

regione: CAMPANIA
comune: SALERNO

PUA SUB-COMPARTO CR_29 sub.2 ANGELLARA-FERROVIA-ARBOSTELLA

committenti: Sign.ri VETTORI GUGLIELMO, VETTORI GIOVANNI BATTISTA

Guglielmo Vettori
firma

Giovanni Battista Vettori
firma

elaborati: **STATO DI PROGETTO**

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA
E DI COMPATIBILITA' IDROGEOLOGICA

tavola

38

data

AGOSTO 2019

gruppo di progettazione:

ing. GAETANO D'AMBROSIO

officina **MANI**

arch. NICOLA MANZO
arch. GIOACCHINO CARPINELLI
per.ind. VINCENZO TROMBETTA



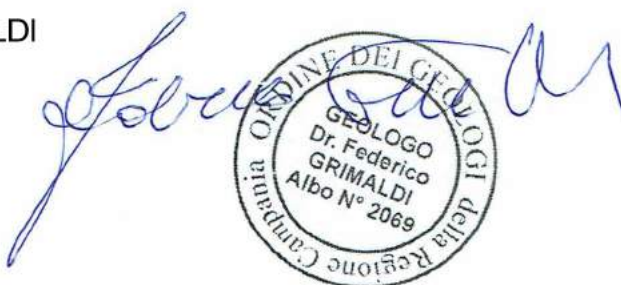
Gaetano D'Ambrosio
firma

Nicola Manzo
firma



progettazioni specialistiche:

dott. geologo FEDERICO GRIMALDI



----- *I N D I C E* -----

1. Premessa con descrizione dell'intervento	pag.III
2. Normative di riferimento	pag.VI
3. Geologia del territorio comunale	pag.VII
4. Cenni di idrogeologia	pag.XIV
5. Cenni idrodinamici del golfo di salerno	pag.XV
6. Campagna di indagini eseguite	pag.XVII
7. Caratterizzazione geotecnica dei terreni	pag.XXIII
8. Caratterizzazione sismica secondo le NTC 2008	pag.XXVI
9. Considerazioni geotecniche e proposta fondale	pag.XXXIII
10. Compatibilità idrogeologica ed idraulica	pag.XXXV
11. Note tecniche conclusive e suggerimenti	pag.XLII

ALLEGATI

- 1) Ubicazione indagini Sondaggi geognostici
- 2) Prove SPT in foro
- 3) Prove di laboratorio geotecnico;
- 4) Down Hole in foro;
- 5) Sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio);
- 6) Ipotesi di fondazioni profonde;
- 7) Rilievo fotografico.

COMUNE DI SALERNO

Data:	Luglio 2019	
Prot:	SGTSCI_{SAL}/2019/0010	Rev:2
Oggetto:	<p><i>Relazione Geologico-Tecnica, Sismica e di Compatibilità Idrogeologica, per la realizzazione del Sub-Comparto Edificatorio CR_29 Sub.2 del PUC di Salerno, di proprietà dei Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni Battista (VTT GNN 65E15 H703A. Località: Via Parmenide – Angellara-Ferrovia-Arbostella - Salerno</i></p> <p><i>D.M. 11/03/1988, dalla Legge n°64 del 02/02/74, dalla Circolare Ministeriale del LL.PP. del 16/01/1996, 20/03/2003, dell'OPCM 3519/2006, delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – Decreto 17 gennaio 2018 pubblicato sul S.O. della G.U. n. 30 del 4 febbraio 2008 e della NTA dell'Ex' Autorità di Bacino Campania Sud oggi, Oggi, Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, competente territorialmente</i></p>	



Figura 1 - Ubicazione area d'intervento

1 – PREMESSA CON DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

A seguito dell'incarico affidatoci dai Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni (VTT GNN 65E15 H703A); il sottoscritto geologo dr. Federico Grimaldi, nato a Torre Del Greco (NA) il 06/05/1969, residente in Sarno (SA) alla Via Monteleone n. 26 e con studio in Sarno (SA), Episcopio alla via Duomo,135/A (C.F.: GRMFRC69E06L259Z e P.Iva: 03882650652, produceva una relazione Geologica-Tecnica, Sismica e di Compatibilità Idrogeologica inerente alla Realizzazione del SUB-COMPARTO EDIFICATORIO CR_29 Sub.2 del PUC redatto dal Comune di Salerno.

Le particelle su cui dovranno sorgere le nuove strutture sono riportate in catasto terreni al foglio 39 particelle 112, 113, 815 e 817 2150.

Come si evince dalla Relazione Tecnica, redatta dall'Arch. Nicola Manzo e dall'Ing. Gaetano Dambrosio, l'intervento in oggetto prevede la realizzazione del comparto edificatorio CR_29 Sub.2, il quale è compreso nel nuovo PUC del Comune di Salerno adottato con delibera di C.C. n°56 del 16-11-2006 ed entrato in vigore a seguito della pubblicazione sul BURC n°2 in data 08-02-2007 del Decreto di approvazione della Provincia di Salerno n.147 del 28-12-2006.

Trattasi di un Comparto edificatorio continuo di tipo prevalentemente residenziale, sito in località Via Parmenide -Torre Angellara, avente una superficie territoriale (ST) complessiva nominale, secondo quanto riportato nella scheda PUC CR_29(B), di mq 51.991, interamente costituenti l'area di trasformazione AT_R 29.

Oggetto della presente relazione è lo studio dei terreni costituenti il sottosuolo, e più precisamente la determinazione della loro successione stratigrafica e delle relative caratteristiche geotecniche.

Premesso che

- ✓ Il Comune di Salerno, ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20/03/2003 pubblicata sulla G.U. del 08/05/2003 è classificato come “sismicità media” (Zona 2: PGA fra 0,15 e 0,25g) e quindi con un coefficiente di intensità sismica da rispettare $C=0,07$ di g.
- ✓ nel mese di Ottobre (C.I. n. 80 del 17/10/2002), l'Autorità di Bacino Regionale Destra Sele pubblicava e adottava ai sensi della L. 183/89 e s.m. il Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico del territorio e le relative norme di attuazione e successivamente aggiornate (C.I. n. 18 del 14/03/2003 e 2011); il Piano Stralcio classificava l'area in oggetto a Pericolosità e Rischio da frana nullo vedi CTR n.467102; mentre, idraulicamente l'area rientra nella fascia fluviale - sottofascia B3

con una pericolosità/rischio P1/R1 moderato, con campitura di colore verde (vedi immagine sottostante – fig.2)



Figura 2

Per l'espletamento dell'incarico, dopo aver preso visione dello stato dei luoghi, è stato stilato un programma sui tempi e le modalità di esecuzione dello studio geologico-tecnico nel rispetto della L.R. 9/83, del D.M. 11/03/1988 e dell'NTC (2018), attraverso le seguenti fasi:

- ✓ Reperimento e consultazione di pubblicazioni e lavori di vari autori riguardanti in specifico l'area in esame e di un intorno significativamente ampio, disamina dei dati emersi da precedenti indagini effettuate dall'Amministrazione Comunale, per la redazione del PUC.
- ✓ Rilievo della giacitura degli strati, della loro potenza, del rapporto con i materiali di copertura e dei processi idrogeologici e morfogenetici avvenuti e in atto (fino a profondità significativa ai fini degli obiettivi proposti) sulla base di indagini dirette ed indirette;
- ✓ Rilievo dell'andamento della falda idrica mediante indagine diretta;
- ✓ Caratterizzazione sismica dei terreni attraverso la realizzazione di indagini sismiche in loco (sismica attiva e sismica passiva), è stata inoltre eseguita una correlazione con i dati sismici del Piano Regolatore Generale;
- ✓ Analisi dei dati di base, delle specifiche tecniche e delle cartografie a corredo del Piano Stralcio.

- ✓ Inoltre, è stata eseguita una correlazione con i dati geologici e sismici per la redazione del PUC Comunale
- ✓ Considerazioni relativamente alla “compatibilità” dell’intervento e del rischio residuo presente sull’area sulla scorta delle indagini e delle risultanze, anche attraverso l’applicazione delle specifiche tecniche utilizzate dall’Autorità di Bacino Campania Sud per la redazione del Piano Stralcio.
- ✓ La raccolta e l’interazione critica di tutti i dati, ha permesso una caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica dell’area di studio.

Di seguito, vengono discusse le varie fasi che hanno consentito di avere un quadro più esaustivo di tutta l'area di studio; mentre, per tutto ciò che non è stato esplicitamente citato in tale dichiarazione ci si rifà agli allegati tecnici di progetto.

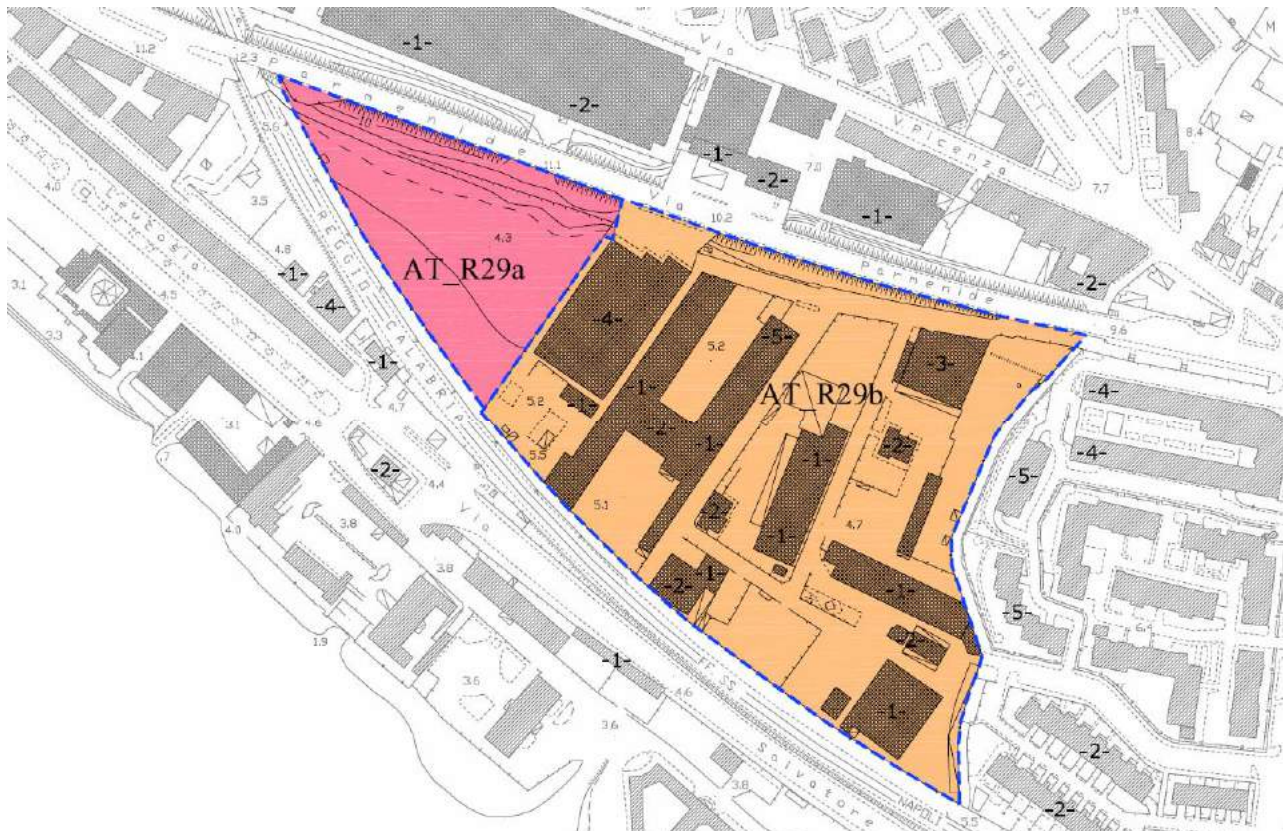


Figura 3

2 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Norme Tecniche per le Costruzioni aggiornate con Decreto del 17 gennaio del 2018;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale; Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Eurocodice 8 (1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);
- Eurocodice 7.1 (1997) - Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali – UNI;
- Eurocodice 7.2 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI;
- Eurocodice 7.3 (2002); Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI;
- D.M. 11.03.988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Leggi regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico;
- Ordinanze Autorità di Bacino Nazionale, Regionale o Interregionale;
- PSAI dell'Autorità di Bacino Campania Sud; Oggi, Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale;

3 - GEOLOGIA DEL TERRITORIO COMUNALE

L'area di studio è posta al margine meridionale del gruppo montuoso dei Monti Picentini e rappresenta la porzione NE del territorio comunale di Salerno (Fig.1). Essa, verso S, si estende sino a comprendere il nucleo abitato di Sala Abbagnano e risulta altresì delimitata ad ovest dal Fiume Imo, a N dalle propaggini meridionali del Monte Stella e verso E dai rilievi collinari che fungono da spartiacque tra il Rio Grancano ed il Rio Sordina.

Complesso carbonatico (Triassico)

I termini triassici dell'assise carbonatica mesozoica (Unità Monti Picentini - Bonardi et alii 1988) costituiscono nell'area il substrato relativo (Fig.1); di essi, sono in affioramento:

- il membro intermedio, costituito da calcari marnosi e subordinatamente argille, ascrivito in letteratura al Carnico (Marnoscisti ad avicula e Myoforia Auct.) e potente in zona sui 50 -;- 70 m (Celico et alii, 1977);

- il membro superiore, costituito da dolomie grigie ben stratificate, con occasionali intercalazioni argilloso-marnose, datato al Norico (Dolomia superiore Auct.), che presenta spessori dell'ordine di alcune centinaia di metri (Celico et alii, 1977).

In alcune verticali geognostiche (Fig. 4), a profondità variabili da 2,50 a 12 m dal piano-campagna, lungo il fondo valle Irno, sono stati rinvenuti litotipi probabilmente riferibili all'elemento basale della sequenza triassica, anch'esso dolomitico (Dolomia farinosa Auct.), rappresentato da dolomie biancastre e grigio- chiare, fortemente cataclastiche e farinose, di probabile età carnica (Budetta et alii, 1991).

Argille Varicolori (Cretaceo-Oligocene)

I terreni dell'Unità Sicilide (Argille Varicolori Auct. - Cretaceo-Oligocene) sono costituiti da argille ed argille siltose grigio-azzurre e grigio-nerastre con festonature vinaccia, a scaglie, inglobanti frammenti ed intercalazioni lapidee prevalentemente calcaree e calcareo-marnose. Le Argille Varicolori, ritenute sinora estesamente affioranti in zona (Ortolani et alii, 1979; Bonardi et alii, 1988), in realtà lo sono in un settore estremamente limitato, ossia in destra

orografica al Rio Grancano, tra Ogliara e Rufoli; nell'area di Pastorano, inoltre, esse risultano ricoperte da alcuni metri di depositi detritico-piroclastici (Fig. 3-4).

Di norma, invece, le Sicilidi si rinvenivano intercalate, a varie altezze stratigrafiche, ai termini pelitici dell'Unità di Villamaina (Fig. 3-4); in sondaggio le Argille Varicolori presentano spessori non inferiori ad 8 m, sino ad un massimo esplorato di circa 20 m.

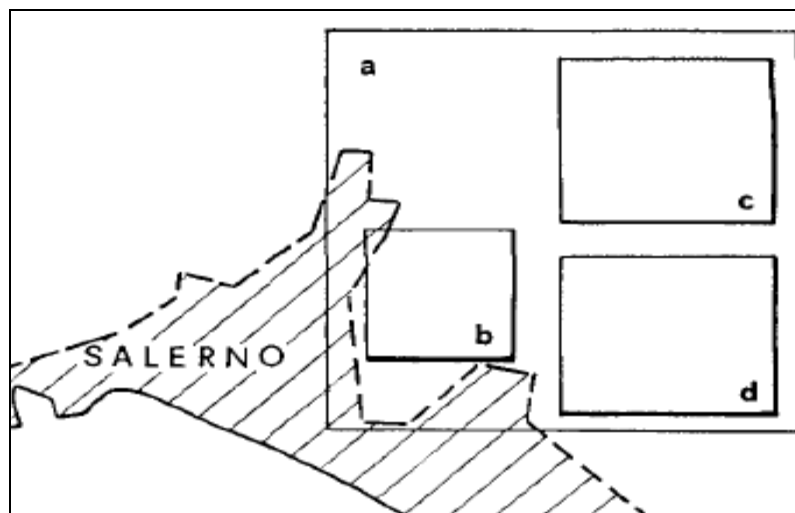


Figura 1 - Ubicazione dell'area studiata. Le lettere rimandano (a) alla Fig. 2 (carta geologica) e (b, c, d) alla

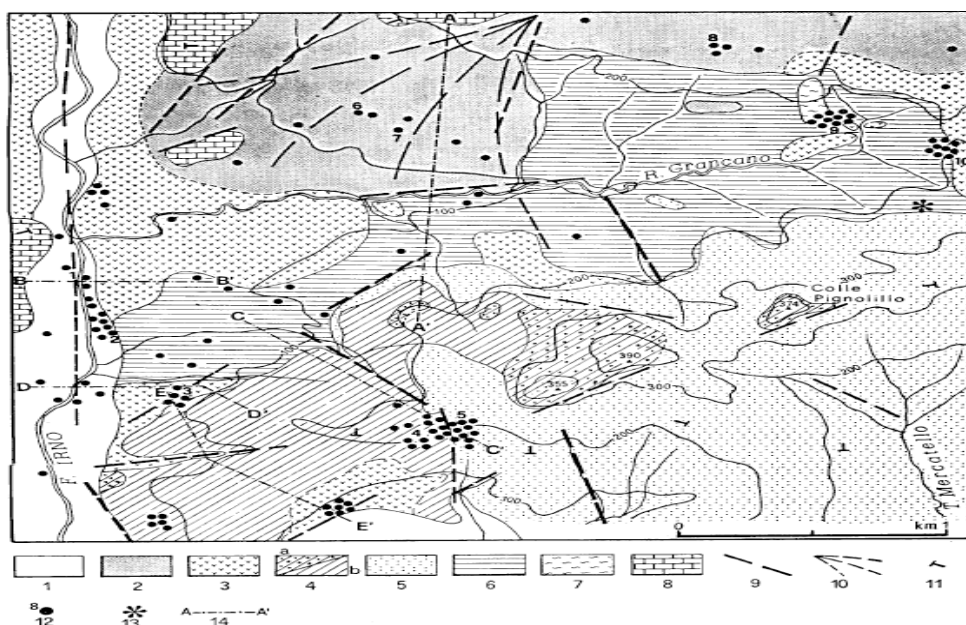


FIG. 2 — Carta geologica. 1) Alluvioni (Quaternario); 2) coperture detritico-piroclastiche (Quaternario); 3) prodotti piroclastici (Quaternario); 4) conglomerati di Salerno (Pleistocene inf.- Pliocene inf.); 5) Unità di Villamaina - membro sabbioso-arenaceo (Miocene sup.); 6) Unità di Villamaina - membro argilloso (Miocene sup.); 7) argille Varicolori (Oligocene-Cretaceo); 8) complesso carbonatico (Triassico); 9) faglia; 10) conoide; 11) giacitura di strato; 12) sondaggio geognostico (il numero rimanda alla Fig. 4); 13) punto di prelievo campioni per analisi geotecniche; 14) traccia di sezione.

— Geological Map. 1) Alluvial deposits (Quaternary); 2) debris cover (mainly carbonatic and pyroclastic) (Quaternary); 3) pyroclastics (Quaternary); 4) Salerno Conglomerates (Lower Pleistocene-Lower Pliocene ?); 5) carbonatic elements (a) and polygenic (b) lithofacies; 6) Villamaina Unit - sands and sandstones (Upper Miocene); 7) Villamaina Unit - clays (Upper Miocene); 8) Varicoloured Clays (Oligocene-Cretaceous); 9) carbonate rocks (Triassic); 10) fault; 11) alluvial fan; 12) borehole (numbers refer to Fig. 4); 13) location of samples; 14) cross section trace.

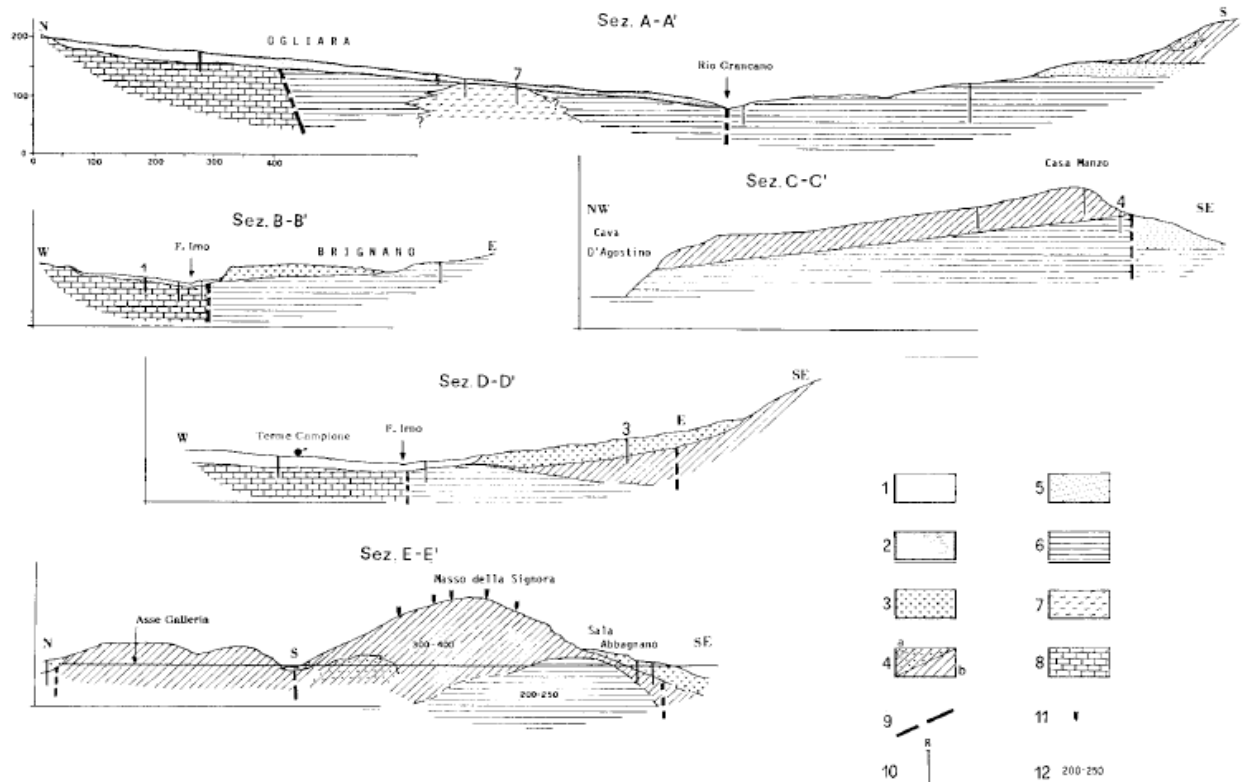


FIG. 3 — Sezioni geologiche. 1) Alluvioni; 2) coperture detritico-piroclastiche; 3) prodotti piroclastici; 4) conglomerati di Salerno: litofacies ad elementi carbonatici (a) e poligenica (b); 5) Unità di Villamaina (membro sabbioso-arenaceo); 6) Unità di Villamaina (membro argilloso); 7) argille Varicolori; 8) complesso carbonatico; 9) faglia; 10) sondaggio geognostico; 11) sondaggio geofisico; 12) resistività in ohm.m.

— Geological cross sections. 1) Alluvial deposits; 2) debris cover (mainly carbonatic and pyroclastic); 3) pyroclastics; 4) Salerno Conglomerates: carbonate elements (a) and polygenic (b) lithofacies; 5) Villamaina Unit - sands and sandstones; 6) Villamaina Unit - clays; 7) Varicoloured Clays; 8) carbonate rocks; 9) fault; 10) borehole; 11) sounding; 12) resistivity in ohm.m.

Unità di Villamaina (Miocene sup.)

Nel settore mediano dell'area sono diffusamente presenti sedimenti argillosi ed argilloso-marnosi, a luoghi sabbiosi, di colore grigio-azzurro prevalente, che evolvono gradualmente verso l'alto a sabbie ed arenarie giallastre debolmente cementate, a granulometria uniforme, con occasionali livelli di puddinghe poligeniche. Tale successione pelitico-arenacea, che

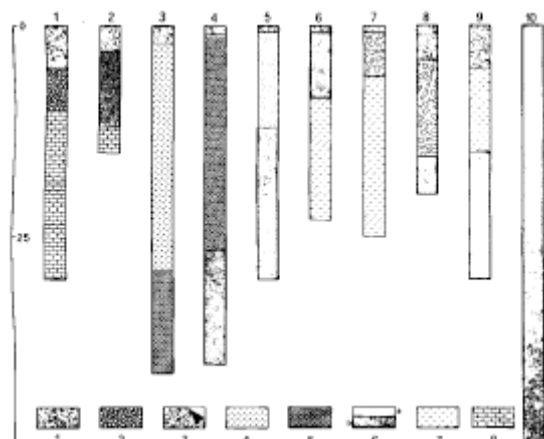


FIG. 4 — Verticali geognostiche significative. 1) Materiali di riporto; 2) alluvioni; 3) coperture detritico-piroclastiche; 4) prodotti piroclastici; 5) conglomerati di Salerno; 6) Unità di Villamaina: membro sabbioso-arenaceo (a) e membro argilloso (b); 7) Argille Varicolori; 8) dolomie.

— Selected borehole logs. 1) Fills; 2) alluvial deposits; 3) debris cover (mainly carbonatic and pyroclastic); 4) pyroclastics; 5) Salerno Conglomerates; 6) Villamaina Unit: sands and sandstones (a), clays (b); 7) Varicoloured Clays; 8) dolostones.

evidenzia l'instaurarsi di un ciclo regressivo, è stata nei dintorni di Salerno oggetto, a più riprese, di datazioni biostratigrafiche (Coppa, 1967; De Castro Coppa, 1969; Colalongo et al.,

1973; Ciampo et alii, 1979; Ortolani et alii, 1979); essa risulta, nel complesso, di età Tortoniano superiore Messiniano inferiore ed è ascrivibile all'Unità di Villamaina.

Lo spessore medio della porzione a prevalenza pelitica è di circa 50 + 70 m; il membro sabbioso-arenaceo, per lo più massivo o mal stratificato, offre spessori dell'ordine di diverse decine di metri, che si rastremano da E verso W, fino ad azzerarsi in prossimità del Masso della Signora, dove i Conglomerati di Salerno poggiano direttamente sui termini pelitici miocenici. In affioramento, l'appoggio del Villamaina su terreni più antichi non è rilevabile; solo in alcuni sondaggi (Fig. 4) sono stati rinvenuti alcuni metri di argille grigio-azzurre rimaneggiate, riferibili al Villamaina, sovrastanti le dolomie triassiche.

Conglomerati di Salerno (? Pliocene inf. - Pleistocene inf.)

Lungo la dorsale Masso della Signora-Pietra di S. Stefano-Colle Pignolillo, la successione terrigena del Villamaina è "tagliata" in discordanza da una potente sequenza clastica, nota in letteratura come Conglomerati di Salerno (Cinque et alii, 1988). Nell'ambito di tale sequenza, si riconoscono in affioramento due distinti membri:

- Un primo, costituito da conglomerati in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa, giallo-ocra, con lenti di sabbie grossolane e di argille limo-sabbiose, talora con livelli carboniosi. Gli elementi risultano fortemente eterometrici e poligenici; si rinvencono infatti, con dimensioni variabili dalle ghiaie ai blocchi, clasti di natura estremamente variabile: calcari, calcari dolomitici e dolomie mesozoiche; calcari con selce e diaspri della Serie lagonegrese; marne ed arenarie mioceniche; occasionalmente, travertini.

Il membro in esame è di norma massivo; solo in alcuni punti (loc. Masso della Signora) si rileva una giacitura stratoide, con un'inclinazione di una decina di gradi verso i quadranti settentrionali. Gli elementi clastici di taglia inferiore si presentano in genere ben arrotondati, con forme subsferiche prevalenti. La litofacies in esame è stata esplorata per un massimo di 40 m, ma presenta un affioramento spessori sui

60 + 70 m. Nel complesso, le caratteristiche litologiche e tessiturali indicano una deposizione avvenuta in ambiente fluviale;

- un secondo, a luoghi (Colle Pignolillo; versante SE di Pietra di S. Stefano) poggiante direttamente sui sedimenti sabbioso-arenacei miocenici, costituito da elementi di natura esclusivamente calcarea, calcareo-dolomitica e dolomitica, di dimensioni variabili dalle ghiaie ai blocchi; l'insieme dei clasti, per lo più a spigoli vivi, costituisce un ammasso eterometrico, cementato da calcite spatica, con spessori stimabili nell'ordine di alcune decine di m.

La presenza di blocchi di notevoli dimensioni, con stratificazione talora evidente e giaciture estremamente variabili alla scala dell'affioramento; la differente natura litologica dei clasti, pur carbonatici nel complesso; nonché le caratteristiche sedimentologiche globali inducono a ritenere i sedimenti in parola come accumuli di antiche conoidi alluvionali, connesse allo smantellamento di porzioni calcareo-dolomitiche, relativamente prossimali, dei retrostanti Monti Picentini. Tali depositi si rinvencono anche nel corpo della prima litofacies, come lenti discontinue; in tal senso sono da considerare, a nostro avviso, anche i nuclei ad elementi carbonatici rinvenuti lungo le gallerie della tangenziale A.N.A.S. (Sala Abbagnano), a quote sui 35 + 40 m al di sotto del p.c. (Fig. 3). In merito all'età della sequenza clastica descritta, in assenza di datazioni specifiche, tra l'altro di non usuale esecuzione, è da rilevare che:

- i Conglomerati di Salerno poggiano direttamente sui sedimenti tortoniano-messiniani; la base dei Conglomerati di Salerno è stata dubitativamente ascritta al Pliocene inferiore (Lippmann- Baggioni & Gars, 1984);
- le caratteristiche litologiche della litofacies ad elementi carbonatici suggeriscono una possibile correlazione con la formazione basale del Gruppo di Eboli (Formazione di Fontana del Fico - Cinque et al., 1988), affiorante in settori contigui, e datata al Pleistocene inferiore.

Per tali motivi, la sequenza conglomeratica di Salerno potrebbe essere compresa tra il Pliocene inferiore ed il Pleistocene inferiore.

Prodotti piroclastici (Quaternario)

Le depressioni vallive dell'area sono parzialmente colmate dai prodotti piroclastici legati all'attività dei principali centri vulcanici campani; tali depositi risultano per lo più sciolti o debolmente addensati, talora in giacitura primaria o più di frequente rimaneggiati, con spessori esplorati da 2 -o- 3 a circa 30 m.

È altresì presente in affioramento il Tufo Grigio Campano, litoide, giallastro verso le porzioni terminali ed affetto da fessurazione colonnare, con spessori sui 15 -o- 20 m (Brignano inferiore).

Coperture detritico-piroclastiche (Quaternario)

Nella fascia pedemontana di raccordo tra il M.te Stella e le aree di fondovalle si ritrovano depositi detritici di falda, per lo più sciolti o debolmente cementati, commisti a piroclastiti sciolte e rimaneggiate; tali depositi assumono maggiore sviluppo areale nel settore occidentale, laddove sono riconducibili ad una conoide impostatasi lungo una profonda incisione esistente tra il Monte Stella ed il Colle Pianello. Gli spessori accertati in sondaggio per il complesso detritico sono compresi tra 4 e 23 m, con appoggi stratigrafici su tutte le formazioni più antiche rilevabili in zona.

Alluvioni (Quaternario)

Lungo l'alveo del Fiume Imo e del Rio Grancano si rinvencono depositi alluvionali recenti ed attuali, di norma frammisti a piroclastiti sciolte e talora sormontati da riporti antropici, con spessori investigati da 5 a 20 m circa.

4 - CENNI DI IDROGEOLOGIA

Da un punto di vista idrogeologico a grande scala è possibile discriminare, all'interno dei litotipi affioranti sul territorio comunale di Salerno, cinque complessi idrogeologici caratterizzati da diversi gradi di permeabilità come riportato di seguito:

Permeabilità molto elevata

- Complesso calcareo-dolomitico-marnoso, è formato dai terreni dell'Unità dei Monti Picentini-Taburno ed è caratterizzato da una permeabilità per fratturazione e carsismo di grado elevato nel membro calcareo, da una permeabilità per fratturazione di medio grado nel membro dolomitico e da una permeabilità di grado molto basso nei livelli marnosi e calcareo marnosi.

Permeabilità media

- Complesso alluvionale: comprendente depositi alluvionali in senso stretto, sabbie dunari e depositi lagunari. Tale complesso è caratterizzato da una permeabilità per porosità variabile in relazione alla granulometria dei depositi.

Permeabilità medio-bassa

- Complesso arenaceo-conglomeratico: comprendente arenarie, conglomerati e tufo litoide. Questo complesso è caratterizzato da una permeabilità per porosità di grado basso nelle piroclastiti e media nelle fasce detritiche.

Permeabilità bassa

- Complesso dei terreni a prevalente componente limo-argillosa: comprendente coperture eluvio-colluviali, detrito di falda, tufi incoerenti, argille. È il complesso formato dai terreni flyschoidi dell'Unità di Villamaina e delle Argille vari colori, nonché dai conglomerati di Salerno e di Eboli ed è caratterizzato da una permeabilità di grado molto basso.

5 – CENNI IDRODINAMICI DEL GOLFO DI SALERNO

In base ad alcuni studi effettuati dall' Autorità di Bacino Campanai Sud è stato evidenziato che, lungo costa, le correnti nel Golfo di Salerno, salvo casi particolari, seguono la batimetria in senso orizzontale, ma, proprio a causa delle irregolarità del fondo, la circolazione risultante è molto complessa.

Inoltre, poiché le acque costiere sono soggette ad escursioni termiche maggiori di quelle a cui sono soggette le acque del largo, è possibile la formazione, nei mesi invernali, di acque più dense che scorrono sul fondo e ne seguono la morfologia sino al raggiungimento di condizioni di equilibrio.

La dinamica costiera nel Golfo assume una configurazione tipica caratterizzata da un flusso in direzione NW che interessa in modo più o meno uniforme l'area interna, penetrando nel Golfo e seguendo un circuito antiorario.

A questa circolazione generale occorre sommare l'effetto del vento sugli strati superficiali.

Infatti, quando il vento ha una forte componente nella direzione dell'asse del bacino (NE-SW), nella parte costiera centrale del bacino si forma una zona di convergenza, con conseguente deflusso delle acque verso il largo.

Tale situazione è attribuibile non solo all'azione del vento, ma anche all'orografia circostante il Golfo e alla conformazione del fondo

Le conoscenze che si hanno sulla circolazione marina superficiale e nelle acque del Tirreno meridionale, indicano una prevalenza della direzione NW con conseguente rinnovo delle acque del Golfo.

In base alla profondità raggiunta il Golfo risulta interessato da tre grosse masse d'acqua.

La più profonda è la Levantine Intermediate Water (LIW), il cui limite superiore varia tra i 200 e i 300 m in base alla stagione; la Thyrrenian Intermediate water (TIW) giace sulla LIW e gioca un importante ruolo costituendo circa i 3/4 del volume occupato all'interno del Golfo. La variabilità idrologica risulta influenzata fortemente dalla stagione; i valori minimi di salinità e

di temperatura vengono raggiunti nel mese di marzo, in seguito ai runoff invernali che compensano l'incremento alino dovuto all'evaporazione e ai mixing convettivi.

In superficie, durante il periodo di maggiore stratificazione, la TIW assume caratteristiche tali da potere distinguere una nuova massa d'acqua, la Thyrranian Surface Water (TSW), dall'elevata variabilità ed instabilità.

La TSW giace al di sopra del termocline e può raggiungere i 26°C con valori di salinità di 38 psu. Inoltre, molto vicino alla costa, la variabilità aumenta al punto da poter distinguere un'ulteriore massa d'acqua, la Coastal Surface Water (CSW), con proprietà, soprattutto chimiche, distinte da quelle della TSW in quanto fortemente influenzate da apporti fluviali ed afflussi costieri.

6 – CAMPAGNA DI INDAGINI ESEGUITE

Per la identificazione delle formazioni geologiche, per valutare lo stato dei complessi geologici e litotecnici, per la definizione del modello geologico tecnico di riferimento nonché per la valutazione del comportamento del terreno nello stato di fatto e di progetto è stata eseguita in modo puntuale una campagna di indagini in situ a mezzo di:

1. n.3 - Sondaggi geognostici a c.c. (spinti alla profondità max 30 m dal p.c.);
2. n.9 - SPT in foro;
3. n.6 Prelievo di campioni indisturbati: Prove di laboratorio geotecnico;
4. n.1 - Down Hole in foro
5. n.3 - HVSR

Sondaggi Geognostici a Carotaggio Continuo

L'indagine in questione è stata espletata con l'impiego di una sonda rotativa del tipo K 750 delle Officine Venafrane (C.M.V.) a carotaggio continuo ad avanzamento a circolazione d'acqua, e dove è stato possibile è stato utilizzato l'avanzamento a secco.

I sondaggi sono serviti ad individuare la successione stratigrafica dei terreni di sottofondazione ed a prelevare campioni indisturbati nelle formazioni coesive o pseudocoesive e rimaneggiati nei terreni privi del tutto di coesione.

Tutti i campioni sono stati catalogati all'atto dell'estrusione.

Su alcuni campioni prelevati in forma indisturbata sono state eseguite prove di laboratorio per determinare le caratteristiche geotecniche degli stessi allo stato naturale e dopo costipamento. Tale profondità ha indagato ampiamente il volume significativo entro cui si risentiranno le sollecitazioni indotte dall'opera a realizzare.

Esso è stato spinto alla profondità massima di circa - 31.50 mt, utilizzando carotieri con diametro di diametro 115 mm. Le perforazioni sono state opportunamente posizionate ed ubicate nella allegata tavola n.1.

Le successioni stratigrafiche incontrate nei 3 sondaggi sono state riportate in maniera dettagliata su apposita scheda allegata alla presente relazione; mentre nel paragrafo specifico viene descritta la stratigrafia tipo della zona in studio.

Prova S.P.T.

La prova consiste nell'infissione a percussione di una punta conica ed è assimilabile come principio ad una prova SPT (Standard Penetration Test), ovviamente con opportuni fattori di "correzione" in funzione delle masse battenti delle due diverse metodologie di prova.

Più dettagliatamente, posato il campionatore S.P.T. sul fondo del foro, accuratamente pulito e confrontato con la quota raggiunta dalla perforazione, si registra il numero di colpi necessario per farlo avanzare di 15 cm.

Se l'infissione (i) dopo 50 colpi è inferiore a 15 cm, ossia: $N_1 = 50 \text{ colpi} < 15 \text{ cm}$ si sospende la prova indicando il rifiuto dell'attrezzatura alla penetrazione. Se $N_1 < 50$ colpi si procede con l'avanzamento registrando il numero di colpi N_2 e N_3 necessari all'infissione del campionatore nel secondo e terzo tratto di lunghezza pari a 15 cm ciascuno.

Se non si ha un nuovo rifiuto alla penetrazione da parte dell'attrezzatura (N_2 o $N_3 > 50$), si assume: $NSPT = (N_2 + N_3) \text{ colpi}$; $i = 30 \text{ cm}$

In sintesi si assume come valore di NSPT la somma dei colpi necessari per ottenere gli ultimi 2 tratti di penetrazione (30 cm). Il ritmo delle percussioni nel corso della prova deve essere compreso fra 20 e 25 colpi/minuto in modo da fornire sempre la stessa energia di battitura. I valori così ottenuti sono pertanto facilmente correlabili in funzione dell'energia d'urto delle masse battenti e della superficie delle rispettive punte coniche.

Da quanto premesso si può facilmente intuire che è possibile ottenere valori di parametri geotecnici attingendo agli abachi e tabulati ufficialmente riconosciuti dalla comunità scientifica internazionale.

Dalla prova penetrometrica dinamica è possibile trarre utili informazioni sullo stato di addensamento nei terreni granulari e sul grado di consistenza in quelli coesivi.

A supporto dei valori ottenuti durante l'esecuzione di una prova penetrometrica dinamica sono a disposizione diversi grafici e diverse tabelle, di seguito riportati, che permettono una prima individuazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati.

Tuttavia occorre ricordare che la Fig.4 sottostante non tiene conto dello stato tensionale efficace agente che, invece, ha notevole influenza sulla resistenza del terreno alla penetrazione; il valore di NSPT, infatti, oltre che con D_r cresce con la pressione litostatica e con la dimensione dei granuli, mentre diminuisce in presenza d'acqua. Giova ricordare inoltre che la prova penetrometrica dinamica perde di significato nel caso di acqua rapidamente risaliente nel foro e che ad N_2 ed N_3 può attribuirsi un significato simile a quello di R_p ed R_l delle prove penetrometriche statiche: più N_3 è maggiore di N_2 più il terreno è addensato

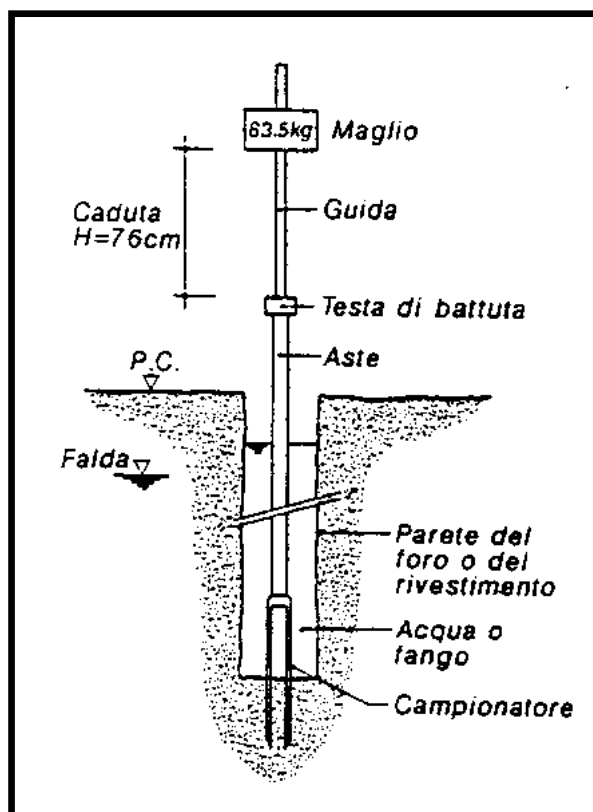


Fig 4 - PROVA S.P. : principio di funzionamento (non in scala)

Da tali valori, utilizzando note correlazioni empiriche tratte da Terzaghi - Gibbs & Holtz, Terzaghi - Peck , Meyerhof, Begeman , Bowles , Sowers e facendo riferimento alle norme di Classificazione A.G.I., è stato possibile definire la tipologia dei terreni e procedere alla stima dei parametri geotecnici inerenti alla densità relativa, all'angolo di attrito interno, al peso dell'unità di volume, al modulo edometrico ed alla classificazione dei terreni in relazione al numero dei colpi registrati .

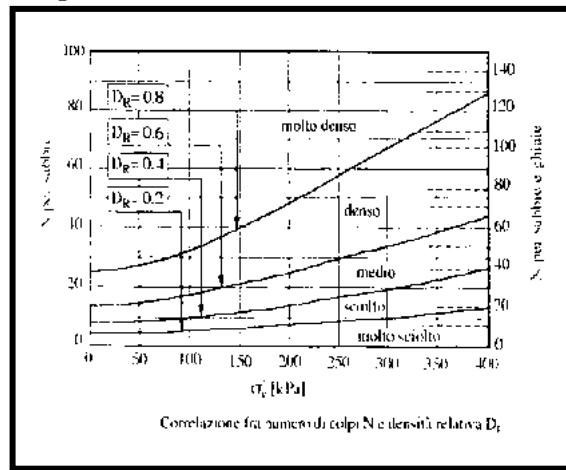
Comparazione di parametri da valori di N (SPT)				
Definizione Terzaghi-Peck (1948)	SPT N	Densità relativa Dr*	Angolo res. al taglio** (appross.)	Campo di variaz. peso unità di vol. kN/m³
Molto sciolta	5 - 10	0-15	25°-30°	11 - 16
Sciolta	9-15	15	27°-32°	14 - 18
Media	20-40	65	30°-35°	17 - 20
Densa	30-70	85	35°-40°	17 - 22
Molto densa	35	100	38°-43°	20 - 23

* dipende da p_0 e può variare da 70 a 500 kPa. Bassi valori di N corrispondono a bassi valori di p_0

** Secondo Meyerhof (1956) Usare i valori maggiori di ϕ per terreni contenenti il 5% di fini o percentuali inferiori di sabbie e silt.

Comparazione di parametri da valori di N (SPT)			
Descrizione della consistenza	SPT N	Resist. alla compress. q_u kPa	Peso dell'unità di volume saturo kN/m³
Argilla molto molle	<2	<25	<16
Argilla molle	2 - 4	25 - 50	16 - 17
Argilla media	4 - 8	50 - 100	17 - 19
Argilla compatta	8 - 16	100 - 200	19 - 21
Argilla molto compatta	16 - 32	200 - 400	20 - 22
Argilla dura	>30	>400	>22

Valutazione dei parametri di resistenza dai dati dello S.P.T.			
Definizione della consistenza	Numero dei colpi N (S.P.T.)	Indice di consistenza I_c	Coesione non drenata c_u (bar)
Terreno coerente			
Molto soffice	< 2	~ 0	$< 0,1$
Soffice	$2 \div 4$	$0 \div 0,25$	$0,1 \div 0,25$
Plastico	$4 \div 8$	$0,25 \div 0,5$	$0,25 \div 0,5$
Duro	$8 \div 15$	$0,5 \div 0,75$	$0,5 \div 1,0$
Molto duro	$15 \div 30$	$0,75 \div 1,0$	$1,0 \div 2,0$
Durissimo	> 30	$> 1,0$	$> 2,0$
Terreno incoerente (rabbie e ghiaie)			
Molto sciolto	< 4	$< 0,2$	$< 30^\circ$
Sciolto	$4 \div 10$	$0,2 \div 0,4$	$30^\circ \div 35^\circ$
Medio	$10 \div 30$	$0,4 \div 0,6$	$35^\circ \div 40^\circ$
Denso	$30 \div 50$	$0,6 \div 0,8$	$40^\circ \div 45^\circ$
Molto denso	> 50	$> 0,8$	$> 45^\circ$



Sono stati realizzati i sondaggi S1, S2 ed S3 spinti alla profondità massima di 31,50 m che abbinato alle prove SPT in foro, alla sismica in foro sono stati ritenuti sufficienti a fornire un quadro chiaro ed esaustivo del sottosuolo dell'intera area da edificare e del suo intorno.

Dai dati ricavati dalle indagini espletate si può assegnare al sottosuolo, la seguente successione litologica: Le perforazioni sono state opportunamente posizionate ed ubicate come da allegati. Le successioni stratigrafiche incontrate nei sondaggi S1, S2 ed S3 così come le prove HVSR e la sismica in foro, sono state riportate in maniera dettagliata su apposita scheda allegata alla presente relazione; mentre nel paragrafo specifico viene descritta la stratigrafia tipo della zona in studio. Dai dati ricavati dalle indagini espletate si può assegnare al sottosuolo, la seguente successione litologica:

Sondaggio S1 – Lat: 40°39'13.35"N– Long: 14°48'35.69"E

Quota (in m)	Descrizione
0,00-1,40	<i>COPERURA AGRARIA-RIPORTO: frammenti lapidei poligenici in matrice sabbioso-limosa inglobante clasti carbonatica</i>
1,40-1,80	<i>SABBIA DEB. LIMOSA, marrone, piroclastica</i>
1,80-3,60	<i>GHIAIA CON SABBIA: con sparsi ciottoli e qualche blocco di natura carbonatica; clasti gradati con dimensioni centimetrici; gli spigoli dei clasti sono prevalentemente smussati, ma anche vivi ed arrotondati, la loro forma è varia.</i>
3,60-9,40	<i>SABBIA FINE DEB. LIMOSA: sciolta di colore grigiastro, con pomici alterate ed elementi micacei, inglobante clastici carbonatici con dimensioni da millimetrici a centimetrici, con livelli vegetali</i>
9,40-10,60	<i>SABBIA GHIAIOSA: colore dal beige al marrone, sparsi clasti litoidi di dimensioni centimetrici</i>
10,60-14,00	<i>LIMO ARGILLOSO DEB. SABBIOSO: colore dal marrone al grigiastro, inglobante elementi litoidi a spigoli smussati e tracce di ossidazione; nello strato sono presenti livelli torbosi di colore nerastro; verso fine strato si presenta med. compatto e di colore rossastro</i>
14,00-18,50	<i>LIMO DEB. SABBIOSO: plastico, di colore dal beige al marrone verso fine strato; med. addensato, con strati di materiale piroclastico a granulometria limoso-sabbiosa</i>
18,50-20,00	<i>SABBIA DEB. LIMOSA: colore grigiastro, sciolta</i>
20,00-29,50	<i>SABBIA DEB. LIMOSA: di colore grigiastro, con sparsi inclusioni litoidi poligenici minuti; addensata</i>
29,50-30,00	<i>CONGLOMERATI</i>

Sondaggio S2 – Lat: 40°39'10.86"N– Long: 14°48'35.97"E

Quota (in m)	Descrizione
0,00-0,80	<i>COPERURA AGRARIA-RIPORTO: frammenti lapidei poligenici in matrice sabbioso-limosa inglobante clasti carbonatica</i>
0,80-3,30	<i>GHIAIA CON SABBIA: con sparsi ciottoli e qualche blocco di natura carbonatica; clasti gradati con dimensioni centimetrici; gli spigoli dei clasti sono prevalentemente smussati, ma anche vivi ed arrotondati, la loro forma è varia.</i>
3,30-10,00	<i>SABBIA FINE DEB. LIMOSA: sciolta di colore grigiastra, con pomici alterate ed elementi micacei, inglobante clastici carbonatici con dimensioni da millimetrici a centimetrici, con livelli vegetali</i>
10,00-18,20	<i>LIMO ARGILLOSO DEB. SABBIOSO: colore dal marrone al grigiastro, inglobante elementi litoidi a spigoli smussati e tracce di ossidazione; nello strato sono presenti livelli torbosi di colore nerastro; verso fine strato si presenta med. compatto e di colore rossastro</i>
18,00-20,00	<i>LIMO DEB. SABBIOSO: plastico, di colore dal beje al marone verso fine strato; deb. addensata, con strati di materiale piroclastico a granulometria limoso-sabbiosa</i>
20,00-28,00	<i>SABBIA DEB, LIMOSA; di colore beije-marrone, con sparsi inclusioni litoidi poligenici minuti; sciolta</i>
28,00-30,00	<i>CONGLOMERATI</i>

Sondaggio S3 – Lat: 40°39'11.93"N– Long: 14°48'34.26"E

Quota (in m)	Descrizione
0,00-1,20	<i>COPERURA AGRARIA-RIPORTO: frammenti lapidei poligenici in matrice sabbioso-limosa inglobante clasti carbonatica</i>
1,20-11,50	<i>GHIAIA CON SABBIA: con sparsi ciottoli e qualche blocco di natura carbonatica; clasti gradati con dimensioni centimetrici; gli spigoli dei clasti sono prevalentemente smussati, ma anche vivi ed arrotondati, la loro forma è varia.</i>
11,50-13,20	<i>SABBIA FINE DEB. LIMOSA: sciolta di colore grigiastra, con pomici alterate ed elementi micacei, inglobante clastici carbonatici con dimensioni da millimetrici a centimetrici, con livelli vegetali</i>
13,20-16,00	<i>LIMO ARGILLOSO DEB. SABBIOSO: colore dal marrone al grigiastro, inglobante elementi litoidi a spigoli smussati e tracce di ossidazione; nello strato sono presenti livelli torbosi di colore nerastro; verso fine strato si presenta med. compatto e di colore rossastro</i>
16,00-18,50	<i>LIMO DEB. SABBIOSO: plastico, di colore dal beje al marone verso fine strato; deb. addensata, con strati di materiale piroclastico a granulometria limoso-sabbiosa</i>
18,50-19,70	<i>SABBIA DEB, LIMOSA; di colore grigiastra; sciolta</i>
19,70-29,50	<i>SABBIA DEB, LIMOSA; di colore grigiastro, con sparsi inclusioni litoidi poligenici minuti; sciolta</i>
29,50-30,00	<i>CONGLOMERATI</i>

Sondaggio	Quota (in m)	Ncolpi (SPT)	Classificazione A.G.I.
S1	3,45-3,75	6/10/24	ESTREM. CONSISTENTE
S1	13,85-14,15	7/10/12	MOLTO CONSISTENTE
S1	27,15-27,45	10/14/20	ESTREM. CONSISTENTE
S2	5,65-5,95	9/15/19	ESTREM. CONSISTENTE
S2	12,15-12,45	7/10/13	MOLTO CONSISTENTE
S2	18,15-18,45	6/11/11	MOLTO CONSISTENTE
S3	6,65-6,95	9/11/15	MOLTO CONSISTENTE

S3	12,15-12,45	8/10/12	<i>MOLTO CONSISTENTE</i>
S3	15,15-15,45	7/11/14	<i>MOLTO CONSISTENTE</i>
S3	20,65-20-95	8/10/13	<i>MOLTO CONSISTENTE</i>

Fase di laboratorio geotecnico

I campioni prelevati in n° di 6 in forma indisturbata e semi-indisturbata con appositi campionatori metallici e sigillati con paraffina sono stati sottoposti ad analisi e prove di laboratorio geotecnico La.Sp.ed. Tirreno srl con sede in via U. Foscolo, 1- 84013 – Cava Dei Tirreni (SA)

Su di essi sono state effettuati n°16 certificati di prova comprendenti le analisi granulometriche per sedimentazione, caratteristiche fisiche generali, prova di taglio diretto, prova di compressione.

7 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Tutte le indagini eseguite sono riportate nell'allegata carta ubicazione indagini, Tavola n°1. Per una idonea ricostruzione stratigrafica, geotecnica e sismica del sottosuolo di Ns. interesse, sono risultate molto utili le indagini espletate; infatti, correlando i risultati di tutte le indagini in sito, che caratterizzano le successioni stratigrafiche accertate, è stato possibile individuare due unità e/o complessi con differenti caratteristiche geofisiche e geotecniche:

I. Complesso superficiale, e terreno di riporto di origine antropica:

Tale coltre, di spessore variabile da 0,20 a 3,40 m, è prevalentemente costituita da accumuli di varia origine e natura con presenza di limo e sabbia di origine piroclastica, a luoghi argillosa, di colore marrone-grigiastro, con inclusioni di ciottoli calcarei. Essa presenta caratteristiche geotecniche molto scadenti e pertanto non può essere considerata quale terreno di appoggio di opere fondali.

PROPRIETA' FISICHE			
Peso unità di volume	γ_n	1,40 - 1,75	gr/cm ³
Umidità naturale	Wn	19,5 -21,5	%
Peso di Volume Saturo	γ_s	1,96	gr/cm ³

PARAMETRI MECCANICI			
Angolo di attrito	φ	24-28	gradi
Coesione	c	0,05	kg/cm ²
Modulo edometrico	ed	32-40	kg/cm ²
Standard Penetration Test	spt	3	N _{medio}

PARAMETRI SISMICI			
Velocità media delle onde P e S			
Fino a c.a. 3,50 m dal p.c.	V _{pmedia}	400	m/sec
	V _{Smedia}	135	m/sec
Modulo di Young	E	800-1000	kg/cm ²
Modulo di taglio	G	250-380	kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	v	0.3-0.4	

II. Complesso intermedio o alluvioni recenti:

da sciolto a debolmente cementato in cui si evidenzia la presenza di acqua a profondità variabile; tale complesso, di spessore variabile da 22 a 28 m, sono prevalentemente costituiti da alternanze di sabbie da fini a medio fini, da mediamente addensate a sciolte, di colore marrone al grigiastro contenenti livelli di clasti e ciottoli carbonatici di piccole dimensioni sub-arrotondati e livelli vegetali di colore marrone-nerastro, da lenti di limi sabbioso-argillosi e limi argilloso-sabbiosi di colore variabile dal marrone al grigio-azzurro, e da sabbie fini monogranulari di colore grigiastre che generalmente si appoggiano sui conglomerati. Il livello ghiaioso riscontrato, prevalentemente di ambiente deltizio, non costituisce un orizzonte potente e continuo, ma ha andamento lenticolare, ciò dimostrato dal fatto che non si rinviene nella totalità dei sondaggi eseguiti nell'area di progetto.

PROPRIETA' FISICHE			
Peso unità di volume	γ_n	1,65 – 1,90	gr/cm ³
Peso specifico dei grani	γ_g	2.600	gr/cm ³
Umidità naturale	W _n	30	%

PARAMETRI MECCANICI			
Angolo di attrito	φ	29-32	gradi
Coesione	c	0	kg/cm ²
Modulo edometrico	ed	55-100	kg/cm ²
Standard Penetration Test	spt	20	N _{medio}

PARAMETRI SISMICI			
Velocità media delle onde P e S			
Fino a c.a. 29,00 m dal p.c.	V _{pmedia}	680	m/sec
	V _{Smedia}	220	m/sec
Modulo di Young	E	2400-3200	kg/cm ²
Modulo di taglio	G	600-1180	kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	v	0.42 - 0.43	

**CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO SECONDO LE NORME TECNICHE
SULLE COSTRUZIONI (Decreto del 17- 01- 2018)**

PARAMETRI SISMICI DELL'AREA		
V _{S30}	230	m/sec
Coefficiente di poisson v	0,4	
Categoria di suolo	C	
Categoria topografica	T1	

8- CARATTERIZZAZIONE SISMICA SECONDO LE NORME TECNICHE (relazione geofisica specialistica allegata)

SULLE COSTRUZIONI (DM 17-01- 2018)

Al fine di caratterizzare l'area oggetto dello studio da un punto di vista sismico, è stata effettuata una prova in foro sondaggio S1 (Down-Hole) secondo quanto previsto dalla Normativa vigente in materia, per determinare le caratteristiche dinamiche dei litotipi presenti nel sito oggetto di studio e la valutazione del parametro V_{s30} relativo alla velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30,00 m del sottosuolo nonché di valutare l'amplificazione sismica locale secondo i dettami delle Norme Tecniche di Costruzione (NTC) del DM del 14 gennaio 2008.

8.1 PROSPEZIONE SISMICA IN FORO : DOWN-HOLE

8.2 Strumentazione

- Base di acquisizione :Sismografo portatile OYO McSEIS 160M;
- numero di canali : 24;
- sensore di acquisizione : geofono tridimensionale da foro a cinque componenti; con frequenza di risonanza 10 Hz (N-S, E-W), 10 Hz (SW-NE, SE-NW) e 10 Hz (Z) smorzamento 25% con risposta piatta oltre 500 Hz;
- trigger / tempo zero :geofono Sensor SM4 4.5 Hz;
- filtri per traccia : notch, HP 20 Hz, LP 384 Hz pendenza 8 db per ottava;
- guadagno di traccia : ACG;
- archivio : strip cartaceo termosensibile - floppy disk 3" ½.

8.3 Acquisizione di campagna

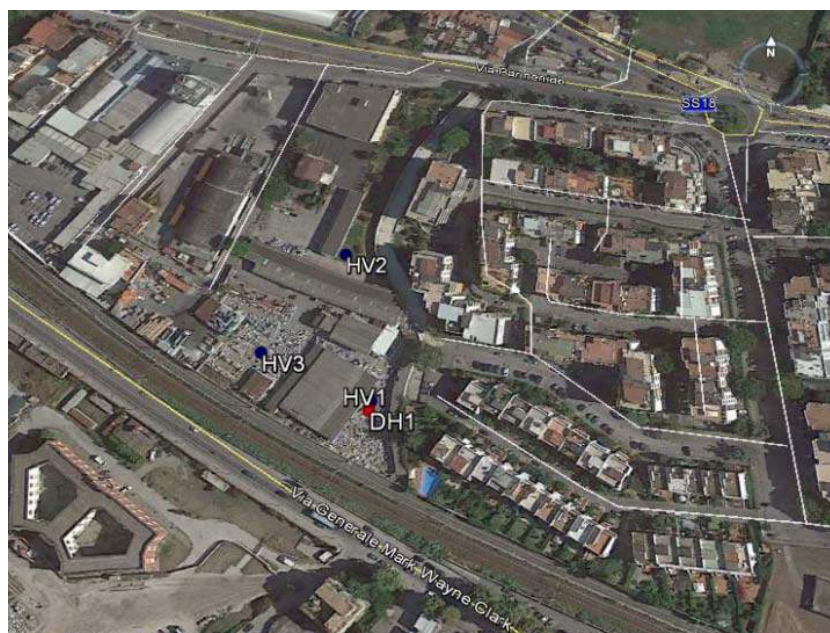


Figura 1- Ubicazione Down-Hole – Sondaggio S2 e HVSR

I valori calcolati sono riportati nelle tabelle allegate. Il punto di energizzazione è stato posto ad off-set non superiore a 3,00 m rispetto alla bocca del foro, per annullare l'effetto di cementazione dello stesso. Come sistema energizzante è stato utilizzato un maglio (8 Kg) in oscillazione libera ed urtante una trave di legno duro ancorata al suolo dal peso dell'avantreno di un'autovettura fuoristrada. Le oscillazioni sono avvenute in due direzioni ortogonali tra loro (N-S e E-W) ed opposte (N-S e SN, E-W e W-E) e quindi in verticale, ciò per meglio discriminare gli impulsi delle onde S e P



8.4 Elaborazione dei dati

Le registrazioni acquisite sono state in seguito analizzate con appositi software, sottoponendole ad una serie di filtraggi in banda passante e stacking multipli al fine di migliorarne la qualità per una migliore ricognizione dei primi impulsi rifratti.

Per tutte le tracce è stato analizzato lo spettro di Fourier (FFT) e sulla base del contenuto in frequenza degli spettri viene scelto un filtro passa basso o passa banda con cui filtrare le registrazioni originali (30-100Hz nel caso in esame).

Sui dati filtrati sono eseguite le correlazioni, nel dominio del tempo, tra le registrazioni dei ricevitori orizzontali opportunamente accoppiate e successivamente vengono letti i tempi di arrivo delle onde P e delle S.

I valori iniziali di tempo delle onde S sono stati ottenuti per somma algebrica delle tracce quando l'opposizione di traccia non era ben definibile.

8.5 Correzione dei tempi

I tempi di campagna (obliqui) sono corretti in tempi verticali, simulando cioè che essi vengano letti energizzando direttamente sulla bocca del foro. A tale fine è usata una relazione del tipo: $T_v = T_o \cos [\arctg(\delta/h)]$

in cui T_v è il tempo verticale, T_o quello obliquo, δ è la misura dell'off-set e h è la profondità di seguito raggiunta dal geofono.

L'osservazione della distribuzione dei tempi verticali porta alla scelta di una particolare famiglia di curve campioni generate da altrettante funzioni analitiche (H.M.Evjen 1970; Greenhalgh S.A., King D.W. 1981) che danno conto della variazione della velocità (istantanea) in funzione della profondità $V = f(h)$ o del tempo verticale $V = f(t)$.

La distribuzione in esame (sia per le onde P che per le onde S) è stata studiata simulando un aumento regolare e costante dei tempi e delle velocità in base alle funzioni:

$$V(h) = \frac{(n-1) \cdot K \cdot V_0 \cdot h}{n \cdot \left\{ \left[(1 + K \cdot h)^{\frac{n-1}{n}} \right] - 1 \right\}}$$
$$V(t) = V_0 \cdot \left\{ \frac{[1 + (n-1)]}{n \cdot K \cdot V_0 \cdot t} \right\}^{\frac{1}{n-1}}$$

Dalle curve campioni elaborate con apposito programma, è stato possibile determinare i valori dei parametri K (incremento unità di velocità per unità di profondità), n (esponentiale della curva parametrica), V_0 (velocità iniziale del primo strato) riguardanti le velocità longitudinali e trasversali caratterizzanti il sito investigato e che sono riportati nei tabulati allegati.

I parametri calcolati con le funzioni analitiche, rendono conto dell'omogeneità teorica dei terreni interessati dalla misura. In effetti le funzioni $V(h)$ e $V(t)$ calcolano le velocità (istantanee) ad incremento costante con la profondità ed il tempo verticale, simulando che i terreni siano perfettamente omogenei ed isotropi con caratteristiche elastiche che migliorano con l'aumento della profondità.

8.6 valutazione dei dati

Dai dati elaborati e dalla distribuzione delle velocità Vs H è possibile ritenere che non sia stato raggiunto ciò che normalmente è definito “basamento rigido litoide (bedrock)” in quanto non si sono misurate velocità delle onde SH superiori a 750 m/s.

Le prova accessorie di registrazione di rumore ambientale, utilizzando l'inversione della curva di ellitticità H/V, come descritto successivamente, sembrano individuare la presenza di velocità superiori a 600m tra -35 e -50m dall'attuale p.c. Per la colonna di sedimenti relativa ai fori è stato valutato il parametro Vs 30 relativo alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30m di profondità dal p.c. attuale.

Il grafico sottostante (figura1) mostra i valori del tempo verticale parametrico superposti ai valori di tempo verticale calcolato; la corrispondenza dei tempi di propagazione relativi terreni omogenei ed isotropi per le onde P e per le onde S è abbastanza buona per

le prime, per tutta la verticale dei sedimenti, mentre per le seconde si ha una buona corrispondenza solo nei primi 6m di profondità.

L'ambito dell'errore nello scarto quadratico medio è di -0,41ms per i tempi P e -0,88ms per i tempi SH. Sono anche riportate in grafico le velocità medie calcolate per le onde P e per le onde SH per regressione lineare. Il modello stratigrafico medio presenta una composizione a 7 strati con comportamento omogeneo.

I valori delle velocità delle onde di taglio inquadrano il sito nella categoria di suolo C.

Secondo i dettami del DM 17 gennaio 2008 riguardanti le Nuove Tecniche di Costruzione (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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Il modello adottato comporta un valore di $V_{s,30}$ pari a 212 m/s; il periodo proprio di risonanza del pacco di sedimenti per uno spessore di 30m dal p.c. attuale è stato calcolato con la formula semiempirica: ottenendo un valore di 0,52s ed una frequenza di risonanza di 1.92 Hz.

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

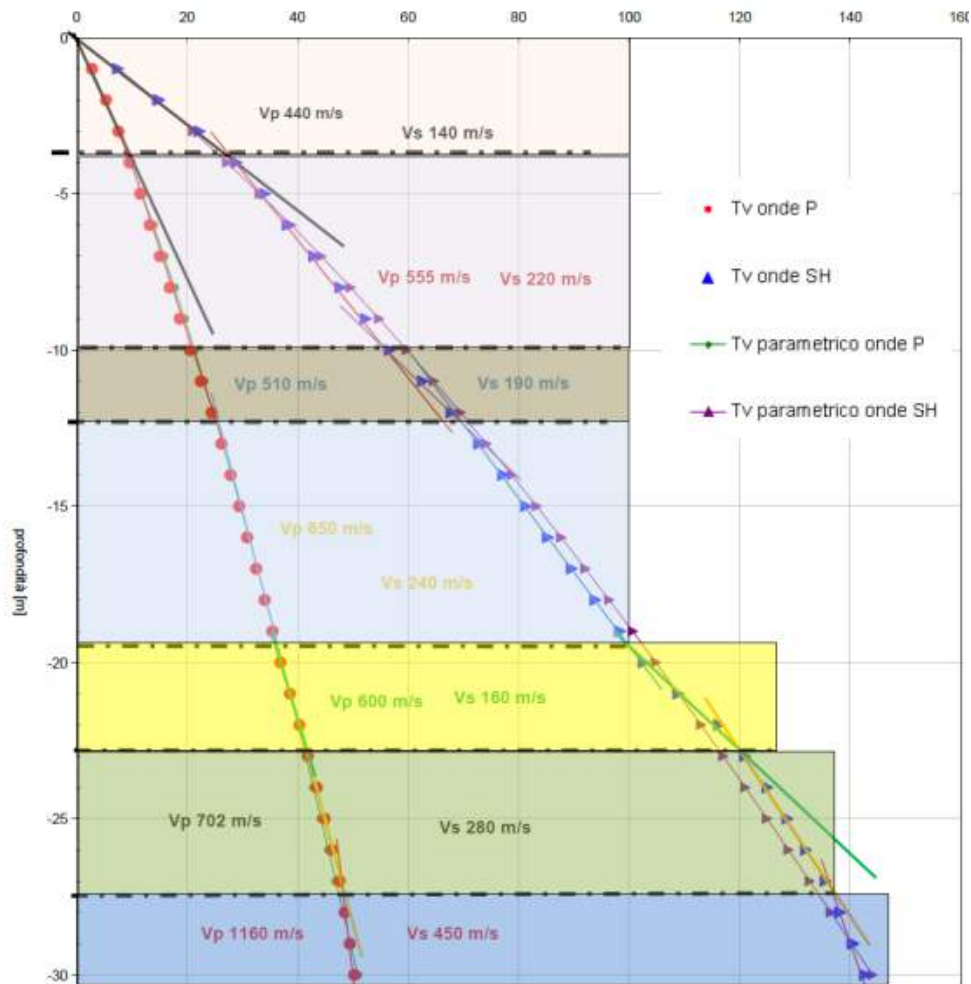


Figura 1

8.7. Stima della risposta locale

Ai fini della valutazione della risposta sismica locale è importante definire un modello di stratificazione geologica entro i primi 30m di profondità, così come previsto dalle Nuove Norme Tecniche di Costruzione (D.M. 14.01.2008).

Dalle misure dirette e indirette di velocità V_s è possibile desumere una categoria di suolo caratteristica di tutta l'area in studio. La presenza di una forte copertura di sedimenti eluviali-colluviali nella zona pone la stessa nella categoria di suolo C; tuttavia non è stato individuato con certezza un basamento rigido litoide con velocità $V_s > 800$ m/s (secondo la classificazione NTC08 e EC8) per cui la risposta sismica locale è calcolata supponendo la presenza di un substrato locale pseudo litoide localizzato a -40m dal p.c. attuale. Di seguito si riportano in tabella i valori di velocità desunti:

sito misura	V_{s30} (m/s)
DH 1	212
SA 1	243

I valori di velocità V_{s30} sono stati calcolati utilizzando la formula (3.2.1) tratta dal paragrafo (3.2.2) delle Nuove Norme Tecniche D.M. 14 gennaio 2008 e seguenti modifiche:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_i e $V_{S,i}$ rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità dell' i -esimo strato della stratigrafia individuata. La zona quindi è individuata nella categoria di suolo 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 $V_{S,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina). E' bene notare, tuttavia, che le misure effettuate hanno evidenziato la presenza di diverse inversioni di velocità lungo le verticali dei profili causate dalla natura inversamente dispersiva dei sedimenti e quindi, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi quali il calcolo del valore massimo dell'accelerazione al suolo p_{ga} , quello della velocità p_{gv} , quello dello spostamento p_{gd} ecc. attraverso l'uso di accelerogrammi reali opportunamente scalati, in relazione alla zona sismica di appartenenza, utilizzando simulazioni in modelli di calcolo numerico (tipo Shake, EERA, STRATA, ecc.).

Dai dati elaborati e dalla distribuzione delle velocità V_S , come già detto, non è stato raggiunto ciò che normalmente è definito come basamento rigido litoide (bedrock) avendo misurato velocità delle onde S inferiori a 700 m/s nell'ambito dei 30m di profondità dall'attuale p.c. La distribuzione media delle velocità, definita anche attraverso le prove tomografiche (inversione H/V), permetterebbe di ipotizzare la presenza di un livello rigido pseudo litoide con $V_S > 650$ m/s alla profondità di -40m dal p.c. attuale. Tale livello è stato assunto come riferimento per il calcolo della risposta locale.

Al basamento locale di tipo rigido pseudo-litoide, alla profondità di -40m, su cui poggiano i sedimenti di copertura eluviali-colluviali, è stata attribuita una velocità delle onde di taglio pari a 700 m/s con γ 26.00 KN/m.

L'area studiata risulta composta stratigraficamente da sedimenti eluviali colluviali variamente rimaneggianti con elementi piroclastici generati dalle eruzioni del complesso Somma-Vesuvio poggianti su termini detritici conglomeratici. I sedimenti rinvenuti di tipo alluvionale sabbioso-limosi ed i termini detritici in matrice sabbiosa rappresentano la transizione verso depositi conglomeratici, da scarsamente a mediamente compatti.

Il modello di stratificazione seguente è stato utilizzato per calcolare a livello qualitativo la risposta sismica locale secondo le Nuove Norme Tecniche di Costruzione (D.M. 14.01.2008)

layer	Prof m	Spess m	Vs m/s	γ KN/m ³	sedimento
1	0-4.00	4.00	140	16.20	Ghiaie sciolte con sabbia
2	4.00-10.00	6.00	220	17.50	sabbia deb. limosa poco addensata
3	10.00-12.00	2.00	190	16.20	Limo argilloso debolmente sabbioso
4	12.00-19.00	7.00	240	18.60	Limi argillosi mediamente addensati
5	19.00-22.00	8.00	160	16.20	sabbie deb.limose sciolte
6	22.00-28.00	4.00	280	18.20	Sabbia debolmente limosa med. addensata
7	28.00-30.00	9.00	450	21.20	conglomerati
8	30.00-40.00	10.00	650	24.00	Sedimenti molto consistenti (supposti)

Tabella 4: modello di stratificazione medio dell'area in studio utilizzato ai fini del calcolo della risposta sismica locale (rif.S2- DH1- HV1)

9) CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE E PROPOSTA FONDALE

La suddivisione del sottosuolo effettuata con i dati penetrometrici statici, trova conferma nelle correlazioni con la stratigrafia accertata mediante sondaggi geognostici.

Per quanto attiene l'assetto stratigrafico dell'area di Ns. interesse dedotto partendo dalle indagini espletate all'intorno di essa ed in particolare facendo riferimento ai tre sondaggi precedentemente descritti, alla Down-Hole in foro, alle HVSR, nonché alle prove SPT in foro, si può affermare che:

- I. dal p.c. per circa 4,00 metri, si rinviene un terreno di riporto inglobante differenti prodotti sabbiosi-limosi; alla profondità di circa 3,40 si rinviene una falda idrica che ne condiziona l'utilizzo dell'attuale superficie del p.c.;
- II. da tale profondità fino a circa 18,50 metri di profondità è presente un Limo deb. Sabbioso con pomici alterate e resti vegetali; trattasi di litotipi che hanno fatto registrare valori bassissimi del numero di colpi Nc da SPT, attribuibili almeno in parte al ruolo negativo svolto dalla citata falda idrica (vedi stratigrafie dei sondaggi allegati alla presente).
- III. da tale profondità fino alla profondità di 28,00 metri si rinviene uno strato "Sabbia deb. Limosa addensata", con discrete caratteristiche geotecniche (vedi sondaggio, SPT ed i risultati dell'analisi di laboratorio geotecnico sul campione S2C1), e quindi sede ipotetica delle future fondazioni profonde su pali.

Dalla suddetta situazione geolitologica e geotecnica ne consegue la possibilità di optare per fondazioni superficiali del tipo a travi rovesce solo se queste risultano compatibili con l'entità dei cedimenti ammissibili.

Per quanto attiene la realizzazione dei pali si evidenzia l'eventualità che, a seguito di forti consolidazioni, i pali si possano caricare di attrito negativo nei tratti in falda.

Il sistema fondale tecnico-economico più rispondente all'opera in oggetto a nostro avviso è da ricercare tra le seguenti fondazioni profonde su pali.

Premesso che tale scelta rientra nelle competenze del progettista delle strutture, di seguito si "suggeriscono" allo specialista utili elementi di carattere geologico-tecnico ribadendo che i valori forniti dai calcoli allegati alla presente sono puramente indicativi e non possono essere assunti come validi.

A tal fine si potrà optare per:

a) - **pali trivellati** che però assicurano ridotte portate e presentano notevoli difficoltà esecutive; infatti per la presenza della falda e la tendenza dei litotipi a franare nei fori, tali pali possono essere realizzati solo con l'impiego dei tubi di rivestimento e lamierino.

b) - **pali Franki** che consistono in pali gettati in opera con tuboforma, avente base inferiore espansa in funzione del litotipo d'imposta.

Si realizzano mediante costipamento del terreno che apporta un miglioramento delle caratteristiche fisico-meccaniche di questi, e consente, insieme al bulbo di base, di fare affidamento su maggiori portanze rispetto ai comuni pali trivellati.

Per la determinazione analitica della portanza in relazione al diametro utilizzabili si rimanda alle ipotesi di fondazioni profonde allegate alla presente: **Ipotesi Pali ϕ 0,60 L =18,00 m dal P.C. (Sabbia med. addensata)**

Tale soluzione fondale che dovrà essere necessariamente ammorsata per almeno 3 Ø nel banco addensato, si uniforma con le la soluzione fondale adottate per la realizzazione della strutture prospiciente alla Ns. area da edificare e soddisfa la necessità di garantire carichi più elevati, rispetto a quelli degli “edifici” circostanti.

Ovviamente, queste caratteristiche trovano piena corrispondenza con le condizioni stratigrafiche e geotecniche del sottosuolo indagato.

10) COMPATIBILITA' IDROGEOLOGICA ED IDRAULICA

Ottemperando a quanto previsto dall'art. 9 della Legge 226 /99, l'ex Autorità di Bacino Campania Sud, oggi, Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, competente territorialmente, ha redatto il Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico adottato dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino con delibera n.10 del 28 Marzo 2011, alla quale hanno partecipato i Comuni e le Province interessate, ai sensi dell'art. 1 bis, commi 1 e 2, della legge 11 dicembre 2000, n. 365 "Interventi urgenti per le aree a rischio idrogeologico molto elevato e in materia di protezione civile, nonché a favore di zone colpite da calamità naturali", conversione, con modificazione del D.L. 12 ottobre 2000, n. 279.

Il Piano per l'assetto idrogeologico, previsto dalle Leggi nn. 267/98 e 365/00, si configura come stralcio funzionale relativo al rischio idrogeologico nell'ambito del Piano di bacino idrografico previsto dall'art. 17 comma 6-ter, della legge 18 maggio 1989, n. 183 e dalla L.R. 7 febbraio 1994, n.8.

Tale Piano è successivo alla redazione del Piano Straordinario nel quale oltre alle aree in dissesto per l'emergenza idrogeologica comprendeva anche la ripermimetrazione delle aree a rischio idraulico elevato e molto elevato per l'incolumità delle persone e per la sicurezza delle infrastrutture, del patrimonio ambientale e culturale.

Il Piano Stralcio essendo redatto in scala 1:5000, riporta in dettaglio la individuazione delle aree a rischio idrogeologico sia di tipo idraulico che da frana di versante.

Riferendoci al testo della "Disciplina Normativa", il Piano Stralcio, suddivide il territorio in quattro classi sia per quanto attiene il rischio idraulico sia da frana: R1 (Rischio Moderato), R2 (Rischio Medio), R3 (Rischio Elevato) ed R4 (Rischio molto Elevato).

Per quanto riguarda la pericolosità e rischio da frana (vedi cartografica allegata alla presente, stralcio tavola n.1 e tavola n.2), l'area oggetto di intervento non rientra tra le aree potenzialmente instabili; infatti, la campitura dell'area è di colore bianco con una pericolosità P0 ed R0; mentre, per il rischio idraulico, l'area in oggetto, per quanto attiene il le fasce fluviali, in seguito allo studio idraulico prodotto dall'ente competente territorialmente Autorità di Bacino in Destra Sele (Campanai Sud) "Suddivisione della fascia fluviale B nelle sottofasce B1, B2, B3 individuate dal P.S.A.I." è identificata nella sottofascia fluviale B3 e rischio idraulico R1 (vedi tavole allegate alla presente nn. 3,4 e 5).

In tali aree sono consentiti come stabilito dalle Norme di Attuazione al Capo II, art.12 comma 3), oltre agli interventi e le attività previste nelle aree a rischio idraulico molto elevato (R4) ed elevato (R3), sono consentiti:

- a) cambio di destinazione d'uso;
- b) gli interventi di ristrutturazione edilizia;

- c) gli interventi di ristrutturazione urbanistica;
- d) le nuove costruzioni;
- e) nuovi insediamenti produttivi;
- f) nuove opere pubbliche o di interesse pubblico.

Nelle aree a rischio idraulico moderato (R1) oltre agli interventi e le attività consentite nelle aree a rischio molto elevato (R4), elevato (R3) e medio (R2) è consentito qualunque intervento previsto dallo strumento urbanistico comunale o da altra pianificazione sovraordinata.

Così come stabilito all'art. 25, (Disciplina delle fasce fluviali):

1. Nelle aree ricomprese nella fascia fluviale B1, fatto salvo quanto disciplinato al successivo articolo 40, oltre alla realizzazione degli interventi possibili per le aree ricomprese in fascia fluviale A, con la medesima disciplina di cui all'articolo 24, sono consentiti, esclusivamente, volumi tecnici, purché ogni apertura o luce ingrediente sia posta ad almeno 0,5 m oltre la quota del livello di piena centennale previsto per l'area d'intervento e sempre che non costituiscano ostacolo al normale deflusso delle acque ed incremento della pericolosità nelle aree contigue.

2. Nelle aree ricomprese nella fascia fluviale B2 e B3 è ammesso, oltre a quanto previsto dal comma 1, qualunque intervento previsto dallo strumento urbanistico comunale o altra pianificazione sovraordinata, purché compatibili con le prescrizioni di cui all'articolo 8, comma 6.

Così come definito nell'allegato F1 ed F.1.2 delle norme di attuazione del PSAI (AdB Campania Sud) le aree a diversa pericolosità idraulica sono individuate nella "Carta delle fasce fluviali" in scala 1:5.000, le quali vengono così definite, in funzione delle aree inondabili con diverso periodo di ritorno e con diverso tirante idrico:

- Alveo di piena ordinaria. Si definisce alveo di piena ordinaria la parte della regione fluviale interessata dal deflusso idrico in condizioni di piena ordinaria, corrispondente al periodo di ritorno $T = 2-5$ anni. Nel caso di corsi d'acqua di pianura, l'alveo di piena ordinaria coincide con la savanella, cioè con la fascia fluviale compresa tra le sponde dell'alveo incassato. Nel caso di alvei alluvionati, l'alveo di piena ordinaria coincide con il greto attivo, interessato (effettivamente nella fase attuale oppure storicamente) dai canali effimeri in cui defluisce la piena ordinaria.
- Alveo di piena standard (Fascia A). La Fascia A viene definita come l'alveo di piena che assicura il libero deflusso della piena standard, di norma assunta a base del dimensionamento delle opere di difesa. Si assume,

come piena standard, quella corrispondente ad un periodo di ritorno pari a 100 anni, calcolata portando in debito conto l'influenza delle varie opere esistenti nel bacino a monte e lungo le varie aste, e le eventuali esondazioni nei tratti a monte.

➤ Fascia di esondazione (Fascia B). La Fascia B comprende le aree inondabili dalla piena standard, eventualmente contenenti al loro interno sottofasce inondabili con periodo di ritorno $T < 100$ anni. In particolare dovranno essere considerate tre sottofasce delimitate solo in funzione dell'altezza del tirante idrico. In tal modo vengono distinte:

1. la sottofascia B1, compresa tra l'alveo di piena e la linea più esterna tra la congiungente l'altezza idrica $h=30$ cm delle piene con periodo di ritorno $T=30$ anni e altezza idrica $h=90$ cm delle piene con periodo di ritorno $T=100$ anni (per semplicità la sottofascia B1 si intenderà caratterizzata da altezza del tirante idrico compresa tra $h=90$ cm e $h=60$ cm);
2. la sottofascia B2, compresa fra il limite della Fascia B1 e quello dell'altezza idrica $h=30$ cm delle piene con periodo di ritorno $T=100$ anni; (per semplicità la sottofascia B2 si intenderà caratterizzata da altezza del tirante idrico compresa tra $h=60$ cm e $h=30$ cm);
3. la sottofascia B3 (area oggetto di studio), compresa fra il limite della Fascia B2 e quello delle piene con periodo di ritorno $T=100$ anni (per semplicità la sottofascia B3 si intenderà caratterizzata da altezza del tirante idrico inferiore a 30 cm).

Come riportato all'art. 12 e 25 delle Norme di Attuazione del PSAI dell'AdB Campania Sud, in tale fascia (art. 41), si evincono condizioni favorevoli di edificabilità dell'area, infatti, nella sottofascia B3, sono consentiti le edificazioni isolate compatibili con le norme dell'AdB Campania Sud, a condizione che il livello del primo solaio di calpestio e delle vie di accesso siano poste a quota non inferiore a m 0,40 sul livello della piena di riferimento (altezza del tirante idrico è $h=30$ cm con periodo di ritorno $T=100$ anni)

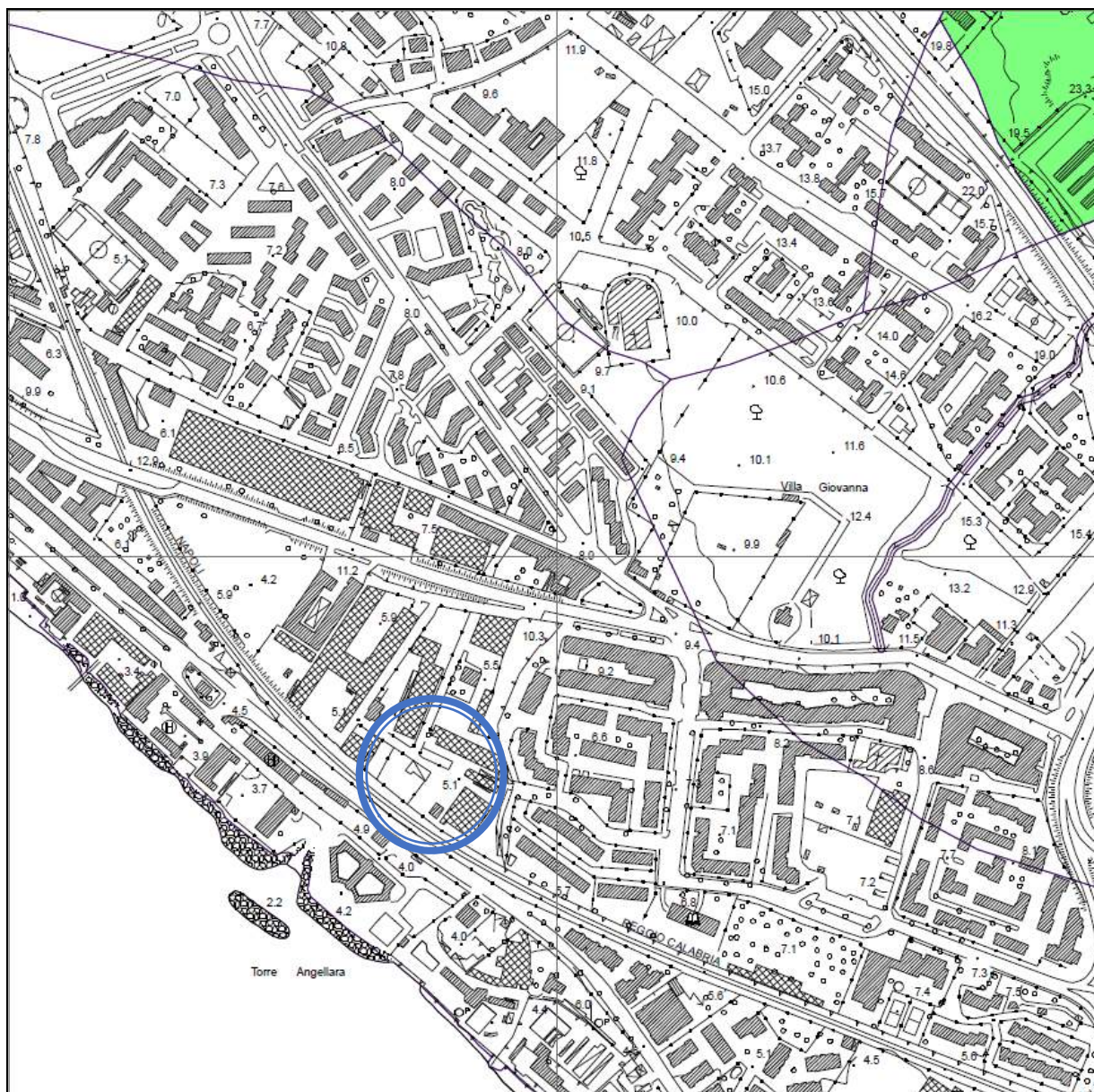
CTR n. 467102 – Tavola n.1 - Stralcio Carta della Pericolosità da Frana



Legenda

- NP - Ambiti territoriali nei quali sono assenti fattori predisponenti alla genesi ed evoluzione di fenomeni franosi;
- P1 - PERICOLOSITÀ MODERATA - Ambiti territoriali nei quali non si riscontra franosità avvenuta e che localmente possono essere interessati da fenomeni di bassa intensità e magnitudo;
- P2 - PERICOLOSITÀ MEDIA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità media o bassa associate a magnitudo media;
- P3 - PERICOLOSITÀ ELEVATA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità alta o media associate a magnitudo elevata;
- P4 - PERICOLOSITÀ MOLTO ELEVATA - Ambiti territoriali nei quali la franosità avvenuta o attesa è caratterizzata da intensità alta associate a magnitudo molto elevata;
- AREA DI CAVA/SBANCAMENTO - Aree nelle quali la pericolosità da frana è legata alle attività di scavo in corso o pregresse.

CTR n. 467102 – Tavola n.2 - Stralcio Carta del Rischio da Frana



Legenda

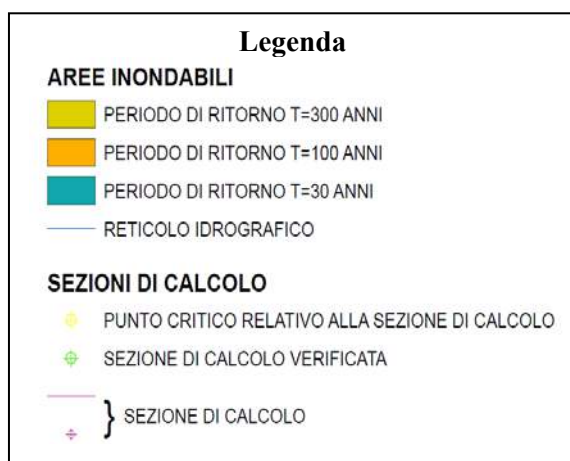
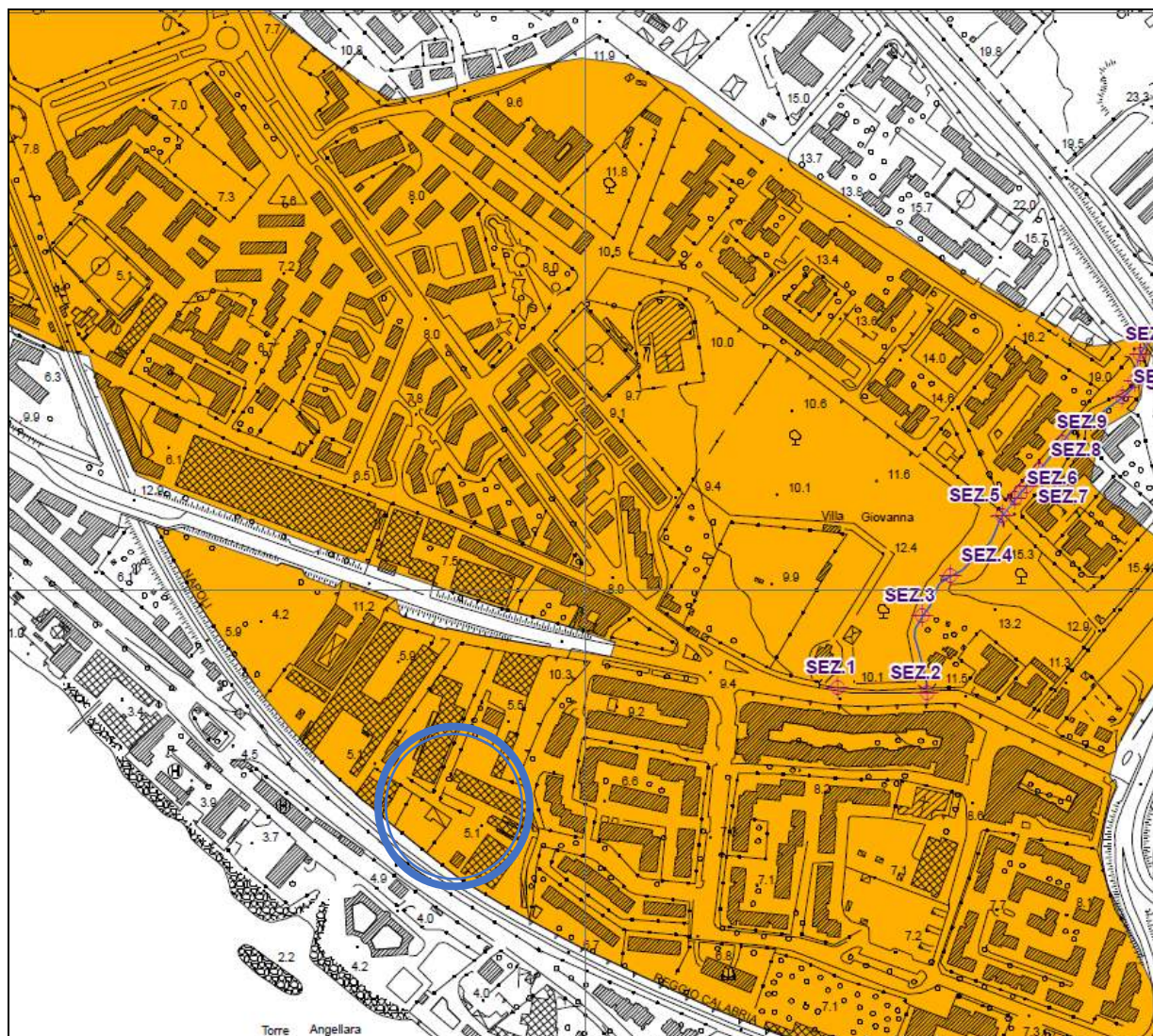
AREE A RISCHIO DA FRANA

- R1 - RISCHIO MODERATO: Aree nelle quali i danni sociali, economici e al patrimonio ambientale sono marginali
- R2 - RISCHIO MEDIO: Aree nelle quali sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche
- R3 - RISCHIO ELEVATO: Aree nelle quali sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale
- R4 - RISCHIO MOLTO ELEVATO: Aree nelle quali sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socioeconomiche

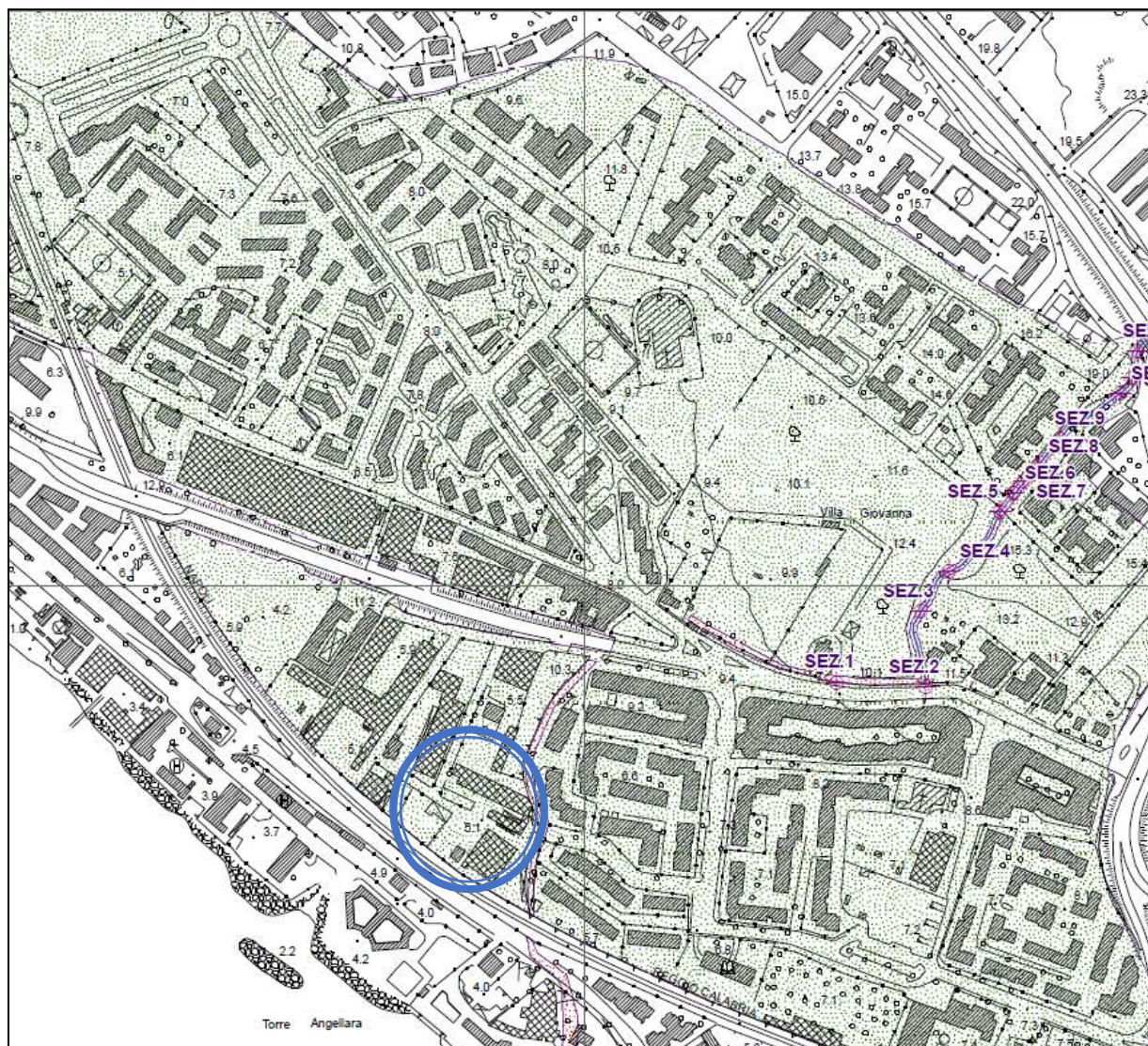
AREE A PERICOLOSITA' DA FRANA

- P1 - PERICOLOSITA' MODERATA
- P2 - PERICOLOSITA' MEDIA
- P3 - PERICOLOSITA' ELEVATA
- P4 - PERICOLOSITA' MOLTO ELEVATA
- AREA DI CAVA/SBANCAMENTO - Aree nelle quali la pericolosità da frana è legata alle attività di scavo in corso o pregresse

CTR n. 467102 – Tavola n.3 - Stralcio Carta Aree inondabili



CTR n. 467102 – Tavola n.4 - Stralcio Carta Fasce Fluviali



CTR n. 467102 – Tavola n.5 - Stralcio Carta del Rischio Idraulico



11) NOTE TECNICHE CONCLUSIVE E SUGGERIMENTI

Le presenti relazioni geologica-sismica e tecnica hanno riguardato i risultati delle indagini geognostiche, lo studio geologico-sismico, la stima dei parametri geotecnici e della capacità portante dei terreni di fondazione interessati dallo studio per la realizzazione del Sub-Comparto Edificatorio CR_29 Sub.2.

Le considerazioni geologiche di cui al presente elaborato ed in particolare quelle in merito agli aspetti relativi alla parametrizzazione dei terreni di fondazione sono riferite alla quota dell'attuale piano di calpestio, a partire dal quale sono state effettuate le relative indagini geognostiche.

I sopralluoghi effettuati non hanno messo in evidenza fenomeni di instabilità del terreno.

Morfologicamente l'intero lotto in esame si colloca nella fascia di passaggio tra quella pedemontana e quella alluvionale e si sviluppa su una superficie ad andamento pianeggiante.

Sotto l'aspetto stratigrafico e geotecnico, dalle prove in sito è emerso un quadro di un sottosuolo costituito da litotipi differenti non tanto per genesi quanto per caratteristiche geomeccaniche.

Tali litotipi possono essere raggruppati nei seguenti strati:

- Depositi piroclastici sabbioso-limosi;
- Depositi piroclastici limo-sabbiosi deb. Argillosi

Sotto l'aspetto idrogeologico, essendo stata accertata nel sottosuolo la presenza di falde idriche a diverse profondità, per fondazioni profonde, si è consigliato l'uso del tubo di rivestimento e il lamierino nel caso di adozione di pali del tipo trivellati.

Poiché tale prescrizione non va estesa anche ai pali battuti, la scelta più sicura è quella dei pali Franki, anche in considerazione dell'azione costipante del terreno conseguente alla loro realizzazione.

Alla luce di quanto emerso, la realizzazione dei manufatti è subordinata ai seguenti suggerimenti:

- a) per la impossibilità di disporre dei dati necessari per i calcoli dei pali sarà necessario eseguire un "palo pilota" alla luce delle effettive pressioni indotte dalle nuove strutture.
- b) adottare fondazioni profonde, costituite da pali trivellati;
- c) realizzare tutte le opere e gli interventi atti ad assicurare la stabilità delle pareti di scavo per i vanni interrati;
- d) si dovrà prevedere una efficace impermeabilizzazione della platea di fondazione e delle pareti laterali fino a quote superiori a 2 – 3 m slm.

- e) eliminare, con idonei sistemi, tutte le acque presenti nel sottosuolo, per impedire che possano interessare il piano di fondazione o farle defluire liberamente lungo l'alveo prospiciente l'area oggetto di intervento;
- f) evitare di alterare l'equilibrio dell'area di scavo con riporti o rilevati o sovraccarichi di varia natura, e prevedere anche a regolare il deflusso delle acque meteoriche per impedire l'azione erosiva e la percolazione in profondità;
- g) sia prima dell'inizio dei lavori, sia durante la loro realizzazione sarà necessario controllare l'escursione stagionale della falda freatica, al fine di valutarne le fluttuazioni massime ed i conseguenti effetti sulle opere di scavo.
- h) il livello del primo solaio di calpestio e delle vie di accesso siano poste a quota non inferiore a m 0,40 sul livello della piena di riferimento (altezza del tirante idrico è $h=30$ cm)

Resta inteso, che la scelta della tipologia fondale indicata resta vincolata alla verifica della compatibilità dei cedimenti ammissibili, che allo stato non è stato possibile determinare non disponendo dei dati sulla entità dei carichi che la struttura trasmetterà al sottosuolo.

Ciò premesso, si rimanda tuttavia al progettista calcolatore delle strutture la scelta della tipologia fondazionale da utilizzare sull'area, anche in considerazione della tipologia ed entità dei carichi statici della struttura in elevazione che si dovrà realizzare, tenuto conto dei parametri geotecnici e delle condizioni stratigrafiche riportate in appendice.

In base ai risultati delle indagini espletate, si possono esprimere pareri positivi sull'area scelta per la realizzazione dei nuovi corpi di fabbrica solo a condizione che le strutture fondali siano del tipo idoneo in funzione delle caratteristiche del sottosuolo costituente il volume significativo sotto l'aspetto geotecnico.

Negli allegati sono riportati i dati topografici, litostratigrafici, sismici e di caratterizzazione geotecnica.

Gli interventi previsti in progetto non alterano la sicurezza del territorio in base ai criteri definiti dal quadro normativo che disciplina la formazione dei piani stralcio per l'assetto idrogeologico, dagli artt. 3, 17, e 31 della legge quadro sulla difesa del suolo n. 183/1989 e successive modifiche ed integrazioni.

Pertanto, considerando le specifiche tecniche del Piano, si richiede la compatibilità idrogeologica ed Idraulica delle opere in progetto, in quanto le stesse non inducono sconvolgimenti al territorio tali da produrre danni nel breve e nel lungo termine.

In fase d'esecuzione degli scavi e realizzazione dei corpi fondazionali è buona e consolidata prassi verificare, mediante supervisione geologica, le considerazioni di natura geologico-geotecnica assunte in questo elaborato.

In conclusione, con il presente studio si esprime parere positivo per la realizzazione del Sub-Comparto edificatorio CR_29 Sub.2 del PUC, previa l'osservanza dei consigli, dei suggerimenti e delle indicazioni esplicitamente riportate nei vari paragrafi.

Del che è relazione redatta sia nel rispetto delle vigenti disposizioni di legge D.M. LL.PP. 11/03/1988, delle vigenti disposizioni di legge in materia di costruzioni in zona sismica (NTC 2018), sia nel rispetto delle Norme di Attuazione (PAI) dell'Autorità di Bacino Campania Sud oggi, Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, competente territorialmente, che dalle vigenti disposizioni in materia di svincolo idrogeologico.

Del che è relazione Tanto è in merito all'incarico conferitoci.

Sarno (SA), Luglio 2019

Il geologo
dott. Federico GRIMALDI
Iscrizione Albo ODG N. 2069



Sondaggio

S1



Foto n. 1 – Sondaggio S1 Cassa n.1: 0,00 m – 5,00



Foto n. 2 – Sondaggio S1 Cassa n.2: 5,00 m – 10,00 m



Foto n. 3 – Sondaggio S1 Cassa n.3: 10,00 m – 15,00 m



Foto n. 4 – Sondaggio S1 Cassa n.3: 15,00 m – 20,00 m



Foto n. 5 – Sondaggio S1 Cassa n.5: 20,00 m – 25,00 m



Foto n. 6 – Sondaggio S1 Cassa n.6: 25,00 m – 30,00 m



Foto n. 7 – Sondaggio S2 Cassa n.1: 0,00 m – 5,00



Foto n. 8 – Sondaggio S2 Cassa n.2: 5,00 m – 10,00



Foto n. 9 – Sondaggio S2 Cassa n.3: 10,00 m – 15,00



Foto n. 10 – Sondaggio S2 Cassa n.4: 15,00 m – 20,00 m



Foto n. 11 – Sondaggio S2 Cassa n.5: 20,00 m – 25,00 m



Foto n. 12 – Sondaggio S2 Cassa n.6: 25,00 m – 30,00 m

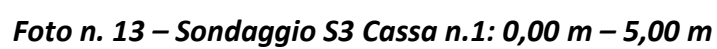




Foto n. 15 – Sondaggio S3 Cassa n.3: 10,00 m – 15,00 m



Foto n. 16 – Sondaggio S3 Cassa n.4: 15,00 m – 20,00 m



Foto n. 17 – Sondaggio S3 Cassa n.5: 20,00 m – 25,00 m



Foto n. 18 – Sondaggio S3 Cassa n.6: 25,00 m – 30,00 m

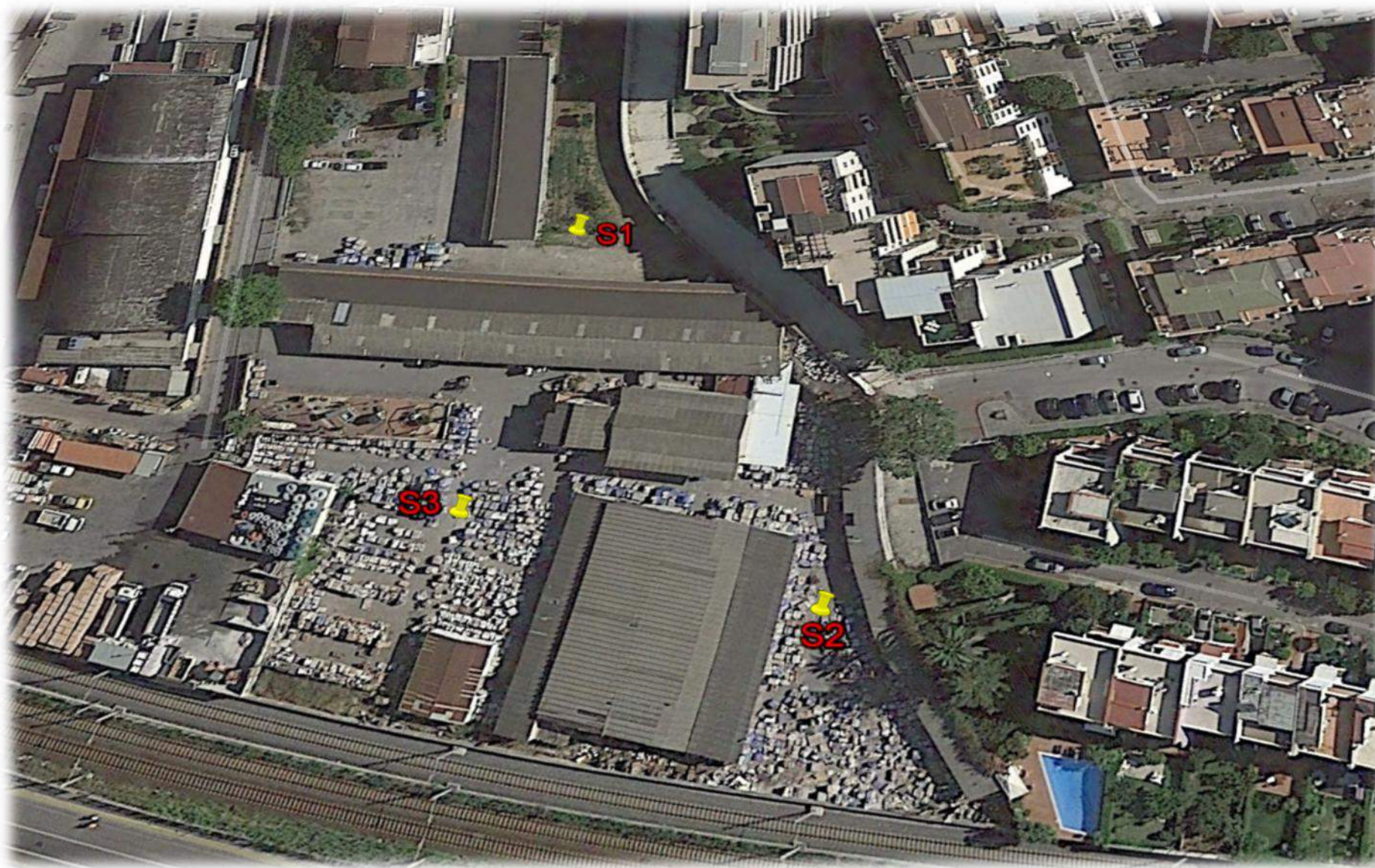

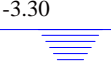
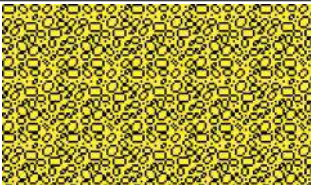
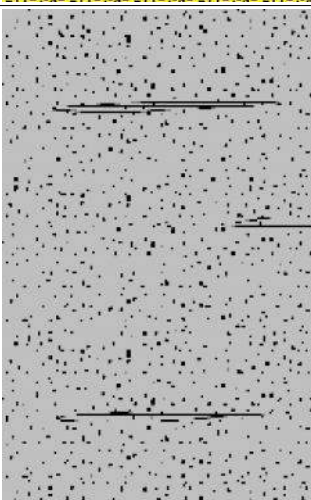
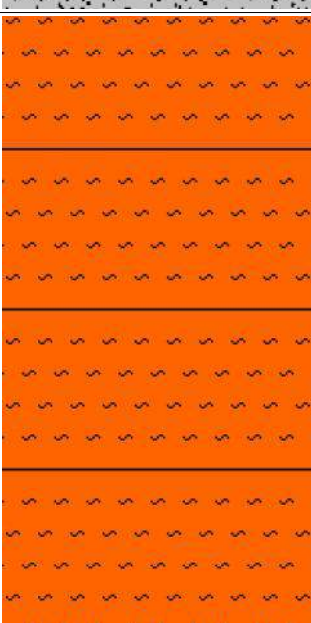

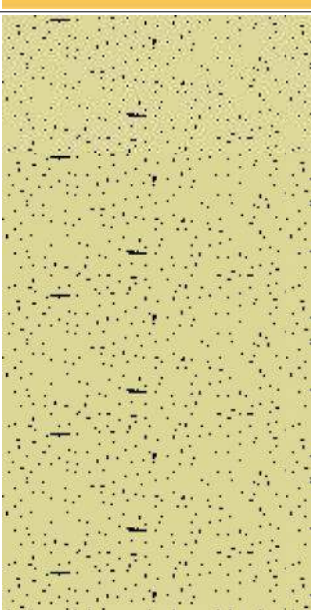



Foto n. 19 - Ubicazione sondaggi geognostici a C.C.S1, S2 ed S3

'UQPFCI I KQ'U4/'EQO RCTVQ'GF ~~KHE~~CVQTKQ'ET/4; 'f gñRWE 'f KÜcrgt pq
'Eqqt f lpcw'g'i gqi t chej g<Nc ~~v~~wf lpg'''62Å5;)320 9\$P /'Nqpi kwf lpg'''36Å6:)5802\$G
UVWF KQ'I GQNQI ~~KE~~Q/VGEP ~~KE~~Q(' 'FKEQO RCV~~Q~~~~DK~~~~W~~C)'~~KE~~TQI GQNQI ~~KE~~C



Committenti Sig. G. VETTORI, NUOVA DOMUS SOC. COOP EDILIZIA a.r.l. & SERVIZI IMMOBILIARI PARMENIDE S.r.l.				Profondità raggiunta 30,00 m		Timbro & Firma del Responsabile dott. Federico GRIMALDI
Lavoro Realizzazione edifici per civili abitazioni - Via Parmenide - SALERNO		Quota Ass. P.C. 17 M	Certificato n° 1	Inizio/Fine Esecuzione Maggio-Giugno 2015		
Operatore Ciro	Sondaggio S2	Tipo Carotaggio C.C.	Tipo Sonda CMV MK600	Coordinate X Y 483936.50 m E - 4500257.14 m N		

Scala	Litologia	Descrizione	Quota	Ø Perforaz.	S.P.T.	Campioni	Falda	NSPT	Rd
-1		COPERURA AGRARIA-RIPORTO: matrice sabbioso-limosa inglobante clasti carbonatici	-0.80		9/15/19 5.50 PC	S -6.00 -6.50			
-2		GHIAIA CON SABBIA: con sparsi ciottoli e qualche blocco di natura carbonatica; clasti gradati con dimensioni centimetriche; Gli spigoli dei clasti sono prevalentemente smussati, ma anche vivi ed arrotondati, la loro forma è varia.	-3.30						
-3		SABBIA FINE DEB. LIMOSA: sciolta di colore grigiastrea, con pomici alterate ed elementi micacei, inglobante clastici carbonatici con dimensioni da millimetrici a centimetrici, con livelli vegetali	-10.00						
-4		LIMO ARGILLOSO DEB. SABBIOSO: colore dal marrone al grigiastro, inglobante elementi litoidi a spigoli smussati e tracce di ossidazione; nello strato sono presenti livelli torbosi di colore nerastro; verso fine strato si presenta med. compatto e di colore rossastro	-18.20		7/10/13 12.00 PC	S -18.00 -18.50			
-5		LIMO DEB. SABBIOSO: plastico, di colore dal beje al marone verso fine strato; deb. addensata, con strati di materiale piroclastico a granulometria limoso-sabbiosa	-20.00		6/11/11 18.45 PC				
-6		SABBIA DEB, LIMOSA: di colore beije-marrone, con sparsi inclusioni litoidi poligenici minuti; sciolta	-28.00						
-7		CONGLOMERATI	-30.00						
-8									

[illegible]

Scala	Litologia	Descrizione	Quota	Ø Perforaz.	S.P.T.	Campioni	Falda	NSPT	Rd
-------	-----------	-------------	-------	-------------	--------	----------	-------	------	----

-1		COPERURA AGRARIA-RIPORTO: frammenti lapidei poligenici in matrice sabbioso-limosa inglobante clasti carbonatici	-1.20							
-2		SABBIA DEB. LIMOSA: poco addensata, marrone, piroclastica: con sparsi ciottoli e qualche blocco di natura carbonatica; clasti gradati con dimensioni centimetriche; Gli spigoli dei clasti sono prevalentemente smussati >7 cm, ma anche vivi ed arrotondati, la loro forma è varia.								
-3										
-4										
-5										
-6										
-7										
-8										
-9										
-10										
-11										
-12		SABBIA FINE DEB. LIMOSA: sciolta di colore grigiastra, con pomici alterate ed elementi micacei, inglobante clastici carbonatici con dimensioni da millimetrici a centimetrici, con livelli vegetali	-11.50							
-13			-13.20							
-14		LIMO ARGILLOSO DEB. SABBIOSO: colore dal marrone al grigiastro, inglobante elementi litoidi a spigoli smussati e tracce di ossidazione; nello strato sono presenti livelli torbosi di colore nerastro; verso fine strato si presenta med. compatto e di colore rossastro								
-15										
-16		LIMO DEB. SABBIOSO: plastico, di colore dal beje al marone verso fine strato; med. addensato, con strati di materiale piroclastico a granulometria limoso-sabbiosa	-16.00							
-17										
-18			-18.50							
-19		SABBIA DEB. LIMOSA: colore grigiastra, sciolta	-19.70							
-20		SABBIA DEB, LIMOSA; di colore grigiastro, con sparsi inclusioni litoidi poligenici minuti; sciolta								
-21										
-22										
-23										
-24										
-25										
-26										
-27										
-28										
-29					-29.50					
-30		CONGLOMERATI	-30.00							



La.Sp.ed. tirreno s.r.l.

Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE



PEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: 060/15 **li** 30/6/15 **Verbale accettazione n°:** 047/15 **del** 20/06/15

Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi

Richiesta del: 14/06/15

Oggetto dei Lavori: Realizzazione Fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide - Salerno

Committente : Nova Domus Soc. Coop. a r.l.

Impresa esecutrice dei lavori: - - -

Esecuzione analisi, dal : 15/06/15

Identificazione Campione : N° 2 campioni di materiale terrigeno siglati S1C1 e S1C2

Analisi richieste : Caratteristiche fisiche - Granulometria - Prova di Taglio Diretto (CD) - Edometrica

LO SPERIMENTATORE
geom. Gianmarco Amato

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. geol. Vittorio Lucchese



La.Sp.ed. tirreno s.r.l.

Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. Iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175LSPE



PEC: laspedtirrenosl@pec.it

CERTIFICATO N°: 060/15 **li** 30/6/15 **Verbale di accettazione n°** 047/15 **del** 20/06/15
Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi
Richiesta del: 14/06/15
Oggetto dei Lavori: Realizzazione Fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide - Salerno
Committente : Nova Domus Soc. Coop. a r.l.
Impresa esecutrice dei lavori : - - -
Data di esecuzione analisi, dal: 15/06/15
Identificazione Campione : SIC1 -13,00/-13,50 m

CARATTERISTICHE FISICHE

Contenuto d'acqua

Tara 1 (N)	21,00	21,52	21,69
(P1) peso lordo campione umido (N)	54,74	52,96	53,77
Tara 2 (N)	21,00	21,52	21,69
(P2) peso lordo campione secco (N)	47,85	48,02	48,12
(P3) = P1 - Tara 1 (N)	33,74	31,44	32,08
(P4) = P2 - Tara 2 (N)	26,85	26,50	26,43

$$W = \frac{P3 - P4}{P4} \cdot 100$$

W* =	21,91	(%)
-------------	--------------	------------

Peso di volume

Tara 1 (N)	0,52	0,53	0,52
(Ps) peso lordo campione secco (N)	1,06	1,08	1,08
(Psn) peso lordo campione umido (N)	1,21	1,23	1,23
(Vm) Volume interno fustella (cm ³)	39,25	39,25	39,25

$$Yw = \frac{Psn - Tara}{Vm}$$

$$Vm$$

$$Yd = \frac{Ps - Tara}{Vm}$$

$$Vm$$

Peso di volume umido	Yw*	17,84	(kN/m³)
Peso di volume secco	Yd*	14,63	(kN/m³)

Peso specifico

(P1) Peso picnometro con tappo (N)	2,154	2,143
(P2) P1 + campione secco (N)	2,582	2,551
(P3) P1 + campione saturo alla T° di prova (N)	7,860	7,945
(P4) P1 + P2 dalla curva di taratura (N)	7,635	7,650

$$Gs = \frac{P2 - P1}{P4 - (P2 - P1) - P3}$$

$$P4 - (P2 - P1) - P3$$

Gs* =	26,00	(kN/m³)
--------------	--------------	---------------------------

$$n = 1 - (Yd/Gs) \cdot 100$$

$$e = (Gs/Yd) - 1$$

Porosità n =	43,71	(%)
---------------------	--------------	------------

Indice dei vuoti e =	0,78	
-----------------------------	-------------	--

Grado di saturazione Sr =	73,35	(%)
----------------------------------	--------------	------------

$$Sr = \frac{Gs \cdot W}{Yd}$$

(*): valore medio delle determinazioni eseguite

LO SPERIMENTATORE
geom. *Giampaolo Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. geol. *Vittorio Lucchese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)

Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4

Tel. 089,340033 - Fax 089,445090 - sito web: www.laspedtirreno.come-mail: info@laspedtirreno.comSISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPEPEC: laspedtirrenosl@pec.itCERTIFICATO N°: **060/15** li 30/6/15 Verbale di accettazione n° 013/13 del 21/02/13

Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi

Richiesta del: 14/06/2015

Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide - Salerno

Committente : Nova Domus Soc. Coop. a r.l.

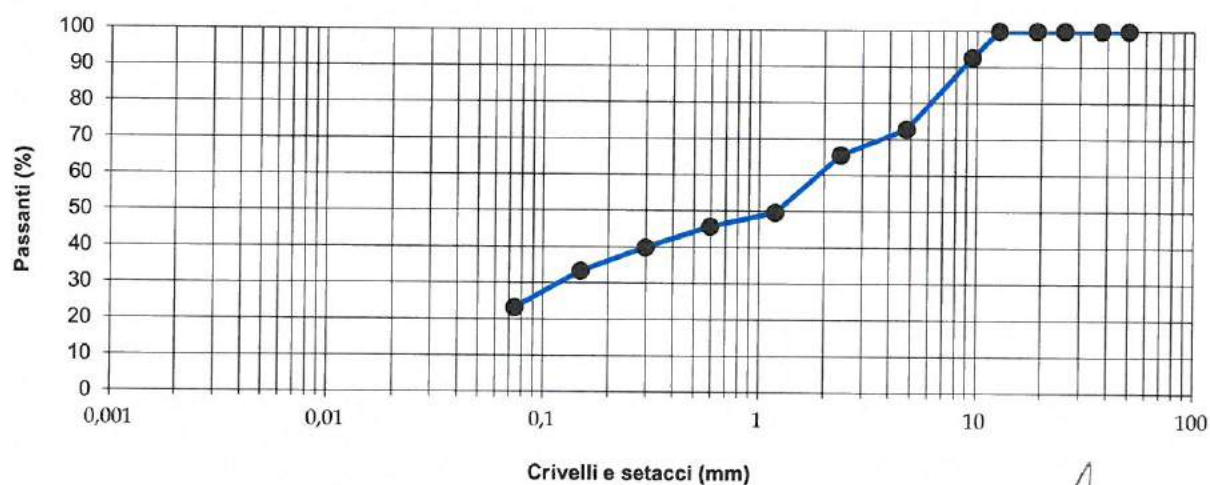
Data di esecuzione analisi, dal : 15/06/15

Identificazione Campione : S1C1 -13,00/-13,50 m

Massa netta campione (g) : 388,59

Norma: Raccomandazioni AGI 1994

SETACCI (mm)	TRATTENUTO (g)	TRATTENUTO (%)	PASSANTE (%)
50,0 - (2")	0,00	0,00	100,00
37,5 - (1"1/2)	0,00	0,00	100,00
25,4 - (1")	0,00	0,00	100,00
19,0 - (3/4")	0,00	0,00	100,00
12,7 - (1/2")	0,00	0,00	100,00
9,51 - (3/8")	28,59	7,36	92,64
4,75 - (n.4)	105,66	27,19	72,81
2,38 - (n.10)	133,84	34,44	65,56
1,19 - (n.16)	195,67	50,35	49,65
0,595 - (n.30)	210,85	54,26	45,74
0,297 - (n.50)	233,65	60,13	39,87
0,149 - (n.100)	258,97	66,64	33,36
0,074 - (n.200)	298,57	76,83	23,17

LO SPERIMENTATORE
geom. *Giannmarco Amato*IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
Dott. Geol. *Vittorio Lucchese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)

Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4

Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.come-mail: info@laspedtirreno.comSISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPEPEC: laspedtirrenosl@pec.it

CERTIFICATO N°: 060/15 li 30/6/15 **Verbale di accettazione n°** 047/15 del 20/06/15

Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi

Richiesta del: 14/06/15

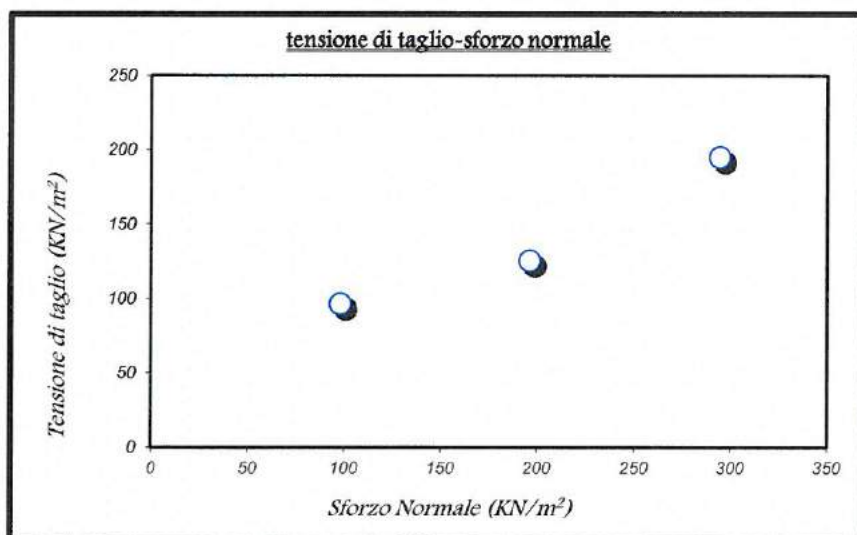
Oggetto dei Lavori: Realizzazione Fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide - Salerno

Committente : Nova Domus Soc. Coop. a r.l.

Impresa esecutrice dei lavori : -----

Data di esecuzione/analisi, dal: 15/06/15

Identificazione Campione : S1C1 - 13,00/- 13,50 m

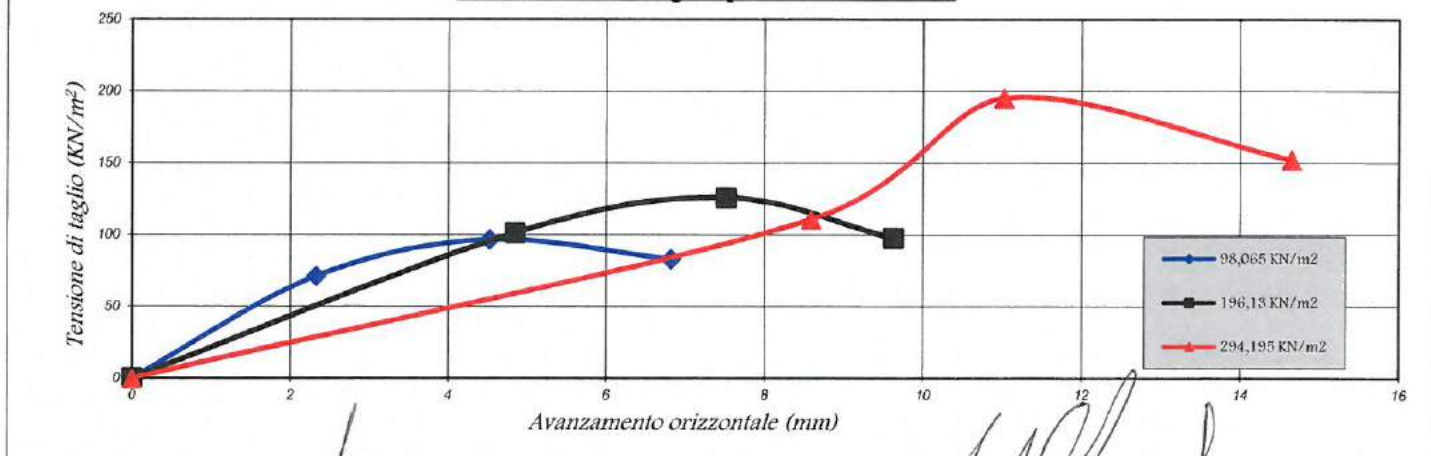
PROVA DI TAGLIO DIRETTA CONSOLIDATA DRENATA

CARATTERISTICHE FISICHE		
Peso spec. grani (Gs)	26,00	(kN/m³)
Peso di Volume (P/V)	17,84	(kN/m³)
Limite Liquido (WL)	---	%
Limite Plastico (Wp)	---	%
Indice Plastico (PI)	---	%
Umidità Naturale (Wn)	21,91	%
Indice di consistenza (Ic)	---	

Area scatola di taglio	36	cm²
Velocità di avanzamento	0,001	mm/min

DATI DI PROVA

Pressione verticale (KN/m²)	Sforzo di taglio (KN/m²)	Avanzamento (mm)	Deformazione verticale (mm)
98,065	96,68	6,81	0,14
196,13	125,64	9,63	0,28
294,195	195,22	14,65	0,33

Grafico Tensione di taglio-spostamento orizzontale

LO SPERIMENTATORE
geom. Gianmarco Amato

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. geol. Vittorio Lucchese

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE

PEC: laspedtirrenosl@pec.it

CERTIFICATO N°: 060/15 **li** 30/6/15 **Verbale di accettazione n°** 047/15 **del** 20/06/15
Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi
Richiesta del: 14/06/15
Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno
Committente : Nova Domus Soc. Coop. a r.l.
Impresa esecutrice dei lavori : - - -
Data di esecuzione analisi, dal: 15/06/15
Identificazione Campione : S1C2 -15,00/-16,00

CARATTERISTICHE FISICHE**Contenuto d'acqua**

Tara 1 (N)	22,64	21,02	21,74
(P1) peso lordo campione umido (N)	50,77	48,97	48,56
Tara 2 (N)	22,64	21,02	21,74
(P2) peso lordo campione secco (N)	42,31	41,02	43,26
(P3) = P1 - Tara 1 (N)	28,13	27,95	26,82
(P4) = P2 - Tara 2 (N)	19,67	20,00	21,52

$$W = \frac{P3 - P4 * 100}{P4}$$

W* = 35,48 (%)

Peso di volume

Tara 1 (N)	0,52	0,53	0,52
(Ps) peso lordo campione secco (N)	0,93	0,92	0,92
(Psn) peso lordo campione umido (N)	1,16	1,13	1,13
(Vm) Volume interno fustella (cm³)	39,25	39,25	39,25

$$Yw = \frac{Psn - Tara}{Vm}$$
$$Yd = \frac{Ps - Tara}{Vm}$$

Peso di volume umido	Yw*	15,74	(kN/m³)
Peso di volume secco	Yd*	11,62	(kN/m³)

Peso specifico

(P1) Peso picnometro con tappo (N)	2,157	2,160
(P2) P1 + campione secco (N)	2,647	2,581
(P3) P1 + campione saturo alla T° di prova (N)	7,943	7,891
(P4) P1 + P2 dalla curva di taratura (N)	7,615	7,645

$$Gs = \frac{P2 - P1}{P4 + (P2 - P1) - P3}$$

Gs* = 26,56 (kN/m³)

Porosità n = 56,26 (%)

Indice dei vuoti e = 1,29

Grado di saturazione Sr = 73,25 (%)

$$n = 1 - (Yd/Gs) * 100$$

$$e = (Gs/Yd) - 1$$

$$Sr = \frac{Gs * W}{Yd}$$

(*) : valore medio delle determinazioni eseguite

LO SPERIMENTATORE
geom. *Gianmarco Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. geol. *Vittorio Lucchese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)

Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4

Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.come-mail: info@laspedtirreno.comSISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPEPEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: 060/15 7/3/13

Verbale di accettazione n° 047/15 del 20/06/15

Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi

Richiesta del: 10/03/12

Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno

Committente: Nova Domus Soc. Coop. a r.l.

Impresa esecutrice dei lavori: - - -

Data di esecuzione analisi, dal: 10/03/12

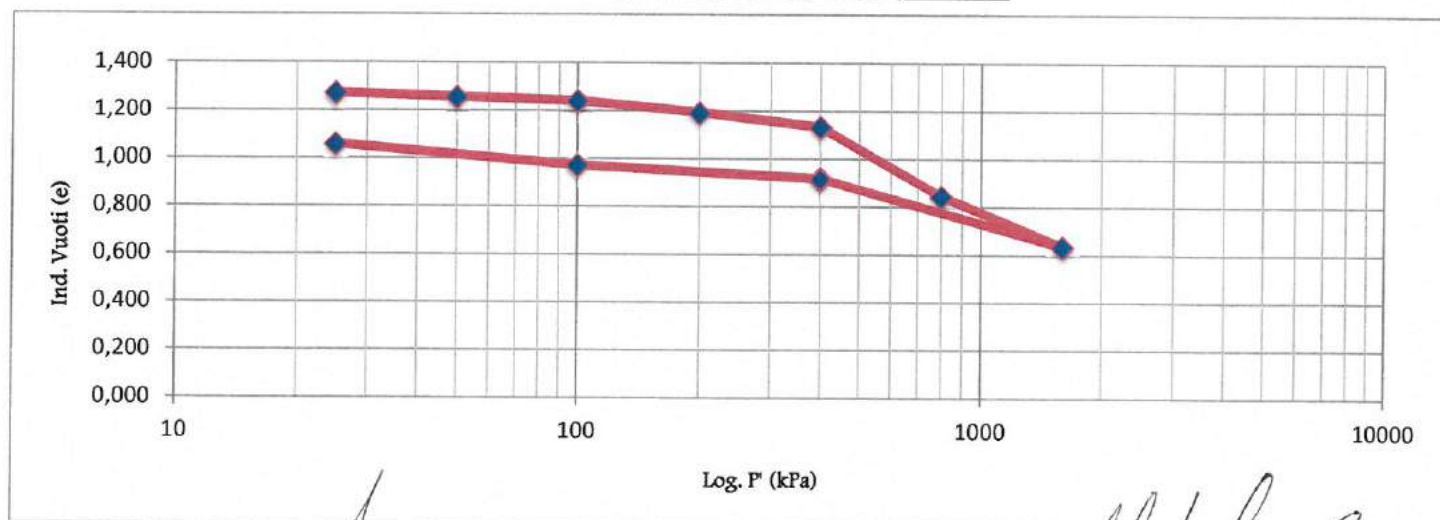
Identificazione Campione: S1C2 -15,00/-16,00

Norma di riferimento: Raccomandazioni AGI 1994

PROVA EDOMETRICA

Caratteristiche fisiche del provino		
	Iniziale	Finale
Altezza (mm)	20,00	18,02
Diametro (mm)	50,00	50,00
Volume (cm ³)	39,25	35,36
P. Netto w. (g)	62,99	56,72
P. Specif. (g/cm ³)	2,708	2,708
P.V. w. (g/cm ³)	1,605	1,604
P.V. d. (g/cm ³)	1,185	1,391
Umidità (%)	35,48	15,33
Indice dei Vuoti	1,29	1,06
Gr. di Sat.ne (%)	74,71	43,82

Carico (kPa)	Cedim. (mm)	Def. Vert. (%)	I. Vuoti (e)	M.ed. (KPa)	I. Comp.tà (MPa-1) (av)	I. Comp.ne (Cc)	R. Comp. (%) (CR)
25	0,11	0,55	1,27	-	-	-	-
50	0,24	1,20	1,26	3846	0,594	0,342	0,149
100	0,38	1,90	1,24	7143	0,320	0,368	0,161
200	0,79	3,95	1,20	4878	0,469	1,077	0,471
400	1,33	6,65	1,13	7407	0,309	1,419	0,621
800	3,85	19,25	0,85	3175	0,720	6,622	2,897
1600	5,69	28,45	0,64	8696	0,263	4,835	2,115
400	3,22	16,10	0,92				
100	2,74	13,70	0,97				
25	1,98	9,90	1,06				

LO SPERIMENTATORE
geom. *Gianmarco Amato*IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. Geol. *Vittorio Lucchese*



La.Sp.ed. tirreno s.r.l.

Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE



PEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: 061/15 **li** 30/6/15 **Verbale accettazione n°:** 048/15 **del** 20/06/15

Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi

Richiesta del: 14/06/15

Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno

Committente : Servizi Immobiliare Parmenide srl

Impresa esecutrice dei lavori: -----

Esecuzione analisi, dal : 15/06/15

Identificazione Campione : S2C1 -6,00/-6,50 m

Analisi richieste : Caratteristiche fisiche - Granulometria - Prova di Taglio Diretto (CD) - Edometrica

LO SPERIMENTATORE
geom. *Gianmarco Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. geol. *Vittorio Lucchese*



La.Sp.ed. tirreno s.r.l.

Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)

Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4

Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com

e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175 LSPE



PEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: 061/15 **li** 30/6/15 **Verbale di accettazione n°** 048/15 **del** 20/06/15
Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi
Richiesta del: 14/06/15
Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno
Committente: Servizi Immobiliare Parmenide srl
Impresa esecutrice dei lavori: -----
Data di esecuzione analisi, dal: 15/06/15
Identificazione Campione: S2C1 -6,00/-6,50 m

CARATTERISTICHE FISICHE

Contenuto d'acqua

Tara 1 (N)	22,15	21,03	21,74
(P1) peso lordo campione umido (N)	52,30	49,56	48,75
Tara 2 (N)	22,15	21,03	21,74
(P2) peso lordo campione secco (N)	44,52	44,82	44,56
(P3) = P1 - Tara 1 (N)	30,15	28,53	27,01
(P4) = P2 - Tara 2 (N)	22,37	23,79	22,82

$$W = \frac{P3 - P4}{P4} \cdot 100$$

W* =	24,22	(%)
-------------	--------------	------------

Peso di volume

Tara 1 (N)	0,50	0,50	0,50
(Ps) peso lordo campione secco (N)	1,09	1,09	1,06
(Psn) peso lordo campione umido (N)	1,28	1,28	1,24
(Vm) Volume interno fustella (m³)	0,00	0,00	0,00

$$Yw = \frac{Psn - Tara}{Vm}$$

$$Vm$$

$$Yd = \frac{Ps - Tara}{Vm}$$

$$Vm$$

Peso di volume umido	Yw*	19,43	(kN/m³)
Peso di volume secco	Yd*	15,64	(kN/m³)

Peso specifico

(P1) Peso picnometro con tappo (N)	2,14	2,14
(P2) P1 + campione secco (N)	2,65	2,65
(P3) P1 + campione saturo alla T° di prova (N)	7,91	8,02
(P4) P1 + P2 dalla curva di taratura (N)	7,65	7,63

$$Gs = \frac{P2 - P1}{P4 + (P2 - P1) - P3}$$

$$P4 + (P2 - P1) - P3$$

Gs* =	26,73	(kN/m³)
--------------	--------------	----------------

$$n = 1 - (Yd/Gs) \cdot 100$$

$$e = (Gs/Yd) - 1$$

Porosità n =	41,47	(%)
---------------------	--------------	------------

Indice dei vuoti e =	0,71	
-----------------------------	-------------	--

Grado di saturazione Sr =	91,37	(%)
----------------------------------	--------------	------------

$$Sr = \frac{Gs \cdot W}{Yd}$$

(*): valore medio delle determinazioni eseguite

LO SPERIMENTATORE
geom. *Giuseppe Amaio*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. *geol. Vittorio Lucetese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE

PEC: laspedtirrenosrl@pec.itCERTIFICATO N°: **061/15** li 30/6/15 Verbale di accettazione n° 015/13 del 25/02/13

Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi

Richiesta del: 14/06/2015

Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno

Committente: Servizi Immobiliare Parmenide srl

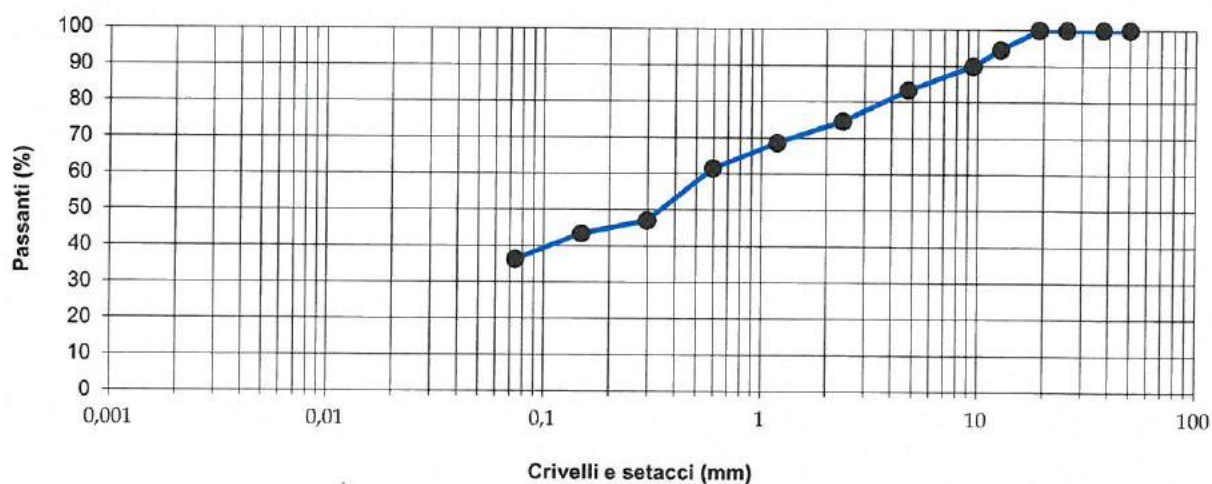
Data di esecuzione analisi, dal: 15/06/15

Identificazione Campione: S2C1 -6,00/-6,50 m

Massa netta campione (g): 415,80

Norma: Raccomandazioni AGI 1994

SETACCI (mm)	TRATTENUTO (g)	TRATTENUTO (%)	PASSANTE (%)
50,0 - (2")	0,00	0,00	100,00
37,5 - (1"1/2)	0,00	0,00	100,00
25,4 - (1")	0,00	0,00	100,00
19,0 - (3/4")	0,00	0,00	100,00
12,7 - (1/2")	22,63	5,44	94,56
9,51 - (3/8")	41,74	10,04	89,96
4,75 - (n.4)	69,33	16,67	83,33
2,38 - (n.10)	105,26	25,32	74,68
1,19 - (n.16)	130,52	31,39	68,61
0,595 - (n.30)	159,98	38,48	61,52
0,297 - (n.50)	220,01	52,91	47,09
0,149 - (n.100)	235,26	56,58	43,42
0,074 - (n.200)	264,78	63,68	36,32



LO SPERIMENTATORE
geom. *Giannaro Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
Dott. Geol. *Vittorio Lucchese*

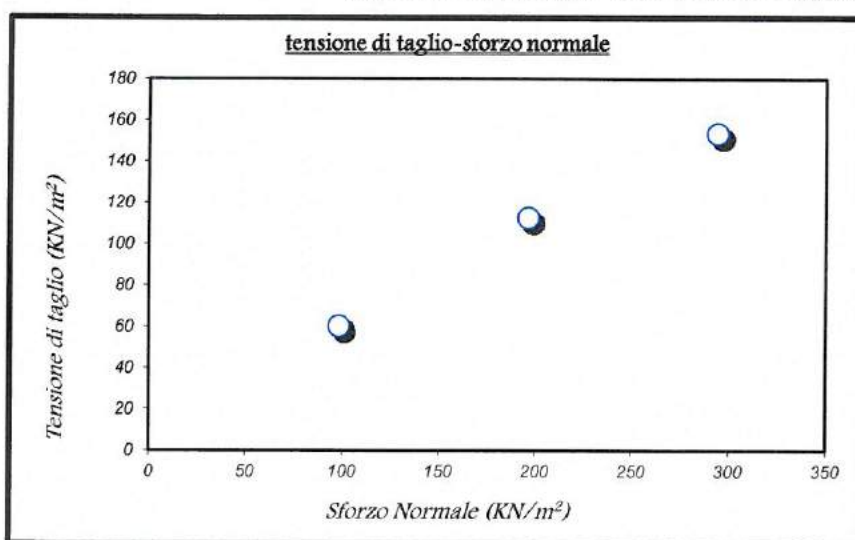
**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)

Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4

Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.come-mail: info@laspedtirreno.comSISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPEPEC: laspedtirrenosl@pec.it**CERTIFICATO N°:** 061/15 li 30/6/15**Verbale di accettazione n°** 048/15

del 20/06/15

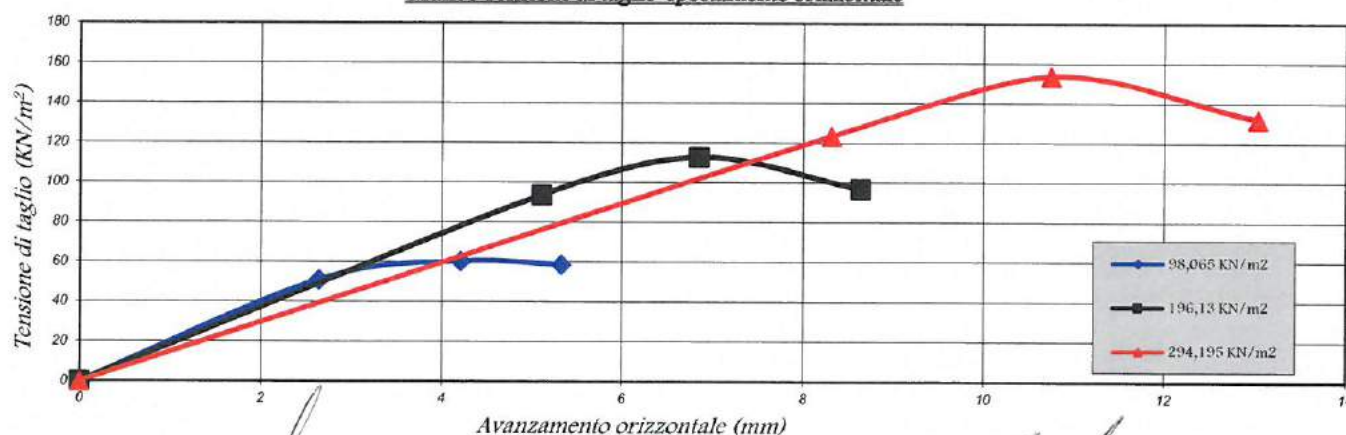
Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi**Richiesta del:** 14/06/15**Oggetto dei Lavori:** Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno**Committente :** Servizi Immobiliare Parmenide srl**Impresa esecutrice dei lavori :** -----**Data di esecuzione e analisi, dal:** 15/06/15**Identificazione Campione :** S2C1 -6,00/-6,50 m**PROVA DI TAGLIO DIRETTA CONSOLIDATA DRENATA****CARATTERISTICHE FISICHE**

Peso spec. grani (Gs)	26,73	(kN/m³)
Peso di Volume (P/V)	19,43	(kN/m³)
Limite Liquido (WL)	---	%
Limite Plastico (Wp)	---	%
Indice Plastico (PI)	---	%
Umidità Naturale (Wn)	24,22	%
Indice di consistenza (Ic)	---	

Area scatola di taglio	36	cm²
Velocità di avanzamento	0,001	mm/min

DATI DI PROVA

Pressione verticale (KN/m²)	Sforzo di taglio (KN/m²)	Avanzamento (mm)	Deformazione verticale (mm)
98,065	60,33	5,33	0,18
196,13	112,74	8,64	0,28
294,195	153,58	13,02	0,34

Grafico Tensione di taglio-spostamento orizzontale**LO SPERIMENTATORE**
geom. *Giuseppe Amato***IL DIRETTORE DEL LABORATORIO**
dott. geol. *Vittorio Lucchese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE

PEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: **061/15** li **30/6/15** Verbale di accettazione n° **048/15** del **20/06/15**
Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi
Richiesta del: 14/06/15
Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno
Committente: Servizi Immobiliari Parmenide srl
Impresa esecutrice dei lavori: ---
Data di esecuzione analisi, dal: 15/06/15
Identificazione Campione: S2C1 - 19,50/-20,00 m

CARATTERISTICHE FISICHE**Contenuto d'acqua**

Tara 1 (N)	20,16	20,45	20,74
(P1) peso lordo campione umido (N)	51,02	47,46	47,98
Tara 2 (N)	20,16	20,45	20,74
(P2) peso lordo campione secco (N)	45,26	42,79	44,15
(P3) = P1 - Tara 1 (N)	30,86	27,01	27,24
(P4) = P2 - Tara 2 (N)	25,10	22,34	23,41

$$W = \frac{P3 - P4 * 100}{P4}$$

W* =	20,13	(%)
-------------	--------------	------------

Peso di volume

Tara 1 (N)	0,511	0,511	0,514
(Ps) peso lordo campione secco (N)	1,01	1,01	1,01
(Psn) peso lordo campione umido (N)	1,134	1,132	1,138
(Vm) Volume interno fustella (m³)	3,93E-05	3,93E-05	3,93E-05

$$Yw = \frac{Psn - Tara}{Vm}$$

$$Vm$$

$$Yd = \frac{Ps - Tara}{Vm}$$

$$Vm$$

Peso di volume umido	Yw*	15,86	(kN/m³)
Peso di volume secco	Yd*	13,20	(kN/m³)

Peso specifico

(P1) Peso picnometro con tappo (N)	2,165	1,925
(P2) P1 + campione secco (N)	2,468	2,296
(P3) P1 + campione saturo alla T° di prova (N)	7,939	7,994
(P4) P1 + P2 dalla curva di taratura (N)	7,700	7,815

$$Gs = \frac{P2 - P1}{P4 + (P2 - P1) - P3}$$

$$P4 + (P2 - P1) - P3$$

Gs* =	25,86	(kN/m³)
--------------	--------------	----------------

$$n = 1 - (Yd/Gs) * 100$$

$$e = (Gs/Yd) - 1$$

$$Sr = \frac{Gs * W}{Yd}$$

LO SPERIMENTATORE
geom. *Giampaolo Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. *geol. Vittorio Lucchese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. Iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE



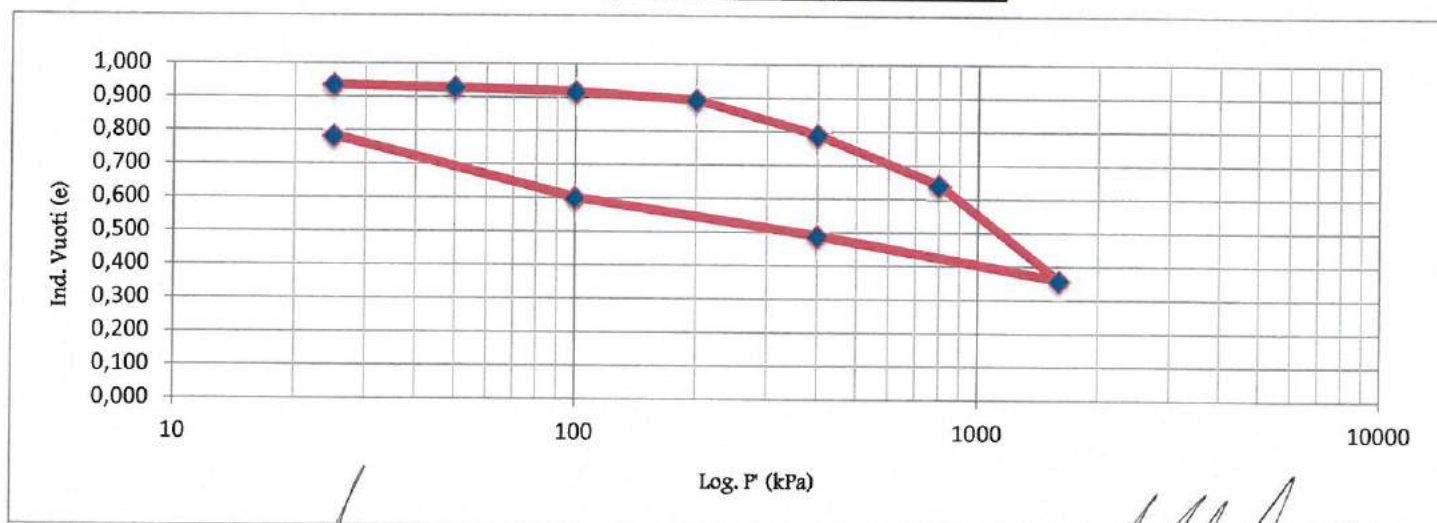
PEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: 061/15 18/9/12 **Verbale di accettazione n°** 048/15 del 20/06/15
Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi
Richiesta del: 14/06/15
Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno
Committente: Servizi Immobiliari Parmenide srl
Impresa esecutrice dei lavori: - - -
Data di esecuzione analisi, dal: 14/06/15
Identificazione Campione: S2C1 -19,50/-20,00 m
Norma di riferimento: Raccomandazioni AGI 1994

PROVA EDOMETRICA

Caratteristiche fisiche del provino		
	Iniziale	Finale
Altezza (mm)	20,00	18,22
Diametro (mm)	50,00	50,00
Volume (cm ³)	39,25	35,76
P. Netto w. (g)	63,47	56,72
P. Specif. (g/cm ³)	2,637	2,637
P.V. w. (g/cm ³)	1,617	1,586
P.V. d. (g/cm ³)	1,346	1,338
Umidità (%)	20,13	18,59
Indice dei Vuoti	0,96	0,78
Gr. di Sat.ne (%)	55,35	50,47

Carico (kPa)	Cedim. (mm)	Def. Vert. (%)	I. Vuoti (e)	M.ed. (KPa)	I. Comp.tà (MPa-1) (av)	I. Comp.ne (Cc)	R. Comp. (%) (CR)
25	0,23	1,15	0,94	-	-	-	-
50	0,31	1,55	0,93	6250	0,313	0,180	0,092
100	0,42	2,10	0,92	9091	0,215	0,248	0,126
200	0,66	3,30	0,89	8333	0,235	0,540	0,276
400	1,71	8,55	0,79	3810	0,514	2,364	1,207
800	3,22	16,10	0,64	5298	0,370	3,400	1,736
1600	6,11	30,55	0,36	5536	0,354	6,507	3,322
400	4,78	23,90	0,49				
100	3,64	18,20	0,60				
25	1,78	8,90	0,78				



LO SPERIMENTATORE
geom. *Giannmarco Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. Geol. *Antonio Lucchese*



La.Sp.ed. tirreno s.r.l.

Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)

Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4

Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com

e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE



PEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: 062/15 **li** 30/6/15 **Verbale accettazione n°:** 049/15 del 20/06/15

Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi

Richiesta del: 14/06/15

Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno

Committente : Sig. Guglielmo Vettori

Impresa esecutrice dei lavori: ----

Esecuzione analisi, dal : 17/06/15

Identificazione Campione : S3C1 -7,00/-7,50 m

Analisi richieste : Caratteristiche fisiche - Granulometria - Prova di taglio diretto (CD) - Edometrica

LO SPERIMENTATORE
geom. *Gianmarco Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. geol. *Vittorio Lucchese*



La.Sp.ed. tirreno s.r.l.

Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE



PEC: laspedtirrenosl@pec.it

CERTIFICATO N°: 062/15 **li** 30/6/15 **Verbale di accettazione n°** 049/15 **del** 20/06/15
Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi
Richiesta del: 14/06/15
Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno
Committente : Sig. Guglielmo Vettori
Impresa esecutrice dei lavori : ----
Data di esecuzione analisi, dal: 17/06/15
Identificazione Campione : S3C1 -7,00/-7,50 m

CARATTERISTICHE FISICHE

Contenuto d'acqua

Tara 1 (N)	0,56	0,56	0,56
(P1) peso lordo campione umido (N)	33,69	35,12	34,15
Tara 2 (N)	0,56	0,56	0,56
(P2) peso lordo campione secco (N)	26,35	27,84	27,01
(P3) = P1 - Tara 1 (N)	33,13	34,56	33,59
(P4) = P2 - Tara 2 (N)	25,79	27,28	26,45

$$W = \frac{P3 - P4 * 100}{P4}$$

W* = 27,36 (%)

Peso di volume

Tara 1 (N)	0,358	0,358	0,358
(Ps) peso lordo campione secco (N)	0,87	0,86	0,86
(Psn) peso lordo campione umido (N)	1,064	1,054	1,052
(Vm) Volume interno fustella (m³)	3,93E-05	3,93E-05	3,93E-05

$$Yw = \frac{Psn - Tara}{Vm}$$

$$Yd = \frac{Ps - Tara}{Vm}$$

$$Yd = \frac{Ps - Tara}{Vm}$$

$$Yd = \frac{Ps - Tara}{Vm}$$

Peso di volume umido	Yw*	17,79	(kN/m³)
Peso di volume secco	Yd*	13,97	(kN/m³)

Peso specifico

(P1) Peso picnometro con tappo (N)	2,105	2,099
(P2) P1 + campione secco (N)	2,438	2,797
(P3) P1 + campione saturo alla T° di prova (N)	7,340	7,292
(P4) P1 + P2 dalla curva di taratura (N)	6,998	6,997

$$Gs = \frac{P2 - P1}{P4 + (P2 - P1) - P3}$$

Gs* = 25,68 (kN/m³)

$$n = 1 - (Yd/Gs) * 100$$

$$e = (Gs/Yd) - 1$$

$$Sr = \frac{Gs * W}{Yd}$$

Porosità n = 45,61 (%)

Indice dei vuoti e = 0,84

Grado di saturazione Sr = 83,80 (%)

(*): valore medio delle determinazioni eseguite

LO SPERIMENTATORE
geom. *Giannmarco Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. geol. *Vittorio Lucchese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)

Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4

Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.come-mail: info@laspedtirreno.comSISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPEPEC: laspedtirrenosrl@pec.itCERTIFICATO N°: **062/15** li 30/6/15 Verbale di accettazione n° 049/15 del 20/06/15

Richiedente: Dott. Geol. Federico Grimaldi

Richiesta del: 14/06/2015

Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno

Committente: Sig. Guglielmo Vettori

Data di esecuzione analisi, dal: 17/06/15

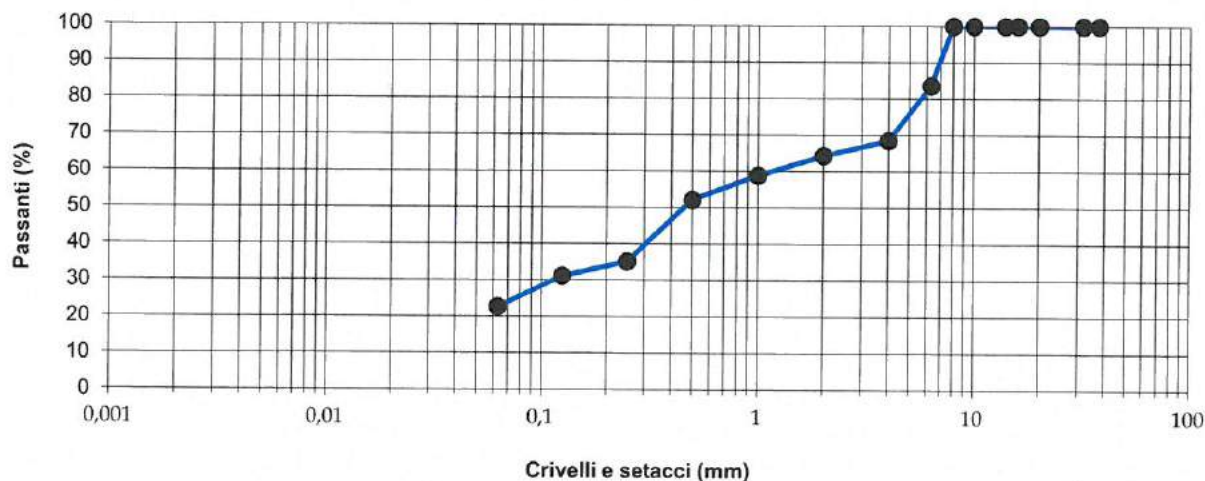
Identificazione Campione: S3C1 -7,00/-7,50 m

ANALISI GRANULOMETRICA

Massa netta campione (g): 321,68

Norma: Raccomandazioni AGI 1994

SETACCI	TRATTENUTO	TRATTENUTO	PASSANTE
(mm)	(g)	(%)	(%)
37,5	0,00	0,00	100,00
31,5	0,00	0,00	100,00
20	0,00	0,00	100,00
16	0,00	0,00	100,00
14	0,00	0,00	100,00
10	0,00	0,00	100,00
8	0,00	0,00	100,00
6,3	52,74	16,40	83,60
4	101,23	31,47	68,53
2	114,74	35,67	64,33
1	132,26	41,12	58,88
0,5	154,00	47,87	52,13
0,25	208,56	64,83	35,17
0,125	221,34	68,81	31,19
0,063	248,74	77,33	22,67



LO SPERIMENTATORE

geom. *Giannarco Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO

Dott. Geol. *Vittorio Lucchese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

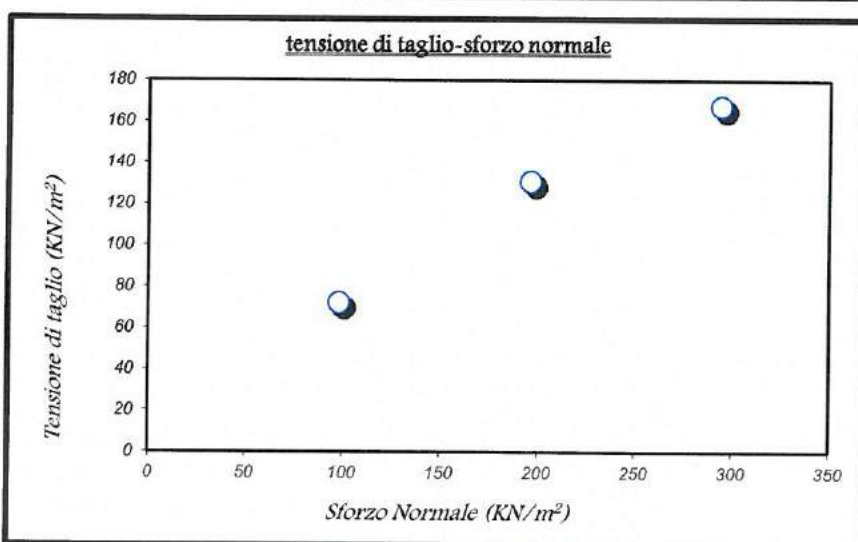
Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE

PEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: **062/15** li **30/6/15** Verbale di accettazione n° **049/15** del **20/06/15**
Richiedente: **Dott. Geol. Federico Grimaldi**
Richiesta del: **14/06/15**
Oggetto dei Lavori: **Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno**
Committente: **Sig. Guglielmo Vettori**
Impresa esecutrice dei lavori: **-----**
Data di esecuzione e analisi, dal: **17/06/15**
Identificazione Campione: **S3C1 -7,00/-7,50 m**

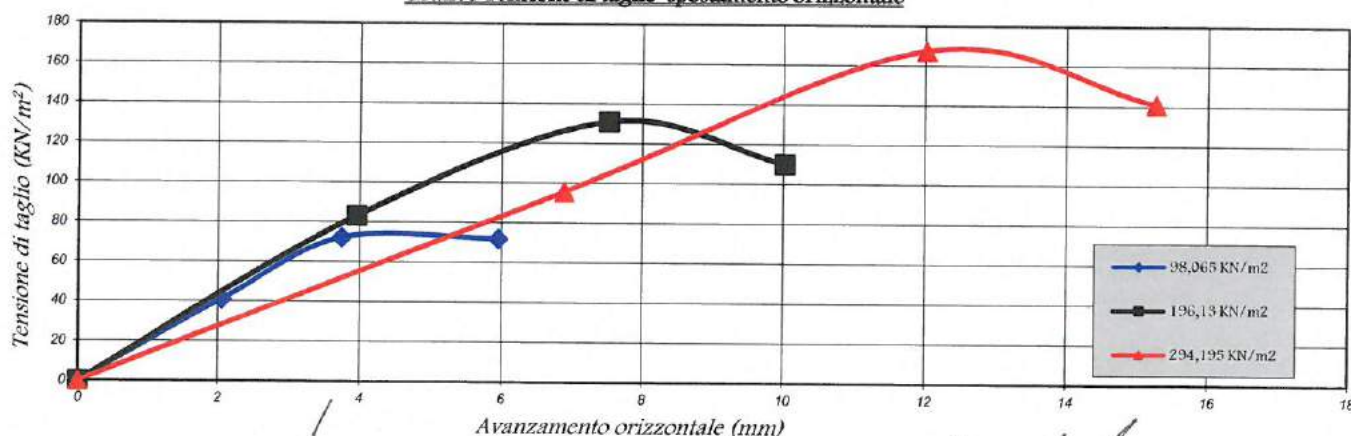
PROVA DI TAGLIO DIRETTA CONSOLIDATA DRENATA

CARATTERISTICHE FISICHE		
Peso spec. grani (Gs)	25,68	(kN/m ³)
Peso di Volume (P/V)	17,79	(kN/m ³)
Limite Liquido (WL)	---	%
Limite Plastico (Wp)	---	%
Indice Plastico (PI)	---	%
Umidità Naturale (Wn)	27,36	%
Indice di consistenza (Ic)	---	

Area scatola di taglio	36	cm ²
Velocità di avanzamento	0,001	mm/min

DATI DI PROVA

Pressione verticale (KN/m ²)	Sforzo di taglio (KN/m ²)	Avanzamento (mm)	Deformazione verticale (mm)
98,065	72,26	5,95	0,21
196,13	131,02	10,02	0,36
294,195	167,55	15,26	0,43

Grafico Tensione di taglio-spostamento orizzontale

LO SPERIMENTATORE
geom. *Giannmarco Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. *geol. Vittorio Lucchese*



La.Sp.ed. tirreno s.r.l.

Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)
Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4
Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.com e-mail: info@laspedtirreno.com



SISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPE



PEC: laspedtirrenosrl@pec.it

CERTIFICATO N°: 061/15 li 30/6/15 **Verbale di accettazione n°** 049/15 del 20/06/15
Richiedente: Dott. Goel. Federico Grimaldi
Richiesta del: 14/06/15
Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno
Committente : Sig. Guglielmo Vettori
Impresa esecutrice dei lavori : - - -
Data di esecuzione analisi, dal: 17/06/15
Identificazione Campione : S3C2 -16,00/-16,50 m

CARATTERISTICHE FISICHE

Contenuto d'acqua

Tara 1 (N)	0,35	0,35	0,35
(P1) peso lordo campione umido (N)	0,74	0,70	0,71
Tara 2 (N)	0,35	0,35	0,35
(P2) peso lordo campione secco (N)	0,66	0,67	0,66
(P3) = P1 - Tara 1 (N)	0,39	0,35	0,36
(P4) = P2 - Tara 2 (N)	0,31	0,32	0,31

$$W = \frac{P3 - P4 * 100}{P4}$$

W* = 16,85 (%)

Peso di volume

Tara 1 (N)	0,358	0,358	0,358
(Ps) peso lordo campione secco (N)	0,92	0,92	0,92
(Psn) peso lordo campione umido (N)	1,032	1,033	1,029
(Vm) Volume interno fustella (m³)	3,93E-05	3,93E-05	3,93E-05

$$Yw = \frac{Psn - Tara}{Vm}$$

$$Yd = \frac{Ps - Tara}{Vm}$$

Peso di volume umido	Yw*	17,15	(kN/m³)
Peso di volume secco	Yd*	14,67	(kN/m³)

Peso specifico

(P1) Peso picnometro con tappo (N)	2,150	0,000
(P2) P1 + campione secco (N)	4,514	0,000
(P3) P1 + campione saturo alla T° di prova (N)	8,456	0,000
(P4) P1 + P2 dalla curva di taratura (N)	6,985	0,000

Gs* = 25,96 (kN/m³)

$$Gs = \frac{P2 - P1}{P4 + (P2 - P1) - P3}$$

Porosità n = 43,46 (%)

$$n = 1 - (Yd/Gs) * 100$$

Indice dei vuoti e = 0,77

$$e = (Gs/Yd) - 1$$

Grado di saturazione Sr = 56,88 (%)

$$Sr = \frac{Gs * W}{e}$$

(*): valore medio delle determinazioni eseguite

LO SPERIMENTATORE
geom. *Gianmarco Amato*

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. *geol. Vittorio Lucchese*

**La.Sp.ed. tirreno s.r.l.****Laboratorio Sperimentale per l'Edilizia**

Società a responsabilità limitata con sede in Via U. Foscolo n° 1 - 84013 CAVA DE' TIRRENI (SA)

Iscritta nel Registro delle Imp. di Salerno al n° 6608 - REA della C.C.I.A.A. di Salerno n° 168873 - p. iva 0073873 065 4

Tel. 089.340033 - Fax 089.445090 - sito web: www.laspedtirreno.come-mail: info@laspedtirreno.comSISTEMA DI QUALITÀ CERTIFICATO ISO 9001:2008
N° 9175.LSPEPEC: laspedtirrenosl@pec.it

CERTIFICATO N°: 061/15 li, 22/12/14

Richiedente: Dott. Goel. Federico Grimaldi

Richiesta del: 14/06/15

Oggetto dei Lavori: Realizzazione fabbricati per civili abitazioni in via Parmenide Salerno

Committente: Sig. Guglielmo Vettori

Impresa esecutrice dei lavori: - - -

Data di esecuzione analisi, dal: 17/06/15

Identificazione Campione: S3C2 -16,00/-16,50 m

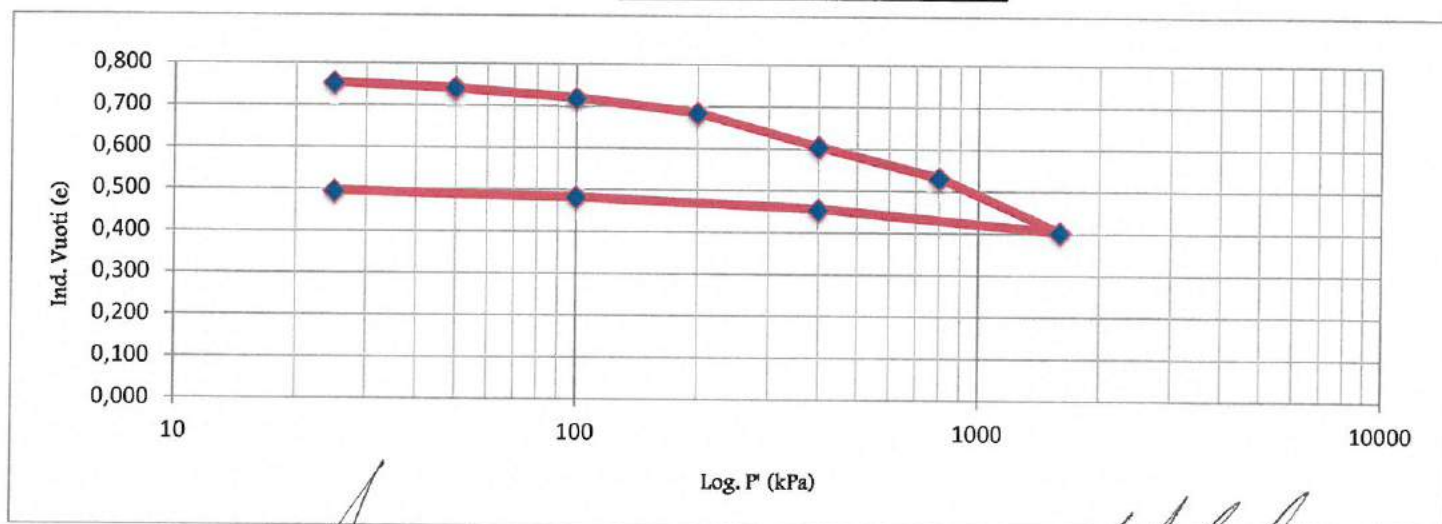
Norma di riferimento: Raccomandazioni AGI 1994

Verbale di accettazione n° 049/15 del 20/06/15

PROVA EDOMETRICA

Caratteristiche fisiche del provino		
	Iniziale	Finale
Altezza (mm)	20,00	16,89
Diametro (mm)	50,00	50,00
Volume (cm ³)	39,25	33,15
P. Netto w. (g)	68,52	56,35
P. Specif. (g/cm ³)	2,647	2,647
P.V. w. (g/cm ³)	1,746	1,700
P.V. d. (g/cm ³)	1,494	1,497
Umidità (%)	16,85	13,55
Indice dei Vuoti	0,77	0,50
Gr. di Sat.ne (%)	57,80	46,71

Carico (kPa)	Cedim. (mm)	Def. Vert. (%)	I. Vuoti (e)	M.ed. (KPa)	I. Comp.tà (MPa-1) (av)	I. Comp.ne (Cc)	R. Comp. (%) (CR)
25	0,19	0,95	0,75	-	-	-	-
50	0,33	1,65	0,74	3571	0,496	0,285	0,161
100	0,58	2,90	0,72	4000	0,443	0,509	0,287
200	0,97	4,85	0,69	5128	0,345	0,794	0,448
400	1,88	9,40	0,61	4396	0,403	1,853	1,046
800	2,69	13,45	0,53	9877	0,179	1,649	0,931
1600	4,15	20,75	0,40	10959	0,162	2,973	1,678
400	3,55	17,75	0,46				
100	3,26	16,30	0,48				
25	3,11	15,55	0,50				

LO SPERIMENTATORE
geom. *Giannicola Amato*IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
dott. *Geol. Vittorio Lucchese*

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

Committenti: Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni Battista (VTT GNN 65E15 H703A)

LAVORO: Realizzazione del Sub-Comparto Edificatorio CR_29

Località: Via Parmenide – Torre Angellara (Salerno)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: PROVE SPT IN FORO

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,76 m
Peso sistema di battuta	4,2 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	7 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1
Rivestimento/fanghi	No

1



dr. geologo Federico GRIMALDI



PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING) DPSH – DPM (... sct ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25

Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25
--------------------------------	------	-------------	----

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha=60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H=0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)

massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A=20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)

massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

3

Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M	peso massa battente.
M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
δ	passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd	resistenza dinamica punta (area A).
e	infissione media per colpo (δ / N).
M	peso massa battente (altezza caduta H).
P	peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa/\sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa} \quad (Liao \text{ e } Whitman \text{ 1986})$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_S \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60 rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.

C_S parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).

C_d funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).

C_r parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

5

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (+ s)

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (- s)

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Distribuzione normale R.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

Dove $\sigma_{N_{spt}}$ è la deviazione standard di N_{spt}

Distribuzione normale R.N.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di N_{spt} distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove n è il numero di letture.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione $d = 1$ m.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$N_{spt\ corretto} = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)

- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da Dr %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONALE RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie Dr viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss (1978-1981) . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_o)

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). C_u (min-max).
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.

- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche
< 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann (1975), Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c = 20$ e $Q_c/N_{spt} = 2$.
- Schmertmann (1975), Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975),- per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt} = 6-12$).

Modulo Di Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15.
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

PROVA ...Sondaggio Nr.3**Strumento utilizzato...****PROVE SPT IN FORO****Prova eseguita in data****22/06/2015****Falda rilevata****Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio**

Profondità (m)	Nr. Colpi
6,65	9
6,80	11
6,95	15
12,15	8
12,30	10
12,45	12
15,15	7
15,30	11
15,45	14
20,65	8
20,80	10
20,95	13

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Sondaggio Nr.3**TERRENI COESIVI****Coesione non drenata (Kg/cm²)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begemann	De Beer
[1] - Strato	26	6,95	1,76	3,25	1,00	0,99	2,58	0,00	2,15	2,67	1,30	3,59	3,25
[2] - Strato	22	12,45	1,49	2,75	1,00	0,85	2,18	0,00	1,85	2,27	1,10	2,05	2,75
[3] - Strato	25	15,45	1,69	3,13	1,00	0,95	2,48	0,00	2,07	2,57	1,25	2,13	3,13
[4] - Strato	23	20,95	1,55	2,88	1,00	0,88	2,28	0,00	1,93	2,37	1,15	0,95	2,88

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
[1] - Strato	26	6,95	Robertson (1983)	52,00
[2] - Strato	22	12,45	Robertson (1983)	44,00
[3] - Strato	25	15,45	Robertson (1983)	50,00
[4] - Strato	23	20,95	Robertson (1983)	46,00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	26	6,95	119,29	--	266,98	260,00
[2] - Strato	22	12,45	100,94	--	226,18	220,00
[3] - Strato	25	15,45	114,70	--	256,78	250,00
[4] - Strato	23	20,95	105,52	--	236,38	230,00

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	26	6,95	278,60	260,00
[2] - Strato	22	12,45	232,60	220,00
[3] - Strato	25	15,45	267,10	250,00
[4] - Strato	23	20,95	244,10	230,00

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	26	6,95	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[2] - Strato	22	12,45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[3] - Strato	25	15,45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[4] - Strato	23	20,95	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
[1] - Strato	26	6,95	Meyerhof	2,12
[2] - Strato	22	12,45	Meyerhof	2,11
[3] - Strato	25	15,45	Meyerhof	2,12
[4] - Strato	23	20,95	Meyerhof	2,11

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
[1] - Strato	26	6,95	Meyerhof	2,25
[2] - Strato	22	12,45	Meyerhof	2,14
[3] - Strato	25	15,45	Meyerhof	2,22
[4] - Strato	23	20,95	Meyerhof	2,17

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	26	6,95		0
[2] - Strato	22	12,45		0
[3] - Strato	25	15,45		0
[4] - Strato	23	20,95		0

PROVA ...Sondaggio Nr.2
Strumento utilizzato...CAMPIONATORE RAYMOND FORO
Prova eseguita in data 22/06/2015
Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
5,65	9
5,80	15
5,95	19
12,15	7
12,30	10
12,45	13
18,15	6
18,30	11
18,45	11

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Sondaggio Nr.2

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begemann	De Beer
[1] - Strato	31,484	5,95	2,13	3,94	0,00	1,18	3,13	0,00	2,54	3,25	1,57	4,69	3,94
[2] - Strato	21,298	12,45	1,44	2,66	1,00	0,82	2,11	0,00	1,80	2,21	1,07	1,94	2,66
[3] - Strato	20,372	18,45	1,38	2,55	1,00	0,79	2,02	0,00	1,73	2,12	1,02	0,87	2,55

12

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
[1] - Strato	31,484	5,95	Robertson (1983)	62,97
[2] - Strato	21,298	12,45	Robertson (1983)	42,60
[3] - Strato	20,372	18,45	Robertson (1983)	40,74

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	31,484	5,95	144,45	--	322,91	314,84
[2] - Strato	21,298	12,45	97,72	--	219,02	212,98
[3] - Strato	20,372	18,45	93,47	--	209,57	203,72

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	31,484	5,95	341,67	314,84
[2] - Strato	21,298	12,45	224,53	212,98
[3] - Strato	20,372	18,45	213,88	203,72

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	31,484	5,95	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[2] - Strato	21,298	12,45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[3] - Strato	20,372	18,45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
[1] - Strato	31,484	5,95	Meyerhof	2,19
[2] - Strato	21,298	12,45	Meyerhof	2,10
[3] - Strato	20,372	18,45	Meyerhof	2,10

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
[1] - Strato	31,484	5,95	Meyerhof	2,42
[2] - Strato	21,298	12,45	Meyerhof	2,13
[3] - Strato	20,372	18,45	Meyerhof	2,10

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	31,484	5,95		0
[2] - Strato	21,298	12,45		0
[3] - Strato	20,372	18,45		0

PROVA ... Sondaggio Nr.1
Strumento utilizzato...CAMPIONATORE RAYMOND FORO
Prova eseguita in data 22/06/2015
Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
3,45	6
3,60	10
3,75	24
13,85	7
14,00	10
14,15	12
27,15	10
27,30	14
27,45	20

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Sondaggio Nr.1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begemann	De Beer
[1] - Strato	31,484	3,75	2,13	3,94	0,00	1,18	3,13	0,00	2,54	3,25	1,57	5,04	3,94
[2] - Strato	20,372	14,15	1,38	2,55	1,00	0,79	2,02	0,00	1,73	2,12	1,02	1,52	2,55
[3] - Strato	31,484	27,45	2,13	3,94	0,00	1,18	3,13	0,00	2,54	3,25	1,57	1,33	3,94

14

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - Strato	31,484	3,75	Robertson (1983)	62,97
[2] - Strato	20,372	14,15	Robertson (1983)	40,74
[3] - Strato	31,484	27,45	Robertson (1983)	62,97

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	31,484	3,75	144,45	--	322,91	314,84
[2] - Strato	20,372	14,15	93,47	--	209,57	203,72
[3] - Strato	31,484	27,45	144,45	--	322,91	314,84

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	31,484	3,75	341,67	314,84
[2] - Strato	20,372	14,15	213,88	203,72
[3] - Strato	31,484	27,45	341,67	314,84

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	31,484	3,75	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[2] - Strato	20,372	14,15	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[3] - Strato	31,484	27,45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m ³)
[1] - Strato	31,484	3,75	Meyerhof	2,19
[2] - Strato	20,372	14,15	Meyerhof	2,10
[3] - Strato	31,484	27,45	Meyerhof	2,19

Committenti: Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni Battista (VTT GNN 65E15 H703A)

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
[1] - Strato	31,484	3,75	Meyerhof	2,42
[2] - Strato	20,372	14,15	Meyerhof	2,10
[3] - Strato	31,484	27,45	Meyerhof	2,42

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	31,484	3,75		0
[2] - Strato	20,372	14,15		0
[3] - Strato	31,484	27,45		0

PROVA ...Sondaggio Nr.3

Strumento utilizzato...
Prova eseguita in data
Falda rilevata

PROVE SPT IN FORO
22/06/2015

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
6,65	9
6,80	11
6,95	15
12,15	8
12,30	10
12,45	12
15,15	7
15,30	11
15,45	14
20,65	8
20,80	10
20,95	13

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Strato	26	6,95	47,35	87,27	87,55	51,97
[2] - Strato	22	12,45	33,38	63,16	63,88	48,94
[3] - Strato	25	15,45	29,78	57,96	60,36	51,23
[4] - Strato	23	20,95	24,69	51,1	54,95	49,72

16

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Strato	26	6,95	20,5	32,86	25,86	33,74	31,45	37,22	40,22	30-32	32,54	33,15	43,52	35,25
[2] - Strato	22	12,45	18,5	32,29	25,29	33,18	29,08	36,61	36,84	30-32	31,66	32,55	39,36	34,24
[3] - Strato	25	15,45	20	32,71	25,71	33,6	28,43	37,07	36,11	30-32	32,32	33	37,84	35
[4] - Strato	23	20,95	19	32,43	25,43	33,32	27,77	36,77	35,15	30-32	31,88	32,7	35,17	34,49

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Strato	26	6,95	20,5	323,18	164,00	242,60	333,75	177,50
[2] - Strato	22	12,45	18,5	307,01	148,00	219,00	318,75	167,50
[3] - Strato	25	15,45	20	319,22	160,00	236,70	330,00	175,00
[4] - Strato	23	20,95	19	311,13	152,00	224,90	322,50	170,00

Committenti: Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni Battista (VTT GNN 65E15 H703A)

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Strato	26	6,95	20,5	123,00	69,57	145,55	129,43
[2] - Strato	22	12,45	18,5	111,00	65,46	131,35	120,51
[3] - Strato	25	15,45	20	120,00	68,55	142,00	127,20
[4] - Strato	23	20,95	19	114,00	66,49	134,90	122,74

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Strato	26	6,95	20,5	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[2] - Strato	22	12,45	18,5	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[3] - Strato	25	15,45	20	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Strato	23	20,95	19	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
[1] - Strato	26	6,95	20,5	Meyerhof ed altri	2,00
[2] - Strato	22	12,45	18,5	Meyerhof ed altri	1,96
[3] - Strato	25	15,45	20	Meyerhof ed altri	1,99
[4] - Strato	23	20,95	19	Meyerhof ed altri	1,97

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
[1] - Strato	26	6,95	20,5	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,98
[2] - Strato	22	12,45	18,5	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97
[3] - Strato	25	15,45	20	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,98
[4] - Strato	23	20,95	19	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Strato	26	6,95	20,5	(A.G.I.)	0,31
[2] - Strato	22	12,45	18,5	(A.G.I.)	0,32
[3] - Strato	25	15,45	20	(A.G.I.)	0,31
[4] - Strato	23	20,95	19	(A.G.I.)	0,32

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Strato	26	6,95	20,5	1111,63	791,39
[2] - Strato	22	12,45	18,5	1009,38	743,28
[3] - Strato	25	15,45	20	1086,13	779,54
[4] - Strato	23	20,95	19	1035,00	755,49

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	26	6,95	20,5	Ohta & Goto (1978) Limi	146,71
[2] - Strato	22	12,45	18,5	Ohta & Goto (1978) Limi	175,71
[3] - Strato	25	15,45	20	Ohta & Goto (1978) Limi	191,03
[4] - Strato	23	20,95	19	Ohta & Goto (1978) Limi	199,31

Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Strato	26	6,95	20,5	Seed e Idriss (1971)	>10
[2] - Strato	22	12,45	18,5	Seed e Idriss (1971)	2,695
[3] - Strato	25	15,45	20	Seed e Idriss (1971)	2,497
[4] - Strato	23	20,95	19	Seed e Idriss (1971)	2,328

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_{vh}/P_0$

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K_0
[1] - Strato	26	6,95	20,5	Navfac 1971-1982	4,14
[2] - Strato	22	12,45	18,5	Navfac 1971-1982	3,78
[3] - Strato	25	15,45	20	Navfac 1971-1982	4,05
[4] - Strato	23	20,95	19	Navfac 1971-1982	3,87

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - Strato	26	6,95	20,5	Robertson 1983	41,00
[2] - Strato	22	12,45	18,5	Robertson 1983	37,00
[3] - Strato	25	15,45	20	Robertson 1983	40,00
[4] - Strato	23	20,95	19	Robertson 1983	38,00

PROVA ...Sondaggio Nr.2

Strumento utilizzato...CAMPIONATORE RAYMOND FORO

Prova eseguita in data

22/06/2015

Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
5,65	9
5,80	15
5,95	19
12,15	7
12,30	10
12,45	13
18,15	6
18,30	11
18,45	11

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Strato	31,484	5,95	51,41	95,03	95,76	55,74
[2] - Strato	21,298	12,45	33,36	63,12	63,76	48,38
[3] - Strato	20,372	18,45	25,71	52,31	55,29	47,64

19

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza a falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	33,64	26,64	34,51	31,9	38	41,3	30-32	33,67	33,97	44,81	36,56
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	32,19	25,19	33,08	29,11	36,5	36,84	30-32	31,5	32,44	39,33	34,05
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	32,05	25,05	32,95	27,99	36,35	35,32	30-32	31,29	32,31	35,91	33,81

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	344,12	185,94	274,96	354,32	191,21
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	304,09	145,19	214,86	316,12	165,74
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	300,18	141,49	209,39	312,65	163,43

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	139,45	75,20	165,02	141,66
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	108,89	64,74	128,86	118,94
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	106,12	63,79	125,57	116,88

Committenti: Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni Battista (VTT GNN 65E15 H703A)

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	Classificazione A.G.I	ADDENSATO
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	Meyerhof ed altri	2,05
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	Meyerhof ed altri	1,96
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	Meyerhof ed altri	1,95

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,00
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	(A.G.I.)	0,31
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	(A.G.I.)	0,32
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	(A.G.I.)	0,32

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	1250,86	854,48
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	991,37	734,63
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	967,58	723,12

20

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	Ohta & Goto (1978)	145,5
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	Limi Ohta & Goto (1978)	173,35
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	Limi Ohta & Goto (1978)	190,73

Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	Seed e Idriss (1971)	>10
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	Seed e Idriss (1971)	2,697
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	Seed e Idriss (1971)	2,27

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	Navfac 1971-1982	4,60
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	Navfac 1971-1982	3,72
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	Navfac 1971-1982	3,63

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
[1] - Strato	31,484	5,95	23,242	Robertson 1983	46,48
[2] - Strato	21,298	12,45	18,149	Robertson 1983	36,30
[3] - Strato	20,372	18,45	17,686	Robertson 1983	35,37

Committenti: Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni Battista (VTT GNN 65E15 H703A)

PROVA ... Sondaggio Nr.1

Strumento utilizzato...CAMPIONATORE RAYMOND FORO

Prova eseguita in data

22/06/2015

Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
3,45	6
3,60	10
3,75	24
13,85	7
14,00	10
14,15	12
27,15	10
27,30	14
27,45	20

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	Nspt	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Strato	31,484	3,75	54,89	100	100	55,74
[2] - Strato	20,372	14,15	33,49	63,33	63,8	47,64
[3] - Strato	31,484	27,45	26,09	53,27	58,19	55,74

21

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza a falda	Peck- Hanson- Thornb- urn- Meyerh of 1956	Meyerh of (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerh of (1965)	Schmert mann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi- Fukuni 1982 (ROAD BRIDG E SPECIF ICATIO N)	Japanes e Nationa l Railway	De Mello	Owasak i & Iwasaki
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	33,64	26,64	34,51	32,9	38	42	30-32	33,67	33,97	45,42	36,56
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	32,05	25,05	32,95	29,18	36,35	36,87	30-32	31,29	32,31	39,35	33,81
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	33,64	26,64	34,51	27,77	38	35,46	30-32	33,67	33,97	35,4	36,56

Modulo di Young (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	344,12	185,94	274,96	354,32	191,21
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	300,18	141,49	209,39	312,65	163,43
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	344,12	185,94	274,96	354,32	191,21

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman- Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	139,45	75,20	165,02	141,66
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	106,12	63,79	125,57	116,88
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	139,45	75,20	165,02	141,66

Committenti: Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni Battista (VTT GNN 65E15 H703A)

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	Classificazione A.G.I	ADDENSATO
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m³)
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	Meyerhof ed altri	2,05
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	Meyerhof ed altri	1,95
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	Meyerhof ed altri	2,05

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,00
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,00

Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	(A.G.I.)	0,31
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	(A.G.I.)	0,32
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	(A.G.I.)	0,31

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	1250,86	854,48
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	967,58	723,12
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	1250,86	854,48

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	Ohta & Goto (1978) Limi	133,1
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	Ohta & Goto (1978) Limi	171,66
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	Ohta & Goto (1978) Limi	211,77

Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	Seed e Idriss (1971)	>10
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	Seed e Idriss (1971)	2,68
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	Seed e Idriss (1971)	2,594

Coefficiente spinta a Riposo K0=SigmaH/P0

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	Navfac 1971-1982	4,60
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	Navfac 1971-1982	3,63
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	Navfac 1971-1982	4,60

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
[1] - Strato	31,484	3,75	23,242	Robertson 1983	46,48
[2] - Strato	20,372	14,15	17,686	Robertson 1983	35,37
[3] - Strato	31,484	27,45	23,242	Robertson 1983	46,48



AGE-X AMBIENTE GEOFISICO
Indagini, Consulenze, Servizi sul Territorio
geologo Sabato Lamberti



**COMUNE DI
SALERNO
PROVINCIA DI SALERNO**

Relazione Geofisica Specialistica

conforme al D.P.R. 328/01 art.41, al Decreto del 17.01.2018 § 3.2 e 6.2.1 § 10.1
esplicativa delle applicazioni del D. 17/01/2018 .

OGGETTO: prospezioni sismiche in foro di tipo Down-Hole Finalizzate alla determinazione del profilo di propagazione della velocità delle onde di taglio Vs e misure di rumore ambientale a stazione singola a metodologia H.V.S.R. (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) per la determinazione della frequenza di risonanza di sito e calcolo della risposta locale in prospettiva sismica.

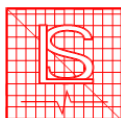
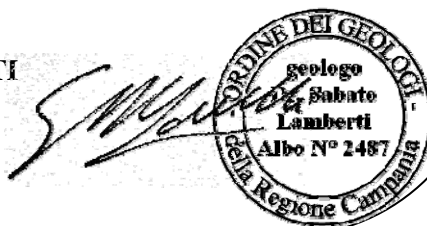
LOCALITA' : VIA PARMENIDE

CANTIERE : Sigg. GUGLIELMO VETTORI, VETTORI GIOVANNI BATTISTA

RICHIEDENTE : DOTT. GEOLOGO FEDERICO GRIMALDI

DATA DI INIZIO: 29 Luglio 2019

RELATORE : GEOLOGO SABATO LAMBERTI





Indice

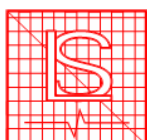
1. Premessa	pag.1
2. Strumentazione	pag.3
2.1 <i>strumentazione acquisizioni down-hole</i>	pag.3
2.2 <i>strumentazione acquisizioni microtremori</i>	pag.4
3. Localizzazione dei siti di acquisizione dati	pag.5
4. Metodologia di Acquisizione Utilizzata	pag.7
4.1 <i>Metodologia down-hole</i>	pag.7
4.1.1 <i>acquisizione di campagna</i>	pag.7
4.1.2 <i>guadagno di traccia e filtri</i>	pag.9
4.1.3 <i>analisi sismogrammi</i>	pag.9
4.1.4 <i>elaborazione dati</i>	pag.10
4.1.5 <i>correzione dei tempi</i>	pag.11
4.1.6 <i>valutazione dei dati</i>	pag.13
4.1.6.1 <i>down hole 1</i>	pag.13
4.2 <i>Metodo HVSr a stazione singola</i>	pag.16
4.2.1 <i>analisi rapporto H/V</i>	pag.17
5. Valutazione della risposta sismica locale	pag.26
5.1 <i>modellazione preliminare</i>	pag.26
5.2 <i>valori parametrici di sito e pericolosità</i>	pag.29
5.3 <i>valutazione preliminare degli effetti di sito</i>	pag.34
5.4 <i>moto sismico di ingresso</i>	pag.35
5.5 <i>Risposta Sismica Locale</i>	pag.39
5.6 <i>funzione di trasferimento</i>	pag.41
5.7 <i>spettro elastico di risposta</i>	pag.44
6. CONCLUSIONI	pag.46
<i>Fonti bibliografiche</i>	pag.50

ALLEGATI

Appendice : Microtremori e metodologia a stazione singola HVSr

Pianta ubicazioni indagini

Elaborati Down Hole





1. PREMESSA

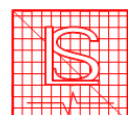
Su incarico e per conto del dott. Geologo Federico Grimaldi è stata eseguita una campagna di acquisizioni di dati di carattere geofisico mediante apposite indagini in sito.

L'area interessata dalle indagini predette ha forma grossomodo trapezoidale rettangolare, per una superficie di circa 7950m², ed è situata in via Parmenide nel comune di Salerno.

Le indagini sono finalizzate alla caratterizzazione sismica del sito ai sensi del Decreto del 17/01/2018 Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"; il presente documento si riferisce alla determinazione di zone a diverso comportamento elastico e dinamico, eventualmente responsabili di minori o maggiori risposte di sito, che eventuali sollecitazioni sismiche possono indurre nell'area oggetto di studio; tale area sarà interessata dalla costruzione ex novo di edifici privati.

Per avere informazioni dettagliate circa le caratteristiche dei terreni superficiali per i primi 30m di spessore, allo scopo di elaborare un modello geologico del sottosuolo, si sono aggiunte ai sondaggi meccanici le seguenti indagini geofisiche :

- 1 indagine sismica di rifrazione di tipo down-hole fino a profondità di -30m dall'attuale p.c.
- 3 misure di rumore sismico finalizzate alla determinazione della frequenza caratteristica di sito (risonanza) elaborate con metodologia HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*)





Nella presente relazione geofisica sono riportati i risultati ottenuti, corredati di grafici e tabelle, previa descrizione della strumentazione utilizzata, la metodologia adottata nelle acquisizioni, analisi ed elaborazioni.

La presente relazione geofisica (relazione specialistica) è stata redatta in conformità con quanto previsto dal D.P.R. 328/01 art.41, dal Decreto del 17.01.2018 § 3.2 e 6.2.1 § 10.1 esplicativa delle applicazioni del D.M.17/01/18 .



2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA NELLE PROSPEZIONI

2.1 Strumentazione per acquisizioni Down-Hole

La strumentazione utilizzata per acquisire i tempi di arrivo delle onde di volume P e S consta di un sismografo multicanale OYO McSEIS 160M :

- Unità di acquisizione : Sismografo portatile OYO McSEIS 160M
- numero di canali : 24
- sensore di acquisizione : geofono tridimensionale da foro a dieci componenti Sensor SM6 con frequenza di risonanza 10 Hz (N-S, E-W), 10 Hz (SW-NE, SE-NW) e 10 Hz (Z) smorzamento 25% con risposta piatta oltre 500 Hz
- trigger / tempo zero : geofono Sensor SM4 4.5 Hz
- filtri per traccia : notch, HP 20 Hz, LP 194 Hz pendenza 8 db per ottava
- guadagno di traccia : ACG/programmazione manuale
- archivio : strip cartaceo termosensibile - floppy disk 3" ½ - USB drive

il sensore di acquisizione è guidato all'interno del foro da una batteria di aste graduate che ne permettono l'orientamento secondo il massimo livello di energia. L'energizzazione per le onde di volume S è ottenuta con la percussione in due sensi opposti di una trave di legno ancorata al suolo dal peso di un fuoristrada, mentre per le onde P è colpita verticalmente una piastra di alufer da 400cm² e spessore 3m.



foto 1 – sismografo OYO MC 160M



*foto 2– sensore a 10
componenti con aste guida*



*foto 3– trave di battuta ancorata
(base del triangolo isoscele il cui
vertice è costituito dal foro di
misura)*

2.2 Strumentazione per acquisizioni di rumore ambientale

Per le misure di rumore ambientale (microtremori sismici) elaborate con metodologia HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) è stata utilizzata una stazione di registrazione singola consistente in un tromografo portatile compatto (*Tromino Engy Plus*) della Micromed srl che alloggia in un unico contenitore rigido metallico tre sensori sismometrici, un digitalizzatore a 24 bit ed il sistema di archiviazione su flash memory. Le principali caratteristiche sono:

- ❖ Conformità agli standard EN 55011, IEC 61000-4-2, IEC 61000-4-4, IEC 61000-4-3.
- ❖ Numero di canali: 7 + 1 canale analogico
- ❖ Frequenza di campionamento : 16384 Hz per canale
- ❖ Frequenza di sovracampionamento: 32x, 64x, 128x
- ❖ Risoluzione A/D : 24 bit
- ❖ Orologio interno sincronizzato
- ❖ GPS : 12 canali con marcatempo (precisione di 1 μ s)
- ❖ Livellamento: a bolla, alta precisione orizzontale, sensibilità 5' arco (0.083°)
- ❖ Registrazione dati: memoria interna 2 Gb
- ❖ Connessioni : portaUSB
- ❖ Sensori : 3 velocimetri elettrodinamici ortogonali



foto 4 – Tromografo Tromino Engy plus

3. LOCALIZZAZIONE DEI SITI DI ACQUISIZIONE DATI

Per avere informazioni dettagliate circa le caratteristiche dei terreni superficiali per i primi 30m di spessore, allo scopo di elaborare un modello geologico del sottosuolo, si sono eseguite una serie di indagini geofisiche opportunamente disposte sull'area in studio. La foto sottostante mostra la dislocazioni delle indagini effettuate all'interno dell'area: il cerchio rosso indica la misura in foro down-hole (DH1) ; i cerchi blu indicano le 3 misure HVSR (nominate come HV1, HV2, HV3) realizzate.



foto 5– pianta ubicazioni delle stazioni HVSR e la prova down-hole



La tabella a doppia entrata sottostante evidenzia le distanze lineari reciproche tra le diverse stazioni di misura dell'area in studio. In grassetto nero e rosso sono evidenziate le distanze reciproche maggiori e minori rispettivamente:

metri	HV 1	HV 2	HV 3	DH 1
HV 1	0	78.17	52.90	0.00
HV 2	78.17	0	67.60	78.17
HV 3	52.90	67.60	0	52.90
DH1	0.00	78.17	98.00	0

Tabella 1 – distanze reciproche in metri delle stazioni di misura

MISURA	LATITUDINE	LONGITUDINE
HV1	40°39'10.85"N	14°48'35.93"E
HV 2	40°39'13.30"N	14°48'35.67"E
HV 3	40°39'11.62"N	14°48'33.99"E
DH1	40°39'10.71"N	14°48'35.89"E

Tabella 2 – Coordinate geografiche delle stazioni di misura riferite al datum WGS84



4. METODOLOGIA DI ACQUISIZIONE UTILIZZATA

4.1 METODOLOGIA DOWN-HOLE

4.1.1 Acquisizione Di Campagna

La metodologia di acquisizione dei tempi di percorso di onde di volume rifratte P e S all'interno di un perforo è largamente utilizzata e supportata da numerosissima letteratura specifica che ne esplica i vantaggi/svantaggi e l'attendibilità dei risultati.

Nel caso specifico la misura dei tempi di propagazione delle onde elastiche longitudinali (P) e trasversali polarizzate (SH) è stata condotta in perfori di diametro 100 mm. all'interno di ciascuno dei quali è stato sistemato un tubo di pvc da 80 mm di diametro e cementato alle pareti del foro con miscela di fanghi bentonitici. Il geofono utilizzato per la misura è costituito da 10 geofoni divisi in due gruppi di 5 e posti alla distanza di 1m l'uno dall'altro. Questa disposizione

permette la contemporanea registrazione di uno stesso impulso a due profondità diverse per una migliore determinazione dei tempi di arrivo. Il geofono a 10 componenti è stato calato nel foro determinando, ogni 1 m di profondità fino a fondo foro (-30m dal p.c. attuale), i tempi di propagazione della perturbazione elastica, da un punto sorgente al sensore nel foro, secondo le cinque componenti di registrazione di ciascun gruppo; il geofono è ancorato alle pareti del foro tramite un sistema a pompaggio di



foto 6: geofono da foro a 10 sensori con asta guidata

aria che espande una membrana di gomma che costringe il geofono alle pareti. Esso, inoltre, è collegato in testa con una batteria di aste orientabili in modo da avere l'asse di ciascuna coppia di geofoni orizzontali sempre parallela alla direzione di massima energizzazione.

Il punto di energizzazione è stato posto ad off-set pari a 3.0m rispetto alla bocca del foro per annullare l'effetto di cementazione dello stesso. Come sistema energizzante è stato utilizzato un maglio (8 Kg) in oscillazione libera ed urtante una trave di legno duro ancorata al suolo dal peso dell'avantreno di un'autovettura fuoristrada. Le oscillazioni sono avvenute in due direzioni ortogonali tra loro (N-S e E-W) ed opposte (N-S e SN, E-W e W-E) e quindi in verticale, ciò per meglio discriminare gli impulsi delle onde S e P.



foto 7: trave di legno ancorata con piastra di battuta



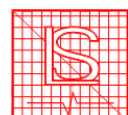
4.1.2 Guadagno di traccia e filtri:

Le amplificazioni dei segnali sono state impostate in guadagno automatico (AGC) partendo mediamente da 5db per i primi 8 m. di profondità fino al massimo di 60 db a fondo foro. I filtri sono stati inseriti dopo aver esaminato il rumore di fondo che è risultato essere mediamente basso e prevalentemente dovuto a traffico urbano. I valori di frequenza in banda passante sono 124 Hz (LP) e 30 Hz (HP) che hanno permesso di ottenere segnali complessivamente di sufficiente qualità ulteriormente migliorata nel post processing di ciascun sismogramma con elaborazione del segnale digitale.

4.1.3 Analisi dei sismogrammi:

I dati acquisiti in campagna sono stati successivamente elaborati con appositi programmi di calcolo (REFLEXW 5.5) in modo tale da poter leggere le tracce dei segnali ed individuare correttamente i tempi di arrivo dei primi impulsi rifratti per le onde P e per le onde SH. La lettura dei sismogrammi ha permesso di discriminare la qualità dei segnali acquisiti dividendoli in (*Progetto V.E.L. Regione Toscana*):

- acquisizione di tipo A con segnali ben evidenziati e discriminati dalla profondità di - 2m fino a -24m dal p.c. attuale
- acquisizione di tipo B con segnali poco disturbati negli intervalli intermedi dalla profondità di -24m fino a - 30m dal p.c. attuale



4.1.4 ELABORAZIONE DEI DATI

Le registrazioni acquisite sono state in seguito analizzate con appositi software, sottoponendole ad una serie di filtraggi in banda passante e stacking multipli al fine di migliorarne la qualità per una migliore ricognizione dei primi impulsi rifratti.

Per tutte le tracce è stato analizzato lo spettro di Fourier (FFT) e sulla base del contenuto in frequenza degli spettri viene scelto un filtro passa basso o passa banda con cui filtrare le registrazioni originali (30-100Hz nel caso in esame).

Sui dati filtrati sono eseguite le correlazioni, nel dominio del tempo, tra le registrazioni dei ricevitori orizzontali opportunamente accoppiate e successivamente vengono letti i tempi di arrivo delle onde P e delle S. I valori iniziali di tempo delle onde S sono stati ottenuti per somma algebrica delle tracce quando l'opposizione di traccia non era ben definibile.

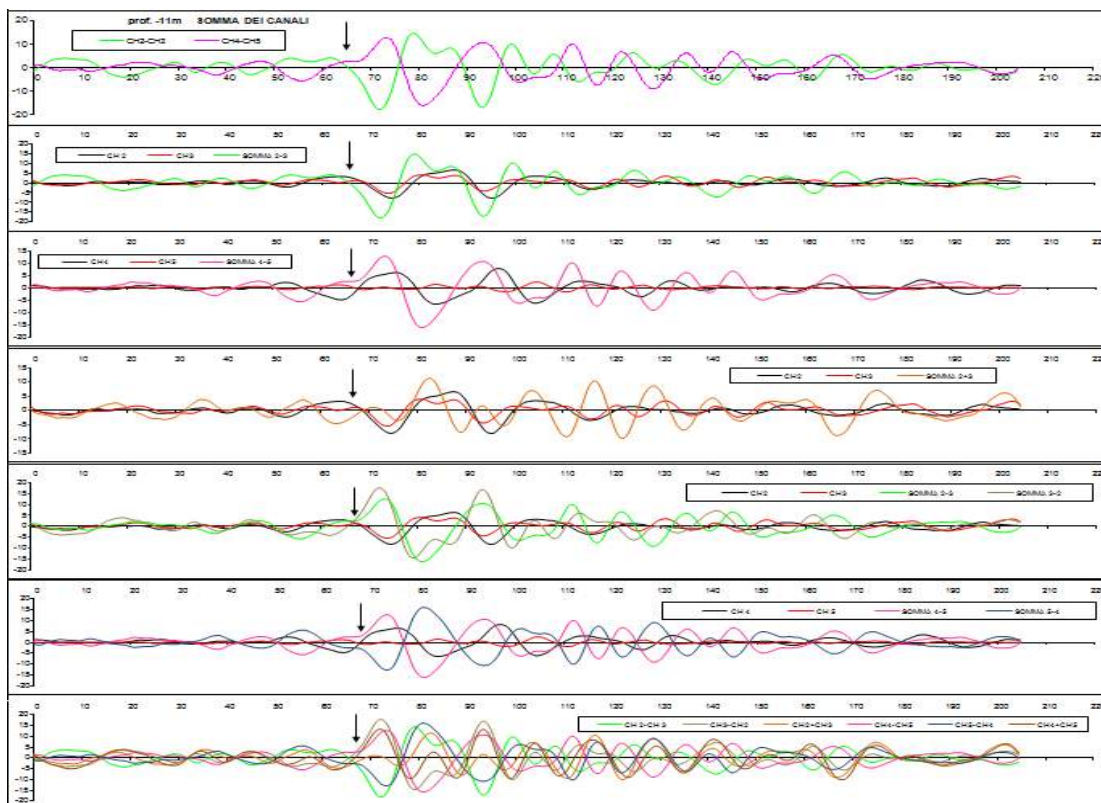


Fig 1 DH 1 esempio del procedimento applicato : incremento dell'istante iniziale delle onde S per somma algebrica delle tracce registrate a - 11m di profondità. Il punto di opposizione a 65.0 ms è ben visibile. L'equidistanza dei tempi è 10ms.

4.1.5 Correzione dei tempi

I tempi di campagna (obliqui) sono corretti in tempi verticali, simulando cioè che essi vengano letti energizzando direttamente sulla bocca del foro. A tale fine è usata una relazione del tipo :

$$\mathbf{T_v = T_o \cos [\arctg(\delta/h)]}$$

in cui **T_v** è il tempo verticale, **T_o** quello obliquo, **δ** è la misura dell'off-set e **h** è la profondità di seguito raggiunta dal geofono.

L'osservazione della distribuzione dei tempi verticali porta alla scelta di una particolare famiglia di curve campioni generate da altrettante funzioni analitiche (*H.M.Evjen 1970; Greenhalgh S.A., King D.W. 1981*) che danno conto della variazione della velocità (istantanea) in funzione della profondità **V = f(h)** o del tempo verticale **V = f(t)**.

La distribuzione in esame (sia per le onde P che per le onde S) è stata studiata simulando un aumento regolare e costante dei tempi e delle velocità in base alle funzioni :

$$V(h) = \frac{(n-1) \cdot K \cdot V_o \cdot h}{n \cdot \left\{ \left[(1 + K \cdot h)^{\frac{n-1}{n}} \right] - 1 \right\}}$$
$$V(t) = V_o \cdot \left\{ \frac{[1 + (n-1)]}{n \cdot K \cdot V_o \cdot t} \right\}^{\frac{1}{n-1}}$$



Dalle curve campioni elaborate con apposito programma, è stato possibile determinare i valori dei parametri **K** (incremento unità di velocità per unità di profondità), **n** (costante della curva parametrica), **V₀** (velocità iniziale del primo strato) riguardanti le velocità longitudinali e trasversali caratterizzanti il sito investigato e che sono riportati nei tabulati allegati. I parametri calcolati con le funzioni analitiche, rendono conto dell'omogeneità teorica dei terreni interessati dalla misura.

In effetti le funzioni $V(h)$ e $V(t)$ calcolano le velocità (istantanee) ad incremento costante con la profondità ed il tempo verticale, simulando che i terreni siano perfettamente omogenei ed isotropi con caratteristiche elastiche che migliorano con l'aumento della profondità. Maggiore è lo scarto misurato tra i tempi in loco e quelli parametrici del modello e maggiore sarà la disomogeneità dei terreni sondati.

Il programma di calcolo fornisce una correlazione continua tra i litotipi geologici riportati nella colonna stratigrafica e i litotipi sismici determinati dalla prova down-hole. Le variazioni medie pseudointervallari delle velocità sismiche sono indicate nei grafici allegati rappresentando con tratto sottile le onde P e con tratto doppio le onde S. Sono inoltre graficati l'andamento del modulo elastico di **Poisson ν** , del modulo di **taglio dinamico μ** , del **modulo di Young E** , del modulo di **incompressibilità volumetrica K** .

La densità dei litotipi, in particolare, è stata determinata, quando non conosciuta, attraverso una relazione sperimentale (*Sjogren et al. 1979, Domenico 1984*) del tipo :

$$\gamma = 0.3048 \cdot V^{\epsilon} \nu$$

in cui **V** rappresenta di volta in volta V_p o V_s , ϵ e ν sono fattori sperimentali con valori compresi tra : **$0.234 < \epsilon < 0.266$** e **$0.253 < \nu < 0.269$** che vengono scelti, in base ai valori del rapporto V_p/V_s , automaticamente dall'algoritmo di calcolo del programma. In base al valore dei rapporti V_s/V_p e K/μ si possono desumere i valori dei moduli elastici di comportamento che equivalgono a sedimenti o corpi rocciosi teorici omogenei ed isotropi (*A. Hamed 1989*) che possono dare un'idea qualitativa dei gradi di addensamento e compattazione dei litotipi sismici che sono stati realmente interessati dalla misura effettuata.



4.1.6 VALUTAZIONE DEI DATI

Dai dati elaborati e dalla distribuzione delle velocità V_{SH} è possibile ritenere che non sia stato raggiunto ciò che normalmente è definito “*basamento rigido litoide (bedrock)*” in quanto non si sono misurate velocità delle onde SH superiori a 750 m/s.

Le prova accessorie di registrazione di rumore ambientale, utilizzando l’inversione della curva di ellitticità H/V, come descritto successivamente, sembrano individuare la presenza di velocità superiori a 600m tra -35 e -50m dall’attuale p.c. Per la colonna di sedimenti relativa ai fori è stato valutato il parametro V_{s30} relativo alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30m di profondità dal p.c. attuale.

4.1.6.1 Down-hole 1 rif. sondaggio S2 - lat. 40°39'10.71"N lon. 14°48'35.89"E

La misura dei tempi di arrivo è stata spinta fino a fondo foro. I sedimenti misurati sono mediamente costituiti da sedimenti di origine eluvio-colluviale consistenti in alternanze di sabbie e limi con qualche livello di materiali piroclastici. A luoghi si rinvenivano ghiaie con sabbie. Tali sedimenti che si presentano con diversi gradi di addensamento, hanno spessore medio di circa 28 metri e sovrastano i sedimenti conglomeratici che si individuano nella parte finale del sondaggio. I valori piuttosto mediocri nei primi 10m di profondità sono attribuibili alla copertura di sabbie med. limose da sciolte a poco addensate; di seguito fino alla profondità di circa 18m i parametri fisici migliorano lievemente per la presenza di limi argillosi mediamente più addensati; successivamente, e fino a -28m le caratteristiche assumono valori mediocri simili al primo pacco di sedimenti per la presenza di sabbie poco addensate.

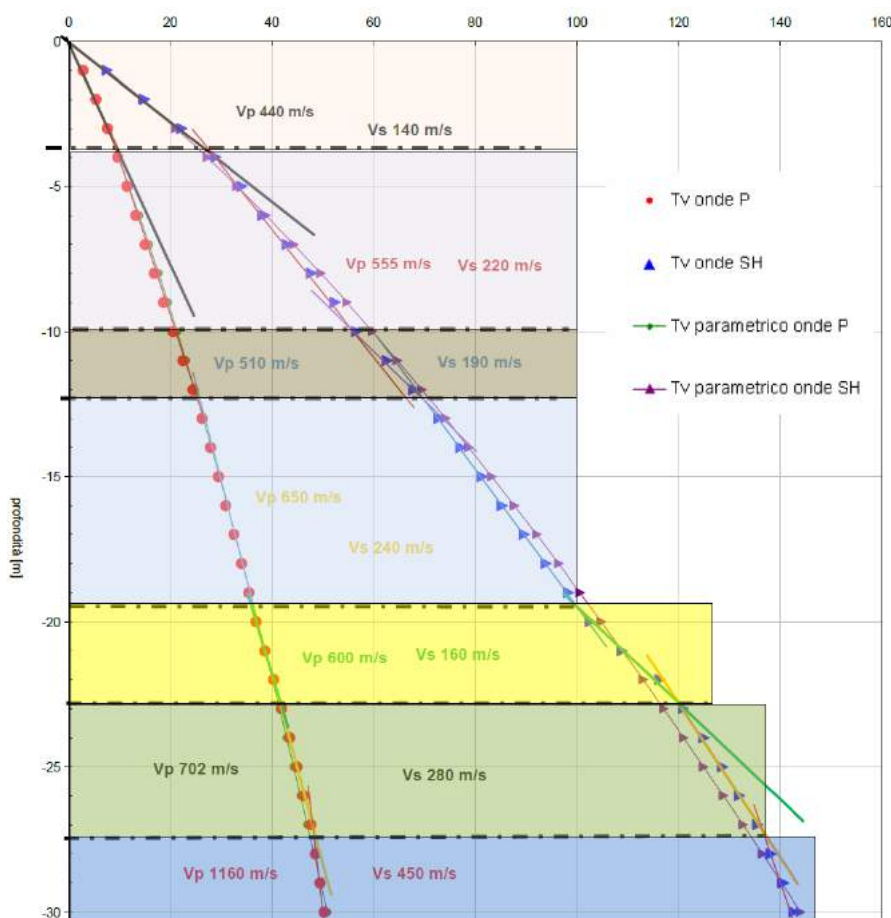
TABELLA DEI MODULI ELASTICI DINAMICI

Valori Osservati

Prof. m.	V_p m/s	V_s m/s	V_p/V_s	γ g/cm ³	cf. Poisson	md. YOUNG Kg/cm ²	md. TAGLIO Kg/cm ²	md. INC. Vol. Kg/cm ²
1	359	133	2.69	1.46	0.420	725	255	1510
2	393	134	2.94	1.48	0.435	743	259	1898
3	446	137	3.26	1.51	0.448	804	278	2574
4	492	150	3.29	1.54	0.449	982	339	3210
5	529	193	2.73	1.62	0.423	1689	594	3645
6	572	246	2.33	1.69	0.387	2783	1003	4091
7	545	207	2.63	1.64	0.415	1954	690	3843
8	562	211	2.66	1.65	0.418	2044	721	4143
9	545	217	2.51	1.65	0.406	2136	759	3789
10	553	231	2.40	1.67	0.395	2425	869	3839
11	505	166	3.03	1.57	0.439	1231	428	3359
12	508	192	2.64	1.61	0.416	1651	583	3290
13	567	201	2.82	1.64	0.428	1856	650	4303
14	604	229	2.63	1.68	0.416	2457	868	4862
15	645	241	2.67	1.71	0.419	2774	978	5676
16	692	255	2.72	1.74	0.422	3146	1106	6692
17	611	232	2.63	1.69	0.416	2534	895	4999
18	652	233	2.80	1.70	0.427	2592	908	5902
19	699	223	3.13	1.71	0.443	2413	836	7077
20	701	234	2.99	1.72	0.437	2659	925	7056
21	581	160	3.63	1.59	0.459	1170	401	4743
22	582	135	4.32	1.56	0.472	814	277	4799
23	658	215	3.06	1.69	0.440	2202	764	6151
24	619	247	2.51	1.71	0.405	2885	1019	5048
25	706	274	2.58	1.76	0.411	3659	1296	6881
26	760	299	2.54	1.80	0.409	4437	1575	8096
27	707	282	2.51	1.77	0.405	3887	1383	6838
28	1093	378	2.89	1.95	0.432	7824	2732	19144
29	1094	410	2.67	1.97	0.418	9199	3242	18799
30	1230	490	2.51	2.05	0.405	13595	4836	23956

La presenza dei sedimenti conglomeratici è compresa tra -28m e -30m, ma è ragionevole supporre che siano presenti anche successivamente. Il trend generale propende mediamente per un miglioramento delle proprietà elastiche e delle velocità con l'approfondimento. I valori mediamente alti del modulo di Poisson risentono del forte contrasto di velocità tra le onde P e le onde SH e sono comunque in accordo con i litotipi riscontrati; le velocità V_p e le velocità V_{SH} presentano diverse inversioni anche se il trend generale porta ad un aumento dei valori con la profondità.

Il grafico sottostante mostra i valori del tempo verticale parametrico superimposti ai valori di tempo verticale calcolato; la corrispondenza dei tempi di propagazione relativi a terreni



omogenei ed isotropi (H.M.Eyjen 1970; Greenhalgh S.A., King D.W. 1981) per le onde P e per le onde S è abbastanza buona per le prime, per tutta la verticale dei sedimenti, mentre per le seconde si ha una buona corrispondenza solo nei primi 6m di profondità. L'ambito dell'errore nello scarto quadratico medio è di -0,41ms per i tempi P e -0,88ms per i tempi SH. Sono anche riportate in grafico le velocità medie calcolate

per le onde P e per le onde SH per regressione lineare. Il modello stratigrafico medio presenta una composizione a 7 strati di comportamento omogeneo:

- ✚ layer 1 : da 0 a -4.0m assimilabile a ghiaie con sabbia ($V_s = 140\text{m/s}$; $\gamma = 16.20\text{ KN/m}^3$)
- ✚ layer 2 : da -4.0 a -10m composto da sabbie deb.limose poco addensate ($V_s = 220\text{ m/s}$;
 $\gamma = 17.50\text{ KN/m}^3$)

- ✚ layer 3: da -10.0 a -12.0m composto prevalentemente da limo argilloso debolmente sabbioso ($V_s = 190 \text{ m/s}$; $\gamma = 16.20 \text{ KN/m}^3$)
- ✚ layer 4: da -12.0 a -19.0m composto prevalentemente da limi argillosi mediamente addensati ($V_s = 240 \text{ m/s}$; $\gamma = 18.60 \text{ KN/m}^3$)
- ✚ layer 5: da -19.0 a -22.0m composto prevalentemente da sabbie deb.limose sciolte ($V_s = 160 \text{ m/s}$; $\gamma = 16.20 \text{ KN/m}^3$)
- ✚ layer 6: da -22.0 a -28.0m composto prevalentemente da sabbie deb.limose med.addensate ($V_s = 280 \text{ m/s}$; $\gamma = 18.20 \text{ KN/m}^3$)
- ✚ layer 7: da -28.0 a -30.0m composto da conglomerati ($V_s = 450 \text{ m/s}$; $\gamma = 21.20 \text{ KN/m}^3$)

I valori delle velocità delle onde di taglio inquadrano il sito nella categoria di **suolo C** secondo i dettami del DM 14 gennaio 2008 riguardanti le Nuove Tecniche di Costruzione (*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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu,30 < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).*

Il modello adottato comporta un valore di V_{s30} pari a **212 m/s**; il periodo proprio di risonanza del pacco di sedimenti per uno spessore di 30m dal p.c. attuale è stato calcolato con la formula semiempirica :

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

ottenendo un valore di **0,52s** ed una frequenza di risonanza di **1.92 Hz**.



4.2 Metodologia HVSR a stazione singola

La tecnica utilizzata si basa sui rapporti spettrali H/V ed è stata originariamente riproposta da Y. Nakamura (1989) per lo studio delle amplificazioni di sito (*per ulteriori dettagli si veda l'appendice allegata*); consiste principalmente nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media euclidea degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale Z.

Nella sua formulazione originaria, tale metodologia assume che i microtremori consistano principalmente di onde di Rayleigh che si propagano in un singolo strato soffici su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell' eventuale amplificazione al sito. Tale tecnica permette di separare i termini di sorgente-percorso e di sito tramite i rapporti tra le componenti del moto, senza utilizzare alcun sito di riferimento. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti.

La metodologia utilizzata si esplica nelle seguenti fasi :

- a) campionatura del rumore sismico non inferiore a 20' affinché sia meglio mediato a livello statistico;
- b) le curve H/V sono calcolate mediando le curve H/V che si ottengono dividendo il segnale acquisito in finestre non sovrapposte di campionamento selezionabili da 20s a 35s.
- c) ciascuna finestra è addizionata di valori 0 nello spettro originale se sottocampionata (padding); il segnale viene corretto per la linea di base (sottraendo a ciascun punto la media effettuata sull'intera traccia); corretti (detrended) da andamenti (trend) anomali (sottraendo la retta della regressione lineare effettuata su tutti i punti della traccia);
- d) di ciascuna traccia si effettua la trasformata di Fourier e quindi viene lisciata con finestra triangolare di larghezza pari al 10% della frequenza centrale (tapering);
- e) ciascun segnale è filtrato con un filtro passabanda tra 0.1 e 64 Hz dato che la frequenza di campionamento è pari a 128 Hz



- f) la media Euclidea viene utilizzata per ottenere dalle singole tracce orizzontali NS e EW la traccia orizzontale H

per ciascuna curva H/V viene graficato l'intervallo di confidenza $\pm\sigma$ $\Delta(H/V)$.

4.2.1 Analisi rapporto spettrale H/V

Per l'analisi del rapporto H/V per la definizione della frequenza di risonanza del sito sono state effettuate 3 registrazioni di rumore ambientale in periodi diversi secondo il protocollo procedurale del progetto europeo SESAME 2005 (*Site EffectS assessment using Ambient Excitations*); di seguito sono indicate le caratteristiche (coordinate geografiche in WGS84) :

Nome stazione	Data acquisizione	Latitudine	Longitudine	Durata acquisizione	Frequenza di Campionamento (Hz)	pre trigger (s)
SA 1	23.06.2015	40°39'10.85"N	14°48'35.93"E	38' 36"	128	15
SA 2	23.06.2015	40°39'13.30"N	14°48'35.67"E	53' 00"	128	15
SA 3	26.06.2015	40°39'11.62"N	14°48'33.99"E	1 ^h 30"	128	15

Tabella 3 : localizzazione delle stazioni di misura tomografiche

Di seguito si riportano il posizionamento del tomografo nei vari punti stazione, la storia temporale di ciascuna registrazione il valore dell'amplificazione di sito:

Stazione 1 – HV 1 (SA1):



foto 8 : posizionamento stazione 1



Foto 9 : particolare del Tromino Engy Plus

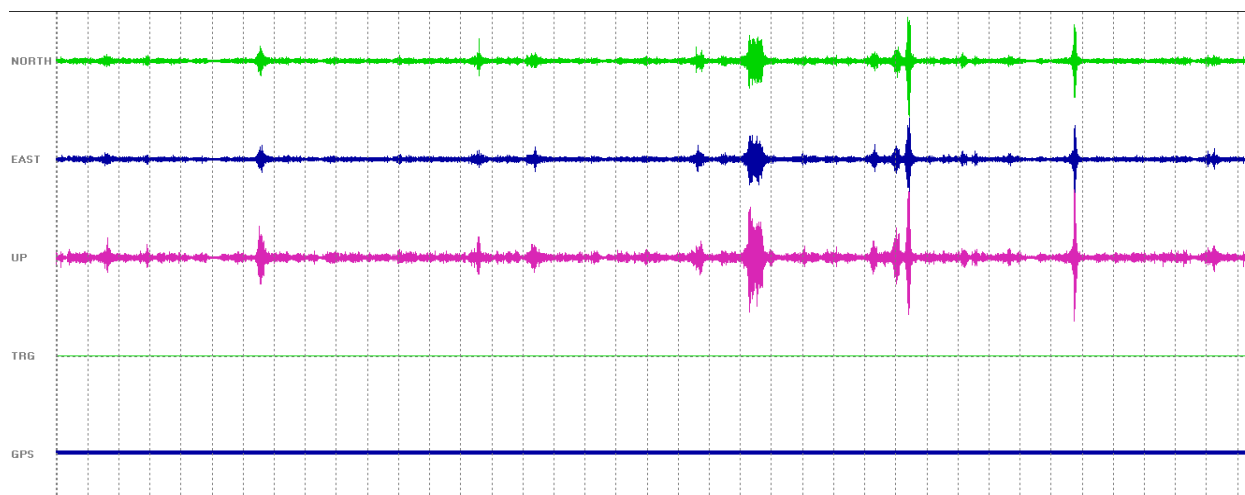


Fig.2 storia temporale

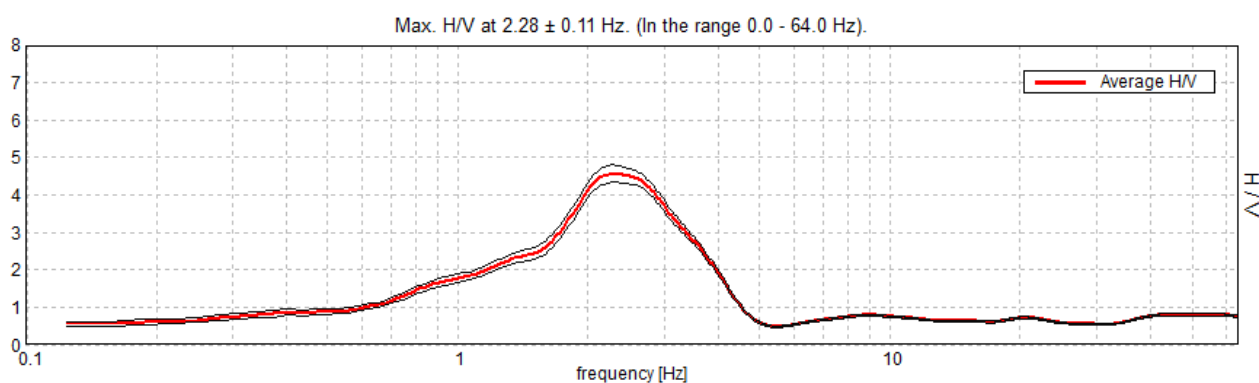


Fig 3 : curva di ellitticità H/V con picco di risonanza

Stazione 2 - HV2 (SA2):



foto 10 : posizionamento stazione 2



Foto 11 : particolare del Tromino Engy Plus

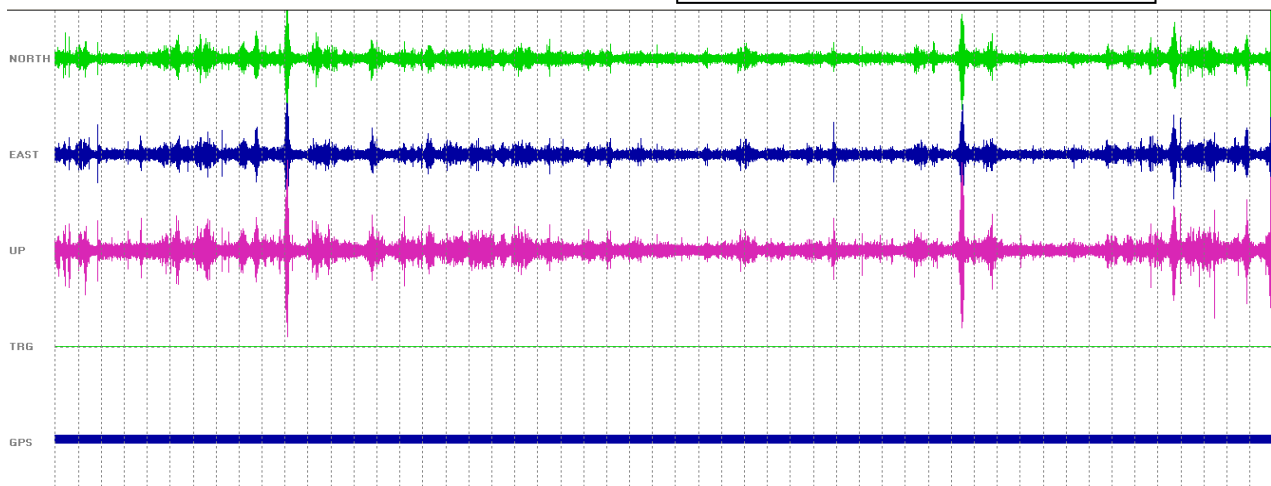


Fig.4 storia temporale

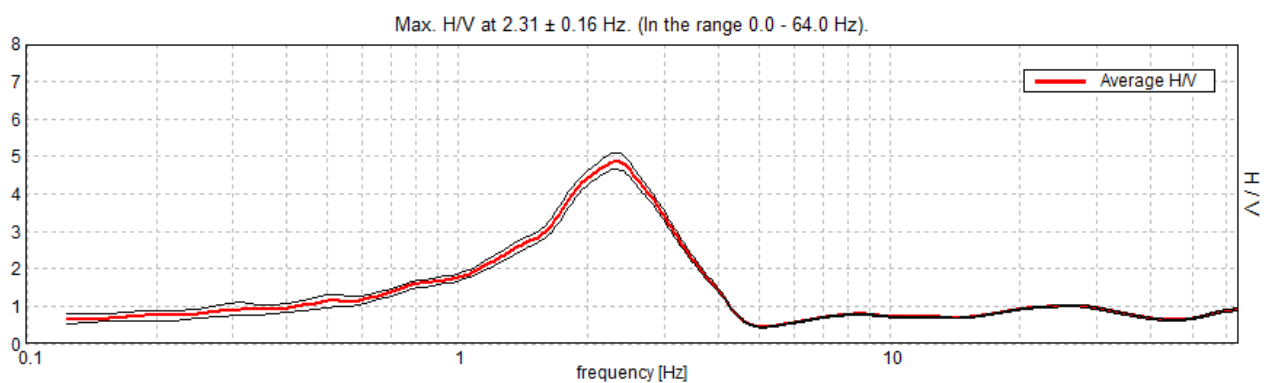


Fig 5 : curva di ellitticità H/V con picco di risonanza

Stazione 3 – HV3 (SA 3):



foto 12 : posizionamento stazione 3



Foto 13: particolare del Tromino Engy Plus

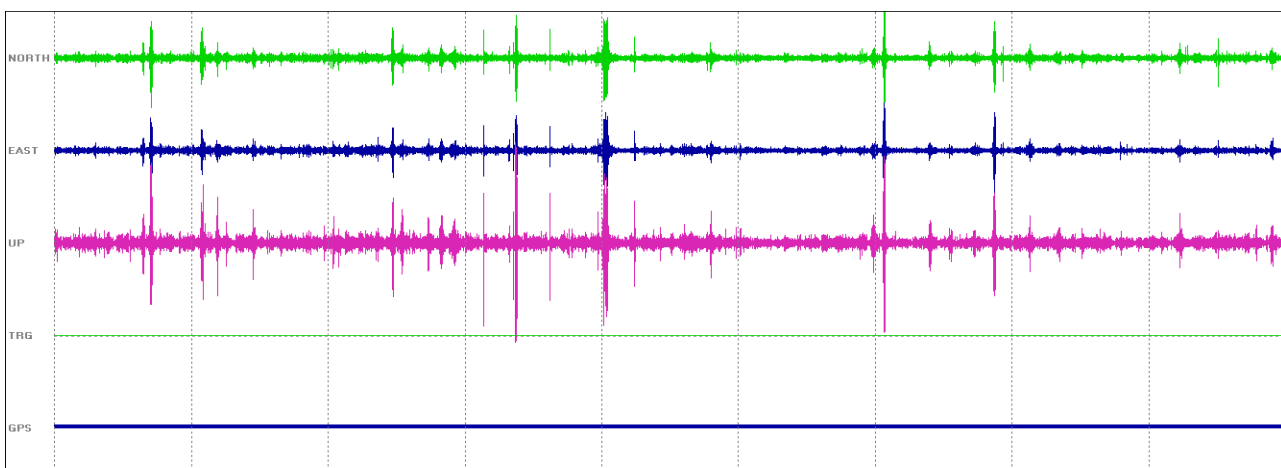


Fig.6 storia temporale

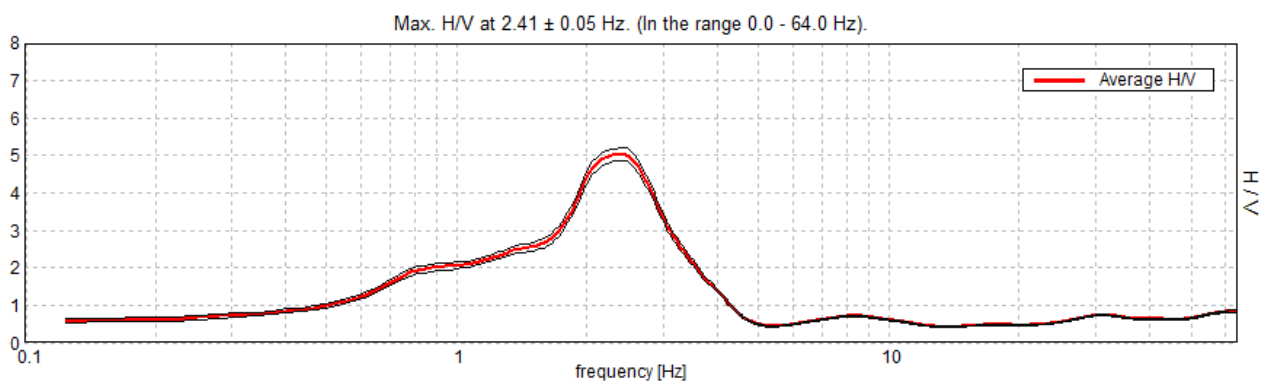


Fig 7 : curva di ellitticità H/V con picco di risonanza

L'analisi comparata di tutte le curve di ellitticità evidenzia che l'intera area in studio appare pressoché omogenea e presenta i picchi di massima ampiezza compresi tra 2.28 Hz e 2.41 Hz.

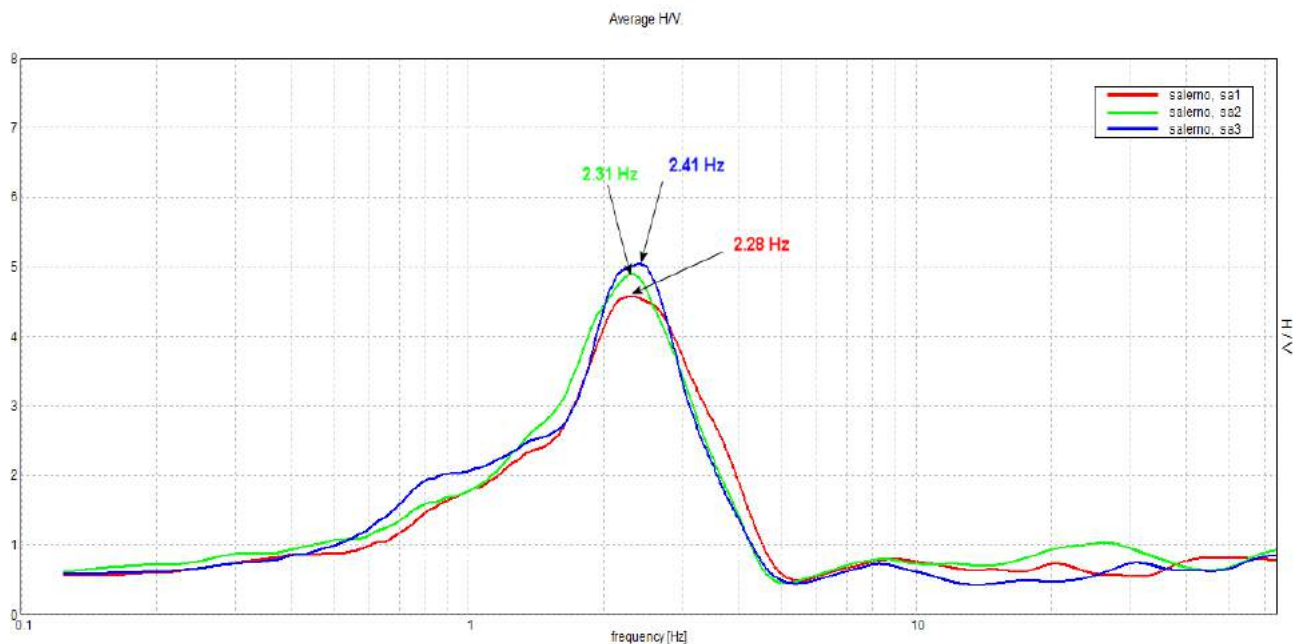


Fig 8 : curve di ellitticità H/V con picchi massimi primari di risonanza

La presenza di picchi di risonanza con valori del rapporto H/V poco diversi tra loro è indicativa del fatto che il substrato locale considerato pseudo litoide è presente mediamente alla stessa profondità e il substrato stabile litoide ($V_s \gg 800$ m/s) è atteso presumibilmente a profondità **superiori ai -300m**



Utilizzando i dati ottenuti dalle misura diretta di Vs con il down-hole, si è proceduto all'inversione della curva di ellitticità H/V della misura SA 1, mediante fit vincolato, per ricostruire lo sviluppo di Vs con la profondità fino al substrato litoide stabile (bedrock sismico):

SALERNO mis HV1 – SA 1

Instrument: TEP-0065/01-10

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: n.a.

Start recording: 23/06/15 08:59:41 End recording: 23/06/15 09:38:25

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN; TRG + TRG -; GPS + GPS -

GPS location: 014°48.5995 E, 40°39.1858 N (17.8 m)

(UTC time synchronized to the first recording sample): 06:59:06 + 0 + 0 samples

Satellite no.: 04

Trace length: 0h38'36". Analyzed 97% trace (manual window selection)

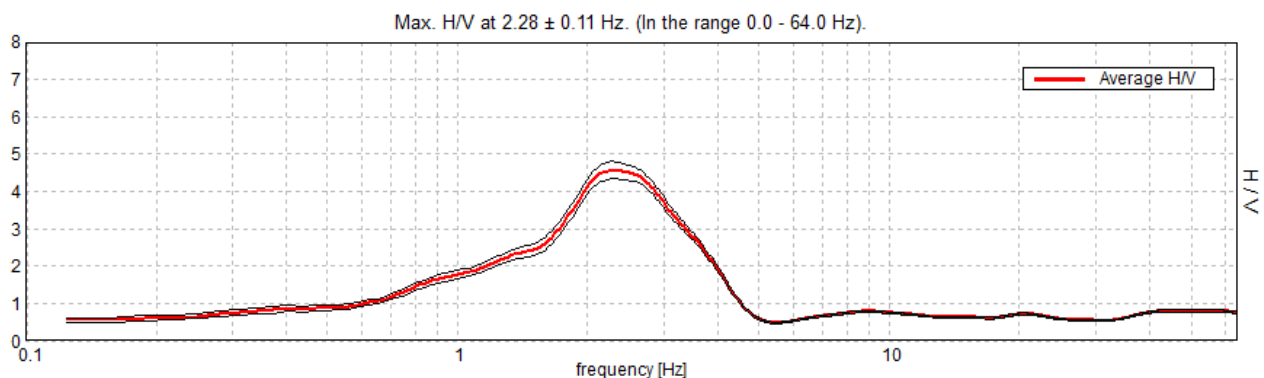
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

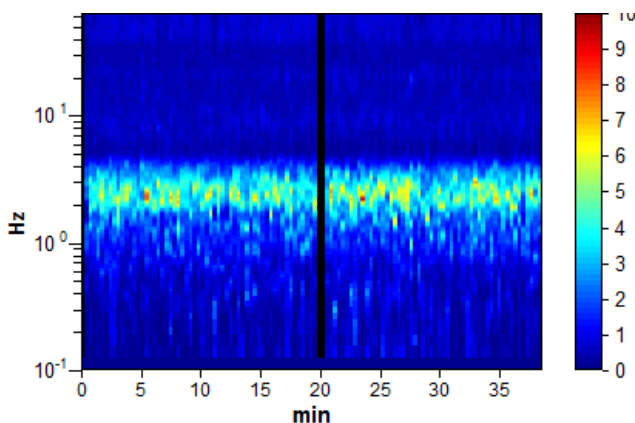
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 15%

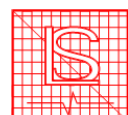
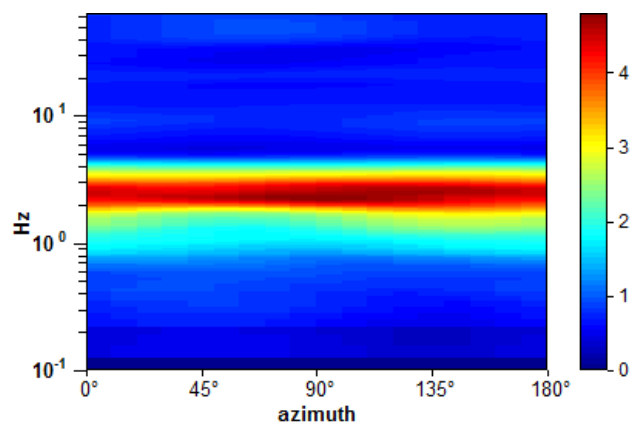
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



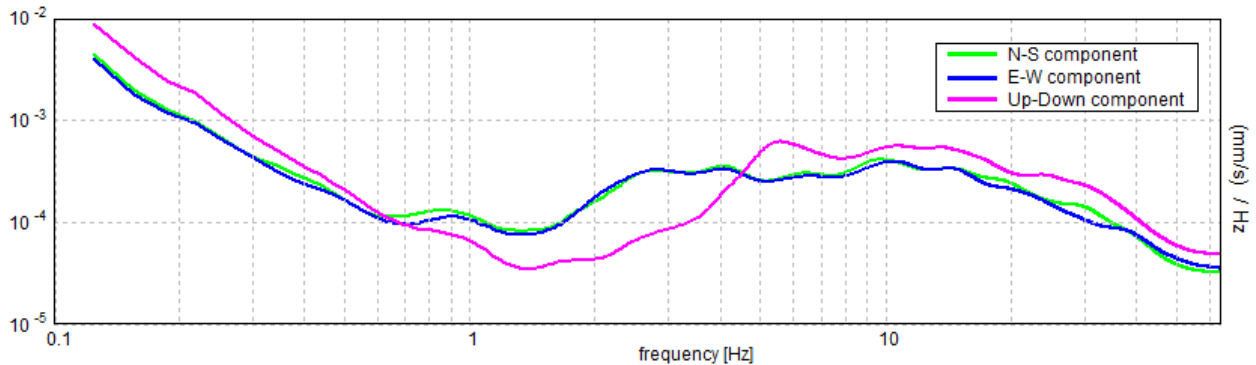
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V

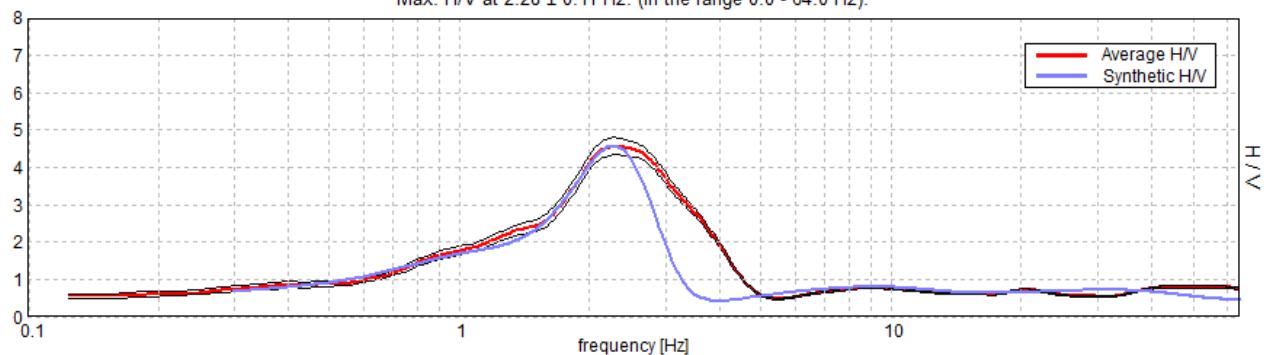


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



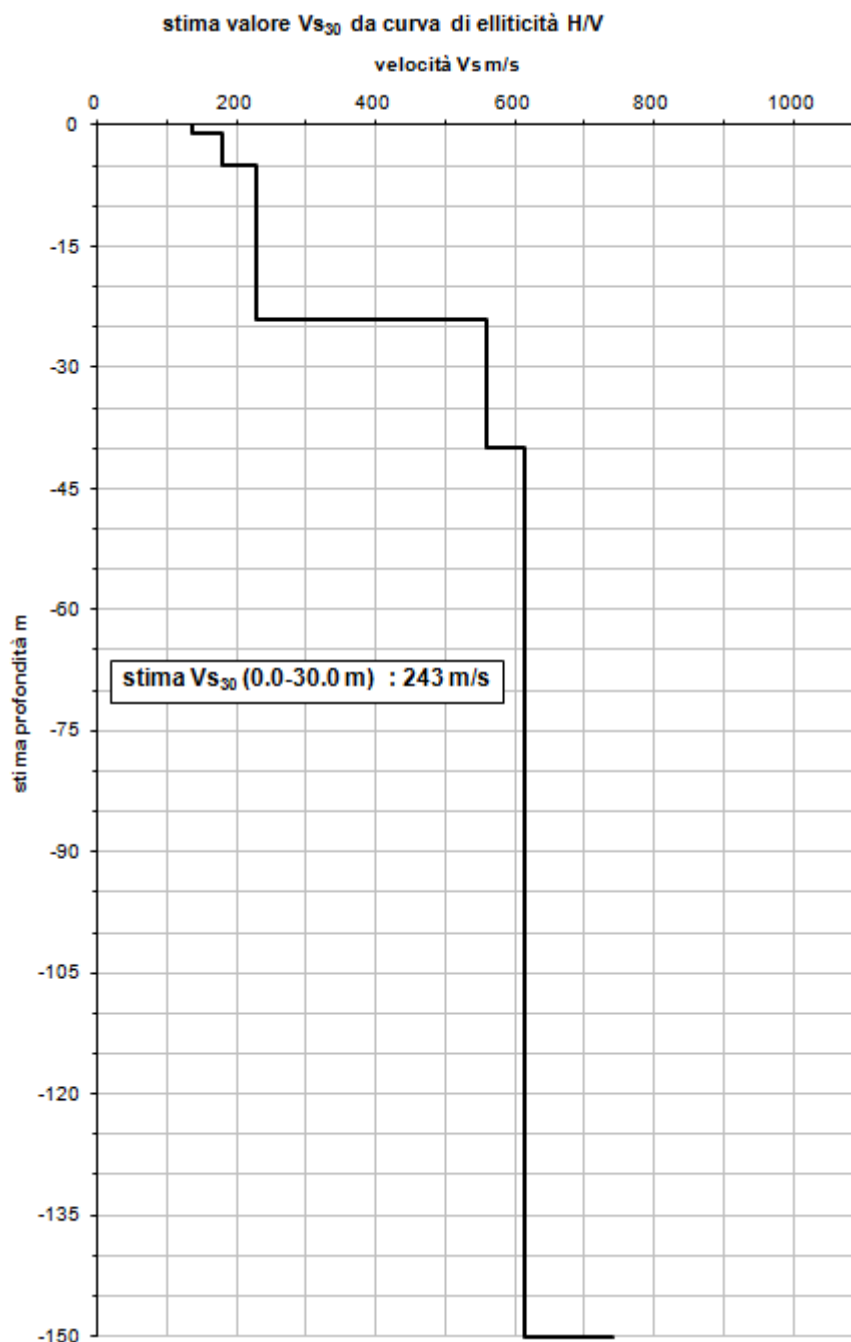
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 2.28 ± 0.11 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.90	0.90	135	0.44
5.00	4.10	180	0.44
24.00	19.00	229	0.43
40.00	16.00	560	0.40
150.00	100.00	615	0.39
inf.	inf.	740	0.38

$V_s(0.0-30.0)=243\text{m/s}$



Le analisi dei dati sono state eseguite rispettando i criteri proposti, nel protocollo di elaborazione per misure di microtremori, nel progetto SESAME 2005 (*Site Effects assessment using Ambient Excitations*).

Nelle tabelle seguenti s'illustra la qualità del segnale acquisito: per l'affidabilità della curva di ellitticità devono essere positivi i primi tre parametri mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti almeno cinque dei sei criteri successivi.

Max. H/V at 2.28 ± 0.11 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$2.28 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$5110.0 > 200$	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 $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 110 times	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	1.313 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	3.813 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$4.57 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.02016 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.0485 < 0.12031$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2351 < 1.58$	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

5. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

5.1 Modellazione preliminare

Ai fini della valutazione della risposta sismica locale è importante definire un modello di stratificazione geologica entro i primi 30m di profondità, così come previsto dalle Nuove Norme Tecniche di Costruzione (D.M. 14.01.2008).

Dalle misure dirette e indirette di velocità V_s è possibile desumere una categoria di suolo caratteristica di tutta l'area in studio. La presenza di una forte copertura di sedimenti eluviali-colluviali nella zona pone la stessa nella categoria di **suolo C**; tuttavia non è stato individuato con certezza un basamento rigido litoide con velocità $V_s > 800$ m/s (secondo la classificazione NTC08 e EC8) per cui la risposta sismica locale è calcolata supponendo la presenza di un substrato locale pseudo litoide localizzato a -40m dal p.c. attuale. Di seguito si riportano in tabella i valori di velocità desunti:

sito misura	V_{s30} (m/s)
DH 1	212
SA 1	243

I valori di velocità V_{s30} sono stati calcolati utilizzando la formula (3.2.1) tratta del paragrafo (3.2.2) delle Nuove Norme Tecniche D.M. 17 gennaio 2018 e seguenti modifiche :

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

dove h_i e $V_{s,i}$ rappresentano rispettivamente lo spessore e la velocità dell'iesimo strato della stratigrafia individuata.

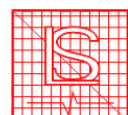


La zona quindi è individuata nella categoria di **suolo C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

E' bene notare, tuttavia, che le misure effettuate hanno evidenziato la presenza di diverse inversioni di velocità lungo le verticali dei profili causate dalla natura inversamente dispersiva dei sedimenti e quindi, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi quali il calcolo del valore massimo dell'accelerazione al suolo pga, quello della velocità pgv, quello dello spostamento pgd ecc. attraverso l'uso di accelerogrammi reali opportunamente scalati, in relazione alla zona sismica di appartenenza, utilizzando simulazioni in modelli di calcolo numerico (tipo Shake, EERA, STRATA, ecc.) .

Dai dati elaborati e dalla distribuzione delle velocità V_s , come già detto, non è stato raggiunto ciò che normalmente è definito come basamento rigido litoide (bedrock) avendo misurato velocità delle onde S inferiori a 700 m/s nell'ambito dei 30m di profondità dall'attuale p.c.

La distribuzione media delle velocità, definita anche attraverso le prove tomografiche (inversione H/V), permetterebbe di ipotizzare la presenza di un livello rigido pseudo litoide con $V_s > 650$ m/s alla profondità di **-40m** dal p.c. attuale. Tale livello è stato assunto come riferimento per il calcolo della risposta locale. Al **basamento locale di tipo rigido pseudo litoide**, alla profondità di -40m, su cui poggiano i sedimenti di copertura eluviali-colluviali, è stata attribuita una velocità delle onde di taglio pari a **700 m/s** con $\gamma = 26.00 \text{ KN/m}^3$.



L'area studiata risulta composta stratigraficamente da sedimenti eluviali colluviali variamente rimaneggiati con elementi piroclastici generati dalle eruzioni del complesso Somma-Vesuvio poggiati su termini detritici conglomeratici. I sedimenti rinvenuti di tipo alluvionale sabbioso-limosi ed i termini detritici in matrice sabbiosa rappresentano la transizione verso depositi conglomeratici, da scarsamente a mediamente compatti. Il modello di stratificazione seguente è stato utilizzato per calcolare a livello qualitativo la risposta sismica locale secondo le Nuove Norme Tecniche di Costruzione (D.M. 14.01.2008).

layer	Prof m	Spess m	Vs m/s	γ KN/m ³	sedimento
1	0-4.00	4.00	140	16.20	Ghiaie sciolte con sabbia
2	4.00-10.00	6.00	220	17.50	sabbia deb. limosa poco addensata
3	10.00-12.00	2.00	190	16.20	Limo argilloso debolmente sabbioso
4	12.00-19.00	7.00	240	18.60	Limi argillosi mediamente addensati
5	19.00-22.00	8.00	160	16.20	sabbie deb.limose sciolte
6	22.00-28.00	4.00	280	18.20	Sabbia debolmente limosa med. addensata
7	28.00-30.00	9.00	450	21.20	conglomerati
8	30.00-40.00	10.00	650	24.00	Sedimenti molto consistenti (supposti)

Tabella 4: modello di stratificazione medio dell'area in studio utilizzato ai fini del calcolo della risposta sismica locale (rif.S2- DH1- HV1)

5.2 – Valori Parametrici di sito e pericolosità sismica di base

Il sito posto in via Parmenide (cerchio rosso), risulta essere compreso nei nodi del reticolo probabilistico dei valori di accelerazione che presentano ID come di seguito indicato.

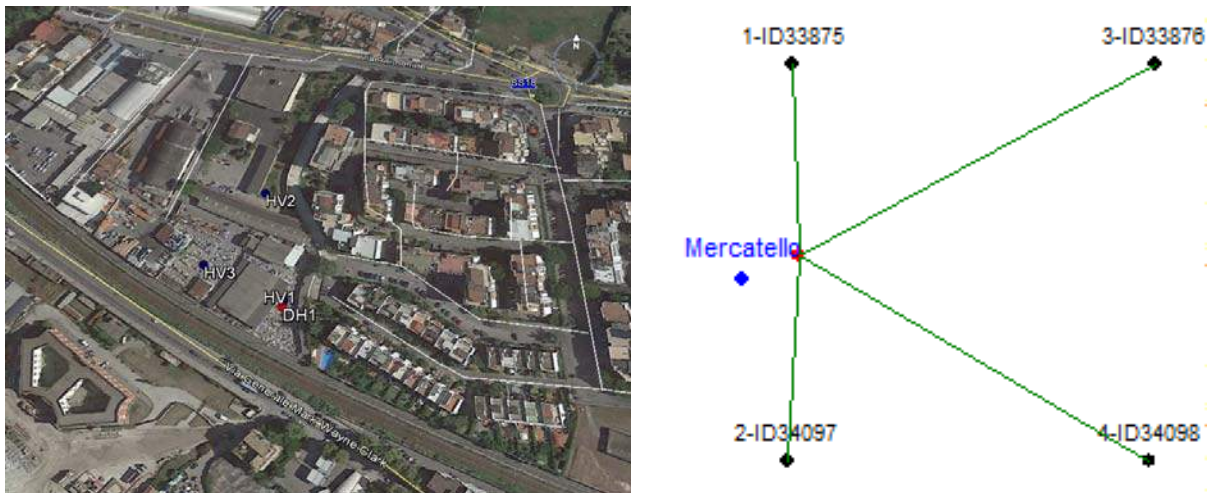


Fig.9 pianta e reticolo di riferimento del sito studiato

Le coordinate geografiche dei nodi ed i valori dei pesi delle distanze risultano essere i seguenti:

punto ID	Latitudine°	Longitudine°	Distanza (Km)
33875	40.677000	14.809000	2.672705
34097	40.627000	14.808000	2.893058
33876	40.677000	14.874000	6.025371
34098	40.627000	14.873000	6.052095

Tabella 5: coordinate dei nodi (relative al datum ED50) e i pesi delle distanze nel reticolo probabilistico rispetto al baricentro dell'area in studio.

L'area in studio sarà sede di **costruzioni private ordinarie, di tipo 2** la cui vita nominale V_N dovrà essere ≥ 50 anni e la **classe d'uso** sarà la **II** (*costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*) a cui corrisponderà un coefficiente d'uso $C_U=1.0$; l'azione sismica conseguente sarà valutata in relazione ad un periodo di riferimento in anni $V_R \geq 50$ anni ottenuto come prodotto $V_N \times C_U$ (§2.4 NTC 2008).

Di seguito si riportano i valori di accelerazione orizzontale massima attesa sul sito in oggetto (indicato dall'incontro degli assi) calcolati dall'INGV (<http://essel-gis.mi.ingv.it/>) su griglia di 0.05° (OPCM 3519/2006) per i valori di eccedenza con probabilità pari al 10% con distribuzione del 50mo percentile (mappa mediana, che è la mappa di riferimento per ogni probabilità di superamento) per una vita nominale V_N di 50 anni. I valori sono riferiti a suolo rigido di tipo A.

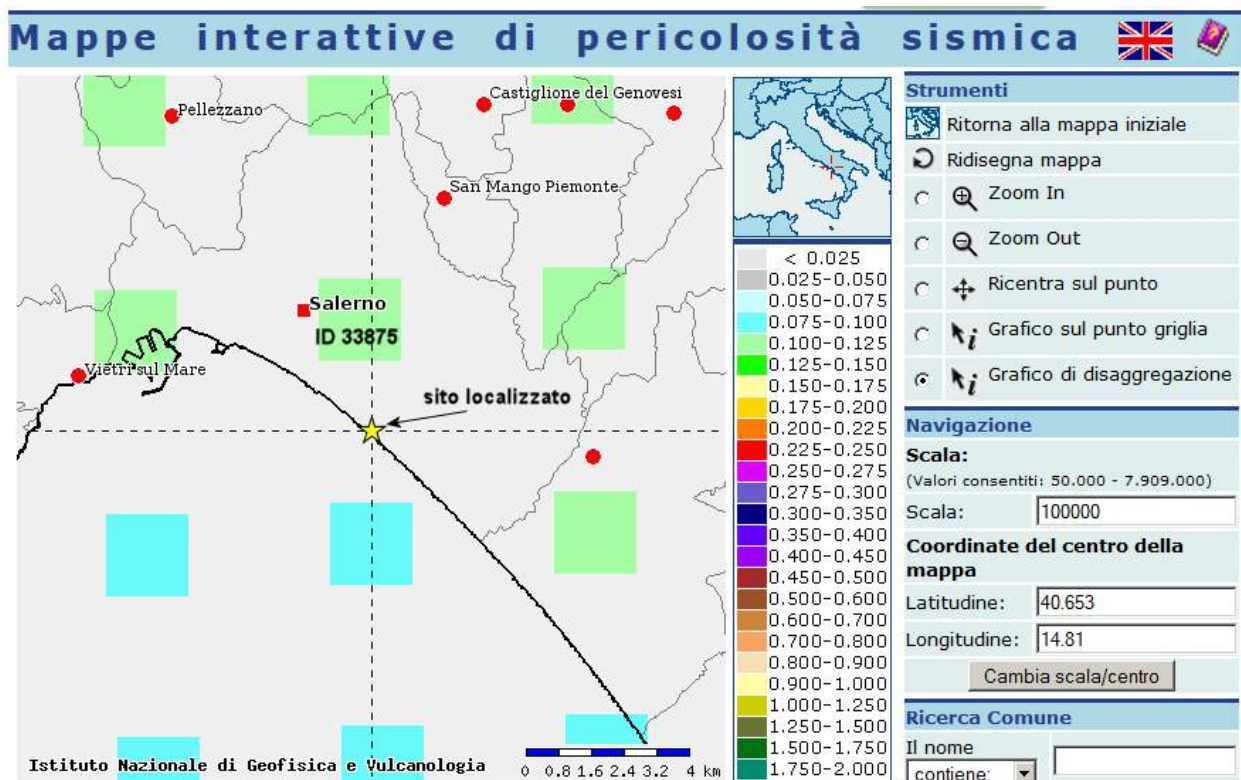
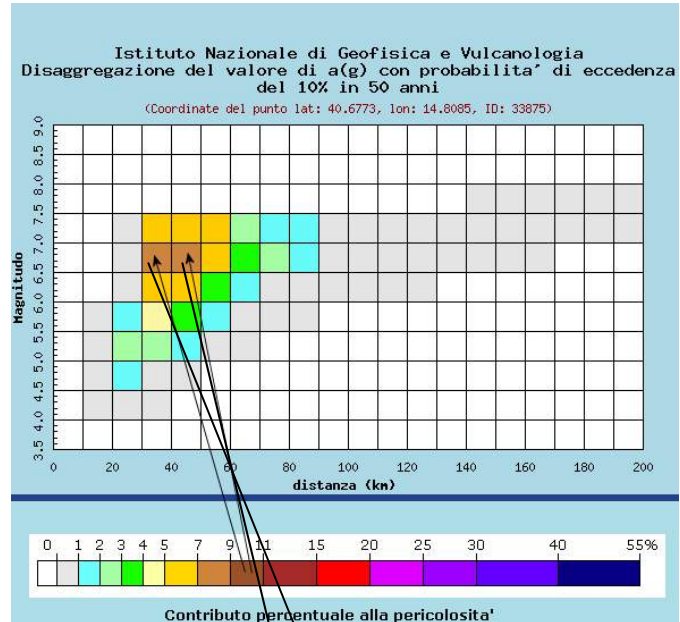


Fig 10 localizzazione del sito con i valori di a_g attesi su suolo rigido di categoria A

Dall'analisi di disaggregazione del valore di a_g corrispondente al nodo evidenziato (ID 33875) più vicino al sito in studio è possibile desumere il valore medio di **magnitudo M** (media pesata delle magnitudo, dove il peso di ciascuna è dato dal contributo che la stessa fornisce alla pericolosità) accoppiato al valore di **distanza epicentrale RE** e al valore ε (numero di deviazioni standard da cui il logaritmo dell'intensità sismica registrata si discosta dal valore medio); essi risultano quindi pari a $M=6.5$ $RE=49.5$ km $\varepsilon=1.470$



Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
6.500	49.500	1.470

Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 40.6773, lon: 14.8085, ID: 33875)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	0.100	0.289	0.271	0.146	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.384	1.700	2.100	1.420	0.169	0.481	0.115	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.002	0.658	2.740	4.870	6.510	7.860	5.470	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.016	1.030	3.320	5.940	8.530	6.760	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.145	1.620	3.970	6.710	5.870	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.002	0.517	1.980	3.950	2.940	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.105	0.907	2.190	1.700	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.393	1.250	1.100	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.161	0.777	0.749	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.055	0.483	0.495	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.277	0.304	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.143	0.181	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.066	0.117	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.028	0.077	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.050	0.004	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.032	0.007	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.007	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.012	0.006	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007	0.005	0.000	0.000

Determinati i valori delle distanze dei punti del reticolo dal sito in studio, si passa alla determinazione dei parametri di azione a_g , F_o , T_c^* relativi ai diversi periodi di ritorno T_R di un sisma atteso su categoria di suolo A. I valori calcolati per il sito destinato ad **opere private** risultano essere i seguenti :

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.037	2.392	0.281
50	0.047	2.388	0.325
72	0.054	2.437	0.346
101	0.061	2.488	0.363
140	0.069	2.504	0.380
201	0.078	2.522	0.412
475	0.102	2.613	0.446
975	0.125	2.707	0.469
2475	0.158	2.827	0.523

il valore di T_R scelto per la valutazione della pericolosità sismica e quindi della risposta locale è quello corrispondente a 475 anni che indica una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni. La strategia di progettazione scelta riguarda opere di classe d'uso II con coefficiente d'uso $c_u=1$, $V_r \geq 50$ anni, ed i conseguenti parametri di azione risultano essere i seguenti :

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.050	2.413	0.336
SLD	101	0.061	2.487	0.363
SLV	949	0.124	2.703	0.468
SLC	1950	0.148	2.796	0.509

Allo stato limite scelto SLV è associata l'accelerazione di ancoraggio spettrale per $T=0$ di **0.124g** su suolo rigido di categoria A. Con tali parametri è possibile calcolare l'andamento degli spettri elastici normalizzati per azioni di sollecitazione orizzontale secondo i diversi stati limite.

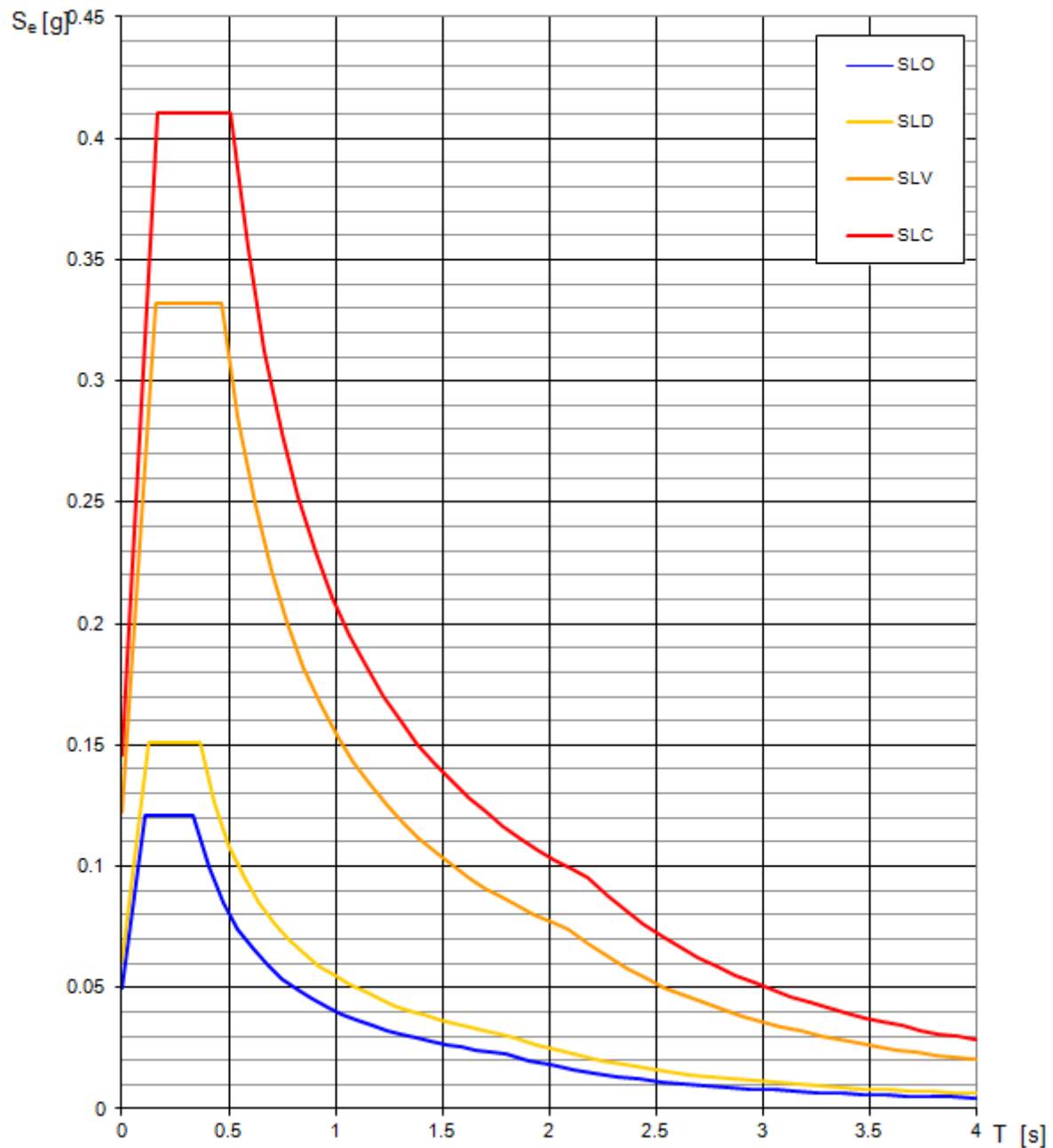


Fig 11: spettri elastici orizzontali normalizzati per i diversi stati limite riferiti a suoli rigidi di tipo A per edifici privati



5.3 Valutazione preliminare degli effetti di sito

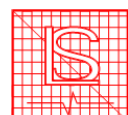
Durante un terremoto, il moto sismico che si genera in superficie in condizioni *free-field* (cioè in assenza di strutture) in genere è dipendente da un insieme di fenomeni fisici che generalmente si possono raggruppare in tre categorie fondamentali : meccanismo di sorgente, propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito e effetti di sito. I primi due insiemi di fenomeni contribuiscono a definire il moto sismico di ingresso al sito, mentre il terzo tiene conto delle importanti modifiche che esso può subire a causa delle particolari *condizioni locali* del sito in esame. L'insieme di queste modifiche che il moto sismico di ingresso al sito subisce, in termini di ampiezza, contenuto in frequenza e durata è indicato globalmente con il termine di *effetti di sito* o *risposta sismica locale*.

A seconda dei principali fenomeni fisici (riflessioni multiple, diffrazione, focalizzazione, risonanza etc.) che la perturbazione in ingresso subisce e che sono responsabili dell'effetto di sito si possono distinguere:

- effetti stratigrafici (o 1D)
- effetti di bordo (o di valle)
- effetti topografici

escludendo l'effetto topografico in quanto il sito in studio è localizzato in pianura si devono considerare gli altri effetti.

Gli effetti di sito di tipo stratigrafico sono essenzialmente attribuibili a fenomeni di “intrappolamento” delle onde sismiche nel deposito per effetto di riflessioni multiple a seguito del contrasto di impedenza tra i terreni costituenti il deposito e il basamento roccioso sottostante, ovvero a fenomeni di risonanza tra onde sismiche riflesse e incidenti, in relazione alle condizioni stratigrafiche del sottosuolo, alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e al contenuto in frequenza predominante del moto sismico.



5.4 Moto sismico di ingresso

Per la stima della risposta locale si fa uso del metodo numerico previsto dalle NTC 2018 al §3.2.3.6 mediante l'impiego di un accelerogramma appositamente selezionato e scalato.

Le condizioni generali di sviluppo dell'analisi numerica si basano sulla definizione di:

- un modello geometrico e geotecnico del sottosuolo
- un input sismico (moto di ingresso)
- un codice di calcolo ed elaborazione dei risultati

per ciò che concerne il modello geotecnico generale del sottosuolo si fa riferimento a quanto indicato precedentemente in tabella 4.

Il moto di input sismico è stato scelto utilizzando il programma REXEL (*Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. 2009*) attraverso cui è stato possibile determinare un evento sismico possibile nel luogo in esame scegliendolo tra una serie di time histories (7 nella fattispecie) conservate nel database dell'ISESD (<http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/>) che per magnitudo, distanza e tipo suolo di riferimento meglio si adattavano alla situazione in studio, dopo averne definito i limiti percentuali di variazione (10% limite inferiore e 30% limite superiore), l'intervallo di magnitudo (5.5-7 Mw) e l'intervallo di distanza epicentrale (10-50 km), così come determinato dalla disaggregazione dell'accelerazione a_g ; tali eventi sono stati mediati in modo da ottenere uno spettro di input da cui derivare, per inversione, un accelerogramma di input.

La procedura, tuttavia, è stata ripetuta più volte consultando diverse storie temporali conservate in diversi archivi (ITACA: <http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>; PEER Strong Motion Database: <http://peer.berkeley.edu/smcat/>; COSMOS Virtual Data Center: <http://db.cosmos-eq.org>; Center for Engineering Strong-Motion Data: <http://www.strongmotioncenter.org>)

I diversi accelerogrammi mediati sono stati ulteriormente confrontati con l'uso del programma SeismoMatch (SeismoSoft Ltd) pervenendo alla fine allo spettro di input per suolo di tipo A e al relativo evento di input. Si riporta una delle iterazioni ottenute con l'uso del programma REXEL con parametri di ingresso (standardizzati per tutte le iterazioni) relativi al sito ospitante edifici pubblici e al sito ospitante edifici privati:

- tipo di suolo A
- topografia piana T1
- vita nominale 50 anni
- classe d'uso II (privato)
- classe d'uso II (privato)
- coefficiente d'uso 1 (privato)
- spettro normalizzato come NTC2018
- stato limite SLV
- magnitudo tra 5.5-7.0
- distanza epicentrale tra 10-50km

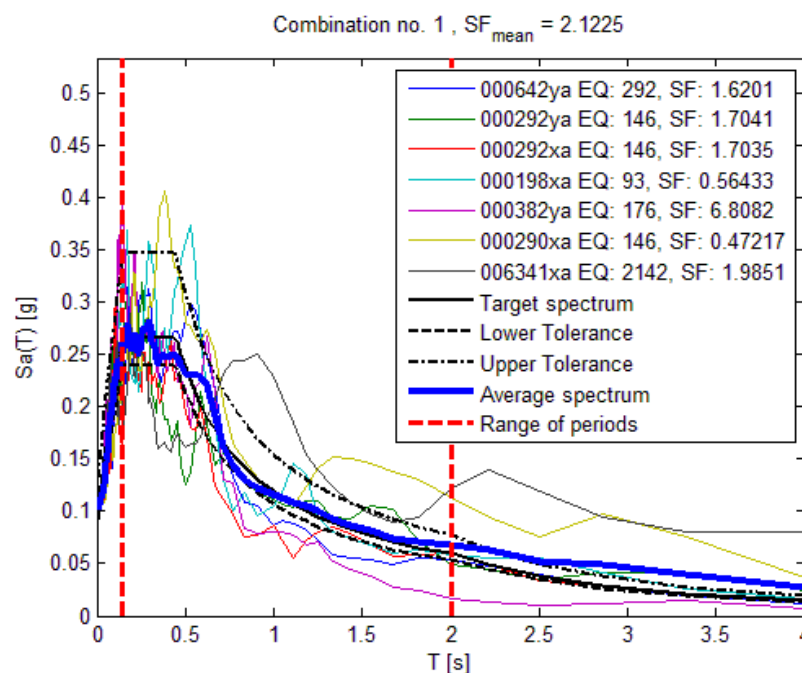


Fig.12 spettri ottenuti da time histories di eventi reali scelti dal catalogo ISES. Gli eventi compaiono con il loro numero di codice. Lo spettro medio è stato ottenuto con l'uso del programma REXEL (I. Iervolino, C. Galasso, E. Cosenza, *Selezione assistita di input sismico e nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, Atti del Convegno *Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.*, Roma, 29-30 maggio 2008.)

Waveforms ID	Earthquake ID	Station ID	date	Earthquake Name	Mw	Fault mechanism	EC8 site classification	Epicentral distance [km]
292xa	146	ST98	23/11/1980	Campano Lucano	6.9	normal	A	25
292ya	146	ST98	23/11/1980	Campano Lucano	6.9	normal	A	25
642ya	292	ST225	14/10/1997	Umbria Marche (aftershock)	5.6	normal	A	23
198xa	93	ST64	15/04/1979	Montenegro	6.9	thrust	A	21
382ya	176	ST140	11/05/1984	Lazio Abruzzo (aftershock)	5.5	normal	A	16
290xa	146	ST96	23/11/1980	Campano Lucano	6.9	normal	A	25
6341xa	2142	ST2497	21/06/2000	South Iceland (aftershock)	6.4	strike slip	A	20

Tab.8 eventi sismici utilizzati nel programma REXEL per definire l'input sismico per similarità di disaggregazione distanza-magnitudo

Il **moto di input** rappresenta il segnale sismico al *bedrock*, la cui ampiezza e il contenuto in frequenza dipendono dalle caratteristiche del meccanismo della sorgente sismica, dalla magnitudo e dalla traiettoria sorgente-sito compiuta dalle onde sismiche, mentre il **moto di riferimento** rappresenta il moto atteso in superficie eventualmente addizionato di effetti locali dovuti alla successione stratigrafica e addizionali topografiche. Essendo il sito in area pianeggiante l'effetto topografico non risulta essere rilevante. Il moto di input utilizzato ed ottenuto tramite le simulazioni prima dette è rappresentato dalle storie temporali riportate di seguito.

Nella figura seguente sono rappresentati gli andamenti dell'accelerogramma, dello spettro di Fourier, dello spettro di Potenza e dello spettro elastico dell'accelerogramma medio usato come input nonché il grafico di velocità e spostamento con i relativi spettri. A lato sono riportati i parametri caratteristici dell'input utilizzato per il sito .

moto di input su bedrock pseudo litoide supposto

Evento di Input su bedrock pseudo litoide supposto a -40m

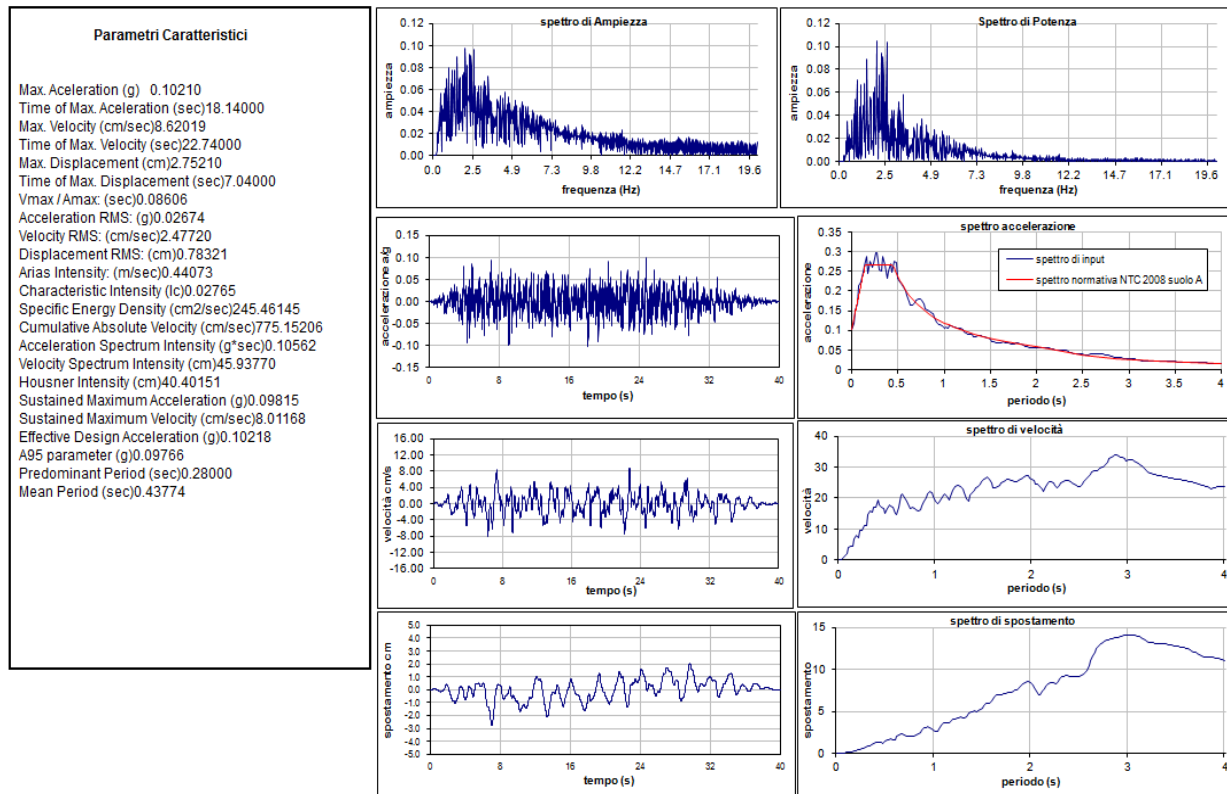


Fig.13 - sono rappresentati gli andamenti dell'accelerogramma, dello spettro di Fourier delle ampiezze, dello spettro di Potenza e dello spettro elastico nonché il grafico di velocità e spostamento con i relativi spettri. A lato sono riportati i parametri caratteristici dell'input utilizzato scalato al valore di a_g atteso, come pericolosità di base del sito, su suolo rigido di tipo A (0,102g), così come definito attraverso il reticolo probabilistico dei valori di a_g/g forniti dall'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)

Utilizzando un modello monodimensionale con codice di calcolo basato sul codice SHAKE (EERA e STRATA nella fattispecie), è stata stimata la risposta sismica locale procedendo al calcolo dello spettro di accelerazione, velocità e spostamento, della distribuzione dei valori di accelerazione orizzontale a_{max} in funzione della profondità, della distribuzione dell'ampiezza massima di amplificazione in funzione della frequenza, della funzione di trasferimento su rapporti definiti di pseudo velocità spettrale (intensità di Housner) per periodi compresi tra 0,1 e 1,5 s in riferimento allo stato limite SLV secondo i dettami delle nuove Norme Tecniche di Costruzione (NTC2018) del D. del 17 gennaio 2018.



Il modello adottato per il calcolo delle risposte si basa sulle considerazioni generali sull'analisi lineare equivalente (*Kramer 1996*) utilizzando le routine di calcolo contenute nel programma di elaborazione STRATA (*Albert R. Kottke; Ellen M. Rathje 2009*) che sono programmi di calcolo monodimensionali per calcolare il moto di riferimento nel sito.

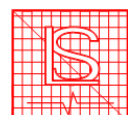
In prima approssimazione, l'analisi lineare equivalente fornisce risultati soddisfacenti per deformazioni di taglio inferiori a circa 0.5 % (*Yoshida e Iai, 1998*) e per accelerazioni di picco su roccia a_{max} inferiori a 0,3-0,4g.

Infatti i programmi di calcolo 1D sono validi per modellizzare situazioni piano-parallele ad uno o più strati, considerando una colonna verticale monodimensionale ed ipotizzando lateralmente omogenea la stratigrafia presente ai lati della verticale di analisi; inoltre, pur tenendo in considerazione la possibilità di generazione di onde di superficie come precedentemente specificato, la geometria del luogo in studio può essere assimilabile ad un modello monodimensionale.

5.5 Risposta sismica locale

Come precedentemente specificato, è stato individuato indirettamente un tipo di sedimento che può essere assunto quale substrato locale di riferimento. Per tale motivo si è proceduto al calcolo della risposta sismica del sito in studio ipotizzando la presenza di un substrato rigido pseudo litoide a -40m.

Di seguito si riporta il **moto di riferimento** in superficie in condizioni *free-field* ottenuto in base al modello stratigrafico adottato con substrato a **-40m**. L'analisi è applicata alla verticale del down-hole; il tipo di suolo di cui si è valutata la risposta risulta essere di **tipo C**.



Risposta e moto di riferimento con substrato simulato a -40m dal piano campagna
Punto indicato latitudine: 40°39'10.71"N longitudine: 14°48'35.89"E

Moto di riferimento-risposta a bedrock pseudo litoide supposto a -40m

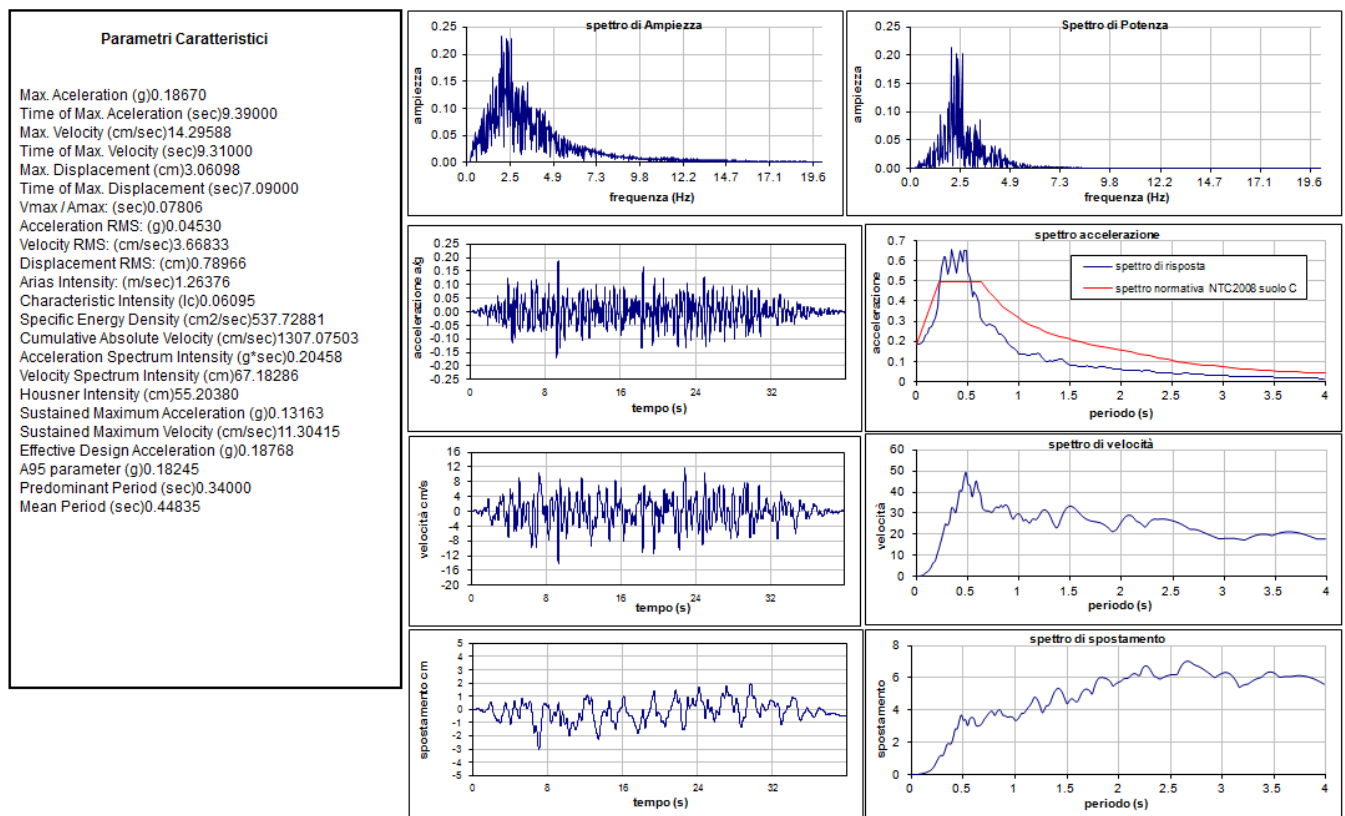


Fig.14 Moto di Riferimento sito S2-DH1: sono rappresentati gli andamenti delle storie temporali di accelerazione, velocità e spostamento e relativi spettri, dello spettro di Fourier, dello spettro di Potenza relativi alla risposta locale della colonna di sedimenti di spessore 40m sovrastanti un substrato rigido pseudo litoide con V_s 700 m/s e $\gamma = 26,00 \text{ kN/m}^3$. A lato sono riportati i parametri caratteristici del moto di riferimento visualizzato.

5.6 Funzione di trasferimento e coefficiente di amplificazione

Per valutare l'azione di “filtro” amplificante o smorzante che il deposito di sedimenti esercita sull'evento di input, si è proceduto al calcolo della **funzione di trasferimento** (funzione matematica complessa) che tiene conto di quanto e quali componenti del moto sismico applicato alla base del deposito vengano maggiormente esaltate (amplificate con valori maggiori di 1) o attenuate (smorzate con valori minori di 1) allorché la perturbazione attraversa il deposito stesso. Tali azioni si esplicano in un determinato campo di frequenze il cui valore massimo corrisponde alla frequenza caratteristica del deposito. La funzione è calcolata come rapporto tra le ampiezze degli spettri di Fourier del moto sismico in superficie e alla base del deposito:

$$F(\omega) = \frac{F_S(\omega) * e^{j\phi_S(\omega)}}{F_B(\omega) * e^{j\phi_B(\omega)}}$$

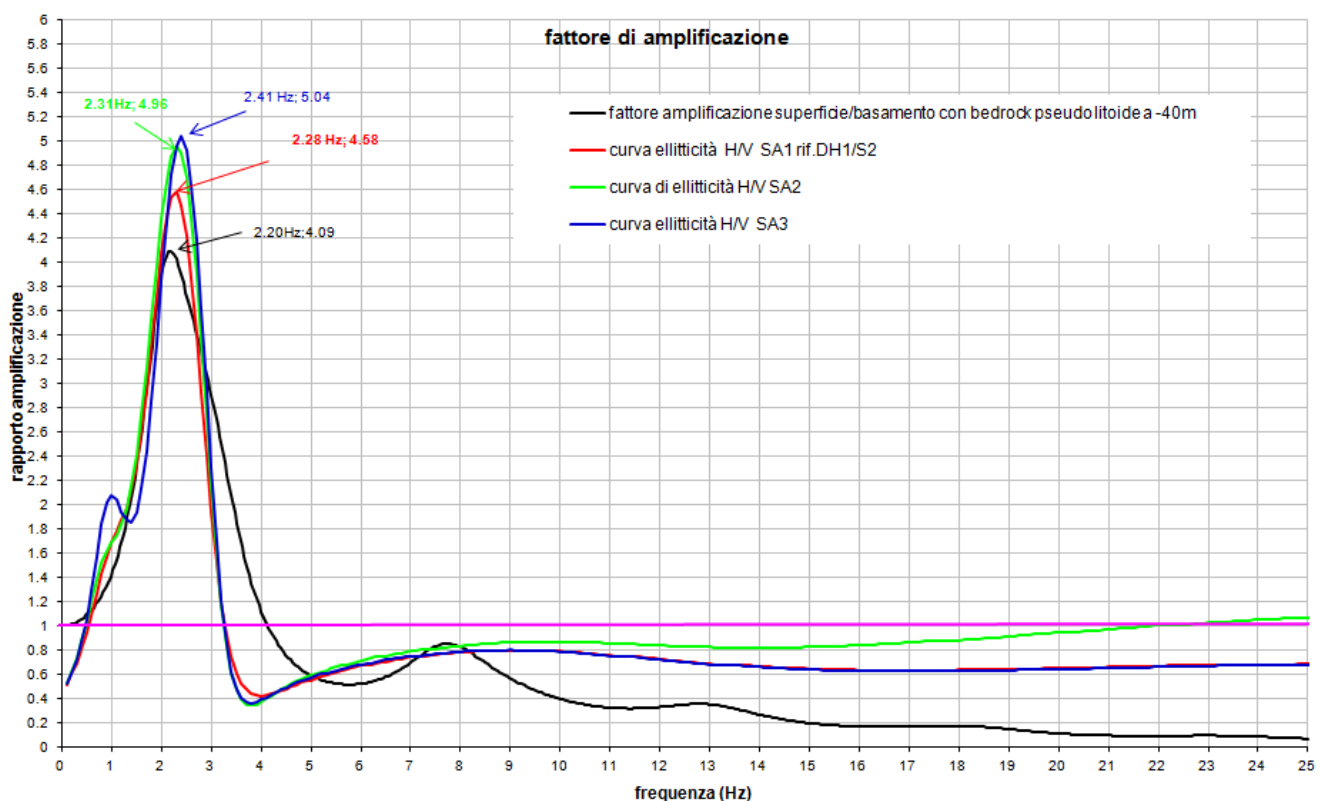


Fig.15 **amplificazione sito DH1-S2** : curva di amplificazione ottenuta con simulazione del bedrock a - 40m (curva nera) in confronto con le curve di ellitticità H/V .

Nel grafico sono poste a confronto le curve dei fattori di amplificazione relative al moto di riferimento al suolo e alla curve di ellitticità H/V determinate con le misure tromografiche. L'accordo può ritenersi soddisfacente per ciò che concerne i picchi maggiori di risonanza relativi, in quanto si ha uno scostamento di circa il 3.6% in frequenza e circa 11.98% in ampiezza per i rilevamenti al sito DH1/S2. Lo scostamento in frequenza tra tutte le curve tra valore minimo (2.20Hz) e massimo (2.41Hz) è circa 9.54% e in ampiezza è circa 23.2%. I picchi di amplificazione stratigrafica ottenuti con le funzioni di trasferimento appaiono piuttosto simili con picchi maggiori dominanti compresi tra 2 e 3Hz. Il confronto delle curve dei siti analizzati permette di avere un quadro più chiaro dell'amplificazione stratigrafica; la curva di amplificazione mostra un buon accordo con le curve di ellitticità H/V. Dalle rappresentazioni proposte si evince che la copertura alluvionale, spesso mediamente intorno ai 28m, determina un'amplificazione del moto con frequenza dominante intorno a 2.3 Hz (periodo 0.43s).

Il **coefficiente di amplificazione** di sito **Fa**, inteso come rapporto tra l'intensità spettrale calcolata in un determinato intervallo del periodo sullo spettro di pseudo velocità del moto di riferimento e l'intensità spettrale del moto di input, per lo stesso intervallo di periodo, per un valore dello smorzamento critico del 5% (intensità di Housner), rappresenta una stima quantitativa della risposta locale nel dominio del tempo:

$$Fa = \frac{\int_a^b S_{v_{sup}}(\xi, T) dT}{\int_a^b S_{v_{inp}}(\xi, T) dT}$$

per il sito in oggetto è stato calcolato il valore di **Fa** per diversi periodi per la stessa ipotesi di basamento posto a -40m dal p.c., come di seguito riportato in tabella :

Sito DH1-S2	
periodo	Fa
0,1-0,2	1.17
0,1-0,5	2.11
0,1-1,0	1.81
0,1 – 1,5	1.58
0,1 – 2	1.45

Tab.9 variazione del coefficiente di amplificazione di sito Fa per diversi intervalli temporali

E' stato calcolato l'andamento dell'accelerazione a_g lungo tutta la verticale del banco sedimentario secondo il modello stratigrafico riportato in precedenza. Lo sviluppo di a_g per il sito DH1-S2 è di seguito mostrato :

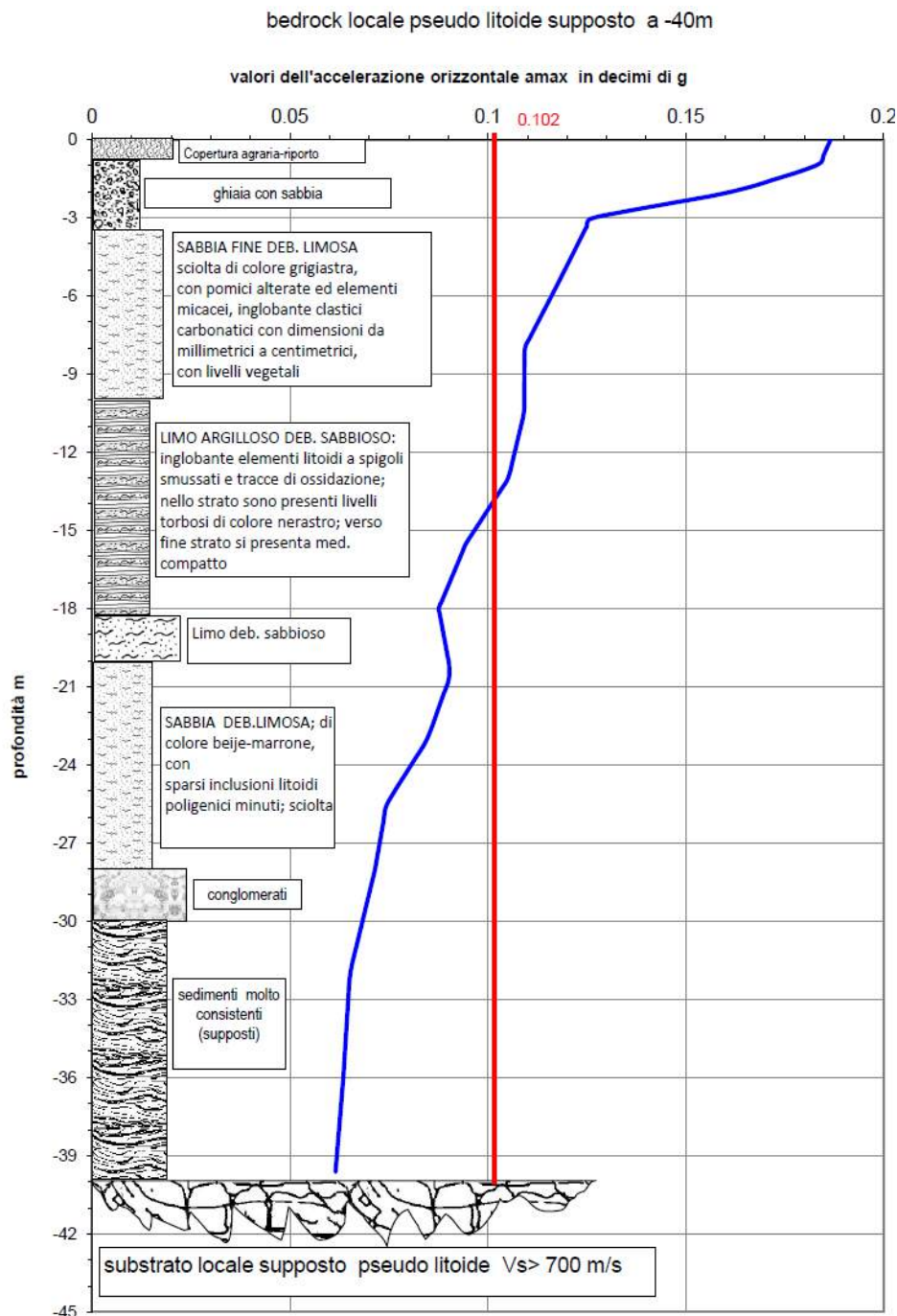
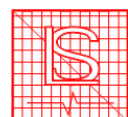


Fig 16 sviluppo dell'accelerazione A_{max} in decimi di g. Il valore di 0.102g (linea rossa) indica il PGA atteso su suolo rigido di categoria A



5.7 Spettro elastico di risposta

Lo spettro di risposta elastico è definito come la legge di variazione della massima ampiezza (in accelerazione, velocità o spostamento) del moto prodotto da un segnale sismico applicato alla base di un oscillatore semplice di fissato smorzamento al variare del suo periodo naturale. L'ordinata spettrale per $T=0$ coincide con il valore di picco del moto in superficie. Le figure riportate successivamente mostrano gli spettri elastici di riferimento calcolati e confrontati con gli spettri elastici normalizzati derivati dalle NTC 2008. Gli spettri sono calcolati con uno smorzamento pari al 5% dello smorzamento critico. Lo **spettro di input** (colore rosso) si riferisce all'evento utilizzato, calcolato mediando 7 accelerogrammi di eventi reali come precedentemente spiegato, simulando che sia stato registrato su roccia; la sua ordinata di ancoraggio è stata scalata al valore atteso al sito come precedentemente specificato; lo **spettro elastico normalizzato $S_e(T)$** è indicato dal colore verde ed è calcolato per un evento su sito rigido di categoria A come in precedenza mostrato. Lo **spettro normalizzato per un suolo di tipo C** corrispondente al sito in studio è riportato in colore nero ed è stato calcolato dal reticolo di riferimento INGV. Infine si riporta lo **spettro elastico di riferimento** che si è ottenuto simulando la presenza di un bedrock pseudo litoide a -40m di profondità sia come spettro reale (colore blu) e sia come spettro normalizzato (colore fucsia); gli spettri di riferimento calcolati presentano variazioni di ampiezza notevoli rispetto a quello di input tra 0.18 e 0.7s (da 1.43Hz a 5.5Hz) in particolare. I picchi infatti corrispondono agli stessi periodi ma mostrano incrementi spettrali abbastanza evidenti. Questo porterebbe a considerare che i periodi compresi nel suddetto intervallo, siano suscettibili di incrementi significativi nell'ambito dell'amplificazione locale. La distribuzione dei picchi è legata alla funzione filtro che la stratigrafia esercita sulle armoniche costituenti il segnale di input.



spettri di accelerazione

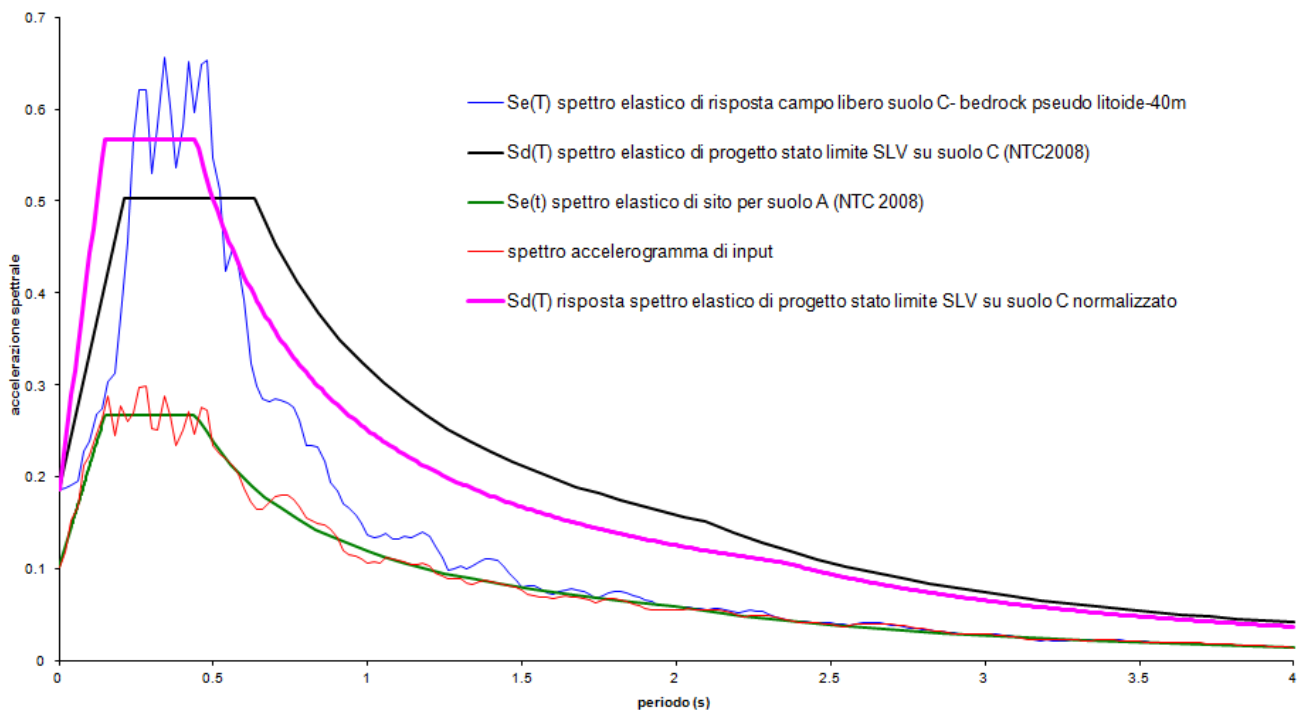


Fig 17 confronto tra gli spettri elastici normalizzati, lo spettro di input e gli spettri elastici di risposta calcolati sul sito di riferimento per opere private

6. CONCLUSIONI

Dall'elaborazione e analisi dei dati raccolti relativamente alla caratterizzazione in prospettiva sismica secondo uno scenario in far-field, simulante un evento sismico compatibile per magnitudo e distanza epicentrale con quanto atteso dalla disaggregazione del valore di a_g (valori dedotti dal sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), è possibile trarre le seguenti considerazioni :

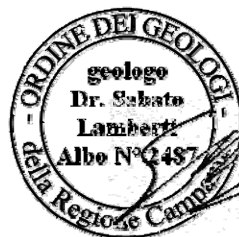
- a. il sito consta di una successione sedimentaria caratteristica di ambienti deposizionali di natura eluviale/colluviale; nell'ambito della profondità investigata dalle prove geofisiche dirette (max -30m di profondità) e indirette (curve H/V con profondità massima di -150m) si ha una certa probabilità di stratificazioni orizzontali omogenee ed isotrope e l'intera area mostra un sottosuolo a carattere inversamente dispersivo con inversioni di velocità V_s e rapporti stratigrafici simili.
- b. il valore mediato del parametro velocità equivalente V_{s30} **pari a 230 m/s** può essere ritenuto rappresentativo dell'intero sito e lo inserisce nella **Categoria di suolo 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 V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*
- c. Le misure a stazione singola del rumore sismico realizzate in periodi temporali diversi ed inizialmente in numero di due sono state successivamente portate a tre; la successiva misura è stata necessaria per confermare il trend di disposizione dei picchi di risonanza determinato per le prime due. In effetti il trend è stato rispettato confermando che l'intera area presenta fenomeni di risonanza con valori del rapporto di ellitticità H/V medio alti specialmente nell'intervallo tra 2 Hz e 3Hz; tali picchi indicano la presenza di una coltre di sedimenti di spessore medio poggianti su un substrato rigido pseudo litoide supposto localizzato a -40m di profondità.



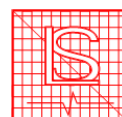
- d. La presenza di strati inversamente dispersivi, ha messo in essere una valutazione della risposta sismica locale (RSL), in scenario far-field, attraverso modellazione geotecnica del sottosuolo, distinguendo una serie di litotipi di diverso spessore e velocità Vs poggianti su substrato locale rigido pseudo litoide supposto, che ha portato ad una valutazione della pericolosità sismica locale ben collimante con quanto emerso dalle prove geofisiche in situ.
- e. Dalle analisi spettrali risulta infatti che gli intervalli di frequenza maggiormente amplificanti in risonanza hanno valori **da 1.43Hz a 5. 5Hz** (da 0.18s a 0.7s) e sono praticamente incorporanti negli intervalli determinati con le misure tromografiche.
- f. Il valore determinato dell'accelerazione al suolo PGA pari a 0.187g è in accordo con quanto atteso per un suolo di categoria C nel sito in studio (0.186g).

Tanto si doveva per incarico ricevuto.

Nocera Inferiore, luglio 2019



Il tecnico
Dott. Geologo
Sabato Lamberti



Appendice : Microtremori e metodologia a stazione singola HVSR

Come rumore sismico si intendono generalmente le oscillazioni di piccola ampiezza, quasi sempre non avvertibili dall'uomo, che producono piccolissimi spostamenti del suolo dell'ordine di 10-4mm (Okada 2003). Tali oscillazioni possono essere effetti di cause naturali come maree, vento, stress sonico da tuoni ecc. oppure artificiali di solito legate all'azione umana come traffico, insediamenti industriali, insediamenti civili ecc.; il rumore sismico è ulteriormente diviso in microtremori e microsismi indicando nei primi principalmente le attività antropiche (Asten 1978). Il campo di frequenza dei microsismi per cause naturali è di solito compreso tra 0,1 e 5 Hz; i microtremori da sorgenti antropiche hanno valori di frequenza, di solito, a partire da 3 Hz-5Hz in su. I tipi di onde nei microsismi con frequenza più bassa di 1Hz sono essenzialmente onde Rayleigh nel modo fondamentale mentre nei microtremori sono generalmente composizioni di onde di volume e onde Rayleigh per lo più in modi superiori. I microtremori sono utilizzati, tra le altre, dalla tecnica dei rapporti spettrali H/V basata sul rapporto degli spettri di Fourier della componente orizzontale (H) e verticale (V) delle time histories provenienti dalla registrazione di una stazione sismica a tre componenti. Diversi ricercatori giapponesi a partire da Kanai (Kanai e Tanaka, 1961; Nogoshi & Igarashi 1971; Kobayashi 1980; Matsushima and Okada 1990; Field & Jacob, 1993; Lachet & Bard, 1994; Tokimatsu et al., 1996;) sono stati i principali propugnatori della tesi scaturita dall'osservazione che nella forma dell'ellitticità delle onde di Rayleigh, la prima frequenza di risonanza coincide con

la frequenza fondamentale di risonanza per un sito posto su sedimenti e che la forma della curva di ellitticità dipende fortemente dal contrasto di impedenza tra i sedimenti e risulta condizionata dalla polarizzazione del modo fondamentale delle onde di Rayleigh. La tecnica è stata successivamente modificata da Nakamura nel 1989 e in seguito perfezionata dallo stesso autore nel 1996. La tecnica di Nakamura si basa sulle seguenti ipotesi:

- *i microtremori hanno origini locali ed è trascurabile l'apporto da sorgenti profondi;*
- *le cause che generano i microtremori in superficie non hanno influenza sui microtremori localizzati alla base del substrato;*
- *la componente verticale del moto non è influenzata da effetti di amplificazione locale;*

Sotto queste ipotesi, il rapporto fra le componenti verticali del moto in superficie ed alla base contiene solo termini delle sorgenti locali $AS(f)$ e delle sorgenti alla base $AB(f)$, ed è pari a:

$$R_v(f) = \frac{V_s(f)}{V_b(f)} = \frac{A_s(f)}{A_b(f)}$$

mentre il rapporto fra l'ampiezza dello spettro della componente orizzontale del moto in superficie (HS) e alla base dello strato (HB), contiene oltre che il termine di sorgente anche il termine di amplificazione di sito in superficie $S(f)$ e può essere espresso nel seguente modo:

$$R_H(f) = \frac{H_s(f)}{H_b(f)} = \frac{A_s(f)S_s(f)}{A_b(f)}$$



I due rapporti R si dividono tra loro per rimuovere l'effetto di sorgente dei segnali e la funzione di trasferimento di sito S_s è calcolata dalla seguente espressione :

$$\frac{R_H(f)}{R_V(f)} = S_s(\omega) = \frac{H_S(f) \cdot V_B(f)}{H_B(f) \cdot V_S(f)}$$

Ipotizzando infine che alla base dei sedimenti l'ampiezza spettrale della componente verticale e di quella orizzontale siano uguali e cioè:

$$\frac{V_B(f)}{H_B(f)} = 1$$

il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie potrà essere valutato direttamente nel seguente modo:

$$S(f) = \frac{H_S(f)}{V_S(f)}$$

il picco visibile nel grafico della variazione H/V è correlabile con la frequenza di risonanza caratteristica del sito e dipende fortemente dalla stratigrafia del suolo soggetto alla propagazione di onde Sv e con il picco fondamentale.



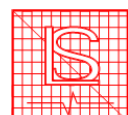
Fonti Bibliografiche

- Ahmed H. 1989 – *Application of mode-converted shear waves to rock property estimation from vertical seismic profiling data* – Geophysics vol.54 n.4, 478-485
- Asten M. W. (1978): “Geological control of the three-component spectra of Rayleigh wave microseisms”. Bull. Seism. Soc. Am. , 68(6), 1623-1636.
- Auersch L. (2010): “Technically induced surface waves fields, part I: measured attenuation and theoretical amplitude-distance laws”. Bull. Seism. Soc. Am. , 100(4), 1528-1539
- Bard P.-Y., Gariel J.C (1986). The seismic response of two-dimensional sedimentary deposits with large vertical velocity gradients. Bulletin of the Seismological Society of America, 76: 343-346.
- Bard P.-Y., Bouchon M. (1985). The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. Bulletin of the Seismological Society of America, 75: 519-541.
- Bouchon M., Barker J. S. (1996). Seismic response of a hill: The example of Tarzana, California. Bulletin of the Seismological Society of America, 86: 66-72.
- Cercato M. (2011) : “ Global surface wave inversion with model constraints” ; *Geophysical Prospecting vol. 59 n.2 pp210-226*
- Domenico S.N. 1984 – *Rock Lithology and porosity determination from shear and compressional wave velocity* – Geophysics vol 49 n.8,1188-1195
- Evjen Haakon M. 1970 – *Outline of a system of refraction interpretation for monotonic increases of velocity with depth* – Seismic Refraction Interpretation – SEG –TULSA 1970
- Field E.H. et K. Jacob (1993): “The theoretical response of sedimentary layers to ambient seismic noise”.Geophysical Research Letters, 20(24), 2925-2928.
- Greenhalgh S.A., King D.W. 1981 – *Curved raypath interpretation of seismic refraction data-* Geophysical Prospecting 29, 853-882
- Hampson, D., and Russell, B., 1984, *First break interpretation using generalized linear inversion:* J. Soc. Expl. Geophys., 20, 40-54.
- Hayashi, K. and Takahashi, T. (2001), “*High Resolution Seismic Refraction Method Using Surface and Borehole Data for Site Characterization of Rocks,-* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 38, pp. 807-813.
- I. Iervolino, C. Galasso, E. Cosenza 2008 - *Selezione assistita di input sismico e nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, Atti del Convegno *Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.*, Roma, 29-30 maggio 2008
- Kanai K. ; T. Tanaka (1961): “On microtremors”. VIII. Bulletin of the Earthquake Research Institute, 39,97-114.
- Lachet C. and P.-Y. Bard, 1994. “Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of Nakamura's technique”. Journal of Physics of the Earth, 42(4), 377-397.

- Matsushima T. ;Okada H. (1990). “An exploration method using microtremors (2) - an experiment to identify love waves in long-period microtremors”. Proceedings the 82nd SEGJ Conference, pp. 5-8.
- Nakamura Y. ; Ueno M. (1986). “A simple estimation method of dynamic characteristics of subsoil”. Proc. The 7th Japan Earthq. Eng. Symposium, pp. 265-270.
- Nakamura Y. (1989). “A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface“, Q. Rept. RTRI Japan, Vol. 30, pp. 25-33.
- Nakamura Y. (1996) “Real-time information systems for hazard mitigation” UrEDAS, HERAS and PIC, *Quarterly Report of Railway Technical Research Institute (RTRI)*, pp37-3.
- Nazarian S., Stokoe K.H. II, 1986, “Use of surface waves in pavement evaluation”. Transp.Res. Rec, 1070, 132-144
- Nazarian S., Stokoes II K.H., 1984, “In situ shear wave velocity from spectral analysis of surface waves”; Proc 8th Conference on Earthquake engineering- St Francisco, vol. 3, Prentice Hall, pp.31-38
- Nogoshi M.; Igarashi T. (1971). “On the amplitude characteristics of microtremor”; Jour. Seism. Soc. Japan, Vol. 24, pp. 26-40.
- Okada H. (2003): “The Microtremor Survey Method”. Society of Exploration Geophysicists, *Geophysical Monograph Series 12*, 135 pp.
- Park C.B., Miller R.D., Xia J., 1999, “Multichannel analysis of surface waves”; Geophysics, 64(3), 800-808
- Park C.B., Miller R.D., Xia J., 2001, “Offset and resolution of dispersion curve in multichannel analysis of surface waves (MASW)”; proc. SAGEEP 2001
- Pugliese A., Sabetta F., “Stima di spettri di risposta da registrazioni di forti terremoti italiani” Ingegneria Sismica, n° 2, 1989.
- Rayleigh J.W.S., 1887, “On waves propagated along the plane surface of an elastic solid”; Proc. Lond. Math. Soc., 17, 4-11
- Regione Toscana L.R. 30.07.1997 N. 56 (2007) *Progetto V.E.L. Valutazione degli Effetti Locali* : Criteri, metodologie, modalità di presentazione delle indagini e degli elaborati; Istruzioni Tecniche vol.1B
- Richart F.E. Jr., Woods R.D., Hall J.R., 1970, “Vibration of soil and foundations” Prentice-Hall, New Jersey
- Sanchez-Salinero I., 1987, “Analytical investigation of seismic methods used for engineering applications”; PhD Dissertation, University of Texas at Austin
- Scasserra G.; J.P. Stewart; R. E. Kayen; G.Lanzo “*Database for Earthquake Strong Motion Studies in Italy*”; Journal of Earthquake Engineering 13:6,852 — 881, 2009
- Sjøgren B, Øfsthøus A, Sandberg J. 1979 – *Seismic classification of rock mass qualities* – Geophysical Prospecting 27, 409-442
- Stokoe K.H. II, Nazarian S., 1985, “Use of Rayleigh wave in liquefaction studies”; Proc. Of the Measurement and Use of shear wave velocity for evaluating dynamic soil properties, ASCE, N.Y., 1-17



- Stokoe K.H., Wright S.G., Bay J., Roesset J.M., 1994, "Characterization of geotechnical sites by SASW method, in Geophysical characterization of sites"; (ISSMFE TC#10) by R.D. Woods (ed), Oxford & IBH Publ., pp. 15-25
- Stokoes K.H. II, Nazarian S., Rix G.J., Sanchez-Salinero I., Sheu J., Mok Y., 1988, "In situ seismic testing of hard-to-sample soils by surface wave method", Earthquake Engineering and Soil Dynamics II- Recent advances in ground-motion evaluation-Park city, ASCE, pp-264-277
- Tucker B. E., King J. L., Hatzfeld D., Nersesov I. L. (1984). Observations of hard-rock site effects. Bulletin of the Seismological Society of America, 74: 121-136.
- Tucker B. E., King J. L. (1984). Dependence of sediment-filled valley response on input amplitude and valley properties. Bulletin of the Seismological Society of America, 74: 153-166
- Yilmaz O., 1988, "Seismic Data Processing", Society of Exploration Geophysicists, Tulsa.



UBICAZIONE DELLE INDAGINI EFFETTUATE





AGE X - Ambiente Geofisico -Indagini, Consulenze & Servizi

Geologo Sabato Lamberti

via E.Siciliano 33 - 84014 Nocera Inferiore (SA) tel. 081 924699 cell. 3471406141

INDAGINE DOWN HOLE: FORO N. 1 rif.S2
latitudine N: 40°39'10.71" longitudine E: 14°48'35.89"

Committente: Geologo Federico Grimaldi
Località: via Parmenide - Salerno
Cantiere: Sub-Comparto CR_29 Sub.2
Data: Luglio 2019

Profondità dal pc (m): 30
Intervallo letture (m): 1
Quota slm : 17
Off-set (m): 3

TABELLA DEI TEMPI

Onde Longitudinali					Onde Trasversali			
Prof.geof. m.	T.obliquo ms	T.verticale ms	scarto ms	T.verticale parametrico ms	T.obliquo ms	T.verticale ms	scarto ms	T.verticale parametrico ms
1	8.80	2.78	0.06	2.72	23.70	7.49	-0.10	7.60
2	9.60	5.33	0.10	5.22	27.00	14.98	0.41	14.57
3	10.70	7.57	0.01	7.56	31.50	22.27	1.19	21.09
4	12.00	9.60	-0.17	9.77	36.20	28.96	1.70	27.26
5	13.40	11.49	-0.39	11.88	39.80	34.13	0.97	33.16
6	14.80	13.24	-0.67	13.91	42.70	38.19	-0.63	38.83
7	16.40	15.07	-0.78	15.86	46.80	43.02	-1.28	44.30
8	18.00	16.85	-0.89	17.74	51.00	47.75	-1.84	49.60
9	19.70	18.69	-0.89	19.57	55.20	52.37	-2.38	54.75
10	21.40	20.50	-0.86	21.35	59.20	56.70	-3.06	59.77
11	23.30	22.48	-0.61	23.09	65.00	62.71	-1.96	64.67
12	25.20	24.45	-0.34	24.78	70.00	67.91	-1.55	69.46
13	26.90	26.21	-0.23	26.44	74.80	72.88	-1.27	74.15
14	28.50	27.87	-0.20	28.06	79.00	77.25	-1.51	78.75
15	30.00	29.42	-0.24	29.66	83.00	81.39	-1.89	83.27
16	31.40	30.86	-0.36	31.22	86.80	85.31	-2.41	87.72
17	33.00	32.50	-0.26	32.75	91.00	89.62	-2.48	92.09
18	34.50	34.03	-0.23	34.26	95.20	93.90	-2.49	96.40
19	35.90	35.46	-0.29	35.75	99.60	98.38	-2.26	100.64
20	37.30	36.89	-0.33	37.21	103.80	102.65	-2.17	104.82
21	39.00	38.61	-0.05	38.66	110.00	108.89	-0.06	108.95
22	40.70	40.33	0.25	40.08	117.40	116.32	3.30	113.03
23	42.20	41.85	0.36	41.48	122.00	120.98	3.92	117.05
24	43.80	43.46	0.59	42.87	126.00	125.03	4.00	121.03
25	45.20	44.88	0.64	44.24	129.60	128.68	3.71	124.96
26	46.50	46.19	0.60	45.59	132.90	132.02	3.17	128.86
27	47.90	47.61	0.68	46.93	136.40	135.57	2.86	132.71
28	48.80	48.52	0.27	48.25	139.00	138.21	1.69	136.52
29	49.70	49.44	-0.13	49.56	141.40	140.65	0.36	140.29
30	50.50	50.25	-0.61	50.86	143.40	142.69	-1.34	144.03



AGE X - Ambiente Geofisico -Indagini, Consulenze & Servizi
Geologo Sabato Lamberti
via E.Siciliano 33 - 84014 Nocera Inferiore (SA) tel. 081 924699 cell. 3471406141

INDAGINE DOWN HOLE: FORO N. 1 rif.S2
latitudine N: 40°39'10.71" longitudine E: 14°48'35.89"

Committente: Geologo Federico Grimaldi
Località: via Parmenide - Salerno
Cantiere: Sub-Comparto CR_29 Sub.2
Data: Luglio 2019

Profondità dal pc (m): 30
Intervallo letture (m): 1
Quota slm : 17
Off-set (m): 3

TABELLA DELLE VELOCITA'

ONDE LONGITUDINALI				ONDE TRASVERSALI		
V _o (m/s)		K	N	V _o (m/s)		N
350		0.33	3	125		3.32
Prof.geof m	Vel. Media f(prof) m/s	Vel.interv. f(t.vert)m/s	Vel.interv. f(Vo,K,N)m/s	Vel. Media f(prof) m/s	Vel.interv. f(t.vert)m/s	Vel.interv. f(Vo,K,N)m/s
1	359	359	368	133	133	132
2	376	393	400	134	134	143
3	397	446	427	135	137	153
4	417	492	452	138	150	162
5	435	529	474	147	193	170
6	453	572	494	157	246	176
7	464	545	513	163	207	183
8	475	562	530	168	211	189
9	482	545	546	172	217	194
10	488	553	562	176	231	199
11	489	505	576	175	166	204
12	491	508	590	177	192	209
13	496	567	603	178	201	213
14	502	604	616	181	229	217
15	510	645	628	184	241	221
16	518	692	640	188	255	225
17	523	611	651	190	232	229
18	529	652	662	192	233	232
19	536	699	673	193	223	236
20	542	701	683	195	234	239
21	544	581	693	193	160	242
22	546	582	703	189	135	245
23	550	658	712	190	215	248
24	552	619	721	192	247	251
25	557	706	730	194	274	254
26	563	760	739	197	299	257
27	567	707	748	199	282	260
28	577	1093	756	203	378	262
29	587	1094	764	206	410	265
30	597	1230	772	210	490	268

Vs ₃₀ m/s	classe
212	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



AGE X - Ambiente Geofisico -Indagini, Consulenze & Servizi
Geologo Sabato Lamberti
via E.Siciliano 33 - 84014 Nocera Inferiore (SA) tel. 081 924699 cell. 3471406141

INDAGINE DOWN HOLE: FORO N. 1 rif.S2
latitudine N: 40°39'10.71" longitudine E: 14°48'35.89"

Committente: Geologo Federico Grimaldi
Località: via Parmenide - Salerno
Cantiere: Sub-Comparto CR_29 Sub.2
Data: Luglio 2019

Profondità dal pc (m): 30
Intervallo letture (m): 1
Quota slm : 17
Off-set (m): 3

TABELLA DEI MODULI ELASTICI DINAMICI

Valori Osservati

Prof. m.	Vp m/s	Vs m/s	Vp/Vs	γ g/cm ³	cf.Poisson	md.YOUNG Kg/cm ²	md.TAGLIO Kg/cm ²	md.INC.Vol. Kg/cm ²
1	359	133	2.69	1.46	0.420	725	255	1510
2	393	134	2.94	1.48	0.435	743	259	1898
3	446	137	3.26	1.51	0.448	804	278	2574
4	492	150	3.29	1.54	0.449	982	339	3210
5	529	193	2.73	1.62	0.423	1689	594	3645
6	572	246	2.33	1.69	0.387	2783	1003	4091
7	545	207	2.63	1.64	0.415	1954	690	3843
8	562	211	2.66	1.65	0.418	2044	721	4143
9	545	217	2.51	1.65	0.406	2136	759	3789
10	553	231	2.40	1.67	0.395	2425	869	3839
11	505	166	3.03	1.57	0.439	1231	428	3359
12	508	192	2.64	1.61	0.416	1651	583	3290
13	567	201	2.82	1.64	0.428	1856	650	4303
14	604	229	2.63	1.68	0.416	2457	868	4862
15	645	241	2.67	1.71	0.419	2774	978	5676
16	692	255	2.72	1.74	0.422	3146	1106	6692
17	611	232	2.63	1.69	0.416	2534	895	4999
18	652	233	2.80	1.70	0.427	2592	908	5902
19	699	223	3.13	1.71	0.443	2413	836	7077
20	701	234	2.99	1.72	0.437	2659	925	7056
21	581	160	3.63	1.59	0.459	1170	401	4743
22	582	135	4.32	1.56	0.472	814	277	4799
23	658	215	3.06	1.69	0.440	2202	764	6151
24	619	247	2.51	1.71	0.405	2865	1019	5048
25	706	274	2.58	1.76	0.411	3659	1296	6881
26	760	299	2.54	1.80	0.409	4437	1575	8096
27	707	282	2.51	1.77	0.405	3887	1383	6838
28	1093	378	2.89	1.95	0.432	7824	2732	19144
29	1094	410	2.67	1.97	0.418	9199	3242	18799
30	1230	490	2.51	2.05	0.405	13595	4836	23956

Valori Parametrici

Prof. m.	Vp m/s	Vs m/s	Vp/Vs	γ Kg/cm ³	cf.Poisson	md.YOUNG Kg/cm ²	md.TAGLIO Kg/cm ²	md.INC.Vol. Kg/cm ²
1	368	132	2.79	1.50	0.426	727	255	1648
2	400	143	2.79	1.53	0.426	882	309	1991
3	427	153	2.79	1.56	0.426	1026	360	2316
4	452	162	2.79	1.58	0.426	1162	407	2628
5	474	170	2.79	1.60	0.427	1290	452	2929
6	494	176	2.80	1.62	0.427	1413	495	3220
7	513	183	2.80	1.64	0.427	1531	536	3504
8	530	189	2.81	1.65	0.427	1645	576	3780
9	546	194	2.81	1.66	0.428	1756	615	4050
10	562	199	2.82	1.68	0.428	1864	653	4315
11	576	204	2.82	1.69	0.428	1969	689	4575
12	590	209	2.83	1.70	0.429	2071	725	4831
13	603	213	2.83	1.71	0.429	2172	760	5082
14	616	217	2.84	1.72	0.429	2270	794	5329
15	628	221	2.84	1.72	0.429	2366	828	5573
16	640	225	2.84	1.73	0.429	2461	861	5814
17	651	229	2.85	1.74	0.430	2554	893	6052
18	662	232	2.85	1.75	0.430	2646	925	6286
19	673	236	2.85	1.76	0.430	2736	957	6519
20	683	239	2.86	1.76	0.430	2825	987	6748
21	693	242	2.86	1.77	0.430	2912	1018	6975
22	703	245	2.86	1.78	0.431	2999	1048	7200
23	712	248	2.87	1.78	0.431	3084	1078	7423
24	721	251	2.87	1.79	0.431	3168	1107	7644
25	730	254	2.87	1.79	0.431	3252	1136	7862
26	739	257	2.88	1.80	0.431	3334	1165	8079
27	748	260	2.88	1.80	0.431	3415	1193	8294
28	756	262	2.88	1.81	0.432	3496	1221	8507
29	764	265	2.88	1.81	0.432	3576	1249	8719
30	772	268	2.89	1.82	0.432	3655	1276	8929



AGE X - Ambiente Geofisico -Indagini, Consulenze & Servizi

Geologo Sabato Lamberti

via E.Siciliano 33 - 84014 Nocera Inferiore (SA) tel. 081 924699 cell. 3471406141

INDAGINE DOWN HOLE: FORO N. 1 rif.S2

latitudine N: 40°39'10.71"

longitudine E: 14°48'35.89"

Committente: Geologo Federico Grimaldi

Località: via Parmenide - Salerno

Cantiere: Sub-Comparto CR_29 Sub.2

Data: Luglio 2019

Profondità dal pc (m): 30

Intervallo letture (m): 1

Quota slm : 17

Off-set (m): 3

TABELLA DELLA LITOLOGIA EQUIVALENTE

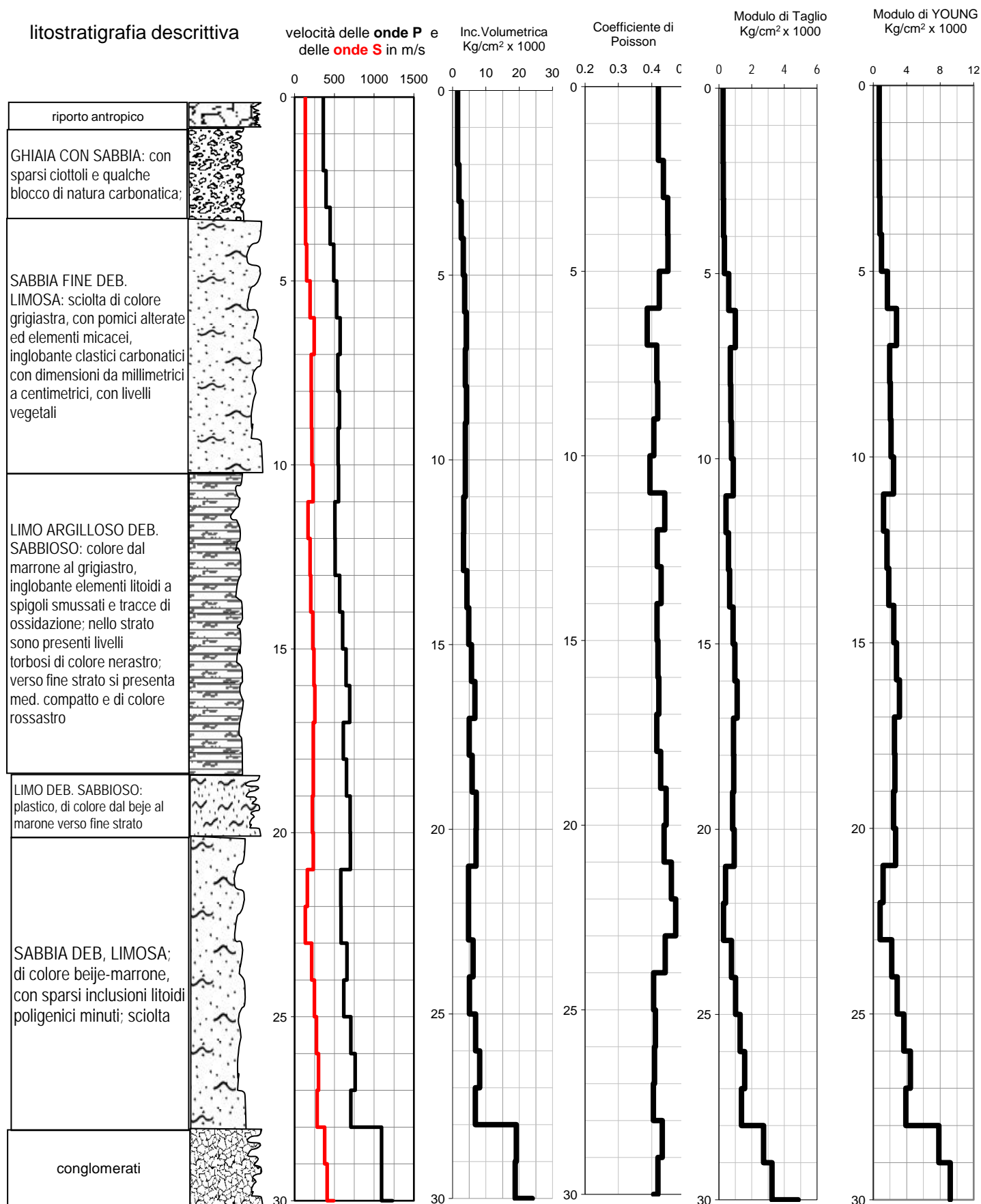
Prof m.	Vs/Vp β/α	Definizione livello sedimento equivalente	bulk/shear K/ μ	Definizione livello roccioso equivalente	impedenza onde P (T/s*m ²)	impedenza onde S (T/s*m ²)
1	0.371	mediamente addensato	5.92	mediamente fratturato	525	195
2	0.340	poco addensato	7.33	fratturato	581	198
3	0.307	poco addensato	9.27	molto fratturato	673	207
4	0.304	poco addensato	9.47	molto fratturato	760	231
5	0.366	mediamente addensato	6.14	fratturato	855	313
6	0.430	addensato	4.08	mediamente fratturato	967	416
7	0.381	mediamente addensato	5.57	mediamente fratturato	892	340
8	0.376	mediamente addensato	5.75	mediamente fratturato	926	348
9	0.398	mediamente addensato	4.99	mediamente fratturato	899	357
10	0.417	addensato	4.42	mediamente fratturato	922	384
11	0.330	poco addensato	7.85	fratturato	794	262
12	0.379	mediamente addensato	5.64	mediamente fratturato	816	309
13	0.355	poco addensato	6.62	fratturato	930	330
14	0.380	mediamente addensato	5.60	mediamente fratturato	1016	386
15	0.374	mediamente addensato	5.81	mediamente fratturato	1103	413
16	0.368	mediamente addensato	6.05	fratturato	1203	443
17	0.380	mediamente addensato	5.58	mediamente fratturato	1033	393
18	0.357	poco addensato	6.50	fratturato	1112	397
19	0.319	poco addensato	8.46	molto fratturato	1195	382
20	0.334	poco addensato	7.63	fratturato	1206	403
21	0.276	sciolto	11.83	cataclastico	926	255
22	0.231	sciolto	17.35	frantumato	906	210
23	0.326	poco addensato	8.05	molto fratturato	1110	363
24	0.399	mediamente addensato	4.95	mediamente fratturato	1056	421
25	0.388	mediamente addensato	5.31	mediamente fratturato	1243	482
26	0.393	mediamente addensato	5.14	mediamente fratturato	1368	538
27	0.399	mediamente addensato	4.94	mediamente fratturato	1251	499
28	0.346	poco addensato	7.01	fratturato	2127	736
29	0.374	mediamente addensato	5.80	mediamente fratturato	2155	807
30	0.399	mediamente addensato	4.95	mediamente fratturato	2521	1006



AGE X - Ambiente Geofisico -Indagini, Consulenze & Servizi
Geologo Sabato Lambertini
via E.Siciliano 33 - 84014 Nocera Inferiore (SA) tel. 081 924699 cell. 3471406141

DOWN - HOLE n.1 rif.S2
via Parmenide - Salerno

litostratigrafia descrittiva





AGE X - Ambiente Geofisico -Indagini, Consulenze & Servizi

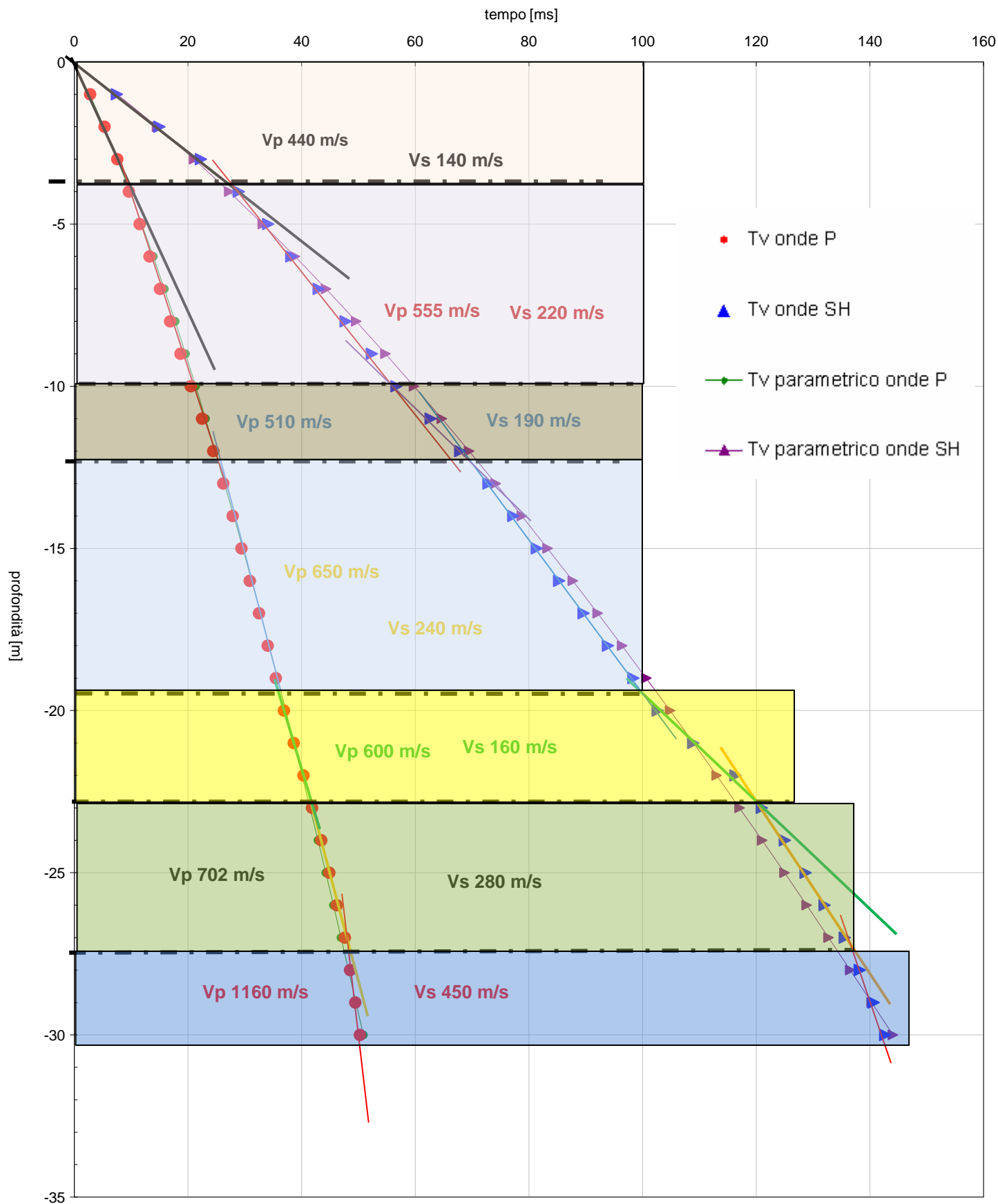
Geologo Sabato Lamberti

via E.Siciliano 33 - 84014 Nocera Inferiore (SA) tel. 081 924699 cell. 3471406141

DOWN - HOLE n.1 rif.S2

via Parmenide- Salerno

DROMOCRONE

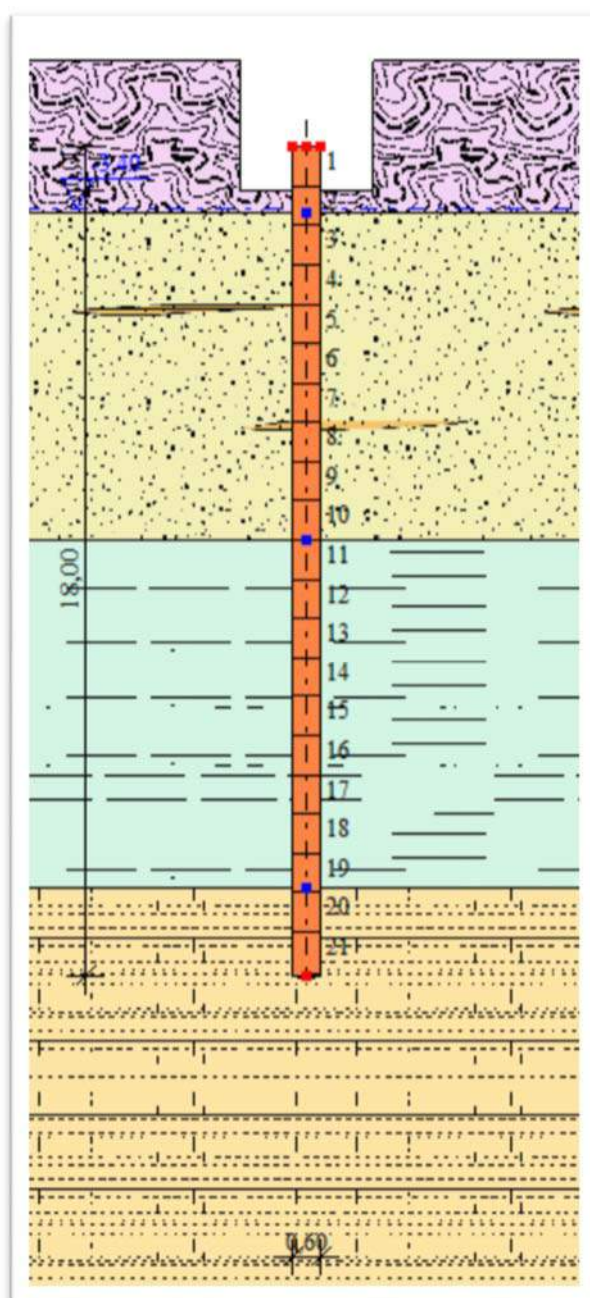


IPOTESI DI FONDAZIONI PROFONDE SU PALI

COMMITTENTE: Sigg. Vettori Guglielmo (VTT GLL 59C17 H703K) e Vettori Giovanni Battista (VTT GNN 65E15 H703A)

LAVORO: Relazione Geologico-Tecnica e di Compatibilità Idrogeologica, per la realizzazione del Comparto Edificatorio CR_29 Sub.2

LOCALITA': Via Parmenide – Angellara-Ferrovia-Arbostella “Salerno”



NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018

Testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186.

Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi / 2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Realizzazione del Comparto Edificatorio CR_29 Su.2 Salerno

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	Ir
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi=0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \quad \text{se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel
$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)
$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)
$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)
$$\alpha = 0.9 \text{ per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Qlim**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

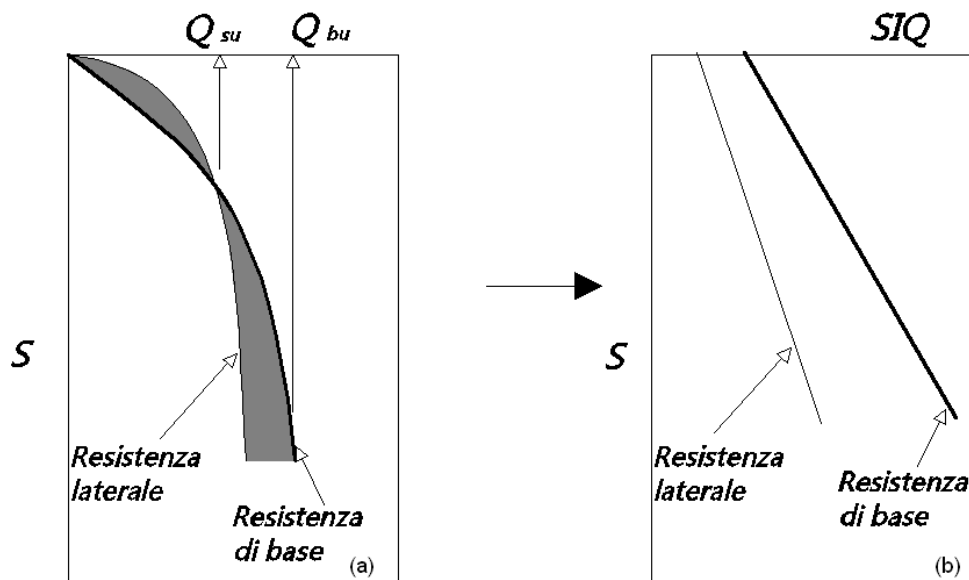
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_s = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_s)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_s : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{A} \mathbf{S}^T \mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A} \mathbf{F} = \mathbf{A} \mathbf{S}^T \mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A} \mathbf{S}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A} \mathbf{S}^T)^{-1} \mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti \mathbf{X} è possibile ricavare le forze interne \mathbf{F} necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A} \mathbf{S}^T$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

Realizzazione del Comparto Edificatorio CR_29 Su.2 Salerno

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al., 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0,042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d} \right)^{0,30} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^{0,50}$$

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_l H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_l densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Dati generali...

Descrizione	PALO
Diametro punta	0,60 m
Lunghezza	18,00 m
Tipo	Trivellato
Sporgenza dal terreno	1,00 m
Portanza di punta calcolata con:	Hansen
Profondità falda da piano campagna	3,40 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0,055
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,011
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0055

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,36	2,39	0,28
S.L.D.	50,0	0,46	2,39	0,33
S.L.V.	475,0	1,0	2,61	0,45
S.L.C.	975,0	1,23	2,71	0,47

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,54	0,2	0,011	0,0055
S.L.D.	0,69	0,2	0,0141	0,007
S.L.V.	1,5	0,24	0,0367	0,0184
S.L.C.	1,8401	0,24	0,045	0,0225

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fcd [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [Kg/cm ²]	fyk [Kg/cm ²]	fyd [Kg/cm ²]	ftk [Kg/cm ²]	ftd [Kg/cm ²]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 finale
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

Realizzazione del Comparto Edificatorio CR_29 Su.2 Salerno

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale.

Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi(°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs[m/s]	Descrizione litologica
1	3,50	1550,00	1750,00	0,00	20,00	No	0,81	15,00	140	<i>Ghiaia con sabbia</i>
2	7,50	1640,00	1840,00	0,00	25,00	No	0,15	150,00	190	<i>Sabbia fine limosa deb. cementata</i>
3	8,00	1450,00	1720,00	0,00	26,00	No	1,00	100,00	150	<i>Limo argilloso deb. sabbioso</i>
4	12,00	1580,00	2000,00	0,00	28,00	No	0,00	150,00	300	<i>Sabbia deb. limosa</i>

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	13,04	29,61	23/0,00	12723,45	71540,73	101593,20	160410,50	--	8972,98 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

=====

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

=====

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	71540,73	71540,73	71540,73
Laterale	101593,20	101593,20	101593,20
Totale	160410,50	160410,50	160410,50

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
 Base 1,35
 Laterale 1,15
 Resistenza di progetto base 31172,43 kg
 Resistenza di progetto laterale 51965,86 kg
 Resistenza di progetto 70414,83 kg

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI TRASVERSALI

=====

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

=====

Numero verticali di indagine 1
 Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
 Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70
 Momento plasticizzazione 12550,50 kgm

Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
8972,975	8972,975	8972,975

Coefficiente parziale resistenza caratteristica 1,3
 Resistenza di progetto 4060,17 kg

Cedimento (Poulos e Davis 1968)

=====

Carico applicato 1200,00 kg
 Coefficiente influenza 0,08
 Cedimento 0,02 cm

Cedimento (Fleming 1992)

=====

Lunghezza 18,00 m
 Diametro testa 0,60 m
 Diametro punta 0,60 m

Realizzazione del Comparto Edificatorio CR_29 Su.2 Salerno

Tratto attrito laterale nullo	0,00 m
Modulo elastico sezione	2,94E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	12,00 kN
Carico limite laterale	439,19 kN
Carico limite di punta	1493,11 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	3,92E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0,01 mm
Cedimento rigido	0,02 mm
Cedimento totale	0,03 mm

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	20,00
Nodo sulla superficie del terreno [$< n^{\circ}$ nodi]	1,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kg]	M [kgm]	Fv [kg]
1	15000,00	15000,00	15000,00

Realizzazione del Comparto Edificatorio CR_29 Su.2 Salerno

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kg/cm³]	Sforzo normale[kg]	Momento[kgm]	Taglio[kg]	Reazione terreno [kg]	Rotazione (°)	Spostamento [m]	Pressione terreno[kg/cm²]
1	0,9	0	15000	14999,75	14208,69	791,07	-0,088	0,0067	0
2	0,9	1,43	15636,17	2211,92	9936,21	4272,63	-0,111	0,0051	0,734
3	0,9	3,362	16272,35	-6730,69	4028,57	5907,5	-0,105	0,0034	1,144
4	0,9	4,113	16908,52	-10356,4	-244,08	4272,73	-0,082	0,0019	0,791
5	0,9	4,864	17544,69	-10136,72	-2494,76	2250,65	-0,054	0,0009	0,417
6	0,9	5,615	18180,86	-7891,44	-3120,33	625,56	-0,03	0,0002	0,116
7	0,9	6,366	18817,03	-5083,14	-2731,97	-388,36	-0,012	-0,0001	-0,072
8	0,9	7,117	19453,21	-2624,36	-1910,25	-821,73	-0,002	-0,0002	-0,152
9	0,9	7,868	20089,38	-905,14	-1069,33	-840,92	0,003	-0,0002	-0,156
10	0,9	8,619	20725,55	57,25	-425,68	-643,64	0,004	-0,0001	-0,119
11	0,9	9,37	21361,72	440,37	-37,7	-387,99	0,003	-0,0001	-0,072
12	0,9	10,005	21997,89	474,3	133,77	-171,47	0,002	0	-0,032
13	0,9	10,747	22634,06	353,9	166,33	-32,56	0,001	0	-0,006
14	0,9	11,489	23270,24	204,21	131,31	35,02	0	0	0,006
15	0,9	12,231	23906,41	86,02	78,48	52,83	0	0	0,01
16	0,9	12,972	24542,58	15,39	33,91	44,57	0	0	0,008
17	0,9	13,714	25178,75	-15,13	5,86	28,05	0	0	0,005
18	0,9	14,456	25814,92	-20,41	-7,02	12,88	0	0	0,002
19	0,9	15,198	26451,1	-14,09	-10,09	3,08	0	0	0,001
20	0,9	21,784	27087,27	-5,01	-5,56	-4,53	0	0	-0,001
21		22,796	27723,44	0	0	0	0	0	0

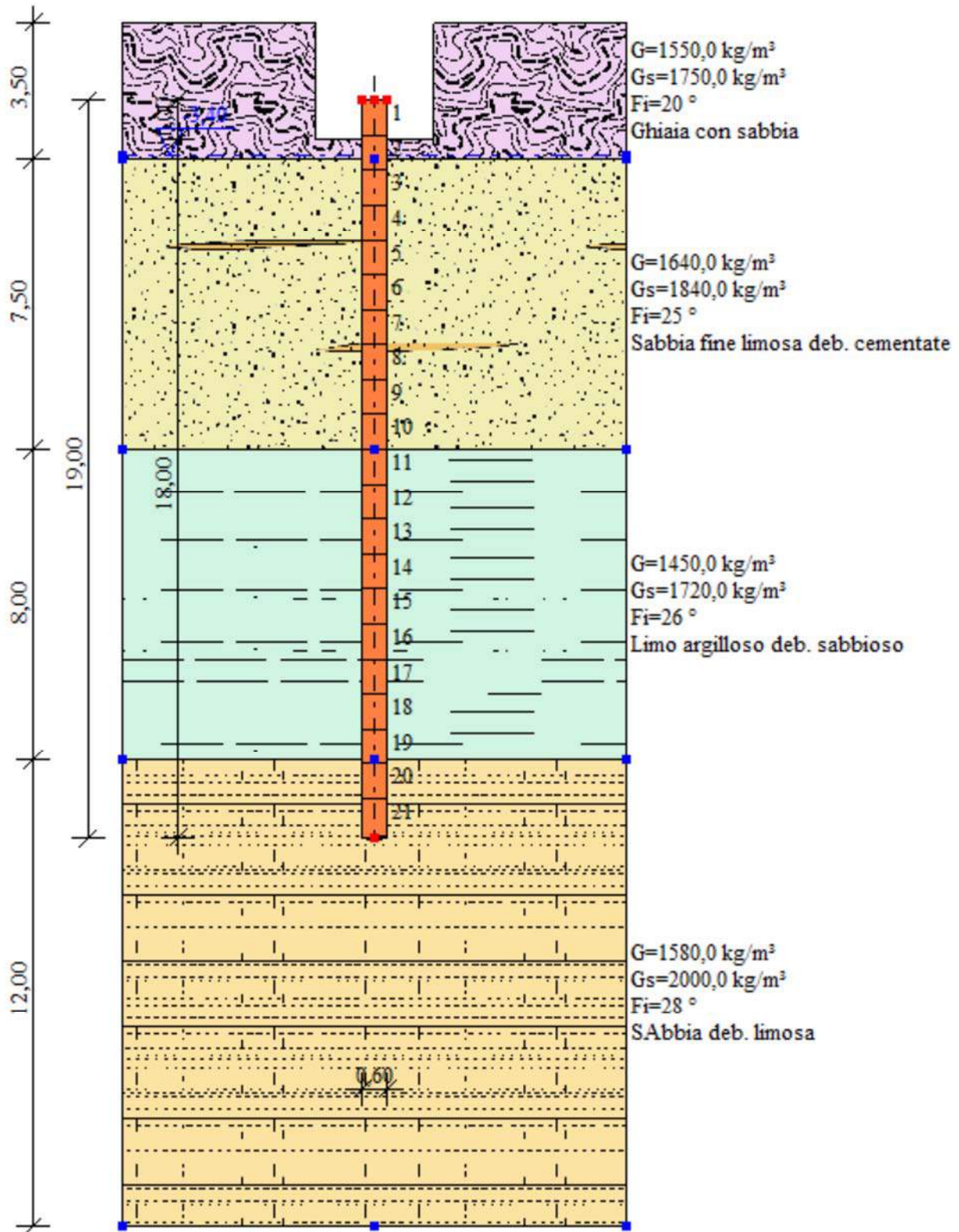
Realizzazione del Comparto Edificatorio CR_29 Su.2 Salerno

ARMATURE

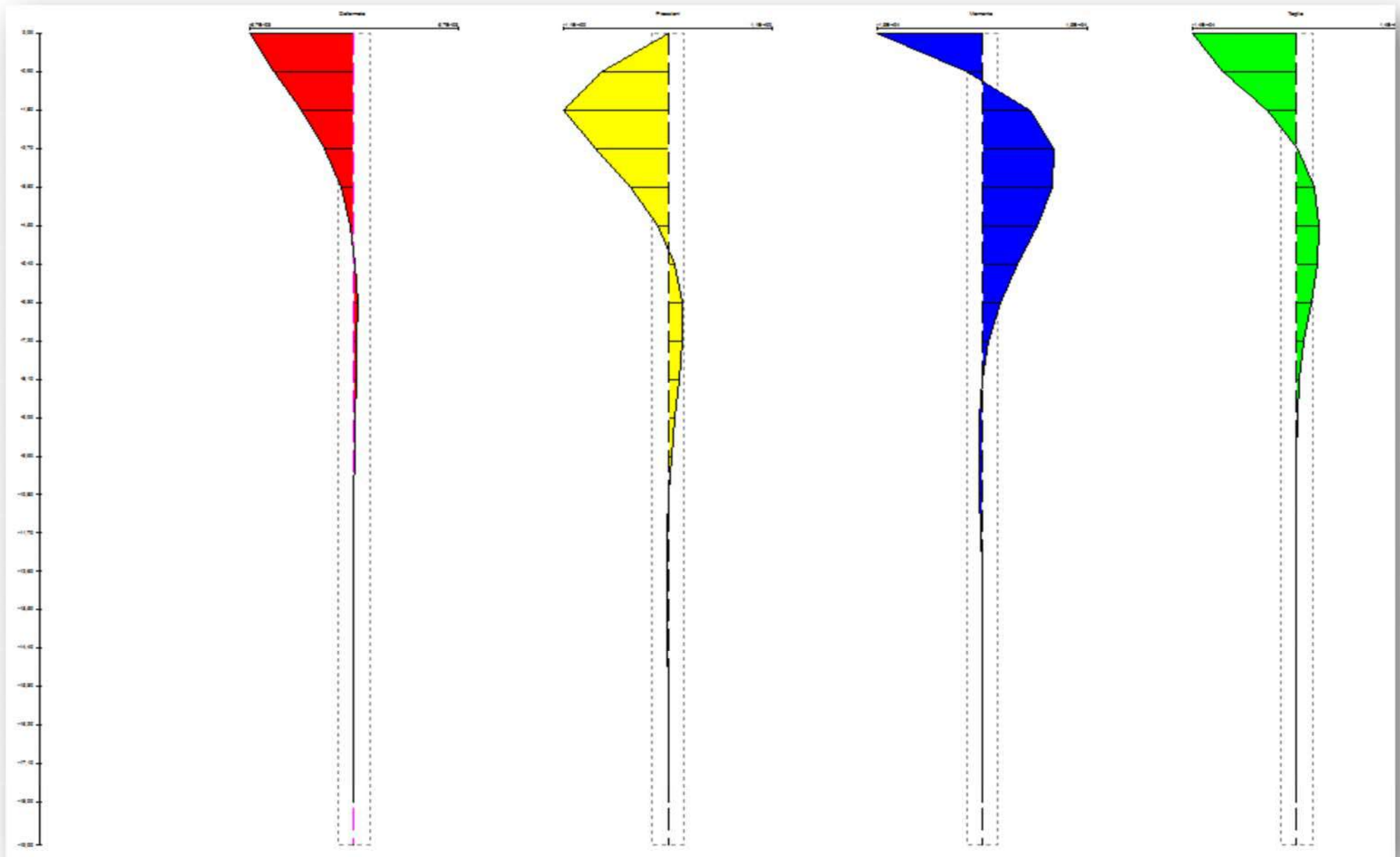
Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Barre Diametr	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Presso- Flessione	Def.Max Cls	Def.Max Fe	Asse Neutro [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Taglio [kg]	Sicurezza taglio	Cond. Verifica Taglio
1	0	15000,00	14999,75	14208,69	8Ø16	14999,85	17965,87	1,20	Verificata	3,50E-03	-1,14E-02	16,49	19,1Ø10	CLS=45646,37 Staffe=36679,98	3,21	Verificata
2	0,9	15636,17	2211,92	9936,21	8Ø16	15634,39	18085,66	8,18	Verificata	3,50E-03	-1,13E-02	16,38	19,1Ø10	CLS=45732,96 Staffe=36679,98	4,60	Verificata
3	1,8	16272,35	-6730,69	4028,57	8Ø16	16281,99	-18207,90	2,71	Verificata	3,50E-03	-1,12E-02	-16,26	19,1Ø10	CLS=45819,55 Staffe=36679,98	11,37	Verificata
4	2,7	16908,52	-10356,40	-244,08	8Ø16	16899,34	-18322,74	1,77	Verificata	3,50E-03	-1,10E-02	-16,16	19,1Ø10	CLS=45906,15 Staffe=36679,98	188,08	Verificata
5	3,6	17544,69	-10136,72	-2494,76	8Ø16	17542,35	-18442,10	1,82	Verificata	3,50E-03	-1,09E-02	-16,05	19,1Ø10	CLS=45992,74 Staffe=36679,98	18,44	Verificata
6	4,5	18180,86	-7891,44	-3120,33	8Ø16	18177,09	-18559,90	2,35	Verificata	3,50E-03	-1,08E-02	-15,95	19,1Ø10	CLS=46079,33 Staffe=36679,98	14,77	Verificata
7	5,4	18817,03	-5083,14	-2731,97	8Ø16	18826,60	-18680,43	3,67	Verificata	3,50E-03	-1,07E-02	-15,83	19,1Ø10	CLS=46165,93 Staffe=36679,98	16,90	Verificata
8	6,3	19453,21	-2624,36	-1910,25	8Ø16	19452,91	-18796,07	7,16	Verificata	3,50E-03	-1,06E-02	-15,72	19,1Ø10	CLS=47353,24 Staffe=36309,95	24,79	Verificata
9	7,2	20089,38	-905,14	-1069,33	8Ø16	20091,07	-18912,39	20,89	Verificata	3,50E-03	-1,05E-02	-15,62	19,1Ø10	CLS=47441,89 Staffe=36309,95	44,37	Verificata
10	8,1	20725,55	57,25	-425,68	8Ø16	20733,72	19029,51	332,38	Verificata	3,50E-03	-1,04E-02	15,51	19,1Ø10	CLS=47530,55 Staffe=36309,95	111,66	Verificata
11	9	21361,72	440,37	-37,70	8Ø16	21355,65	19142,83	43,47	Verificata	3,50E-03	-1,03E-02	15,40	19,1Ø10	CLS=47619,20 Staffe=36309,95	1263,19	Verificata
12	9,9	21997,89	474,30	133,77	8Ø16	21994,02	19259,14	40,61	Verificata	3,50E-03	-1,02E-02	15,28	19,1Ø10	CLS=47707,86 Staffe=36309,95	356,65	Verificata
13	10,8	22634,06	353,90	166,33	8Ø16	22625,83	19372,75	54,74	Verificata	3,50E-03	-1,01E-02	15,18	19,1Ø10	CLS=47796,51 Staffe=36309,95	287,37	Verificata
14	11,7	23270,24	204,21	131,31	8Ø16	23273,52	19488,55	95,44	Verificata	3,50E-03	-9,98E-03	15,07	19,1Ø10	CLS=47885,16 Staffe=36309,95	364,67	Verificata
15	12,6	23906,41	86,02	78,48	8Ø16	23912,97	19602,87	227,88	Verificata	3,50E-03	-9,88E-03	14,96	19,1Ø10	CLS=47973,82 Staffe=36309,95	611,27	Verificata
16	13,5	24542,58	15,39	33,91	8Ø16	24544,18	19715,71	1281,18	Verificata	3,50E-03	-9,78E-03	14,85	19,1Ø10	CLS=48062,47 Staffe=36309,95	1417,26	Verificata

Realizzazione del Comparto Edificatorio CR_29 Su.2 Salerno

17	14,4	25178,75	-15,13	5,86	8Ø16	25179,77	-19828,93	1310,32	Verificata	3,50E-03	-9,68E-03	-14,73	19,1Ø10	CLS=48151,13 Staffe=36309,95	8218,30	Verificata
18	15,3	25814,92	-20,41	-7,02	8Ø16	25814,33	-19940,13	977,17	Verificata	3,50E-03	-9,59E-03	-14,63	19,1Ø10	CLS=48239,78 Staffe=36309,95	6873,89	Verificata
19	16,2	26451,10	-14,09	-10,09	8Ø16	26441,11	-20049,96	1423,00	Verificata	3,50E-03	-9,50E-03	-14,52	19,1Ø10	CLS=48328,43 Staffe=36309,95	4787,78	Verificata
20	17,1	27087,27	-5,01	-5,56	8Ø16	27088,07	-20163,32	4028,60	Verificata	3,50E-03	-9,40E-03	-14,40	19,1Ø10	CLS=48417,09 Staffe=36309,95	8706,48	Verificata
21	18	27723,44	--	--	8Ø16	27726,53	-20275,17	--	Verificata	3,50E-03	-9,31E-03	-14,29	19,1Ø10	CLS=48417,09 Staffe=36309,95	8706,48	Verificata



Ipotesi di palo trivellato



Diagrammi delle sollecitazioni

Ipotesi di fondazioni profonde

(art. 2 L.R. 7/1/83 n. 9 s.m.i., artt. 93 e 65 D.P.R. 6/6/2001 n. 380 - art. 17 L. 2/2/1974 n. 64, art. 4 L. 5/11/1971 n. 1086)

ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO

OGGETTO E UBICAZIONE

CAP 84133

Riferimenti catastali:

☒ **N.C.T.** Foglio n° 39 Particelle n° 112 - 113 - 815 - 817 - - - - -
 Foglio n° _____ Particelle n° _____ - - - - -
☐ **N.C.E.U.** Sez. _____ Foglio n° _____ Particella n° _____ - sub _____ - - - - -
 Sez. _____ Foglio n° _____ Particella n° _____ - sub _____ - - - - -

IL SOTTOSCRITTO

il 06/05/1969

- C.F. GRMFRC69E06L259Z

residente in SARNO

alla via/piazza MONTELEONE, 26

CAP 84087

domiciliato in SARNO

alla via/piazza **MONTELEONE.26**

CAP 84087

tel. +390812305704

cell. +393384753054

fax +390812305704

p.e.c. geosarno@pec.it

consapevole delle sanzioni penali previste dall'art.76 del D.P.R.445/00 per le ipotesi di falsità in atti e dichiarazioni mendaci ivi indicate, ai sensi degli artt. 46 e 47 del D.P.R.445/00

DICHIARA

- 1) di essere abilitato all'esercizio della professione di GEOLOGO;
- 2) ☒ di essere iscritto all'Ordine dei Geologi della REGIONE CAMPANIA sez. ___ sett. ___ al n° 2069;
(oppure)
☐ di essere dipendente della seguente pubblica amm.ne committente: _____;
- 3) di aver ricevuto l'incarico sopra indicato e di averlo personalmente espletato, redigendo i seguenti elaborati:

1 - Relazione geologica-tecnica e di compatibilità Idrogeologica	3 - Indagini geognostiche indirette: Down Hole - HVSR
2 - Indagini geognostiche Sondaggi a c.c.S1, S2 e S3	4 - Prelievi Campioni Indisturbati

In relazione a quanto sopra, consapevole delle responsabilità che con la presente si assume in qualità di persona esercente un servizio di pubblica necessità ai sensi degli artt.359 e 481 del Codice Penale

ASSEVERA

che ha prodotto i sopra indicati elaborati nel rispetto delle norme tecniche emanate ai sensi degli artt.52, comma 1, e 83 del D.P.R.380/01 (artt.1 e 3 L.64/74) nonché (nel caso di opere in cemento armato o a struttura metallica) ai sensi dell'art.60 del D.P.R.380/01 (art.21 L.1086/71); che **in particolare**, in applicazione del disposto dell'art. 20 del D.L. 248 del 31/12/07 (come modificato e integrato dalla legge di conversione n° 31 del 28/02/08), e del D.L.207/08 (come modificato e integrato dalla legge 27/02/2009 n°14) si è fatto riferimento, di concerto con il progettista, alle seguenti norme tecniche:

☒ **D.M. 17/01/2018** *(oppure)* ☐ **D.M. 14/01/2008** *(oppure)* ☐ **D.M. 14/09/2005** e/o Norme previgenti

ALLEGATO

- copia del seguente documento di identità in corso di validità:

tipo IDENTITY CARD n° CA55606BB

rilasciato in data 05/04/2018 da COMUNE DI SARNO

(data) 29/07/2019

(timbro e firma)



