegata alla presente.

UBICAZIONE DELLE INDAGINI



Figura 5 – Ubicazioni delle indagini

4.1. – Perforazioni di sondaggio

Le perforazioni di sondaggio sono state eseguite dalla Ditta FIUMANO TOMA TRIVELLAZIONI s.r.l. di Matera, nei giorni dal al gennaio 2016.

Nel dettaglio:

- ✓ il sondaggio denominato S1 è stato spinto fino alla profondità di 10 metri dal piano campagna; durante la sua perforazione è stato prelevato un campione semi-indisturbato di roccia, siglato S1-C1;
- ✓ il sondaggio denominato S2 ha raggiunto la profondità di 15 metri, durante la sua perforazione, ad una profondità di 3.30 m, è stato prelevato un campione semi-indisturbato di roccia, siglato S2-C1;
- ✓ il sondaggio denominato S3 ha raggiunto la profondità di 14 metri dal piano campagna; durante la sua perforazione, ad una profondità di 3.70 m, è stato prelevato un campione semi-indisturbato di roccia, siglato S3-C1;
- ✓ il sondaggio denominato S4 ha raggiunto la profondità di 8 metri dal piano campagna.

Le stratigrafie ottenute mostrano che la prima parte del sottosuolo è interessata da uno strato di materiale di riporto con uno spessore variabile tra 1,80 metri, nel sondaggio 2, e 4,80 metri nel sondaggio 1. Tale strato di riporto poggia su un banco calcarenitico dello spessore di circa 10 metri, accertato nel sondaggio 2 e 3. Infine ad una profondità di circa 12/13 metri, dal piano campagna, si rinviene un banco di roccia calcarea di spessore indefinito. All'interno della relazione di fine campagna, allegata alla presente, sono riportate le stratigrafie dei suddetti sondaggi.

4.2 – Tomografie Elettriche

La campagna geognostica di tipo diretto è stata integrata da una campagna di indagini geofisiche eseguite da Geosolution Srl con sede in Castellaneta (TA) alla via del Mercato, 2.

Sono state condotte, in totale, quattro tomografie elettriche, tutte all'interno dell'attuale campo sportivo (Figura 5), allo scopo di ottenere informazioni elettrostratigrafiche ed individuare l'andamento superficiale del materiale di riporto presente. Due delle quattro tomografie sono state condotte parallelamente al lato lungo del campo a distanza di circa 25 metri l'una dall'altra. Altre due tomografie sono state condotte parallelamente al lato corto del campo sportivo ad una distanza di 40 metri l'una dall'altra. La distanza interelettrodica in tutti i casi è stata di 2 metri; la profondità di investigazione è stata di circa 10/15 metri dal piano campagna.

Le sezioni tomografiche ottenute confermano che il materiale di riporto ricopre interamente l'area investigata con spessori variabili (tra 1 e 5 metri). Infatti, l'elettrostrato superficiale presenta varie enucleazioni ad indicare una disomogeneità elettrica diffusa. Tale disomogeneità può essere riconducibile sia a differenze di materiale utilizzato per il riempimento sia ad un diverso andamento della superficie topografica originaria riconducibile o a cause naturali, legate alla sedimentazione delle calcareniti o a fenomeni erosivi, o ad attività antropica come la realizzazione di piccole cave di prestito scavate e successivamente ricolmate.

Lo spessore del materiale di riporto, in linea di massima, aumenta passando da Est ad Ovest e da Nord a Sud. Tale dato indica che probabilmente nella parte orientale, dell'attuale campo sportivo, il versante fosse degradante da Nord verso Sud. Mentre della parte occidentale dello stesso il versante originario oltre ad essere degradante in direzione Nord-Sud lo fosse anche in direzione Est-Ovest.

Inoltre le stesse sezioni tomografiche, mostrano, al disotto del elettrostrato 1, un secondo elettrostrato che presenta nuclei basso resistivi imputabili a rocce calcarenitiche porose in cui vi è un possibile

accumulo di umidità; tali nuclei risultano localizzati nella zona posta a Sud-Ovest dell'area investigata (Figura 6).

ANOMALIA DI RESISTIVITA'



Figura 6 – Individuazione di aree caratterizzate da nuclei basso resistivi che interessano le calcareniti in posto.

4.3 – Indagine Sismica a Rifrazione

Con andamento parallelo al lato lungo del campo sportivo nella porzione a Nord (vedi Figura 5) è stata condotta una indagine in sismica a rifrazione condotta con 24 geofoni e distanza intergeofonica di 2,5 metri.

Osservando la sezione sismica tomografica, ottenuta dall'elaborazione dei risultati, si osserva la presenza di 3 diversi sismostrati.

Il primo, superficiale con spessore variabile da 0,5 m a 2,5 m, e velocità media delle onde P pari a circa 600 m/s, ascrivibile a terreno di riporto areato;

Il secondo, con spessore pari a circa 8,00 m caratterizzato da un valore medio della velocità delle onde P pari a circa 1100 m/s, ascrivibile a depositi calcarenitici.

Il terzo, di spessore indefinito caratterizzato da un valore medio delle velocità delle onde P pari a circa 1900 m/s, ascrivibile a depositi calcarei fratturati.

4.4 – Prospezione sismica attiva con metodologia MASW

Lungo lo stesso stendimento utilizzato per l'esecuzione dell'indagine sismica a rifrazione è stata condotta una prospezione sismica con metodologia MASW finalizzata alla identificazione della categoria di sottosuolo di fondazione. Tale classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente (V_{s30}) di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano di posa delle fondazioni (DM 14/02/2008 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni).

L'analisi dei dati ha consentito di verificare che le velocità delle onde S aumentano all'aumentare della profondità (vedi Tab. 1) e di stimare un valore di V_{s30} , al piano campagna, pari a 874 m/s. La velocità determinata definisce il suolo di sedime, classificandolo nella categoria A.

Profondità (m)	Spessore dello strato (m)	Velocità onde S (m/s)
0.5	0.5	178
1.5	1	463
8.5	7	610
10.5	2	890
indefinito	indefinito	1250

Tab. 1 – Sismostratigrafia delle onde S.

Dai valori delle velocità delle onde sismiche P ottenute dall'indagine sismica a rifrazione e dai valori di onda S stimati attraverso l'indagine MASW, sono stati ricavati, per ciascuno dei sismostrati definiti, i seguenti moduli dinamici:

- coefficiente di Poisson ν
- modulo di Young E (MPa)
- modulo di taglio G (MPa)
- modulo di incompressibilità K (MPa)
- rigidità sismica R_i (KNKm/m³s)

Nella sottostante tabella sono riassunti i valori delle velocità medie dei sismostrati e dei moduli elastici dinamici dei terreni investigati (Tab.2).

Profilo sismico	g	V _P	V _S	n	E	G	K	R _i
Spessore medio strato n. 1. 1,5 m	15,00	600	315	0,31	390	149	342	4,73
Spessore medio strato n. 2. 8,5m	16,49	1.100	662	0,22	1758	723	1032	10,92
indefinito	21,00	1.900	1.250	0,12	7340	3281	3206	26,25

Tab. 2 – Velocità medie e moduli elastici dinamici dei terreni investigati.

Nota: I valori di g sono riferiti a dati bibliografici per quanto riguarda i depositi di riporto che i depositi calcarei, e a valori ottenuti da opportune prove di laboratorio per i depositi calcarnitici.

4.5 – Misure HVSR in campo libero

Al fine di verificare la presenza di effetti di amplificazione sismica locale e di definire la frequenza fondamentale di vibrazione del suolo oggetto di studio è stata predisposta una misura HVSR in campo libero mediante l'utilizzo di un tromometro.

Analizzando le risultanze dell'indagine si evidenzia la presenza di un importante picco a frequenza di 14,65 Hz che rappresenta la frequenza fondamentale del sito in questione. Tale frequenza rappresenta quella che potrebbe produrre effetti di risonanza qualora la struttura da realizzate avesse la stessa frequenza propria.

Osservando la curva H/V di fig. 30, si osserva la presenza di un picco, meno accentuato, del precedente posto ad una frequenza pari a circa 11,00 Hz. Pertanto anche a tale frequenza potrebbero innescarsi fenomeni di risonanza.

5. IL TERRENO DI FONDAZIONE

L'intera campagna di indagini condotte sia con metodologie dirette che indirette ha consentito di ricostruire in maniera dettagliata la stratigrafia del terreno di fondazione. Questo risulta essere costituito da:

- Materiale di riporto per uno spessore variabile da 1 metro a 5 metri;
- Calcarene di Gravina per uno spessore di circa 8/10 metri;
- Calcare di Altamura per uno spessore indefinito;

Dal punto di vista geomorfologico, l'area direttamente interessata dalle fondazioni occupa un versante, originariamente, degradante verso Sud-Sud/Ovest.

5.1 Caratteri geotecnici del terreno di fondazione

Durante la campagna di indagini dirette sono stati prelevati due campioni semi-disturbati sui quali sono state effettuate: prove di Compressione Monoassiale e determinazione del Peso di Volume.

I particolari di quanto riscontrato sono riassunti nella tabella sottostante:

Sondaggio	Profondità di prelievo (m)	Resistenza a compressione monoassiale s (KN/m ²)	Peso di Volume γ (KN/m ³)
S2	Da -3,30 a -3,70	881,60	16,49
S3	Da -3,70 a -4,00	835,20	17,62

Tab. 3. Risultati delle prove di laboratorio condotte da Laborgeo s.r.l. di Matera

Nella parte Sud-Ovest dell'area studiata è emersa, dalle tomografie elettriche, la presenza di rocce potenzialmente interessate da accumuli di umidità. Tale umidità, in accordo con Andriani e Walsh (2010), può portare ad una riduzione della resistenza monoassiale di circa il 40%.

Inoltre sulla base di dati derivanti da analisi eseguite su campioni della stessa formazione, pubblicati da Lagioia (1996), Cherubini et al (2007), Andriani e Walsh (2010), Parise e Lollino (2014), sono stati desunti i seguenti parametri di resistenza al taglio:

Angolo di attrito	(φ)	30° - 35°
Coesione	(c')	90 – 150 KN / m ²

La variabilità dei parametri geotecnici indicati, dipende dal diverso stato tessiturale, di cementazione, di imbibizione che in queste rocce può variare repentinamente anche in scala locale. Pertanto si consiglia l'utilizzo dei valori inferiori indicati.

E' ragionevole precisare, inoltre, che il valore di coesione indicato è riferito alla scala del campione e non all'ammasso roccioso che ricordiamo essere caratterizzato dall'insieme della massa lapidea, da giunti di strato e sistemi di fratture; in generale all'aumentare della fratturazione diminuisce la coesione dell'ammasso.

Per ricavare un valore di coesione caratteristico dell'ammasso roccioso si può utilizzare il metodo statistico proposto da Manev e Avramova-Tacheva (1970), che permette di stimare una coesione dell'ammasso roccioso (c_r) partendo dalla coesione della roccia integra (c'), attraverso la seguente formula:

$$c_r/c' = 0.114e^{-0.48(i-2)} + 0.02$$

Con i che rappresenta il numero di discontinuità per metro lineare

Per la roccia in oggetto il valore di i è stato considerato pari a 3 che corrisponde ad una roccia mal stratificata e poco fratturata, come valore di c' si è considerato 90 KN/m².

Applicando la suddetta formula, per il caso in studio, si ricava un valore di coesione attribuibile all'ammasso roccioso pari a:

$$c_r = 8.15 \text{ KN / m}^2$$

6. AZIONE SISMICA LOCALE

Lo studio dell'azione sismica locale è stato eseguito con il foglio di calcolo SPETTRI NTC (fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici), attraverso il quale sono stati calcolati i parametri che definiscono gli spettri di risposta sismica dell'area riferiti alla struttura da realizzare.

Sito in esame

Coordinate ED 50:

- latitudine: 40,624626;
- longitudine: 16,936102;
- Classe edificio: 3 (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi);
- Vita nominale: 50 anni.

Parametri sismici

- Categoria sottosuolo: A;
- Categoria topografica: T1 (Superficie pianeggiante);
- Periodo di riferimento: 75 anni;
- Coefficiente c_u : 1,5.

Le NTC2008 prevedono la verifica della sicurezza e delle prestazioni di tutte le strutture agli Stati Limite durante la propria Vita Nominale. Gli Stati Limite da valutare sono:

- SLU Stato Limite Ultimo – che ha un carattere irreversibile;
- SLE Stato Limite di Esercizio – che può avere carattere sia reversibile che irreversibile.

In presenza di una azione sismica gli Stati Limite da considerare sono:

per lo Stato Limite Ultimo SLU:

- SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita;
- SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso;

per lo Stato Limite di Esercizio SLE:

- SLO – Stato Limite di Operatività;
- SLD - Stato Limite del Danno.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 4.

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4 – Stati limite e probabilità di superamento (da Tab. 3.2.1 delle NTC08).

L'analisi dei dati caratteristici elencati in precedenza ha permesso il calcolo dell'accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 e del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* .

Ogni valore è riferito ad tempo di ritorno T_r associato ad uno stato limite. Il tempo di ritorno è calcolato sulla base della Probabilità di superamento del periodo di riferimento V_R (Tab. 5)

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,044	2,444	0,292
SLD	75	0,058	2,543	0,294

SLV	712	0,171	2,479	0,308
SLC	1462	0,221	2,477	0,313

Tabella 5 - Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c per i periodi di ritorno associati a ciascuno Stato Limite.

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti sismici associati a ciascuno Stato Limite (Tab. 6).

STATO LIMITE	S_s	C_c	S_t	A_{max}
SLO	1,00	1,00	1,00	0,427
SLD	1,00	1,00	1,00	0,570
SLV	1,00	1,00	1,00	1,672
SLC	1,00	1,00	1,00	2,162

Tabella 6 - Coefficienti sismici associati a ciascuno Stato Limite.

con:

S_s = Coefficiente di amplificazione stratigrafica

C_c = Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

S_t = Coefficiente di amplificazione topografica

$A_{max} = S * a_g = S_s * S_t * a_g$ (Accelerazione orizzontale massima attesa al sito)

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'insieme dei dati ottenuti dallo studio geologico-morfologico di superficie, delle informazioni sulla stratigrafia del sottosuolo desunte dalla bibliografia e integrate con la campagna di indagini appositamente predisposta, hanno permesso di ottenere la modellazione geologica del sito in esame.

Per quanto detto nei paragrafi precedenti, è possibile affermare che l'originale morfologia dell'area risulta, allo stato attuale, obliterata dalla presenza di uno strato di materiale di riporto, costituito da sabbie ghiaie e frammenti calcarei, calcarenitici e/o ciottolosi, che ha reso pianeggiante un versante inizialmente degradante verso Sud-Sud/Ovest. Gli spessori del materiale di riporto variano da 1 metro nella parte Nord-Nord/Est del sito sino a circa 5 metri nella parte Sud-Sud/Ovest. In fase di esecuzione dei lavori sarebbe opportuno rimuovere tale strato superficiale per impostare le fondazioni direttamente sul suolo sottostante più rigido.

Il litotipo costituente il versante originario è rappresentato dalla Calcarenite di Gravina, con spessori di circa 8/10 metri.

Durante le indagini non è emersa la presenza di una falda che possa interagire con il piano di fondazione delle opere previste. Le sezioni tomografiche mostrano, però, che nella zona sita a Sud-Ovest dell'area investigata è possibile che vi sia un accumulo di umidità. Tale umidità potrebbe portare ad una riduzione della resistenza monoassiale delle rocce calcarenitiche. Si consiglia pertanto di evitare l'ubicazione delle strutture da realizzare in tale zona.

L'indagine MASW ha consentito di caratterizzare il suolo di fondazione come suolo di categoria A. Di contro, la misura HVSR in campo libero ha individuato due picchi di vibrazione fondamentale del suolo a frequenze di 14,65 Hz e 11 Hz. Pertanto, al fine di evitare che in caso di sisma possano verificarsi fenomeni di risonanza suolo-struttura, in fase di progettazione bisognerà fare in modo che le opere

abbiano una frequenza propria di vibrazione il più lontano possibile dalle frequenze indicate.

La consultazione della cartografia elaborata dall'Autorità di Bacino della Puglia individua un'area a pericolosità geomorfologica elevata (PG2) che interessa marginalmente l'area oggetto di studio nella parte sita a Nord-Est del campo sportivo. Tale pericolosità è da ritenersi puntuale e circoscritta ad un'area buffer posta intorno all'accesso della vicina Cripta denominata "Mater Christi".

Castellaneta, febbraio 2016

Geol Donato PERNIOLA

8.BIBLIOGRAFIA

- BOENZI F., RADINA B., RICCHETTI G., VALDUGA A., (1971) – Note illustrative della Carta Geologica d'Italia: Foglio 201 «Matera» – Servizio Geologico d'Italia, Roma.
- BOSELLINI A., MUTTI E., RICCI LUCCHI F. (1989) – Rocce e successioni sedimentarie – UTET, Torino.
- CARRARA E., RAPOLLA A., ROBERTI N. (1992) – Le indagini geofisiche per lo studio del sottosuolo: metodi geoelettrici e sismici – Liguori, Napoli.
- GeoSru Software (2011) – Geostru PS Parametri sismici – Bianco (RC)
- MARTINIS B., ROBBA E. (1971) – Note illustrative della Carta Geologica d'Italia: Foglio 202 «Taranto» – Servizio Geologico d'Italia, Roma.
- PIERI P., SABATO L., TROPEANO M. (1994) – Evoluzione tettonico-sedimentaria della Fossa bradanica a Sud dell'Ofanto nel Pleistocene – Guida alle escursioni, Congr. Soc. Geol. It., Bari, Quad. Bibl. Prov. Matera, 15.
- RICCI LUCCHI F. (1980) – Sedimentologia – CLUE, Bologna.
- ROVIDA A., CAMASSI R., GASPERINI P. e STUCCHI M. (a cura di, 2011) – CPTI11, versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>.
- SABATO L., TROPEANO M. (1994) – Cenni sul sistema catenavanco-avanfossa-avanpaese in Italia meridionale – Guida alle escursioni, Congr. Soc. Geol. It., Bari, Quad. Bibl. Prov. Matera, 15.
- SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA (1969) – Carta Geologica d'Italia, Foglio 201 «Matera», II edizione – Libreria dello Stato, Roma.
- SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA (1969) – Carta Geologica d'Italia, Foglio 202 «Taranto», II edizione – Libreria dello Stato, Roma.
- TERZAGHI K., PECK R. B. (1994) – Geotecnica – UTET, Torino.

- ANDRIANI G.F. & WALSH N. (2010) - Petrophysical and mechanical properties of soft and porous building rocks used in Apulian monuments (south Italy). Geological Society, London, Special Publication, 333, 129 – 141.
- CHERUBINI C., REINA A. & BRUNO D. (2007) - Le rocce tenere del Salento: proposta di classificazione con l'uso delle caratteristiche tecniche e meccaniche. Geologi e Territorio, n. 2, 37 – 47
- LAGIOIA R. (1996) - Comportamento meccanico di una calcarenite di Gravina di Puglia. Rivista Italiana di Geotecnica, 4, 96 – 84.
- PARISE M. - LOLLINO P (2014) – Attività de CNR-IRPI a seguito dei dissesti idrogeologici del 21 gennaio 2014 nel comune di Ginosa (TA).
- CHERUBINI GIASI RAMUNNI (1985) - Fondazioni su roccia.

REGIONE PUGLIA

COMUNE DI CASTELLANETA

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO
POLIVALENTE PER ATTIVITÀ SOCIO SANITARIE ED
ASSISTENZIALI NEL COMUNE DI CASTELLANETA (TA)



ELABORATO:

RELAZIONE DI FINE CAMPAGNA

COMMITTENTE:

Geol. Donato PERNIOLA
Parco Valentino
Castellaneta (TA)

IL TECNICO:

Geol. Vincenzo DOTTORINI



Via del Mercato n. 2 - 74011 Castellaneta (TA)
P.Iva 03031400736 - Tel. 328/4710530 - 320/3372247
e-mail: geosolutionsrl@gmail.com - PEC: geosolutionsrl@pec.it

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. PROSPEZIONI DIRETTE	3
2.1. SONDAGGI GEOGNOSTICI	3
2.2. PORVE DI COMPRESSIONE MONOASSIALE.....	17
3. INDAGINI INDIRETTE	18
3.1. TOMOGRAFIE ELETTRICHE	18
3.1.1. INTERPRETAZIONE DEI DATI ACQUISITI.....	21
3.2. INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE.....	26
3.3. INTERPRETAZIONE DEI DATI DI CAMPAGNA	27
4. PROSPEZIONE SISMICA ATTIVA CON METODOLOGIA MASW	29
4.1. METODOLOGIA DI INDAGINE.....	29
4.2. INTERPRETAZIONE DEI DATI ACQUISITI	34
5. PARAMETRI ELASTICI	38
6. MISURE HVSR IN CAMPO LIBERO	39

Allegati:

- Allegato. n.1 – Planimetria con ubicazione delle indagini;
- Allegato. n.2 – Tavole indagini geoelettriche;
- Allegato. n.3 – Tavole indagine sismica a rifrazione;
- Allegato. n. 4 – Certificati prove di laboratorio;

1. PREMESSA

Le indagini geognostiche eseguite nel presente lavoro sono state commissionate dal dott. Donato PERNIOLA di Castellaneta (TA) nell'ambito dei lavori per la realizzazione di un centro polivalente per attività socio sanitarie ed assistenziali nel Comune di Castellaneta (TA), in un area ove attualmente è ubicato un campo sportivo Comunale denominato: "Campo Sportivo VERGA".

La campagna d'indagini, secondo quanto commissionata, è stata realizzata attraverso l'esecuzione di indagini dirette ed indirette, in particolare sono state realizzate:

- n° 4 sondaggi geognostici eseguiti dalla ditta TOMA FIUMANO di Matera nei quali sono stati prelevati n° 2 campioni di roccia, sui quali è stata effettuata una prova di schiacciamento mono assiale dal Laboratorio Geotecnico LABORGEO di Matera;
- n° 4 tomografie elettriche, con lo scopo di ampliare arealmente la conoscenze del sottosuolo del sito in oggetto attraverso la correlazione con le indagini dirette;
- n° 1 indagine sismica a rifrazione in onda P con ricostruzione tomografica;
- n° 1 indagine MASW per definirne la categoria di suolo di fondazione secondo quanto richiesto dalle NTC 2008, nonché per definire, congiuntamente all'indagine sismica a rifrazione, i paramenti elastici del sito;
- n° 1 indagine HVSr per definire la frequenza fondamentale di vibrazione del sito, nonché la presenza di eventuali fenomeni di amplificazione sismica locale.

La campagna geognostica è stata eseguita tra il 27/01/2016 e l'08/02/2016

L'ubicazione delle indagini è riportata nell' allegato n.1

2. PROSPEZIONI DIRETTE

2.1. SONDAGGI GEOGNOSTICI

In data 27/01/2016 la ditta TOMA FIUMANO di Matera ha eseguito n° 4 sondaggi geognostici utilizzando una sonda CMW MK 900 GL.

I sondaggi geognostici sono stati eseguiti secondo le modalità descritte nella sottostante tabella:

Sondaggio	Profondità sondaggio (m)	Utilizzo di carotiere semplice (m)	Utilizzo di carotiere doppio (m)	Profondità prelievo campione (m)	Utilizzo di camicie (m)
S1	10	Tra 0.00 a -7.30, da -9.30 a -10.00	Tra -7.00 a -9.30	-	Tra 0,00 a -4,50
S2	15	Tra 0.00 a -3.00, da 4.30 e 6.50, tra -7.50 e -9.00	Tra -3,00 e -4,30, tra -6,50 e -7,50, tra -9,00 e -15,00	Tra -3,30 e - 3,70	Tra 0,00 a -1,50
S3	14	Tra 0.00 e - 3.00, tra -9.00 e -14.00	Tra 3,00 e -9,00	Tra -3,70 e - 4,00	Tra 0,00 a -1,50
S4	8	Tra 0.00 -5.40	Tra -5,40 e -8,00	-	Tra 0,00 e -3,00

Tab. 1

L'esecuzione dei sondaggi geognostici ha permesso di ricostruire in maniera puntuale e diretta la stratigrafia del sottosuolo del sito in studio.

La scelta di utilizzare alternativamente il carotiere semplice ed il carotiere doppio è stata imposta dalla tipologia di materiali interessati che sono costituiti per lo più da depositi calcarenitici da poco a mediamente cementati.

L'utilizzo del carotiere doppio implica anche l'utilizzo di acqua durante la perforazione, ciò comporta, nel caso in cui il materiale non sia ben cementato, la perdita di materiale che fluisce assieme all'acqua di perforazione, diminuendo la percentuale di carotaggio.

Di contro l'uso di carotiere semplice, per gli stessi materiali, tende a disgregare il cemento che tiene uniti i grani rendendolo sciolto.

Pertanto per il sito in questione si è preferito l'utilizzo alternato dei due utensili, in modo da ottenere sia una buona percentuale di carotaggio che delle carote integre sulle quali eseguire le prove di schiacciamento mono assiale.

Di seguito si illustrano le stratigrafie dei sondaggi e la relativa documentazione fotografica.

COLONNA STRATIGRAFICA

Sondaggio n. 1

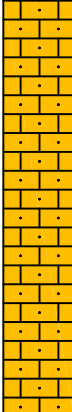
Località: Castellaneta - Stadio Verga

Committente: Comune di Castellaneta (TA)

quota s.l.m.: 196 m

Data esecuzione: 27/01/2016

Coordinate WGS84 UTM 33T Lat:4498765 Long:663631

P R O F O N D I T À m	P O T E N Z A m	L I T O L O G I A S I M B O L O	Descrizione delle caratteristiche litologiche	P R O F O N D I T À F A L D A	I N D I S T U R B. C A M P I O N I	S E M I D I S T. C A M P I O N I	C A R O T A G I O %	R Q D	POCKET PENETROMETER 0 1 2 3 4 5 6	PROVE SPT																																																																																																																													
										N. COLPI																																																																																																																													
										APPROFONDIMENTO																																																																																																																													
1	4,5		Terreno di riporto costituito da: limo, sabbia, frammenti di laterizi e materiale plastico.	A S S E N T E	A S S E N T I	A S S E N T I	100	-	<table><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>																																																																																																																														
2																																																																																																																																							
3																																																																																																																																							
4																																																																																																																																							
5	5,5		Calcarenite di colore giallastro, vacuolare a grana grossolana da poco a mediamente cementata. Tra - 5,50 m e - 7,30 m e tra -9,30 m e -10,00 m, il campione risulta sciolto a causa della terebrazione a secco avvenuta con carotiere semplice. Tra -7,00 m e - 9,30 m il campione risulta compatto a causa della terebrazione avvenuta con carotiere doppio																																																																																																																																				
6																																																																																																																																							
7																																																																																																																																							
8																																																																																																																																							
9																																																																																																																																							
10																																																																																																																																							
11	F.F.-10 m																																																																																																																																						
12																																																																																																																																							
13																																																																																																																																							
14																																																																																																																																							
15																																																																																																																																							
16																																																																																																																																							
17																																																																																																																																							
18																																																																																																																																							
19																																																																																																																																							
20																																																																																																																																							

NOTE: Carotaggio continuo a secco, uso di carotiere doppio tra -7,00m e -9,30 m.
Uso di camicie da 127 mm tra 0,00 m a -4, 50 m.



Postazione sondaggio 1



Sondaggio 1 Cassa 1 – da 0,00 a 5,00 m



Sondaggio 1 cassa 2 – da 5,00 m a 10,00 m

COLONNA STRATIGRAFICA

Sondaggio n. 2

Località: Castellaneta - Stadio Verga

Committente: Comune di Castellaneta (TA)

quota s.l.m.: 196 m

Data esecuzione: 27/01/2016

Coordinate WGS84 UTM 33T Lat:4498785 Long:663684

PROFONDITÀ m	POTENZA m	LITOLOGIA SIMBOLO	Descrizione delle caratteristiche litologiche	PROFONDITÀ FALDA	INDISTURB. CAMIONI	SEMIDIST. CAMIONI	CAROTAGGIO %	RQD	POCKET PENETROMETER 0 1 2 3 4 5 6	PROVE SPT
										N. COLPI
										APPROFONDIMENTO
1	1,80		Terreno di riporto costituito da: limo, sabbia e ciottoli di varia natura.	A S S E N T E	A S S E N T I	3.30 3.70	100	-		
2	8,70		Calcarenite di colore giallastro, vacuolare a grana grossolana da poco a mediamente cementata. Il campione risulta sciolto a causa della terebrazione a secco avvenuta con carotiere semplice. Tra -3,00 m e - 4,30 m, tra -6,50 m e -7,50 m e tra -9,00 m e -10,50 la terebrazione è avvenuta con carotiere doppio.				-			
3										
4							60			
5							-			
6							0			
7							-			
8										
9							65			
10										
11	4,5		Calcarei alternativamente fratturati e compatti di colore biancastro con venature ricristallizzate in calcite ed alterazioni rossastre.			100	33			
12										
13										
14										
15										
16			F.F.-15 m							
17										
18										
19										
20										

NOTE: Carotaggio continuo a secco, uso di carotiere doppio tra -3,00m e -4,30 m, tra 6,50 m e 7,50 m e tra 9,00 m e 15,00 m.
Uso di camicie da 127 mm tra 0,00 m a -1,50 m.



Postazione sondaggio 2



Sondaggio 2 Cassa 1 – da 0,00 a 5,00 m



Sondaggio 2 Cassa 2 – da 5,00 m a 10,00 m



Sondaggio 2 Cassa 3 – da 10,00 m a 15,00 m

COLONNA STRATIGRAFICA

Sondaggio n. 3

Località: Castellaneta - Stadio Verga

Committente: Comune di Castellaneta (TA)

quota s.l.m.: 196 m

Data esecuzione: 27/01/2016

Coordinate WGS84 UTM 33T Lat:4498732 Long:663720

PROFONDITÀ m	POTENZA m	LITOLOGIA SIMBOLO	Descrizione delle caratteristiche litologiche	PROFONDITÀ FALDA	INDISTURB. CAMPIONI	SEMI- DISTURB. CAMPIONI	CAROTAGGIO %	RQD	POCKET PENETROMETER 0 1 2 3 4 5 6	PROVE SPT
										N. COLPI
										APPROFONDIMENTO
1	2,10		Terreno di riporto costituito da: limo, sabbia e frammenti calcarenitici.	A S S E N T E	A S S E N T I	3.70 4.00	100	-		
2										
3	10,90		Calcarenite di colore giallastro, vacuolare a grana grossolana da poco a mediamente cementata. Il campione risulta sciolto a causa della terebrazione a secco avvenuta con carotiere semplice. Tra 6,70 m e -7,00 m presenza di una lente sabbiosa rossastra poco consistente. Tra -3,00 m e -9,00 m, la terebrazione è avvenuta con carotiere doppio.					-		
4										
5										
6							40			
7										
8							90			
9										
10										
11							-			
12										
13										
14	1,0		Calcarei di colore biancastro fratturati, cariati e con fori di litodomi.				100	0		
15			F.F.-14 m							
16										
17										
18										
19										
20										

NOTE: Carotaggio continuo a secco, uso di carotiere doppio tra -3,00m e -9,00 m.
Uso di camicie da 127 mm tra 0,00 m a -1,50 m.



SONDAGGIO 3 postazione



Sondaggio 3 Cassa 1 – da 0,00 a 5,00 m



Sondaggio 3 cassa 2 – da 5,00 m a 10,00 m



Sondaggio 3 Cassa 3 – da 10,00 m a 15,00 m

COLONNA STRATIGRAFICA

Sondaggio n. 4

quota s.l.m.: 196 m

Località: Castellaneta - Stadio Verga

Data esecuzione: 27/01/2016

Committente: Comune di Castellaneta (TA)

Coordinate WGS84 UTM 33T Lat: 4498749 Long: 663676

PROFONDITÀ m	POTENZA m	LITOLOGIA SIMBOLO	Descrizione delle caratteristiche litologiche	PROFONDITÀ FALDA	INDISTURB. CAMPIONI	SEMI- DISTURB. CAMPIONI	CAROTAGGIO %	RQD	POCKET PENETROMETER 0 1 2 3 4 5 6	PROVE SPT				
										N. COLPI				
										APPROFONDIMENTO				
1	3,70		Terreno di riporto sabbioso ghiaioso con frammenti calcarei e calcarenitici.	A S S E N T E	A S S E N T I	A S S E N T I	100							
2														
3														
4	4,30		Calcarenite di colore giallastro, vacuolare a grana grossolana da poco a mediamente cementata. Il campione risulta sciolto a causa della terebrazione a secco avvenuta con carotiere semplice. Tra -5,40 m e -8,00 m, la terebra- zione è avvenuta con carotiere doppio.				80	-						
5														
6							85							
7														
8														
9			F.F.-8 m											
10														
11														
12														
13														
14														
15														
16														
17														
18														
19														
20														

NOTE: Carotaggio continuo a secco, uso di carotiere doppio tra -5,40m e -8,00 m.
Uso di camicie da 127 mm tra 0,00 m a -3,00 m.



Sondaggio 4 Postazione



Sondaggio 4 Cassa 1 – da 0,00 a 5,00 m



Sondaggio 4 Cassa 2 – da 5,00 m a 8,00 m

2.2. PORVE DI COMPRESSIONE MONOASSIALE

Durante la campagna di indagini dirette sono stati prelevati due campioni semi-disturbati sui quali sono state effettuate: prove di Compressione Mono assiale e determinazione del Peso di Volume.

I particolari di quanto riscontrato sono riassunti nella tabella sottostante:

Sondaggio	Profondità di prelievo (m)	Resistenza a compressione monoassiale σ (KN / m ²)	Peso di Volume γ (KN / m ³)
S2	Da -3,30 a -3,70	881,60	16,49
S3	Da -3,70 a - 4,00	835,20	17,62

Tab. 2

Per i particolari sulle risultanze dell'indagine si rimanda ai certificati allegati.

3. INDAGINI INDIRETTE

3.1. TOMOGRAFIE ELETTRICHE

L'indagine tomografica elettrica rappresenta una metodologia indiretta e non invasiva che permette di investigare, attraverso sezioni elettrostratigrafiche 2D, ampie porzioni di sottosuolo.

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

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

La relazione matematica che definisce tale parametro è la seguente:

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

dove ΔV è la differenza di potenziale misurata, I è la corrente immessa e K rappresenta un coefficiente geometrico che dipende dal dispositivo elettrodico utilizzato.

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

Va precisato che l'elettrostratigrafia può non coincidere con la stratigrafia geologica, in quanto litologie differenti possono registrare valori di resistività simili rendendo pertanto miope la metodologia geoelettrica.

Nel corso della campagna d'indagini sono state eseguite n°4 tomografie elettriche, effettuate con metodologie Wenner-Schlumberger, la cui disposizione elettrodica è riportata in figura 18.

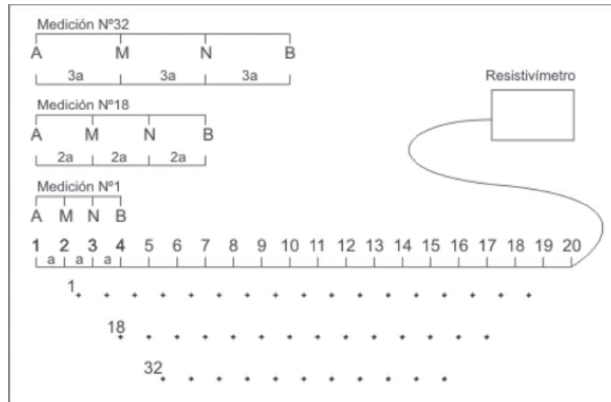


Fig. 18 – dispositivo Wenner-Schlumberger

Le indagini sono state condotte con un georesistivimetro SYSCAL PRO della IRIS (Fig. 19)



Fig.19 – Georesistivimetro Syscal Pro

Le quattro sezioni tomografiche sono state realizzate a coppie parallele ed ortogonali tra loro (allegato 1).

Le sezioni n 1 ed n 2 sono state realizzate con una distribuzione lineare di 24 elettrodi, mentre le sezioni n 3 ed n 4 sono state realizzate con una distribuzione lineare di 48 elettrodi.

Gli elettrodi sono infissi nel terreno e collegati mediante cavo multielettrodo allo strumento di acquisizione, in modo che le coppie di elettrodi possano funzionare alternativamente sia come elettrodi di corrente sia come elettrodi di misura.

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

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

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

L'ubicazione delle indagini è riportate nell'apposito allegato.

3.1.1. INTERPRETAZIONE DEI DATI ACQUISITI

Tomografie elettriche n. 1 e n. 2

Le due sezioni tomografiche sono state realizzate parallelamente tra loro e distanziate di 40 m.

Le misure sono state eseguite con un allineamento di 24 elettrodi ed una distanza interelettrodica pari a 2,50 m per una lunghezza totale dello stendimento pari a 57,50 m.

Osservando le due sezioni tomografiche (fig.20a e 20b) si osserva la presenza di un elettrostrato superficiale con valori di resistività che vanno da circa 150 Ohm*m a 350 Ohm*m. con alcune enucleazioni alto resitive. Tale elettrostrato nella sezione 1 presenta il suo spessore minimo, pari a circa 1,00 m, nella parte centale della sezione, mentre alle estremità, lo spessore sembra aumentare fino a profondità pari a 4,50 m. Nella sezione 2 l'elettrostrato superficiale tende a diminuire il proprio spessore nella parte terminale della sezione.

L'elettrostrato descritto, vista l'eterogeneità evidenziate dai nuclei resistivi, è ascrivibile a terreno di riporto. Va ribadito che nella parte terminale della sezione 2 si osserva una maggiore omogeneità dei materiali interessati dall'indagine.

Al di sotto si osserva un secondo elettrostrato che presenta valori di resistività che vanno da 30 Ohm*m a circa 250 Ohm*m.

In generale si osserva che nella sezione 1 i valori di resistività sono più bassi rispetto alla sezione 2, ma per entrambe le sezioni la resistività diminuisce andando verso i primi elettrodi. Tale elettrostrato è ascrivibile a depositi calcarenitici porosi che presentano maggior accumulo di umidità nelle zone dove sono presenti i nuclei basso resistivi.

Al di sotto di tale elettrostrato si osserva un repentino aumento di resistività con valori che si assestano su circa 600 Ohm*m. Tale elettrostrato è ascrivibile a depositi calcarei.

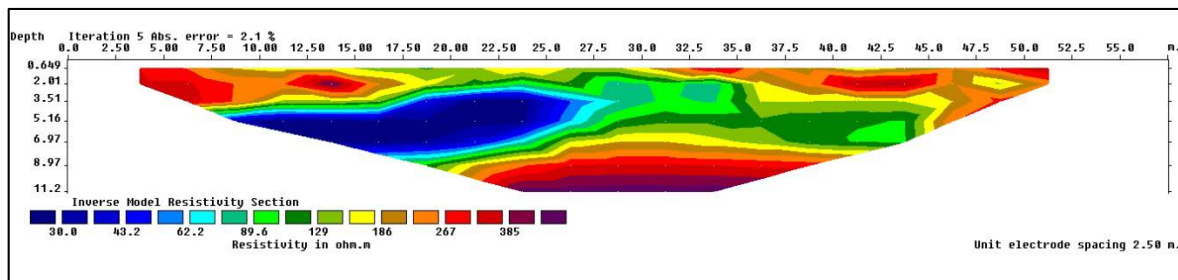


Fig. 20a - Sezione Tomografica n.1

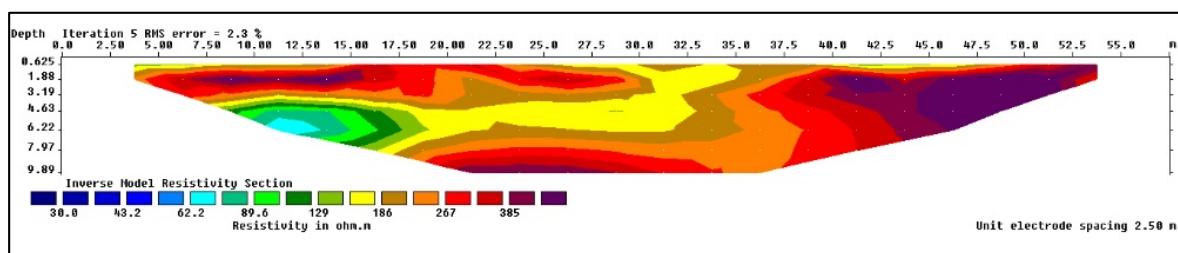


Fig. 20b - Sezione Tomografica n.2



Fig. 21 Esecuzione tomografia elettrica 1



Fig. 22 Esecuzione tomografia elettrica 2

Tomografie elettriche n. 3 e n. 4

Le due sezioni tomografiche sono state realizzate parallelamente tra loro e distanziate di 25,00 m.

Le misure sono state eseguite con un allineamento di 48 elettrodi ed una distanza interelettrodica pari a 2,00 m per una lunghezza totale dello stendimento pari a 94,00 m.

Anche in questo caso le due sezioni presentano delle analogie anche se i valori di resistività risultano minori nella sezione n. 3 rispetto alla sezione n. 4 (fig. 23a e 23b).

In generale la sezione n. 3 presenta tre elettrostrati ben visibili di cui quello superficiale è contraddistinto da valori di resistività che vanno da circa 90 Ohm*m a circa 600 Ohm*m con spessore variabile tra 3,50 m a 4,00 m. Tale elettrostrato è ascrivibile a terreno di riporto.

Il secondo sismostrato presenta valori di resistività che vanno da 30 Ohm*m a circa 150 Ohm*m, con valori minori di resistività posti nei primi 30,00 m dello stendimento elettrico. Tale elettrostrato di spessore variabile tra 6,00 e 10,00 m è ascrivibile a depositi calcarenitici.

Il terzo sismostrato presenta valori di resistività maggiori di 1500 Ohm*m, ciò indica la presenza di materiali compatti e poco porosi ascrivibili per il sito a depositi calcarei.

La tomografia n.4 ha fatto registrare valori di resistività maggiori rispetto alla precedente con range di valori che vanno da 90 Ohm*m a 800 Ohm*m per gli strati superficiale mentre in profondità si raggiungono i 1500 Ohm*m.

Anche per questa sezione possono descrivere tre sismostrati ma rispetto alla precedente quello superficiale, ascrivibile a terreno di riporto presenta varie enucleazioni ad indicare una disomogeneità elettrica diffusa. Inoltre questo elettrostrato presenta variazioni repentine degli spessori che variano tra circa 1,50 m nella parte centrale fino a circa 4,00 m nelle zone distali.

Il secondo elettrostrato è contraddistinto da valori di resistività inferiori nella parte iniziale della sezione rispetto alla parte finale, ma anche per questo elettrostrato si osservano enucleazioni che indicano una disomogeneità diffusa. Dall'andamento delle curve iso-resistive si può asserire che tale elettrostrato si spinge fino ad una profondità variabile tra circa 10,00 m e circa 13,00 m.

Il terzo elettrostrato è contraddistinto da valori di resistività che variano da 700 Ohm*m a 1500 Ohm*m ad indicare la presenza di depositi calcarei da fratturati a compatti.

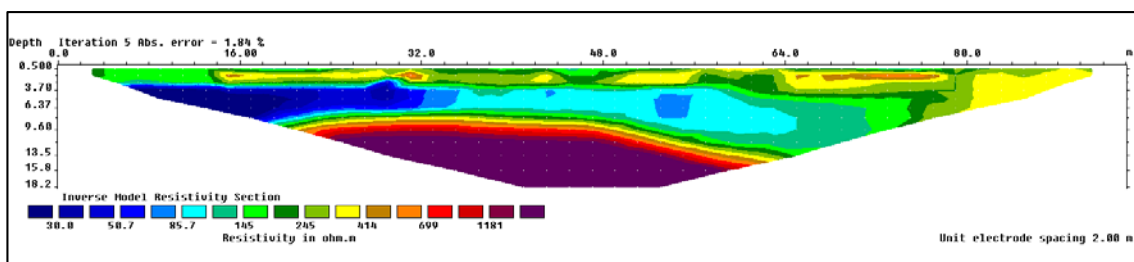


Fig. 23a - Sezione Tomografica n.3

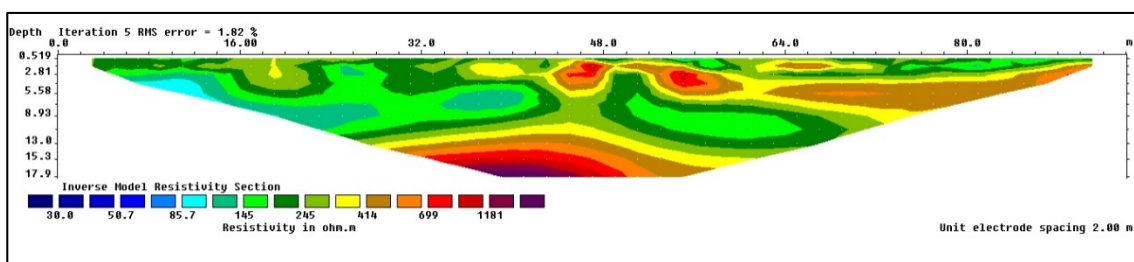


Fig. 23b - Sezione Tomografica n.4



Fig. 24 Esecuzione tomografia elettrica 3



Fig. 24 Esecuzione tomografia elettrica 4

Per un maggior dettaglio di quanto detto si rimanda all'elaborato grafico inserito nell'allegato 2.

3.2. INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE

La misura è stata effettuata in esclusiva onda P, secondo lo schema sotto riportato (Fig. 25), utilizzando come strumento di misura un sismografo a 24 canali Mod. M.A.E. Sysmatrack.

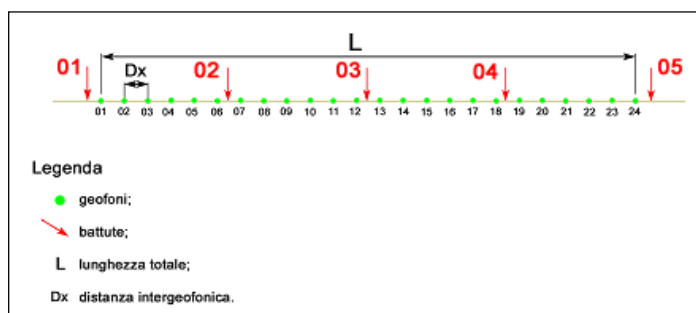


Fig. 25 - Schema del profilo sismico

Come apparato di ricezione delle onde P sono stati utilizzati n. 24 geofoni verticali da 4,5 Hz.

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

L'elaborazione è stata eseguita sia con metodologia Wavefront che tomografica, utilizzando il software Rayfract Ver. 3.17 della Intelligent Resources Inc.

La metodologia wavefront permette di individuare gli orizzonti rifrangenti e descriverne le velocità medie, mentre con la metodologia tomografica, è possibile definire un modello sismostratigrafico del sottosuolo evidenziando variazioni sia verticali che orizzontali di velocità delle onde elastiche.

Il parametro utilizzato per definire le proprietà elastiche dei terreni, è la velocità di propagazione delle onde, i cui valori sono proporzionali al grado di compattezza dei mezzi attraversati.

Pertanto è possibile che litologie differenti siano caratterizzate da medesima velocità delle onde sismiche, il che comporta l'inserimento delle stesse in uno stesso sismostrato o viceversa la stessa litologia può essere caratterizzata da differenti valori di velocità sismica a causa, ad esempio, del maggiore o minore stato di addensamento ed integrità della roccia, inserendo i due corpi in sismostrati differenti.

L'elaborazione con metodologia tomografica permette di evidenziare, entro uno stesso strato, tipici effetti di anisotropia laterale evidenziati da significative variazioni dei valori di velocità di propagazione delle onde elastiche, che evidenziano stati particolari di degradazione non individuabili facilmente con la sismica a rifrazione classica.

3.3. INTERPRETAZIONE DEI DATI DI CAMPAGNA

Il profilo è stato realizzato con una distanza intergeofonica di 2,5 m ed una lunghezza totale dello stendimento pari a 57,5 m.

Analizzando la sezione (Fig. 26) si osserva la presenza di tre sismostrati di cui il primo, superficiale con spessore variabile da 0,5 m a 2,5 m, presenta una velocità media delle onde P pari a circa 600 m/s.

Tale sismostrato è ascrivibile a terreno di riporto areato.

Il secondo sismostrato presenta uno spessore pari a circa 8,00 m ed è caratterizzato da un valore medio della velocità delle onde P pari a circa 1100 m/s.

In questo sismostrato si osserva un andamento delle linee di egual velocità non perfettamente lineare ad indicare una variazione laterale di velocità. Tale sismostrato è ascrivibile a depositi calcarenitici.

Il terzo sismostrato, di spessore indefinito, è caratterizzato da un valore di medio delle velocità delle onde P pari a circa 1900 m/s.

In questo sismostrato si osserva una buona linearità delle linee di egual velocità con un aumento costante della velocità con la profondità. Tale sismostrato è ascrivibile a depositi calcarei fratturati.

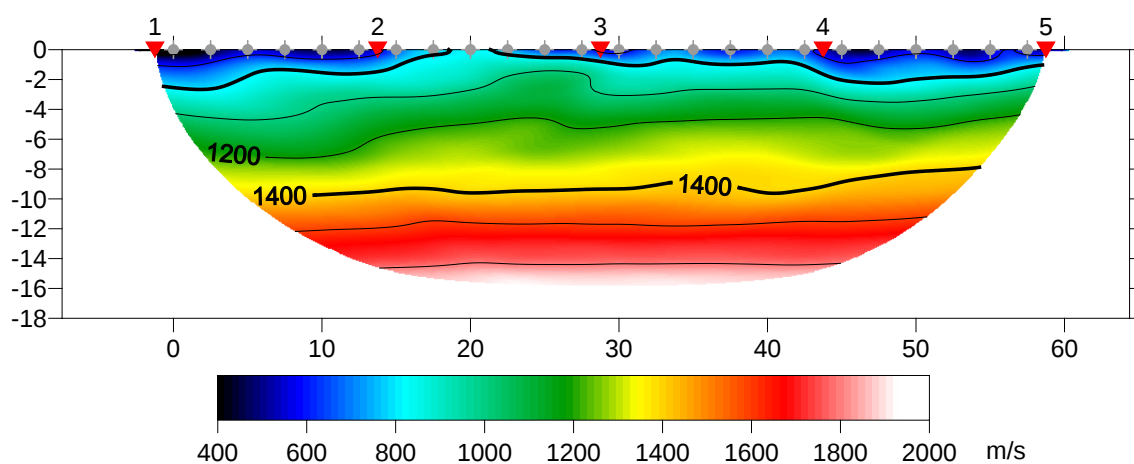


Fig 26 Sezione sismica tomografica



Fig 27 Esecuzione di indagine sismica a rifrazione e MASW

4. PROSPEZIONE SISMICA ATTIVA CON METODOLOGIA MASW

4.1. METODOLOGIA DI INDAGINE

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo di fondazione, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente (V_{s30}) di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano di posa delle fondazioni (DM 14/02/2008 *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*).

La velocità equivalente delle onde di taglio V_{s30} è definita dall'espressione:

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

dove:

- h_i spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità.

In base ai valori che si ottengono si individuano 5 classi di terreno, **A**, **B**, **C**, **D** e **E** ad ognuna delle quali è associato un determinato spettro di risposta elastico (Tab.3).

Classe	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $360 \text{ m/s} < V_{S30} < 800 \text{ m/s}$ (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $180 \text{ m/s} < V_{S30} < 360 \text{ m/s}$. (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u30} < 70 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessori non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{S30} > 800 \text{ m/s}$).

Tabella 3 – Classi di suolo

In generale il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più accentuato passando dai terreni appartenenti alla classe A a quelli appartenenti alla classe E.

Alle categorie appena descritte se ne aggiungono altre due per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare (Tab.4).

Classe	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100 \text{ m/s}$ (ovvero $10 < C_{u30} < 20 \text{ kPa}$) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 4 – Classi di suolo speciali

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

Infatti le onde superficiali di Rayleigh si trasmettono sulla superficie della crosta terrestre con una velocità leggermente inferiore a quella delle onde S con rapporto V_R/V_S pari a circa 0,9.

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

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

Il metodo MASW è un metodo attivo e per la sua esecuzione è necessario eseguire uno o più scoppi ad uno dei vertici di uno stendimento lineare di geofoni, in modo da produrre un'onda che si propagherà nel suolo con una sua velocità di fase in un range di frequenze comprese tra 2 Hz e 70 Hz.

L'elaborazione dei dati sperimentali in un'indagine MASW si sviluppa in due momenti: in un primo momento, partendo dallo spettro di velocità si effettua il calcolo della curva di dispersione sperimentale, successivamente si effettua un processo di inversione, ossia si calcola la velocità di fase numerica che fitta (approssima) meglio quella sperimentale (Fig.28).

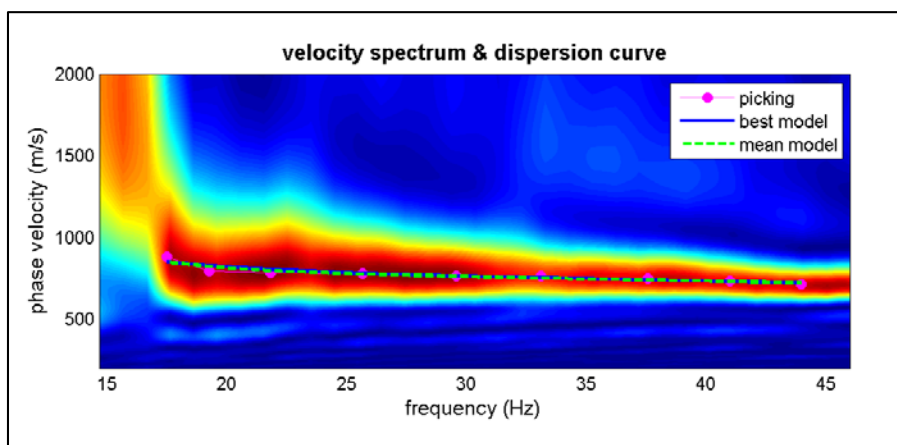


Fig. 28 Spettro delle velocità e curva di dispersione

Questo processo si esegue attraverso un sistema di prove *trial and error* nel quale, modificando opportunamente i parametri a contorno, si minimizza l'errore e

dunque si ottiene la migliore sovrapposizione tra le due curve a confronto (Fig. 29) avvicinandosi il più possibile al valore reale.

La registrazione in campagna è stata eseguita con un sismografo M.A.E. Mod. Sysmatrack con risoluzione a 24 bit, come sensori di misura si è utilizzato un set di 24 geofoni da 4.5 Hz, il tempo di acquisizione è stato di 2 secondi con intervallo di campionamento di 1 millisecondo per un totale di 2000 campioni acquisiti.

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

In definitiva l'indagine permette di ricavare il profilo delle velocità delle onde S per i primi 30 m dal piano campagna (Fig.29)

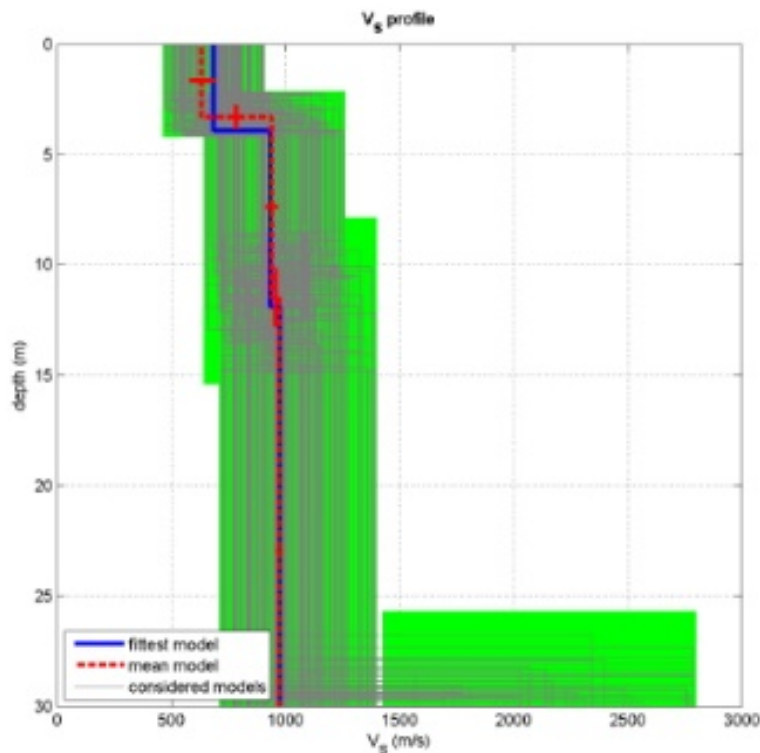


Fig. 29 profilo verticale della velocità delle onde S

L'analisi dei dati registrati in campagna, è stata eseguita con il software di inversione WinMASW (Ver. 7.0) della Eliosoft.

Questo software, oltre al metodo di inversione classico descritto in precedenza, permette di effettuare una inversione dei dati attraverso un metodo definito *FVS (Full Velocity Spectrum)*. Tale metodo a differenza di quanto visto in precedenza permette di analizzare tutto lo spettro e non solamente il picco massimo dello spettro. In questo modo si minimizza la soggettività della interpretazione dovuta alla fase di piccaggio dello spettro.

Per il sito in oggetto si è preferito utilizzare questa metodologia di inversione.

4.2. INTERPRETAZIONE DEI DATI ACQUISITI

L'indagine Masw in oggetto è stata eseguita lungo lo stesso allineamento della sismica a rifrazione, utilizzando 24 geofoni da 4,5 Hz con distanza intergeofonica di 2,50 m per una lunghezza pari a 60,0 m.

Di seguito si riportano le risultanze dell'indagine eseguita:

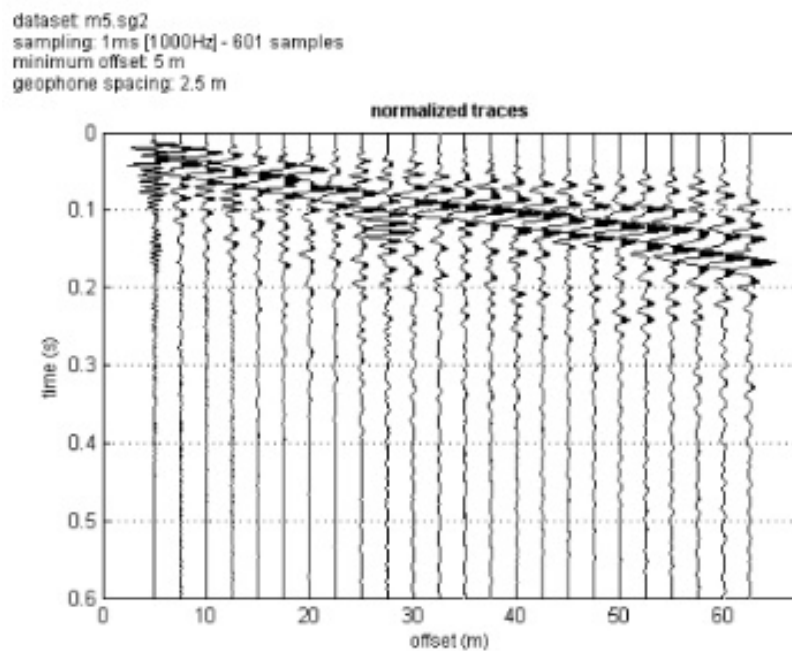


Fig. 30 – Dataset di acquisizione

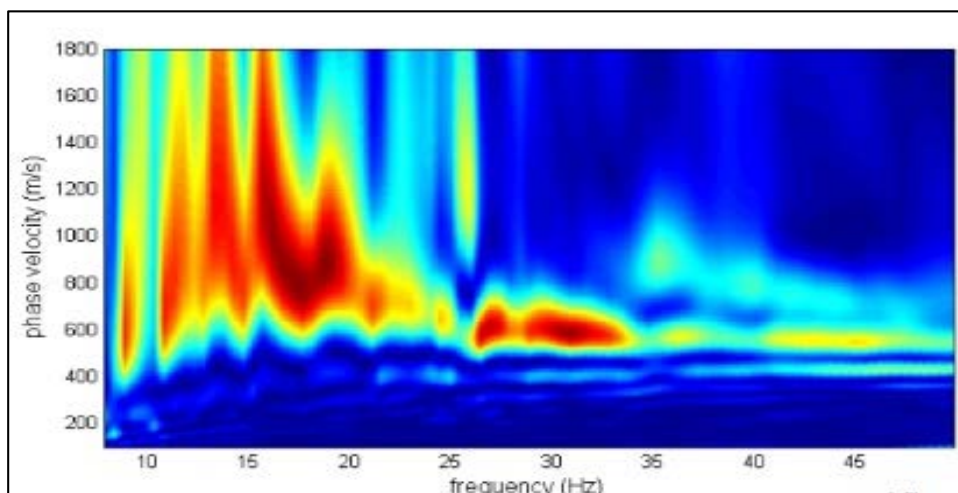


Fig.31 - Spettro di velocità

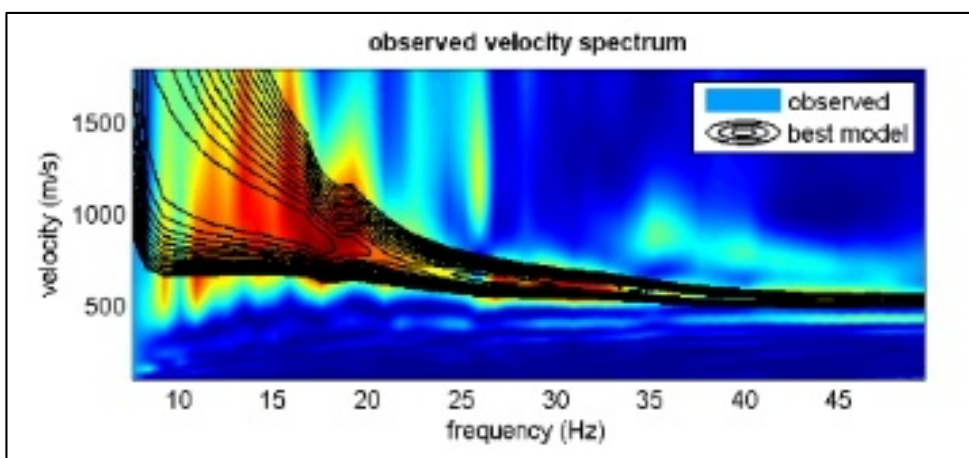


Fig. 32 - Spettro di velocità e curva di dispersione individuata

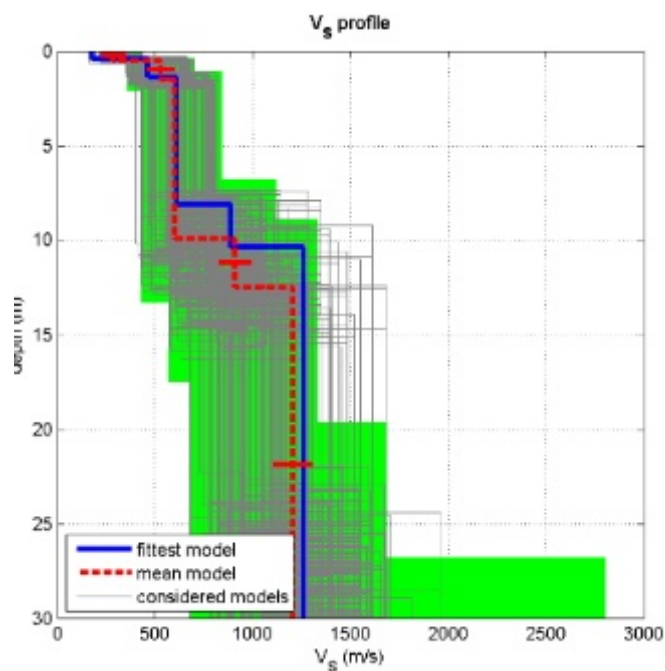


Fig. 33- Profilo delle velocità delle onde S

La curva di dispersione individuata (fig.32) ha trovato un best fitting nel modello sismostratigrafico riportato in figura 33.

Nella stessa figura si osserva il modello medio di tutti i modelli considerati ed in particolare si osserva il modello che ha prodotto un best fitting con lo stesso.

Di seguito si riporta il dettaglio del profilo di velocità delle onde S.

Profondità (m)	Spessore dello strato (m)	Velocità onde S (m/s)
0.5	0.5	178
1.5	1	463
8.5	7	610
10.5	2	890
indefinito	indefinito	1250

Tab. 5 – sismostratigrafia delle onde S

L'analisi dei dati ha consentito di stimare un valore di **V_{s30}** , al piano campagna, pari a **874 m/s**. La velocità determinata definisce il suolo di sedime, classificandolo nella categoria **A**.

5. PARAMETRI ELASTICI

Dai valori delle velocità delle onde sismiche P ottenute dall'indagine sismica a rifrazione e dai valori di onda S stimati attraverso l'indagine MASW, sono stati ricavati, per ciascuno dei sismostrati definiti, i seguenti moduli dinamici:

- *coefficiente di Poisson ν*
- *modulo di Young **E** (MPa)*
- *modulo di taglio **G** (MPa)*
- *modulo di incompressibilità **K** (MPa)*
- *rigidità sismica **R_i** (KNKm/m³s)*

Nella sottostante tabella sono riassunti i valori delle velocità medie dei sismostrati e dei moduli elastici dinamici dei terreni investigati (Tab.6).

Profilo sismico	γ	V_P	V_S	ν	E	G	K	R_i
Spessore medio strato n. 1 1,5 m	15,00	600	315	0,31	390	149	342	4,73
Spessore medio strato n. 2 8,5m	16,49	1.100	662	0,22	1758	723	1032	10,92
indefinito	21,00	1.900	1.250	0,12	7340	3281	3206	26,25

Tab. 6 – Tabella riepilogativa dei parametri elastici e dinamici

Nota: I valori di γ sono riferiti a dati bibliografici per quanto riguarda i depositi di riporto che i depositi calcarei, e a valori ottenuti da opportune prove di laboratorio per i depositi calcarenitici.

6. MISURE HVSR IN CAMPO LIBERO

Le misure HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) rappresentano una metodologia geofisica, non invasiva e speditiva, che permette di verificare la presenza di effetti di amplificazione sismica locale e di definire la frequenza fondamentale di vibrazione del suolo oggetto di studio, attraverso l'analisi del rapporto spettrale fra la componente orizzontale e quella verticale del noise (rumore ambientale).

La misura è stata effettuata con un Tromometro (TROMINO), che dispone di tre canali analogici connessi a tre velocimetri disposti secondo tre direzioni ortogonali: NS, EW ed Alto-Basso.

Il rumore ambientale, viene amplificato e convertito in forma digitale per poi essere successivamente elaborato con il programma Grilla della Micromed S.p.A., secondo le direttive dal progetto di ricerca europeo SESAME

La misura è stata eseguita con una frequenza di campionamento di 128 Hz.

In questa fase lo strumento è stato posizionato con il lato lungo rivolto in direzione Nord-Sud.

Il tempo di acquisizione è stato di 20 minuti.

In fase di elaborazione è stata utilizzata una finestra di campionamento di 20 secondi, che è risultata la migliore in relazione al tempo totale di acquisizione.

Di seguito sono riportati i rapporti di prova e le relative interpretazioni grafiche.

CASTELLANETA, STADIO VERGA

Strumento: TEN-0003/01-06

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 19/02/16 15:47:22 Fine registrazione: 8/02/16 16:07:23

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00".

Analizzato 77% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

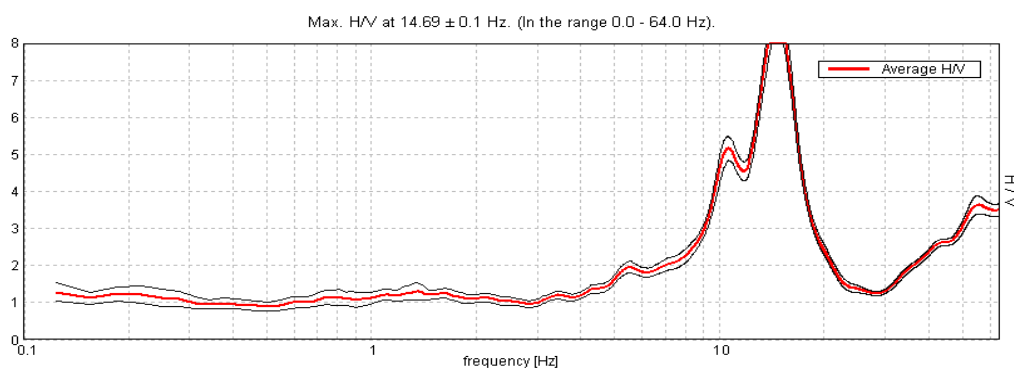


Fig. 34

SERIE TEMPORALE H/V

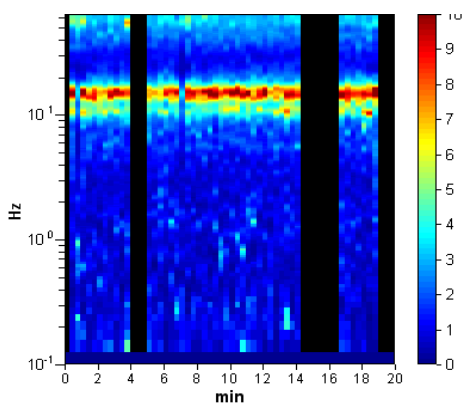


Fig.35

SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

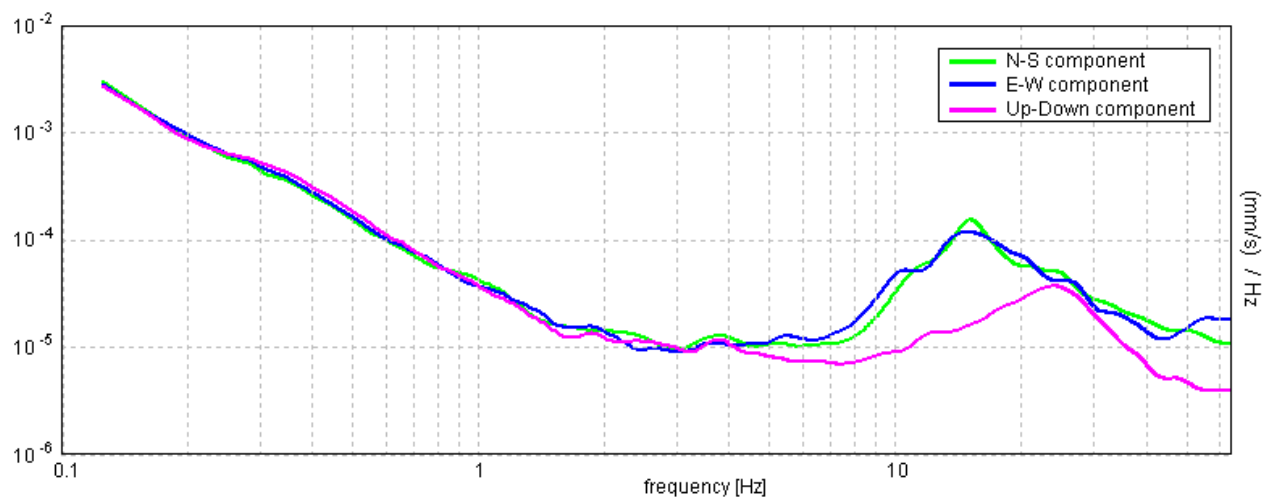


Fig. 36



Fig. 37 Esecuzione indagine HVSR

Picco H/V a 14.69 ± 0.1 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$14.69 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$13512.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 706	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	9.938 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	17.344 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$8.86 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.00687 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.10095 < 0.73438$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.5288 < 1.58$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Analizzando le risultanze dell'indagine si evidenzia la presenza di un importante picco a frequenza di 14,65 Hz che rappresenta la frequenza fondamentale del sito in questione. Tale frequenza rappresenta quella che potrebbe produrre effetti di risonanza qualora la struttura da realizzare avesse la stessa frequenza propria.

Osservando la curva H/V di fig. 34, si osserva la presenza di un picco, meno accentuato, del precedente posto ad una frequenza pari a circa 11,00 Hz. Pertanto anche a tale frequenza potrebbero innescarsi fenomeni di risonanza.

Da quanto detto, per evitare che in caso di sisma possano verificarsi fenomeni di risonanza suolo-struttura, in fase di progettazione le strutture dovranno avere una frequenza propria di vibrazione quanto più lontana dalle frequenze indicate.

GEOSOLUTION S.r.l.
Geol. Vincenzo DOTTORINI

REGIONE PUGLIA

COMUNE DI CASTELLANETA

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO
POLIVALENTE PER ATTIVITÀ SOCIO SANITARIE ED
ASSISTENZIALI NEL COMUNE DI CASTELLANETA (TA)



ALLEGATO 1

PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI

COMMITTENTE:

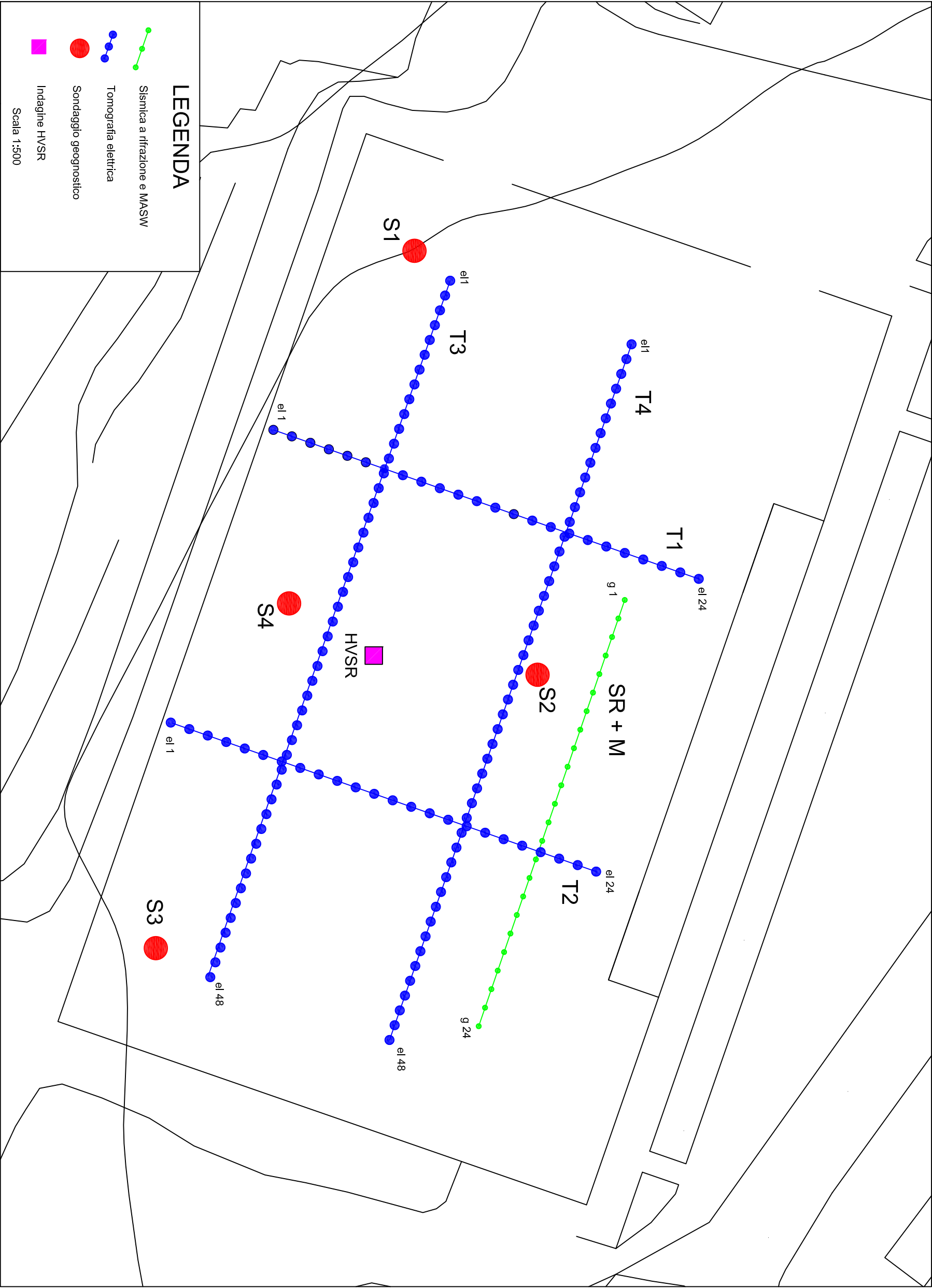
Geol. Donato PERNIOLA
Parco Valentino
Castellaneta (TA)

IL TECNICO:

Geol. Vincenzo DOTTORINI



Via del Mercato n. 2 - 74011 Castellaneta (TA)
P.Iva 03031400736 - Tel. 328/4710530 - 320/3372247
e-mail: geosolutionsrl@gmail.com - PEC: geosolutionsrl@pec.it



REGIONE PUGLIA

COMUNE DI CASTELLANETA

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO
POLIVALENTE PER ATTIVITÀ SOCIO SANITARIE ED
ASSISTENZIALI NEL COMUNE DI CASTELLANETA (TA)



ALLEGATO 2

TAVOLE INDAGINI GEOELETTRICHE

COMMITTENTE:

Geol. Donato PERNIOLA
Parco Valentino
Castellaneta (TA)

IL TECNICO:

Geol. Vincenzo DOTTORINI



Via del Mercato n. 2 - 74011 Castellaneta (TA)
P.Iva 03031400736 - Tel. 328/4710530 - 320/3372247
e-mail: geosolutionsrl@gmail.com - PEC: geosolutionsrl@pec.it

TOMOGRAFIA ELETTRICA N. 1

Luogo di esecuzione: Castellaneta – Stadio VERGA

Data esecuzione: 03/02/2016

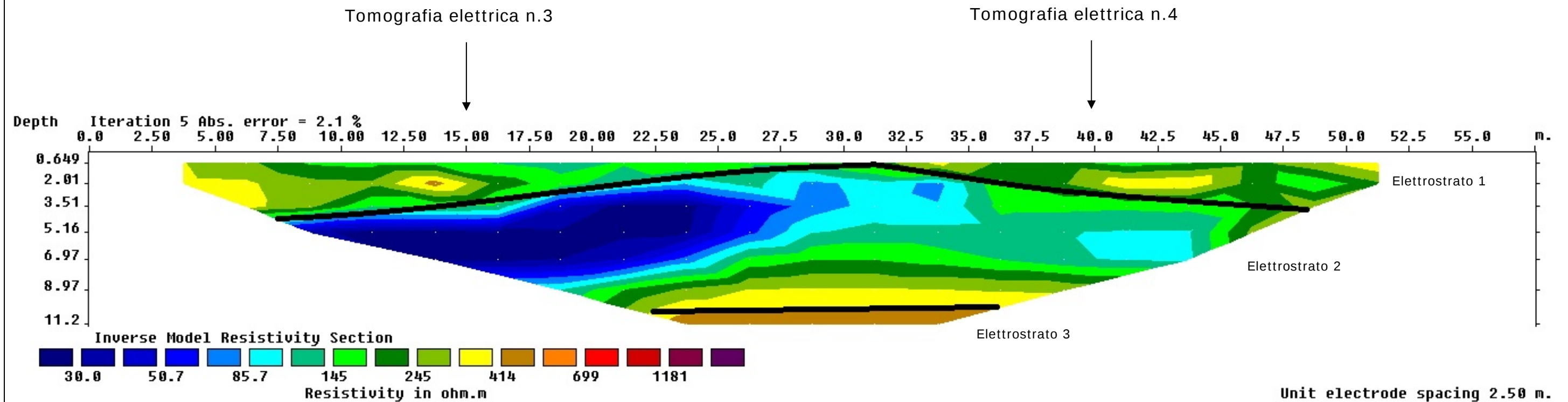
Metodologia adottata: WENNER-SCHLUMBERGER

Numero elettrodi: 24

Spaziatura elettrodi: 2.5 m

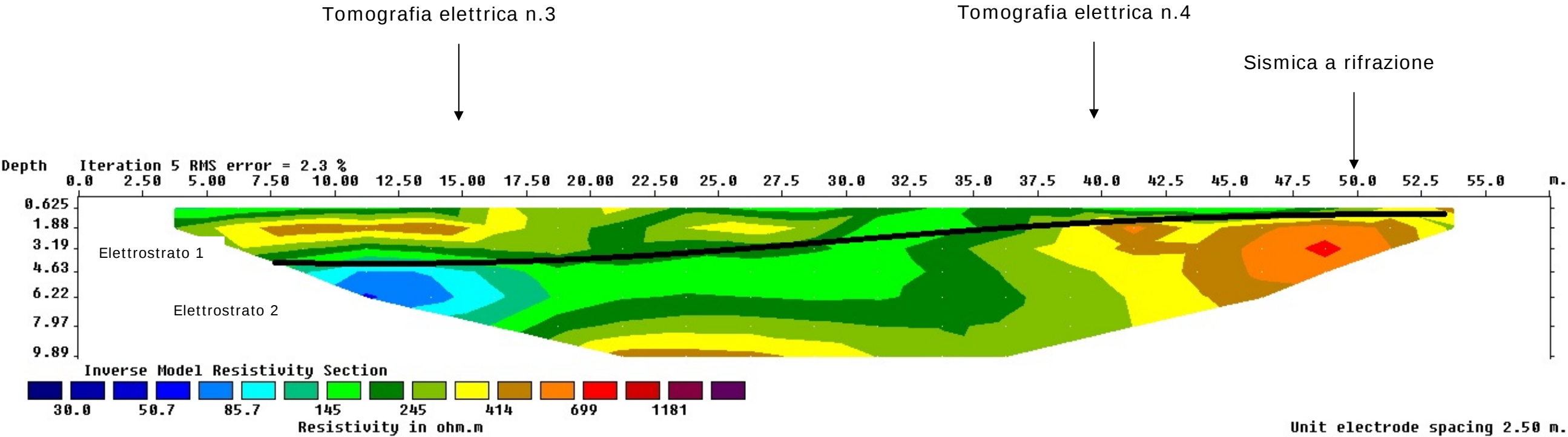
Coordinate geografiche WGS 84 UTM 33T – elettrodo 1: Latitudine 4498749.00 – Longitudine 663652.00

Azimut dell'elettrodo 24: N 20°



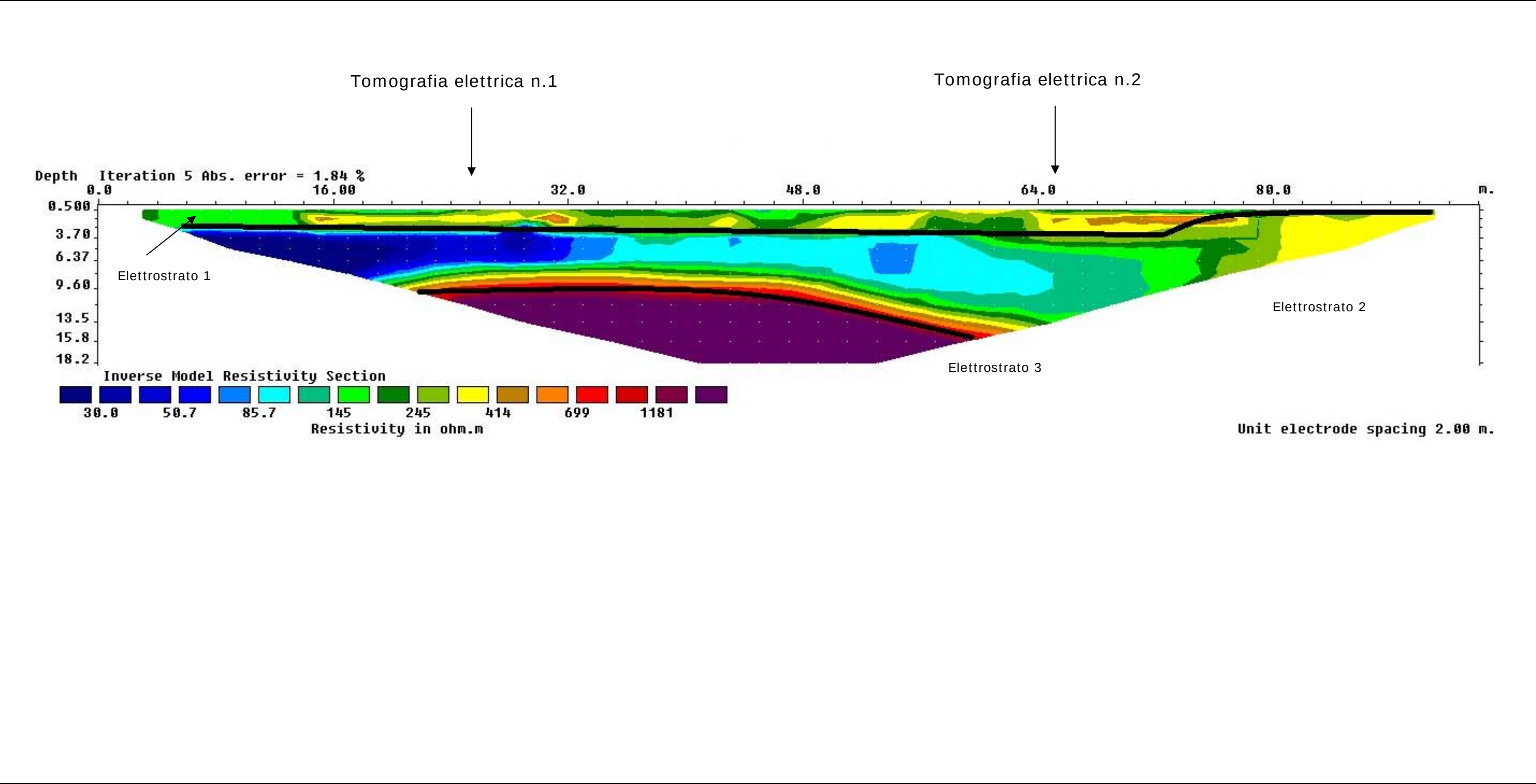
TOMOGRAFIA ELETTRICA N. 2

Luogo di esecuzione: Castellaneta – Stadio VERGA	
Data esecuzione: 03/02/2016	
Metodologia adottata: WENNER-SCHLUMBERGER	
Numero elettrodi: 24	
Spaziatura elettrodi: 2.5 m	
Coordinate geografiche WGS 84 UTM 33T – elettrodo 1: Latitudine 4498735.00 – Longitudine 663692.00	
Azimut dell'elettrodo 24: N 20°	



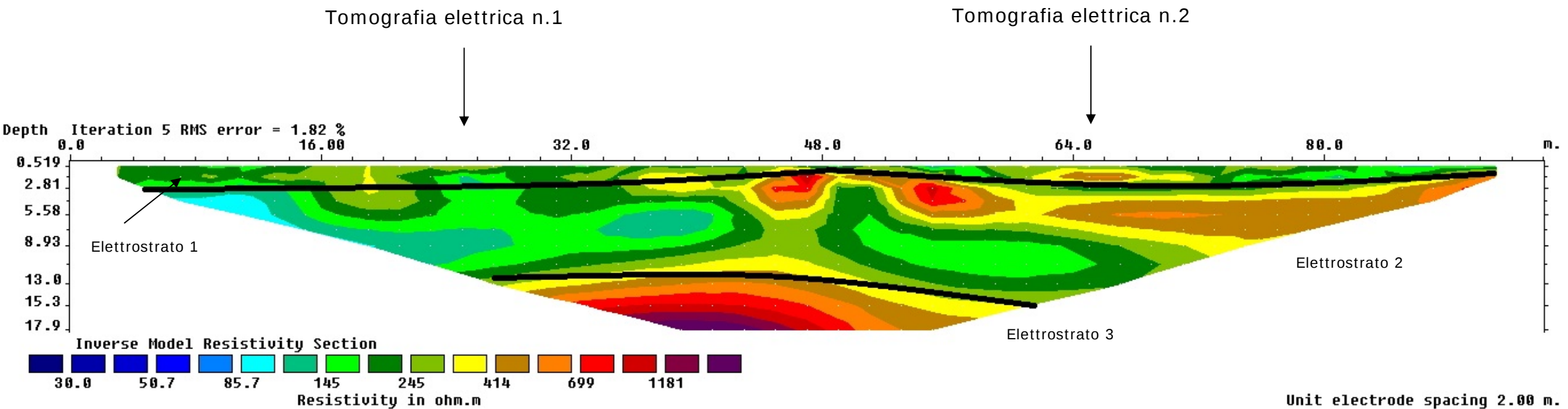
TOMOGRAFIA ELETTRICA N. 3

Luogo di esecuzione: Castellaneta – Stadio VERGA	
Data esecuzione: 08/02/2016	
Metodologia adottata: WENNER-SCHLUMBERGER	
Numero elettrodi: 48	
Spaziatura elettrodi: 2.0 m	
Coordinate geografiche WGS 84 UTM 33T – elettrodo 1: Latitudine 4498772.00 – Longitudine 663635.0	
Azimut dell'elettrodo 48: N 110°	



TOMOGRAFIA ELETTRICA N. 4

Luogo di esecuzione: Castellaneta – Stadio VERGA	
Data esecuzione: 03/02/2016	
Metodologia adottata: WENNER-SCHLUMBERGER	
Numero elettrodi: 48	
Spaziatura elettrodi: 2.0 m	
Coordinate geografiche WGS 84 UTM 33T – elettrodo 1: Latitudine 4498793.00 – Longitudine 663644.00	
Azimut dell'elettrodo 48: N 110°	



REGIONE PUGLIA

COMUNE DI CASTELLANETA

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO
POLIVALENTE PER ATTIVITÀ SOCIO SANITARIE ED
ASSISTENZIALI NEL COMUNE DI CASTELLANETA (TA)



ALLEGATO 3

TAVOLE INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE

COMMITTENTE:

Geol. Donato PERNIOLA
Parco Valentino
Castellaneta (TA)

IL TECNICO:

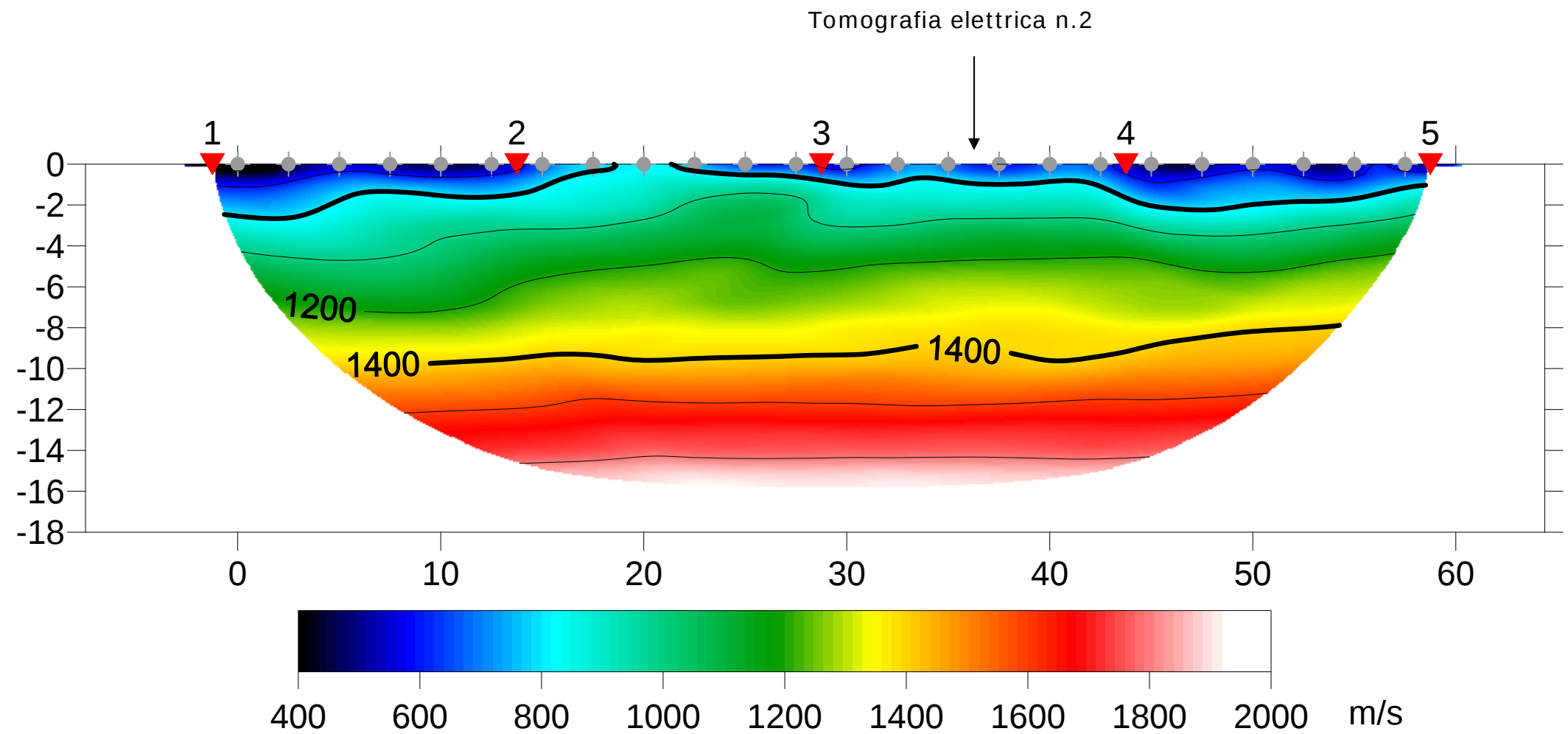
Geol. Vincenzo DOTTORINI



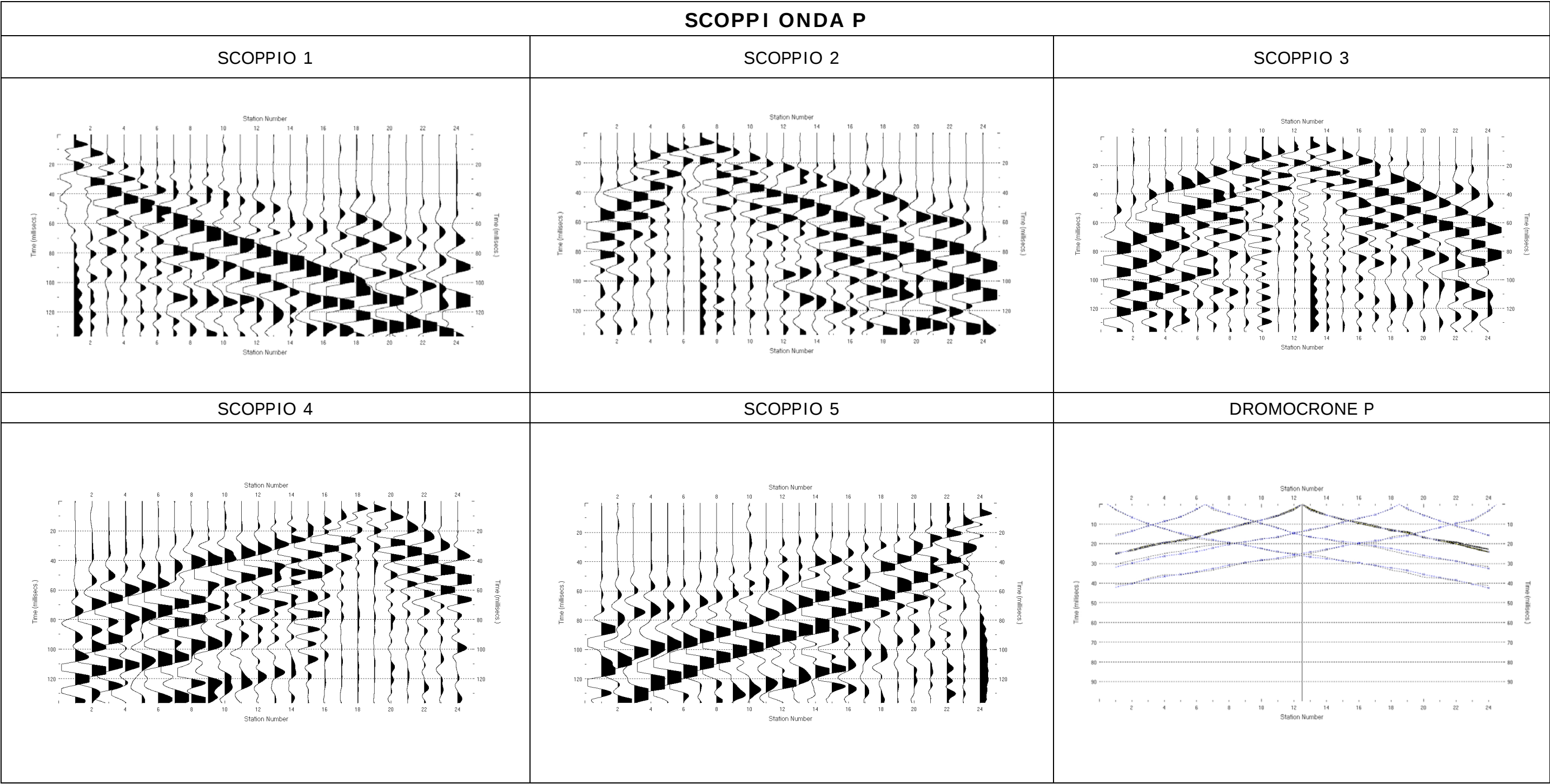
Via del Mercato n. 2 - 74011 Castellaneta (TA)
P.Iva 03031400736 - Tel. 328/4710530 - 320/3372247
e-mail: geosolutionsrl@gmail.com - PEC: geosolutionsrl@pec.it

TOMOGRAFIA SISMICA ONDA P

Luogo di esecuzione:	Castellaneta – Stadio VERGA
Data esecuzione:	03/02/2016
Metodologia adottata:	tomografia sismica in onda P
Numero geofoni:	24
Spaziatura geofoni:	2.5 m
Coordinate geografiche WGS 84 UTM 33T - punto 1:	Latitudine 4498794.90 – Longitudine 663677.95
Azimut del punto 5:	N 110°



DATI ACQUISITI



REGIONE PUGLIA

COMUNE DI CASTELLANETA

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO
POLIVALENTE PER ATTIVITÀ SOCIO SANITARIE ED
ASSISTENZIALI NEL COMUNE DI CASTELLANETA (TA)



ALLEGATO 4

CERTIFICATI PROVE DI LABORATORIO

COMMITTENTE:

Geol. Donato PERNIOLA
Parco Valentino
Castellaneta (TA)

IL TECNICO:

Geol. Vincenzo DOTTORINI



Via del Mercato n. 2 - 74011 Castellaneta (TA)
P.Iva 03031400736 - Tel. 328/4710530 - 320/3372247
e-mail: geosolutionsrl@gmail.com - PEC: geosolutionsrl@pec.it



Laborgéo s.r.l.
Via Dei Mestieri n° 16 – 75100 MATERA
Tel. 0835.387641 - E-mail: laborgéo@tin.it

***LABORATORIO GEOTECNICO PROVE SU TERRE, AUTORIZZATO AI SENSI DELL'ART.
59 DEL D.P.R. N° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005 e rinnovi***

**INDAGINI GEOGNOSTICHE RELATIVE AI LAVORI PER LA
REALIZZAZIONE DI UN CENTRO POLIVALENTE PER ATTIVITA' SOCIO
SANITARIE ED ASSISTENZIALI NEL COMUNE DI CASTELLANETA (TA)**

Committente:
GEOSOLUTION s.r.l. – Via del Mercato n° 2 – 74011 Castellaneta TA

Verbale di accettazione n° 28R/2016 del 01.02.2016

Rapporti di prova emessi dal n° 20R/2016 al n° 23R/2016

TABELLA RIASSUNTIVA PROVE GEOTECNICHE

INDAGINI GEOGNOSTICHE RELATIVE AI LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO POLIVALENTE PER ATTIVITA' SOCIO SANITARIE ED ASSISTENZIALI NEL COMUNE DI CASTELLANETA (TA)

Sond	CR	Profondità di prelievo m	γ_w KN/m ³	Litologia	Resistenza a compressione monoassiale σ_c KN/m ² (Kg/cm ²)
2	1	3.30 – 3.70	16.49	CALCARENITE	881.60 (8.99)
3	1	3.70 - 4.00	17.62	CALCARENITE	835.20 (8.52)

Matera 05.02.2016

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
Dr. Geol. Angelo CAPODILUPO

Verbale Accettazione N. 08R/2016 Del 01.02.2016 Rapporto di prova n° 20R Del 05.02.2016

Committente	GEOSOLUTION s.r.l.
Indirizzo	Via del Mercato n° 2 - 74011 CASTELLANETA (TA)
Progetto/Lavoro	Indagini geognostiche relative ai lavori per la realizzazione di un centro polivalente per attività socio sanitarie ed assistenziali nel Comune di Castellaneta (TA)

Località prelievo campione	CASTELLANETA (TA)		
Sondaggio n°	2	Campione n°	1
		Profondità:	3.30 - 3.70 m
Tipo contenitore	Busta in plastica sigillata		
Descrizione campione	Calcarenite di colore giallastro, porosa, a grana medio-fine		

MISURA DEL PESO DELL'UNITA' DI VOLUME
(INTERNA)

Stato del campione	Rimaneggiato
--------------------	--------------

Caratteristiche geometriche del provino

Numero provino	Provino 1	U.M.
Altezza del provino	130.00	mm
Diametro del provino	80.00	mm
Area di base del provino	50.24	cm ²
Volume del provino	653.12	cm ³

Numero provino	Provino 1	U.M.
Massa provino umido	1098.00	g
Volume provino	653.12	cm ³
Peso dell'unità di volume	16.49	KN/m ³

Data Inizio Prova: 02.02.2016

Data Fine Prova: 02.02.2016

Verbale Accettazione N. 08R/2016 Del 01.02.2016 Rapporto di prova n° 21R Del 05.02.2016

Committente	GEOSOLUTION s.r.l.
Indirizzo	Via del Mercato n° 2 - 74011 CASTELLANETA (TA)
Progetto/Lavoro	Indagini geognostiche relative ai lavori per la realizzazione di un centro polivalente per attività socio sanitarie ed assistenziali nel Comune di Castellaneta (TA)

Località prelievo campione	CASTELLANETA (TA)
Sondaggio n° 2	Campione n° 1 Profondità: 3.30 - 3.70 m
Tipo contenitore	Busta in plastica sigillata
Descrizione campione	Calcarenite di colore giallastro, porosa, a grana medio-fine

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE

(ASTM D2938-95)

Stato del campione	Rimaneggiato
---------------------------	--------------

Caratteristiche geometriche del provino

Numero provino	Provino 1	U.M.
Forma del provino	Cilindrica	
Altezza provino	130.00	mm
Diametro del provino	80.00	mm
Area di base del provino	50.24	cm ²
Massa del provino	1098.00	g
Volume del provino	653.12	cm ³
Peso dell'unità di volume	16.49	KN/m ³

Valori meccanici ricavati dalla prova

Numero provino	Provino 1	U.M.
Pressione a rottura	881.60	KN/m ²
Pressione a rottura	8.99	Kg/cm ²

Data Inizio Prova: 03.02.2016

Data Fine Prova: 03.02.2016

Note:

Verbale Accettazione N. 08R/2016 Del 01.02.2016 Rapporto di prova n° 22R Del 05.02.2016

Committente	GEOSOLUTION s.r.l.
Indirizzo	Via del Mercato n° 2 - 74011 CASTELLANETA (TA)
Progetto/Lavoro	Indagini geognostiche relative ai lavori per la realizzazione di un centro polivalente per attività socio sanitarie ed assistenziali nel Comune di Castellaneta (TA)

Località prelievo campione	CASTELLANETA (TA)		
Sondaggio n°	3	Campione n°	1
		Profondità:	3.70 - 4.00 m
Tipo contenitore	Busta in plastica sigillata		
Descrizione campione	Calcarenite di colore giallastro, porosa, a grana media		

**MISURA DEL PESO DELL'UNITA' DI VOLUME
(INTERNA)**

Stato del campione	Rimaneggiato
---------------------------	--------------

Caratteristiche geometriche del provino

Numero provino	Provino 1	U.M.
Altezza del provino	200.00	mm
Diametro del provino	80.00	mm
Area di base del provino	50.24	cm ²
Volume del provino	1004.80	cm ³

Numero provino	Provino 1	U.M.
Massa provino umido	1805.50	g
Volume provino	1004.80	cm ³
Peso dell'unità di volume	17.63	KN/m ³

Data Inizio Prova: 02.02.2016

Data Fine Prova: 02.02.2016

Verbale Accettazione N. 08R/2016 Del 01.02.2016 Rapporto di prova n° 23R Del 05.02.2016

Committente	GEOSOLUTION s.r.l.
Indirizzo	Via del Mercato n° 2 - 74011 CASTELLANETA (TA)
Progetto/Lavoro	Indagini geognostiche relative ai lavori per la realizzazione di un centro polivalente per attività socio sanitarie ed assistenziali nel Comune di Castellaneta (TA)

Località prelievo campione	CASTELLANETA (TA)
Sondaggio n° 3	Campione n° 1 Profondità: 3.70 - 4.00 m
Tipo contenitore	Busta in plastica sigillata
Descrizione campione	Calcarenite di colore giallastro, porosa, a grana media

PROVA DI COMPRESSIONE MONOASSIALE
(ASTM D2938-95)

Stato del campione	Rimaneggiato
---------------------------	--------------

Caratteristiche geometriche del provino

Numero provino	Provino 1	U.M.
Forma del provino	Cilindrica	
Altezza provino	200.00	mm
Diametro del provino	80.00	mm
Area di base del provino	50.24	cm ²
Massa del provino	1805.00	g
Volume del provino	1004.80	cm ³
Peso dell'unità di volume	17.62	KN/m ³

Valori meccanici ricavati dalla prova

Numero provino	Provino 1	U.M.
Pressione a rottura	835.20	KN/m ²
Pressione a rottura	8.52	Kg/cm ²

Data Inizio Prova: 03.02.2016

Data Fine Prova: 03.02.2016

Note:

5. PARTE SECONDA – RELAZIONE GEOTECNICA

1 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

2 - INDAGINI GEOGNOSTICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

3 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

A – [Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m].

3.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera / terreno.

3.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad

eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

4 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

4.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \times D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

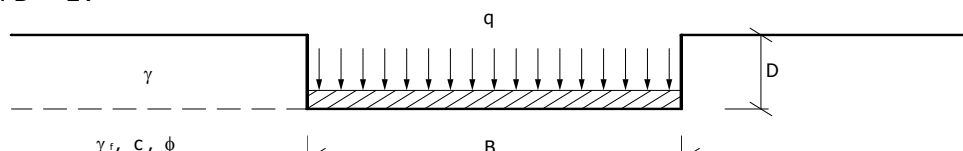
$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad \text{ed} \quad L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$

dove:

$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'} \#$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1 \#$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'} \#$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

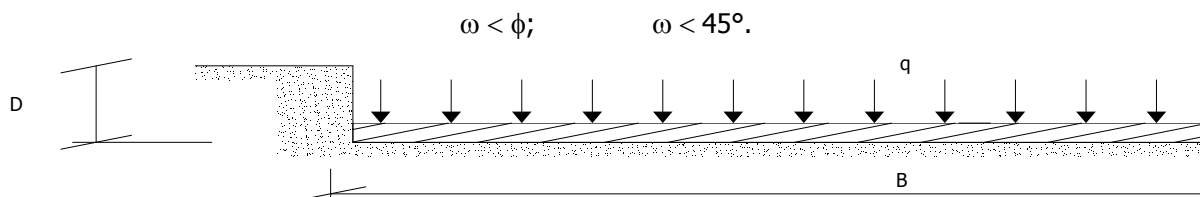
Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)} \#$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi} \#$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega \#$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega \#$

$$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega} \#$$

$$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos \omega} \#$$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

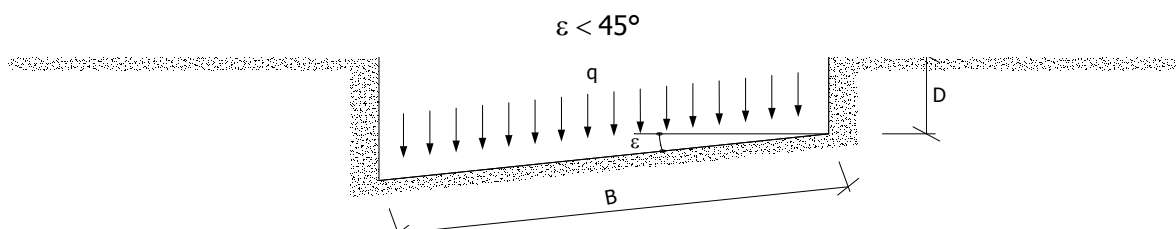


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)} \#$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi} \#$
$g_q = 1 \#$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2 \#$
$g_\gamma = 1 \#$	$g_\gamma = g_q \#$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E = modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0.5, a vantaggio di sicurezza;

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \cdot \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_\gamma$ ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere

valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \log\left(\frac{B}{2}\right) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

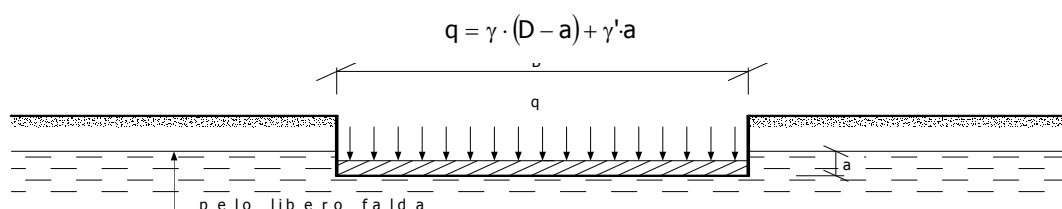
Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine " $B \cdot N_\gamma$ " è predominante.

Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza a sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma + \gamma_{H_2O} \cdot a$$

dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

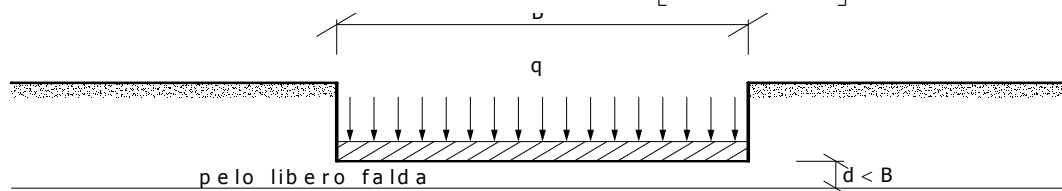


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità d , tale che:

$$D \leq d \leq D+B, \quad \text{o in altri termini} \quad d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni effettive*, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \left[\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \cdot \frac{d}{B'} \right] \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$



Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità d , tale che:

$$d \geq D+B, \quad \text{o in altri termini} \quad d \geq B$$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi=0$).

4.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} .

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)	
$z_c = z_q = z_\gamma = 1$	$z_c = 1 - 0.32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$ altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per $T = 0$

ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , come indicato nella tabella 6.4.I del DM 14/01/2008 è stato assunto pari a:

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limiti ultimi di fondazioni superficiali [DM 14/01/2008]

Verifica	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante	2,3

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "**per N_q** ", "**per N_c** " e "**per N_γ** ", relative ai "**Coef. Cor. Terzaghi**", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

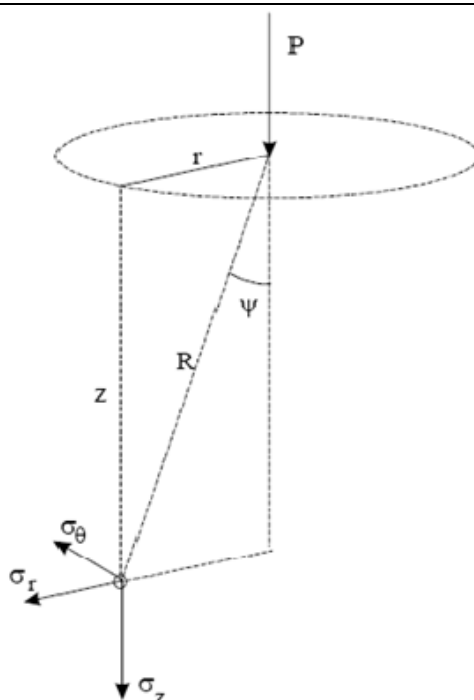
5 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

5.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).



Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche θ, z, r , sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot R}{(R+z)} \right]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R+z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

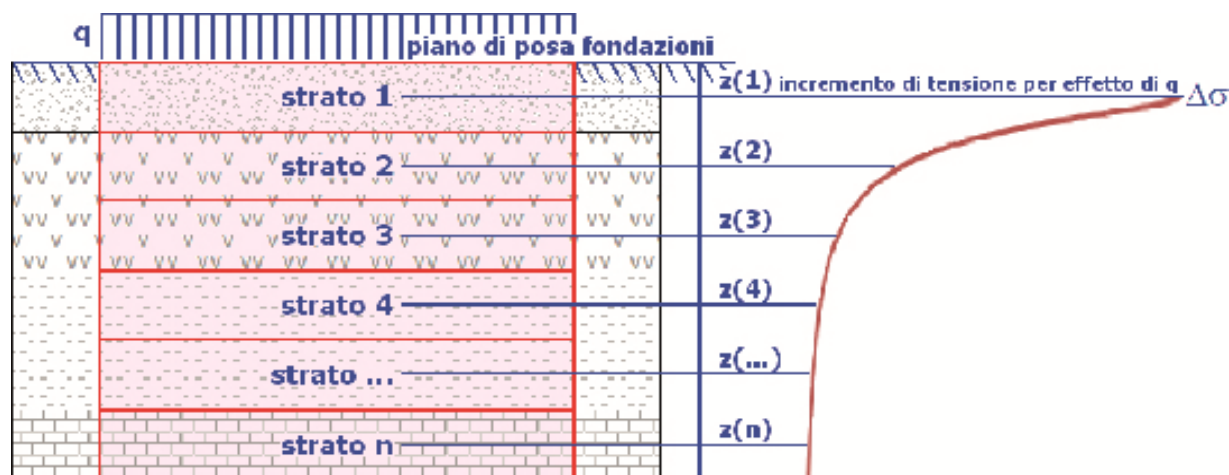
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha)$$

dove α è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X.

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_x , F_y , F_z agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il decremento di tensione dovuto allo scavo, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

5.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

- **Terreni a grana grossa**

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

- **Terreni a grana fina**

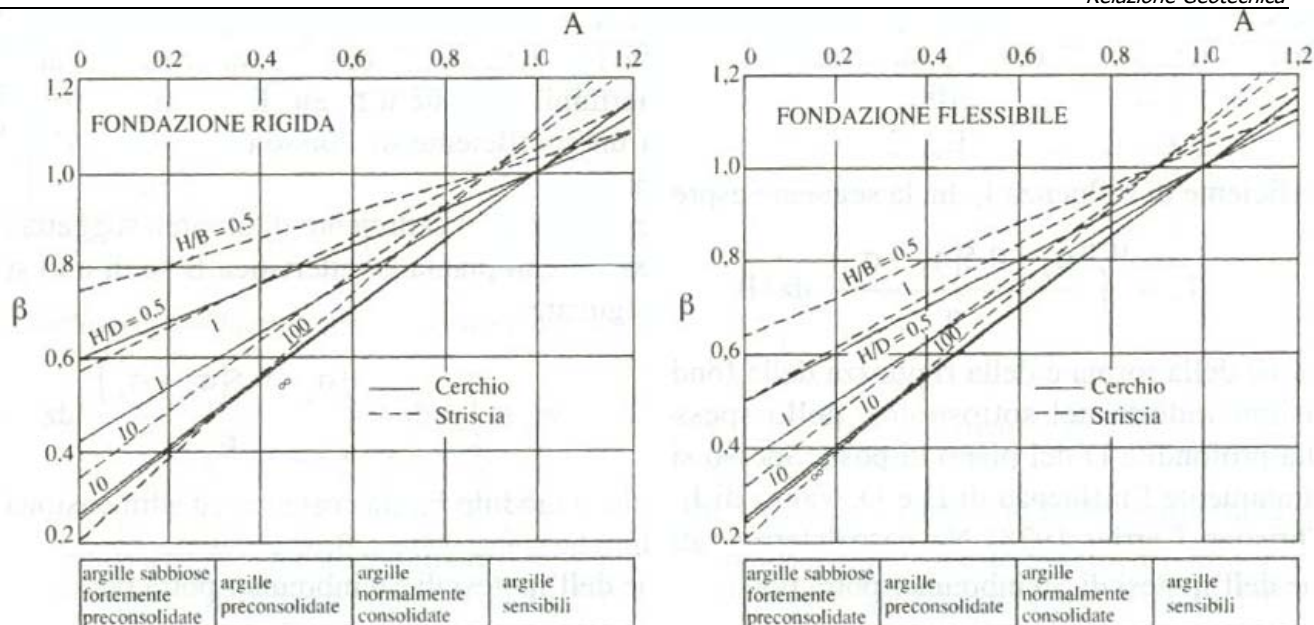
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	$A_{Skempton}$
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
 q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
 B è la larghezza caratteristica della fondazione,
 I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0.5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

rapporto $K_u = (E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (<3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (>5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

5.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

Δw_{ij} è il cedimento differenziale tra i punti i e j;

L_{ij} è la distanza tra la coppia di punti i e j.

6 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

1) Componente dovuta all'attrito F_{RD1} . È pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan \phi$$

dove:

N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

2) Componente dovuta all'adesione F_{RD2} . È pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;

c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

3) Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.

Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna F_{Rd} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_{d} , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato.