

Comune di Tratalias

Provincia di Carbonia Iglesias

INTERVENTI URGENTI PER IL COMPLETAMENTO
DELLA RICOSTRUZIONE DELL'ABITATO DI TRATALIAS

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato:

ALLEGATO
A6

Descrizione:

RELAZIONE GEOTECNICA

Committente:

COMUNE DI TRATALIAS - ASSESSORATO AI LAVORI PUBBLICI

IL SINDACO

Dott. Agr. Marco Antonio Piras

L'ASSESSORE AI LL.PP.

Dott. Gianluca Locci

IL RESPONSABILE LL.PP.

Dott. Agr. Marco Antonio Piras

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Alessandro Girei

Scala:

Progettista:

Dott. Geol. Stefano Guaita

Data:

OTT. 2014

DOTT. GEOL. STEFANO GUAITA

via Roma, 25 - 09016 Iglesias (CI) Tel. e Fax: 0781- 41.062 - email: studiogeo@tiscali.it - PEC: stefano.guaita@epap.sicurezzapostale.it

Elaborato di proprietà Dott. Geol. Stefano Guaita, protetto dalle vigenti norme di legge (art. 2043 C.C. e 623 C.P.) che ne vietano la riproduzione parziale o totale

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. CARATTERISTICHE DELL'OPERA E CONNESSIONE CON GLI ASPETTI GEOTECNICI.....	4
2.1 Zona Monte Nigali (Zona A).....	5
2.2 Zona Piazzetta in Via Aldo Moro (Zona B).....	5
2.3 Zona presso il centro sportivo (Zona C).....	6
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	7
3.1 Caratterizzazione geomeccanica dei terreni.....	11
3.1.1 Prove in sito : indagini penetrometriche	11
3.1.2 Prove di Laboratorio	19
3.1.2.1 Analisi granulometriche.....	19
3.1.2.2 Limiti ed Indici di Atterberg	19
3.1.2.3 Prova di Taglio diretto sui campioni.....	24
3.2 Caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso	29
3.2.1 Prove in sito: indagini sclerometriche	30
3.2.2 Prove di laboratorio: Point Load test.....	31
3.2.3 Stima dell'R.Q.D.....	37
3.2.4 Classificazione geomeccanica di Bieniawski 1979 (Rock Mass Rating System)	38
4. CONCLUSIONI	40

1. PREMESSA

Lo scrivente Dott. Geol. Stefano Guaita, iscritto all'albo dei Geologi della Sardegna n. 399, redige la presente relazione, ad espletamento dell'incarico conferitomi dal Comune di Tratalias per la redazione di uno studio Geologico, Geotecnico e Idrologico a supporto del progetto inerente i lavori di "INTERVENTI URGENTI PER IL COMPLETAMENTO DELLA RICOSTRUZIONE DELL'ABITATO DI TRATALIAS".

In particolare la relazione geotecnica ha lo scopo di descrivere ed evidenziare le eventuali problematiche dal punto di vista geotecnico dell'area interessata dal progetto e risulta indispensabile al fine della definizione delle condizioni di realizzabilità delle opere stesse e alla verifica delle relative condizioni di stabilità.

La presente relazione è stata redatta sulla base di quanto emerso in sede di progettazione geologica e in conformità alla seguente normativa:

- *Decreto Ministero Infrastrutture 14/01/2008 - "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".*
- *Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008".*

2. CARATTERISTICHE DELL'OPERA E CONNESSIONE CON GLI ASPETTI GEOTECNICI

Gli interventi in progetto, che prevedono opere basate sulle tecniche di difesa del suolo, ricadono nell'abitato di Tratalias e più precisamente sono ubicati in tre diverse aree del centro urbano (evidenziate in rosso nell'immagine seguente).



In particolare le tre zone sono state distinte in:

- Zona A: Monte Nigali;
- Zona B: Piazzetta in Via Aldo Moro;
- Zona C: Centro Sportivo (palestra comunale e campi da calcetto e da tennis).

Le opere in progetto consistono in una serie di interventi per la sistemazione e protezione dell'abitato, quali il ripristino di segmenti della rete stradale, dei canali di scolo e la costruzione di muri di sostegno.

A seguire una breve descrizione delle opere da eseguire suddivise per area di realizzazione.

2.1 Zona Monte Nigali (Zona A)

Nell'area di Monte Nigali, in corrispondenza dello stradello sterrato che costeggia tutto il versante, si sono riscontrate problematiche legate alla stabilità dei versanti che si evidenziano principalmente a ridosso della strada e in prossimità della Chiesa di Santa Maria di Monserrato; si tratta di fenomeni franosi che, seppur di limitata entità, sono potenzialmente in grado di creare una situazione di rischio per le strutture adiacenti.

Pertanto gli interventi saranno orientati alla stabilizzazione dei fronti, con opere mirate a ridurre sia il dilavamento delle superfici (canalizzazioni per la raccolta e l'allontanamento delle acque meteoriche) sia il contenimento dei volumi dei versanti che manifestano maggiore criticità (messa in sicurezza delle scarpate e costruzione di muri di contenimento in cls armato).

Sono previste anche opere accessorie, quali la realizzazione di un nuovo sistema di illuminazione, il ripristino del camminamento e la realizzazione di una staccionata in legno.



2.2 Zona Piazzetta in Via Aldo Moro (Zona B)

Il progetto prevede, al fine di migliorare la fruibilità delle aree e di renderle maggiormente accessibili alla popolazione, la riqualificazione della Piazza di Via Aldo Moro e della limitrofa area adibita a verde pubblico (posizionata a Sud-Ovest del Municipio).

I lavori da realizzare prevedono interventi per la sistemazione dell'area verde e di una nuova strada di collegamento con il parcheggio ubicato a monte con la via Aldo Moro, inoltre verranno realizzate due stradine ortogonali di collegamento, una alla strada posta sul lato sinistro ed una al centro negozi posto sul lato destro, che non presentano particolari implicazioni ai fini geotecnici.

I lavori verranno completati da un impianto di illuminazione e da un piccolo parco urbano attrezzato con dei giochi per i bambini

Sarà necessario realizzare un'adeguata rete di drenaggio delle acque meteoriche per evitare che nei periodi piovosi i deflussi si riversino nell'area causando allagamenti e rendendola di difficile agibilità.



2.3 Zona presso il centro sportivo (Zona C)

L'area posizionata alla periferia dell'abitato di Tratalias, in cui si sviluppa il centro sportivo, è soggetta ad un continuo dilavamento meteorico, tale da minare la stabilità degli edifici annessi all'impianto; al fine di stabilizzare i versanti esposti verrà realizzato un muro di contenimento in C.A. in corrispondenza del campo da calcetto ed un'efficace rete di captazione e regimazione delle acque meteoriche.

Interventi accessori quali la realizzazione dell'impianto di illuminazione pubblica, la realizzazione di parcheggi per disabili e la sistemazione del marciapiede in corrispondenza della palestra, non hanno implicazioni particolari ai fini geotecnici.



3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

In riferimento alla geologia della zona e dai sopralluoghi in situ si evince che le aree in studio, comprendenti una superficie sub-pianeggiante e un alto morfologico, sono contraddistinte dalla presenza di materiale detritico di origine alluvionale ed eolica e da affioramenti andesitici.

Per conoscere e caratterizzare con maggior precisione gli strati superficiali del terreno, si è proceduto ad effettuare alcune indagini geognostiche dirette.

Nello specifico si è optato, come primo approccio conoscitivo dell'area in oggetto, per una fase di esplorazione attraverso la realizzazione di una serie di pozzetti geognostici (due per Zona), distribuiti in maniera opportuna al fine di poter definire alternanze e estensioni stratigrafiche.

I pozzetti geognostici hanno permesso di escludere, entro la profondità di 3 metri dal pc, l'interferenza tra la falda acquifera con le opere in progetto (falda superficiale mai intercettata nelle fasi di scavo).

In particolare sono stati realizzati n.6 pozzetti esplorativi (denominati P1, P2, P3, P4, P5 e P6), così ubicati:

- il P5 e il P6 nella Zona A;
- il P3 e il P4 nella Zona B;
- il P1 e il P2 nella Zona C.

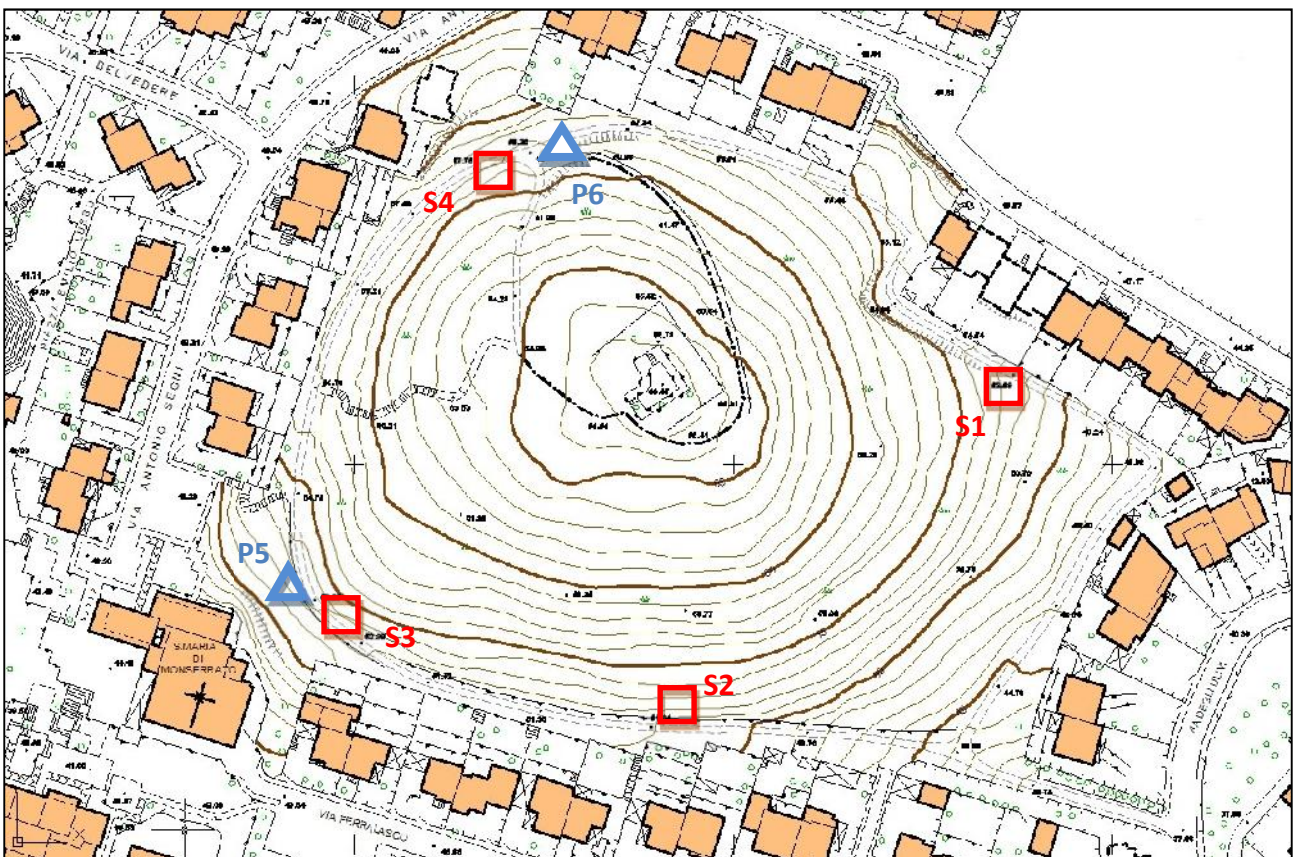


Le stratigrafie dei pozzetti geognostici sono parte integrante degli elaborati presenti nella Relazione Geologica.



L'indagine geognostica è stata circoscritta ai primi metri di profondità dal piano di campagna, con lo scopo di verificare la natura, gli spessori, l'estensione della copertura superficiale di suolo e materiale alluvionale e di intercettare quando possibile il basamento vulcanico.

Nello specifico per la caratterizzazione dei terreni e delle rocce, necessari per eseguire una ricostruzione puntuale del modello geologico, sono state eseguite le seguenti prove geotecniche in situ e di laboratorio, così distribuite:

- nella Zona A: n°4 Point Load e n°4 Prove sclerometriche necessarie per definire la "qualità geomeccanica" dell'ammasso roccioso (Classificazione geomeccanica di Bieniawski - Rock Mass Rating System). Le prove sclerometriche sono state eseguite lungo i fronti rocciosi denominati (S1, S2, S3 e S4), il prelievo dei campioni per le Point Load è stato eseguito nei pozzetti (P5 e P6) e lungo i fronti rocciosi S1 e S2.





Legenda

-  Prelievo di campioni per prove Point Load e Prove Sclerometriche in situ
-  Pozzetti geognostici

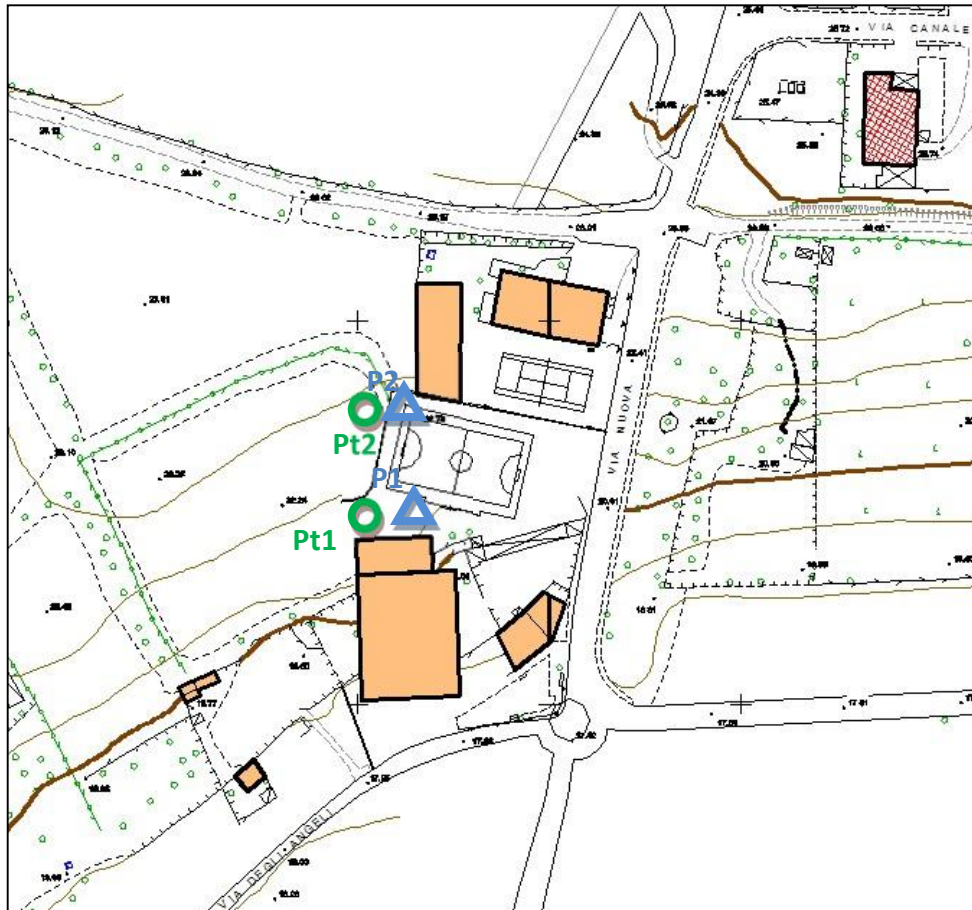
- nella Zona B: n°1 analisi granulometriche, n°1 classificazione e limiti di Atterberg e n°1 prova di taglio e n°2 Prove penetrometriche (denominati Pt3 e Pt4). Le prove di laboratorio sono state eseguite nei campioni prelevati dal pozzetto P3 ritenuto rappresentativo dell'area in esame.





Legenda

-  Prove penetrometriche in situ
-  Pozzetti geognostici e Prelievo di campioni per prove di taglio e di classificazione granulometrica

- nella Zona C n°2 analisi granulometriche, n°2 classificazione e limiti di Atterberg e n°1 prova di taglio e n°2 Prove penetrometriche (denominate Pt3 e Pt4). La prova di taglio è stata eseguita nel campione prelevato dal pozzetto P1 ritenuto rappresentativo dell'area in esame.



Legenda

-  Prove penetrometriche in situ
-  Pozzetti geognostici e Prelievo di campioni per prove di taglio e di classificazione granulometrica

3.1 Caratterizzazione geomeccanica dei terreni

Per la caratterizzazione dei terreni sono state eseguite sia prove in situ che di laboratorio, che vengono di seguito descritte.

3.1.1 Prove in situ : indagini penetrometriche

Sono state eseguite quattro prove penetrometriche dinamiche continue, atte a stimare i parametri caratteristici del terreno, ubicate rispettivamente in prossimità dei pozzetti geognostici (P1, P2, P3 e P4) della Zona C del Centro Sportivo (Alluvioni terrazzate Quaternarie) e della Zona B della Piazzetta in Via Aldo Moro (Depositi sabbiosi Quaternari).

Si evidenzia che nella zona di Monte Nigali non sono state eseguite prove penetrometriche per la presenza in affioramento, o con limitata copertura terrigena, del substrato roccioso in tutta l'area. Per le prove penetrometriche è stata impiegata un'attrezzatura automatica della Tecnotest - modello TP 223/S con massa battente di 30 Kg e corsa di 20 cm, aste ϕ 2 cm del peso di 2,4 Kg/m, punta conica diametro di 3,5 cm, apertura di 60° e con l'intero gruppo delle masse solidali all'incudine (guida, motore idraulico, supporti e protezione antinfortunistica) del peso di 10,6 kg.

Descrizione della prova

La prova penetrometrica dinamica consiste nel conteggio del numero di colpi necessari ad infiggere, mediante un dispositivo di percussione, una batteria di aste nel terreno (la lettura viene eseguita ogni 10 cm di infissione). L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante di 20 cm un maglio di 30 Kg.

Caratteristiche tecniche del penetrometro dinamico

Tipo di penetrometro	DPM (medio)
Peso massa battente	M = 30 Kg
Altezza di caduta libera	H = 20 cm
Peso sistema di battuta	Pp = 12 Kg
Diametro punta conica	D = 35,7 mm
Area base punta conica	A = 10 mq
Angolo apertura punta	$\alpha = 60^\circ$
Lunghezza aste	L = 1 mt
Peso aste per metro	P = 2,9 Kg
Lunghezza tratto di infissione	$\delta = 10$ cm

I dati relativi alle prove sono riportati nelle tabelle allegate e nei diagrammi che indicano il numero di colpi N necessario a produrre l'infissione del cono per tratte successive di 10 cm e si interpretano utilizzando la vasta letteratura sull' S.P.T. (Standard Penetration Test) essendo verificata la seguente relazione sperimentale:

$$\text{NSPT}(30 \text{ cm}) = bt \times N (10 \text{ cm})$$

dove $bt = 0.765$.

Sulla base del numero di colpi N correlato con i valori dell' S.P.T. secondo le sotto riportate tabelle il sottosuolo dell' area indagata può essere suddiviso in vari livelli.

Terreni incoerenti: sabbie, limi sabbiosi, sabbie e ghiaie:					
Consistenza terreni:	Molto sciolte	Sciolte	Mediamente dense	Addensate	Molto addensate
$N_{(10 \text{ cm})}$	< 4	4 - 10	10 - 35	35 - 60	60
$N_{\text{SPT}(30 \text{ cm})}$	< 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	> 50
Densità relativa:	< 15	15 - 35	35 - 65	65 - 85	85 - 100
Peso di volume allo stato secco (t/mc):	< 1.4	1.4 - 1.6	1.6 - 1.8	18 - 20	> 20
Angolo di attrito interno ϕ :	< 30	30 - 35	35 - 40	40 - 45	> 45

Terreni coesivi: argille, limi argillosi:						
Consistenza terreni	Molto soffice	Soffice	Plastica	Dura	Molto Dura	Durissima
$N_{(10 \text{ cm})}$	< 1	1 - 3	3 - 6	6 - 12	12 - 30	> 30
$N_{\text{SPT}(30 \text{ cm})}$	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
Ic Indice di consistenza	≈ 0	0 - 0.25	0.25 - 0.50	0.50 - 0.75	0.75 - 1.00	> 1.00
Coesione non drenata Cu (Kg/cm ²):	< 0.1	0.1 - 0.25	0.25 - 0.50	0.50 - 1.00	1.00 - 2.00	> 2.00

L'elaborazione dei dati di avanzamento delle prove penetrometriche consente di ricavare la "Resistenza dinamica" (Rd), parametro caratteristico dello stato di addensamento di un terreno incoerente o della consistenza di un terreno coesivo.

La "Resistenza Dinamica" è ricavata dalla "Formula degli Olandesi", modificata per l'introduzione di un coefficiente caratteristico del penetrometro TP 223/S :

$$Rd = M^2 \times h / A \times e \times (M+nP)$$

Dove: M = peso del maglio = 30 Kg; h = altezza di caduta costante = 20 cm; A = sezione della punta conica = 10 cm²; e = con N corrispondente in numero dei colpi per ogni approfondimento di 10 cm = 10/N; P = peso delle aste = 2.4 Kg/m; n = numero aste infisse.

Utilizzando i valori di R_d viene inoltre derivata, da esperienze e correlazioni varie, la seguente relazione:

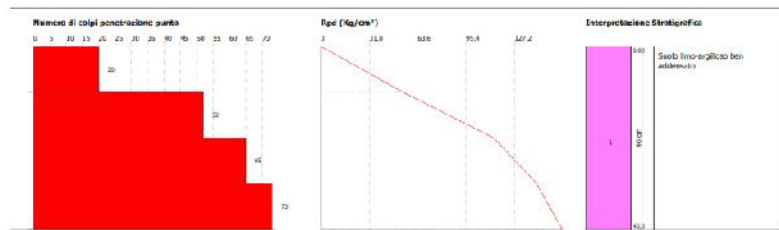
$$q_{amm} = R_d / 20$$

che rappresenta la Stima del Carico Ammissibile alle varie profondità (comprensiva del coefficiente di sicurezza uguale a 3).

Di seguito si riportano gli allegati relativi alle n°4 prove penetrometriche dinamiche.

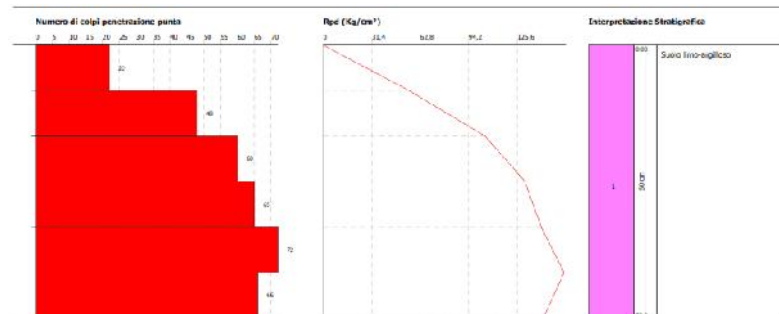
PROVA PT1 – Zona Centro Sportivo

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	20	0,807	53,87	66,79	2,69	3,34
0,20	52	0,655	113,68	173,65	5,68	8,68
0,30	65	0,653	141,68	217,07	7,08	10,85
0,40	73	0,651	158,65	243,78	7,93	12,19



PROVA PT2 – Zona Centro Sportivo

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	22	0,757	55,59	73,47	2,78	3,67
0,20	48	0,655	104,94	160,30	5,25	8,01
0,30	60	0,653	130,78	200,37	6,54	10,02
0,40	65	0,651	141,26	217,07	7,06	10,85
0,50	72	0,649	156,02	240,45	7,80	12,02
0,60	66	0,647	142,61	220,41	7,13	11,02



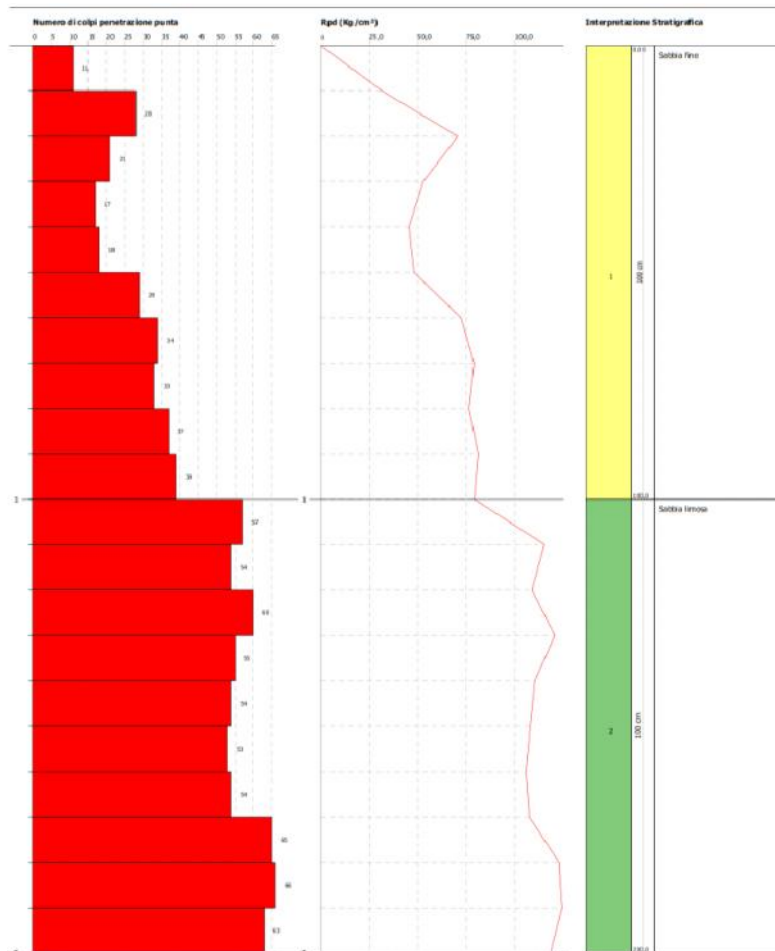
PROVA PT3 – Zona Piazzetta in Via Aldo Moro

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	12	0,857	34,33	40,07	1,72	2,00
0,20	31	0,705	72,95	103,53	3,65	5,18
0,30	23	0,753	57,81	76,81	2,89	3,84
0,40	19	0,801	50,81	63,45	2,54	3,17
0,50	20	0,799	53,36	66,79	2,67	3,34
0,60	32	0,697	74,49	106,86	3,72	5,34
0,70	38	0,695	88,22	126,90	4,41	6,35
0,80	38	0,693	87,99	126,90	4,40	6,35
0,90	41	0,642	83,35	129,93	4,17	6,50
1,00	60	0,640	121,64	190,14	6,08	9,51
1,10	63	0,638	127,38	199,65	6,37	9,98
1,20	60	0,636	120,98	190,14	6,05	9,51
1,30	66	0,635	132,72	209,15	6,64	10,46
1,40	61	0,633	122,34	193,31	6,12	9,67
1,50	60	0,631	120,02	190,14	6,00	9,51
1,60	59	0,630	117,71	186,97	5,89	9,35
1,70	60	0,628	119,40	190,14	5,97	9,51
1,80	72	0,626	142,91	228,17	7,15	11,41
1,90	73	0,625	137,51	220,10	6,88	11,01
2,00	70	0,623	131,53	211,06	6,58	10,55



PROVA PT4 – Zona Piazzetta in Via Aldo Moro

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,10	11	0,857	31,47	36,73	1,57	1,84
0,20	28	0,755	70,56	93,51	3,53	4,68
0,30	21	0,753	52,79	70,13	2,64	3,51
0,40	17	0,801	45,46	56,77	2,27	2,84
0,50	18	0,799	48,02	60,11	2,40	3,01
0,60	29	0,747	72,34	96,85	3,62	4,84
0,70	34	0,695	78,93	113,54	3,95	5,68
0,80	33	0,693	76,41	110,20	3,82	5,51
0,90	37	0,692	81,08	117,25	4,05	5,86
1,00	39	0,640	79,07	123,59	3,95	6,18
1,10	57	0,638	115,24	180,63	5,76	9,03
1,20	54	0,636	108,88	171,13	5,44	8,56
1,30	60	0,635	120,65	190,14	6,03	9,51
1,40	55	0,633	110,31	174,30	5,52	8,71
1,50	54	0,631	108,02	171,13	5,40	8,56
1,60	53	0,630	105,74	167,96	5,29	8,40
1,70	54	0,628	107,46	171,13	5,37	8,56
1,80	65	0,626	129,01	205,99	6,45	10,30
1,90	66	0,625	124,32	199,00	6,22	9,95
2,00	63	0,623	118,37	189,95	5,92	9,50



Le prove penetrometriche hanno permesso di verificare la successione litologica dell'area di sedime per profondità massima di 2,0 metri (raggiunta nelle prove PT3 e PT4), nel dettaglio:

- PT 1 = 0,4 m;
- PT 2 = 0,6 m;
- PT 3 = 2,0 m;
- PT 4 = 2,0 m.

Di seguito il riepilogo dei valori medi relativi ai principali parametri geotecnici per singola prova:

Area B – Piazzetta Via Aldo Moro (prove PT2 e PT3)

Queste prove penetrometriche hanno messo in evidenza dei livelli di terreno sabbiosi incoerenti a consistenza differente, da “moderatamente addensata” nel primo metro circa, ad “addensata” sino a 2,0 m dal p.c..

Sabbie moderatamente addensate color nocciola

Prova Penetrometrica	PT3	PT4
Profondità	Da 0 – 0,9 m	Da 0 – 1,0 m
Dati ricavati dalla prova: NSPT medio	23,14	21,76
Peso di volume allo stato secco	2,05 t/mc	2,03 t/mc
Angolo medio di attrito interno	34,48°	34,09°
Classificazione A.G.I.	Moderatamente Addens.	Moderatamente Addens.

Sabbie addensate limose

Prova Penetrometrica	PT3	PT4
Profondità	Da 0,9 – 2,0 m	Da 1,0 – 2,0 m
Dati ricavati dalla prova: NSPT medio	48,96	44,45
Peso di volume allo stato secco	2,23 t/mc	2,22 t/mc
Angolo medio di attrito interno	41,71°	40,45°
Classificazione A.G.I.	Addensato	Addensato

L'interpretazione dei logs penetrometrici rappresenta un'area di sedime costituita da una successione sabbiosa prevalentemente sabbioso fine con buona componente limosa, avente un addensamento variabile da moderatamente ad addensato caratterizzato da buone proprietà geotecniche.

Le prove penetrometriche mostrano in generale una portanza superiore a 2,0 kg/cmq, ritenuta accettabile dal punto di vista progettuale considerando i tipi di intervento che andranno ad interessare l'area.

Area C – Centro Sportivo (prove PT1 e PT2)

Queste prove penetrometriche hanno messo in evidenza una debole copertura di terreno incoerente a consistenza "addensata" costituita da suolo bruno - rossastro. Al contatto fra il suolo e la successiva coltre alluvionale la prova è andata a rifiuto.

Suolo poco addensato

Prova Penetrometrica	PT1	PT2
Profondità	Da 0,0 – 0,4 m	Da 0,0 – 0,6 m
Dati ricavati dalla prova: NSPT medio	40,16	42,46
Peso di volume allo stato secco	2,20 t/mc	2,21 t/mc
Angolo medio di attrito interno	39,24°	39,89°
Classificazione A.G.I.	Addensato	Addensato

3.1.2 Prove di Laboratorio

Per una caratterizzazione di dettaglio del terreno si è proceduto al prelievo di alcuni campioni dai pozzetti geognostici, su cui sono state condotte presso il laboratorio “Soiltech snc” di Quartu (CA), le seguenti prove geotecniche:

- Pozzetto P1: analisi granulometrica, classificazione, limiti di Atterberg e prova di taglio diretto;
- Pozzetto P2: analisi granulometrica, classificazione e limiti di Atterberg;
- Pozzetto P3: analisi granulometrica, classificazione, limiti di Atterberg e prova di taglio diretto.

3.1.2.1 Analisi granulometriche

Sono state eseguite per determinare le dimensioni delle particelle costituenti il terreno e le percentuali in peso relative a ciascuna frazione granulometrica, intendendo per tale l’insieme dei granuli i cui diametri siano compresi entro limiti prefissati. Per separare il campione di terreno nelle sue diverse frazioni granulometriche sono stati utilizzati setacci con caratteristiche standardizzate; i risultati dell’analisi sono evidenziati nel diagramma semi-logaritmico allegato, dove le ascisse rappresentano i logaritmi del diametro delle particelle e le ordinate la percentuale in peso P% delle particelle aventi diametro inferiore a quello dell’ascissa corrispondente (passante).

In totale sono stati analizzati n°3 campioni rappresentativi dello strato superficiale delle seguenti aree di studio:

Zona	Pozzetto	Litologia
Centro Sportivo	P1	Ghiaia argillosa
Centro Sportivo	P2	Ghiaia argillosa
Piazzetta in Via Aldo Moro	P3	Sabbia limosa

3.1.2.2 Limiti ed Indici di Atterberg

Un terreno, in relazione al proprio contenuto in acqua “W” convenzionalmente espresso in percentuale, può presentarsi in quattro differenti stati fisici (solido, semisolido, plastico e liquido).

I limiti di Atterberg corrispondono al valore limite di W % relativo ai passaggi fra i diversi stati fisici:

- Il limite liquido (LL);
- Il limite plastico (LP);
- L'indice di plasticità ($IP=LL-LP$).

Dei tre campioni analizzati solo il P3, rappresentativo della successione sabbiosa presente nella Piazza di via Aldo Moro, presenta un comportamento non plastico.

Zona	Pozzetto	LL %	LP %	IP %	W%
Centro Sportivo	P1	56	22	34	12
Centro Sportivo	P2	61	22	39	7,4
Piazzetta in Via Aldo Moro	P3	ND	ND	Non plastico	15,7

Nel seguente prospetto si individua la consistenza di un terreno in base ai valori dell'indice di consistenza (IC) definito come: $IC=(LL - W)/ IP$

IC (%)	CONSISTENZA
$IC < 0$ $W > LL$	FLUIDA
$0 < IC < 0.25$	FLUIDO- PLASTICA
$0.25 < IC < 0.50$	MOLLE-PLASTICA
$0.50 < IC < 0.75$	PLASTICA
$0.75 < IC < 1$	SOLIDO PLASTICA
$IC > 1$ $W > LP$	SEMISOLIDA
$IC > 1$ $W < LP$	SOLIDA

I campioni analizzati (P1 e P2), in funzione del contenuto d'acqua W%, presentano un valore di IC pari a 1,29 e 1,37%, tipico dei campioni aventi una consistenza classificabile come SOLIDA (con $W < LP$). L'indice di Consistenza è un parametro importante perché generalmente ad un aumento di IC corrisponde un incremento della resistenza al taglio ed una riduzione della compressibilità.

A seguire i certificati delle prove effettuate.

DOCUMENTO DI PROVA

Certificato n° : 7253/14

Committente: Dott. Geol. Stefano Guaita

Data inizio prova: 08/07/14

Progetto: Interventi urgenti per il completamento della ricostruzione dell'abitato di Tratalias

Ubicazione prelievo campione : Zona presso centro sportivo

Pozzetto : P1 Profondità (m dal p.c.): 1,2

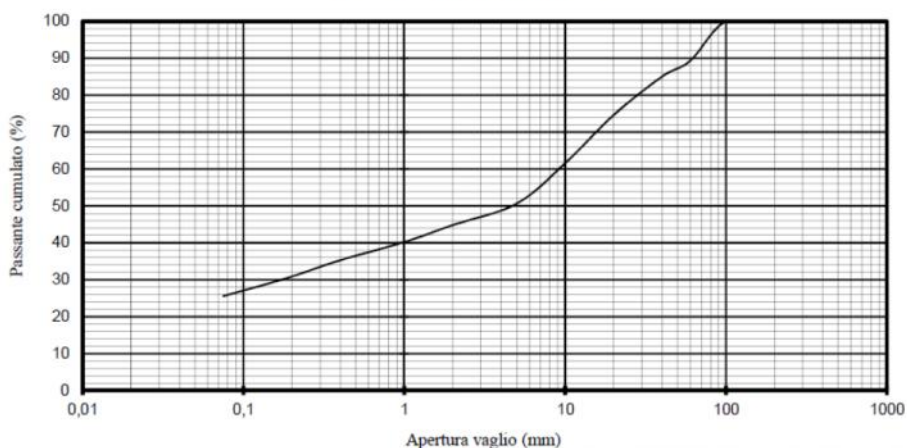
ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR BU N°23 - CNR UNI 10014 - CNR UNI 10006

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"

a		b		Umidità	%	12,0			
Aperture mm	Pass.cum. %	Diam. grani mm	Pass.cum. %						
400,0	100,0			Limiti di consistenza					
400,0	100,0						LIMITE LIQUIDO :	%	56
200,0	100,0						LIMITE PLASTICO :	%	22
100,0	100,0						INDICE PLASTICO :	%	34
60,0	89,3						Classi granulometriche (ASTM)		
40,0	85,0						Contenuto in ciottoli (> 75 mm) :	%	0
20,0	74,6						Contenuto in ghiaia (4,75-75 mm) :	%	2
10,0	61,5			Contenuto in sabbia (0,075-4,75 mm) :	%	23			
5,00	50,6			Contenuto in limo + argilla (<0,075mm):	%	26			
2,00	44,8			CLASSE (UNI 10006):		A2-4			
1,000	40,2			CLASSE (ASTM - USCS):		GC			
0,400	35,3			Definizione tecnica del campione (USCS) :					
0,18	30,2						Ghiaia argillosa		
0,075	25,6								

CURVA GRANULOMETRICA



DATA: 17-lug-14

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Firmato da
CAULA PAOLO

DOCUMENTO DI PROVA

Certificato n° : 7255/14

Committente: Dott. Geol. Stefano Guaita

Data inizio prova: 08/07/14

Progetto: Interventi urgenti per il completamento della ricostruzione dell'abitato di Tratalias

Ubicazione prelievo campione : Zona presso centro sportivo

Pozzetto : P2 Profondità (m dal p.c.): 1,2

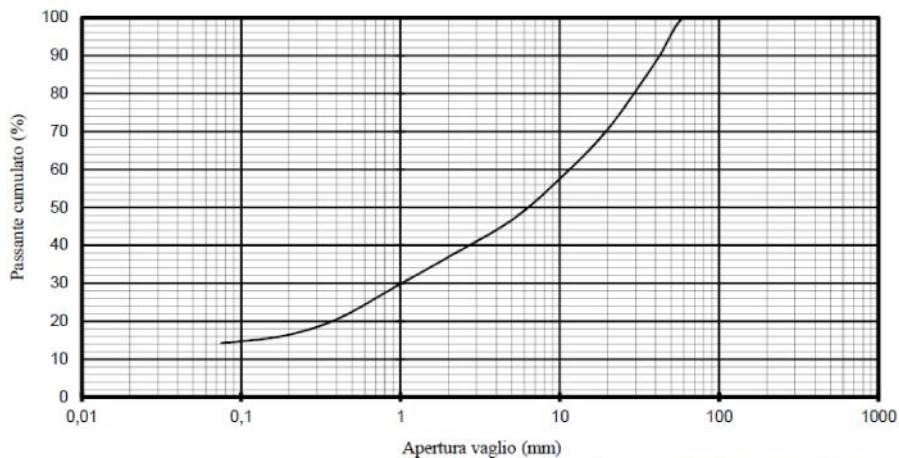
ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR BU N°23 - CNR UNI 10014 - CNR UNI 10006

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"

a		b			
Aperture mm	Pass.cum. %	Diam.grani mm	Pass.cum. %	Umidità	%
400,0	100,0				7,4
400,0	100,0			Limiti di consistenza	
200,0	100,0			LIMITE LIQUIDO :	% 61
100,0	100,0			LIMITE PLASTICO :	% 22
60,0	100,0			INDICE PLASTICO :	% 39
40,0	88,3			Classi granulometriche (ASTM)	
20,0	70,6			Contenuto in ciottoli (> 75 mm) :	% 0
10,0	57,5			Contenuto in ghiaia (4,75-75 mm) :	% 0
5,00	46,7			Contenuto in sabbia (0,075-4,75 mm) :	% 0
2,00	36,9			Contenuto in limo + argilla (<0,075mm) :	% 0
1,000	29,8			CLASSE (UNI 10006):	A2-4
0,400	20,5			CLASSE (ASTM - USCS):	GC
0,18	16,1			Definizione tecnica del campione (USCS) :	
0,075	14,3			Ghiaia argillosa	

CURVA GRANULOMETRICA



DATA: 17-lug-14

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Firmato da
CAULA PAOLO

DOCUMENTO DI PROVA

Certificato n° : 7256/14

Committente: Dott. Geol. Stefano Guaita

Data inizio prova: 08/07/14

Progetto: Interventi urgenti per il completamento della ricostruzione dell'abitato di Tratalias

Ubicazione prelievo campione : Zona nuova piazza nei pressi di Via Aldo Moro

Pozzetto : P3 Profondità (m dal p.c.): 1,2

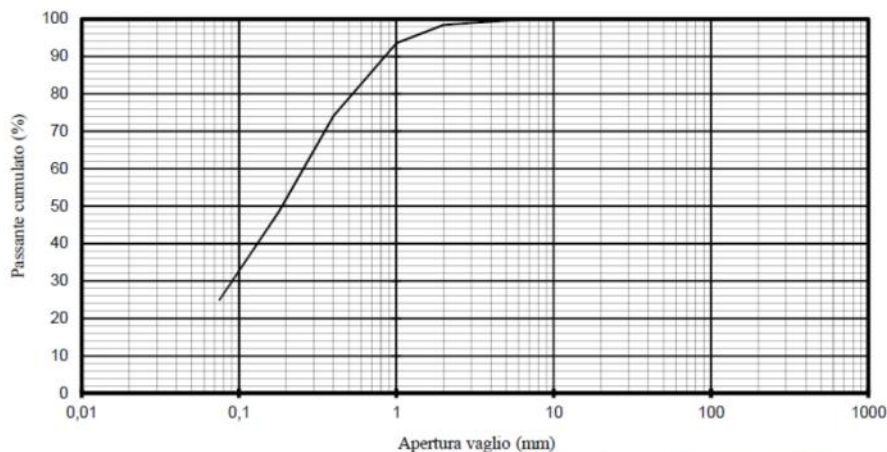
ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR BU N°23 - CNR UNI 10014 - CNR UNI 10006

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida) "a" e per sedimentazione "b"

a		b		Umidità	%	<u>15,7</u>
Aperture mm	Pass.cum. %	Diam.grani mm	Pass.cum. %			
400,0	100,0			Limiti di consistenza		
400,0	100,0			LIMITE LIQUIDO :	%	<u>ND</u>
200,0	100,0			LIMITE PLASTICO :	%	<u>ND</u>
100,0	100,0			INDICE PLASTICO :	%	<u>non plastico</u>
60,0	100,0			Classi granulometriche (ASTM)		
40,0	100,0			Contenuto in ciottoli (> 75 mm) :	%	<u>0</u>
20,0	100,0			Contenuto in ghiaia (4,75-75 mm) :	%	<u>0</u>
10,0	100,0			Contenuto in sabbia (0,075-4,75 mm) :	%	<u>0</u>
5,00	99,6			Contenuto in limo + argilla (<0,075mm):	%	<u>0</u>
2,00	98,4			CLASSE (UNI 10006):		<u>A2-4</u>
1,000	93,5			CLASSE (ASTM - USCS):		<u>SM</u>
0,400	74,1					
0,18	48,5			Definizione tecnica del campione (USCS) :		
0,075	24,9			<u>Sabbia limosa</u>		

CURVA GRANULOMETRICA



DATA: 17-lug-14

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il **Responsabile della Sperimentazione**
Dott. Geol. Paolo Caula

Firmato da
CAULA PAOLO

3.1.2.3 Prova di Taglio diretto sui campioni

La prova di taglio diretto (scatola di Casagrande) ha permesso di determinare due parametri geotecnici fondamentali quali l'angolo di attrito interno e la coesione.

Sono stati analizzati n°2 campioni (prelevati nei pozzetti P1 e P3) ad una profondità di circa 1,2 m dal piano di campagna considerati rappresentativi rispettivamente dello strato alluvionale e di quello sabbioso.

Dai certificati, relativi alle prove di taglio, si riassumono i valori ottenuti:

P1	Peso di volume iniziale: Peso di volume secco: Contenuto d'acqua: Angolo di attrito interno: Coesione drenata:	$\gamma = 1,706-1,756 \text{ gr/cm}^3$ $\gamma_s = 1,524-1,568 \text{ gr/cm}^3$ $W = 12 \%$ $\alpha = 26,86^\circ$ $c = 4,7 \text{ KPa}$
P3	Peso di volume iniziale: Peso di volume secco: Contenuto d'acqua: Angolo di attrito interno: Coesione drenata:	$\gamma = 1,473-1,529 \text{ gr/cm}^3$ $\gamma_s = 1,274-1,322 \text{ gr/cm}^3$ $W = 15,7 \%$ $\alpha = 29,21^\circ$ $c = 0,1 \text{ KPa}$

Seguono n°2 certificati:

DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 7254/14

Committente: Dott. Geol. Stefano Guaita **Data inizio prova:** 08/07/14
Progetto: Interventi urgenti per il completamento della ricostruzione dell'abitato di Tratalias
Ubicazione prelievo campione : Zona presso centro sportivo
Sondaggio/pozzetto: P1 **Profondità (m dal p.c.):** 1,2

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

ASTM D 3080 - 98 / UNI CEN ISO/TS 17892-10

Descrizione del campione : Ghiaia con sabbia limo argillosa

Caratteristiche della prova : Consolidata drenata su provini ricostruiti con rimozione dei clasti > di 5 mm

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio : sì no

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	12,0			
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	1,706	1,723	1,756	1,742
Peso di volume secco	g/cmc	1,524	1,539	1,568	1,556

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min	5,76			
Tempo minimo di durata della prova	min	73,152			
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min	0,082			

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53,09	102,54	197,97	302,08
Resistenza massima al taglio	kPa	33,1	55,1	104,2	158,4
Deformazione orizzontale alla rottura	%	15,0	15,0	14,5	15,0
Velocità di prova	mm/min	0,08			

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO
26,86 °

COESIONE
4,7 kPa

Data : 17/07/2014
Pag. : 1/2

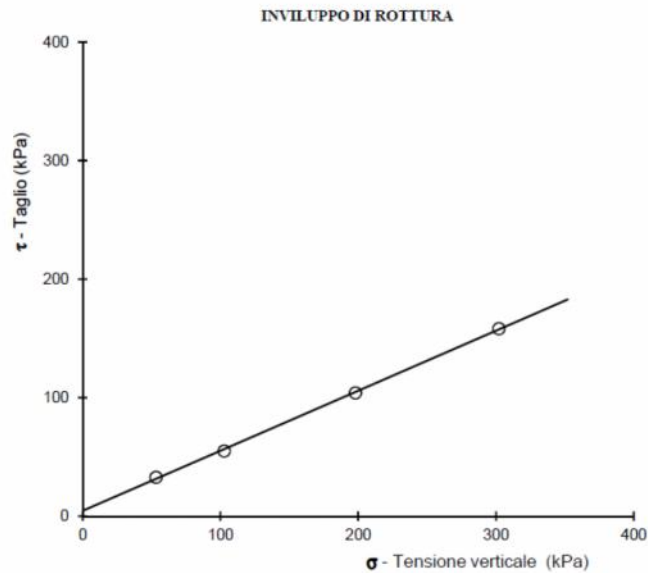
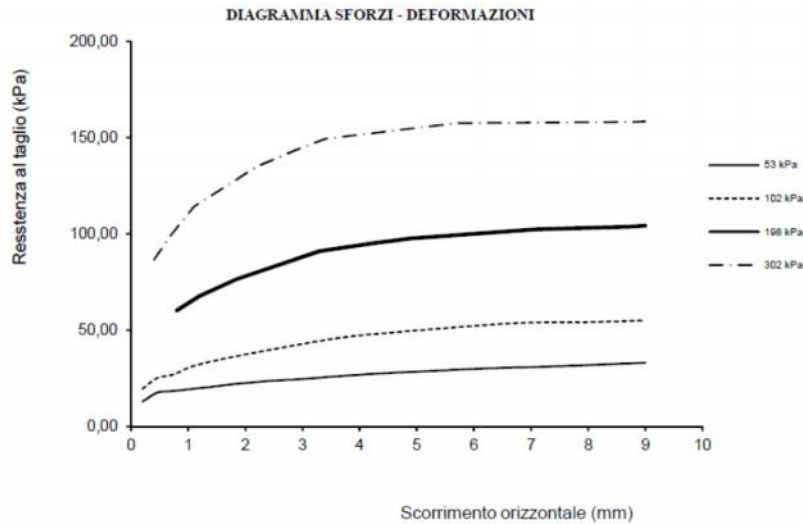
soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Firmato da
CAULA PAOLO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

ASTM D 3080 - 98

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)



Data : 17/07/2014

Pag. : 2/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 7257/14

Committente: Dott. Geol. Stefano Guaita **Data inizio prova:** 08/07/14
Progetto: Interventi urgenti per il completamento della ricostruzione dell'abitato di Tratalias
Ubicazione prelievo campione : Zona nuova piazza nei pressi di Via Aldo Moro
Sondaggio/pozzetto: P3 **Profondità (m dal p.c.):** 1,2

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

ASTM D 3080 - 98 / UNI CEN ISO/TS 17892-10

Descrizione del campione : Sabbia fine limosa

Caratteristiche della prova : Consolidata drenata su provini ricostruiti con rimozione dei clasti > di 5 mm

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio : sì no

Caratteristiche del provino	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	15,7			
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	1,473	1,488	1,529	1,509
Peso di volume secco	g/cmc	1,274	1,287	1,322	1,305

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min	1,44			
Tempo minimo di durata della prova	min	18,288			
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min	0,328			

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53,09	102,54	197,97	302,08
Resistenza massima al taglio	kPa	31,3	56,3	109,0	170,2
Deformazione orizzontale alla rottura	%	10,0	10,0	10,0	10,0
Velocità di prova	mm/min	0,30			

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO
29,21 °

COESIONE
0,1 kPa

Data : 17/07/2014
Pag. : 1/2

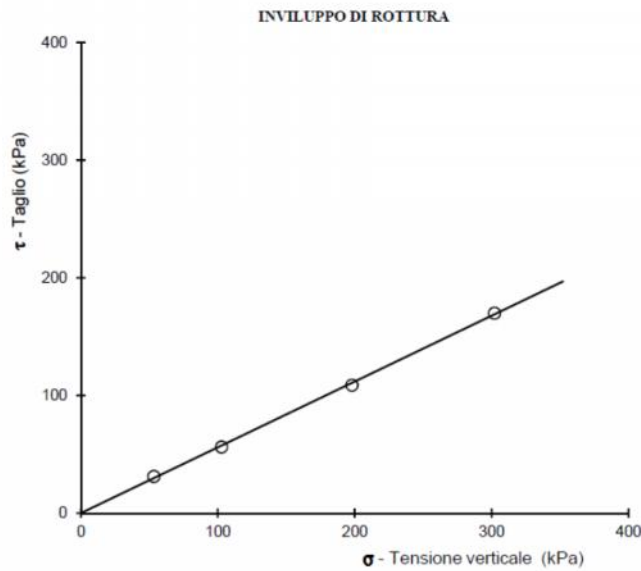
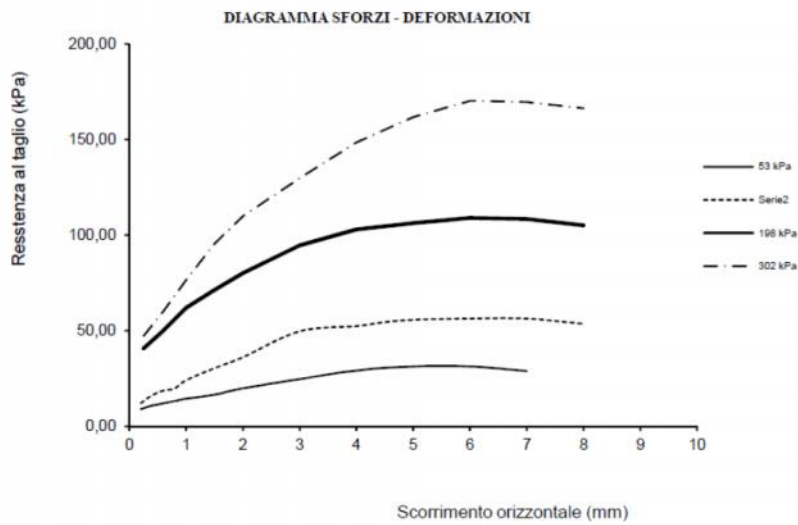
soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

Firmato da
CAULA PAOLO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

ASTM D 3080 - 98

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)



Data : 17/07/2014

Pag. : 2/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

3.2 Caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso

Nella definizione delle caratteristiche geomeccaniche del basamento roccioso sono stati valutati, in tutta l'area di Monte Nigali, la giacitura, la direzione e l'immersione dei piani di discontinuità, in particolare negli affioramenti posti lungo il versante della strada sterrata.



Per quanto riguarda le discontinuità, le andesiti basaltiche presentano prevalentemente tre famiglie di giunti che favoriscono la disgregazione dell'ammasso roccioso in blocchi perlopiù regolari.

In particolare la caratterizzazione delle andesiti-basaltiche dell'Area di Monte Nigali, è avvenuta tramite l'esecuzione di n°4 Point Load Test e n°4 prove di resistenza alla compressione monoassiale, i cui risultati sono stati confrontati con l'analisi strutturale delle discontinuità e hanno permesso di definire la "qualità geomeccanica" dell'ammasso roccioso (Classificazione geomeccanica elaborata da Bieniawski nel 1979 - Rock Mass Rating System) e stimare alcuni parametri come la Coesione (c), l'angolo di attrito interno (Φ) e il modulo di deformazione elastica (E).

Considerato lo stato di alterazione e fratturazione della roccia vulcanica, per le verifiche geotecniche sono stati utilizzati i dati di input ritenuti più cautelativi, rappresentativi di possibili zone a maggiore intensità di fratture ed alterazioni.

3.2.1 Prove in sito: indagini sclerometriche

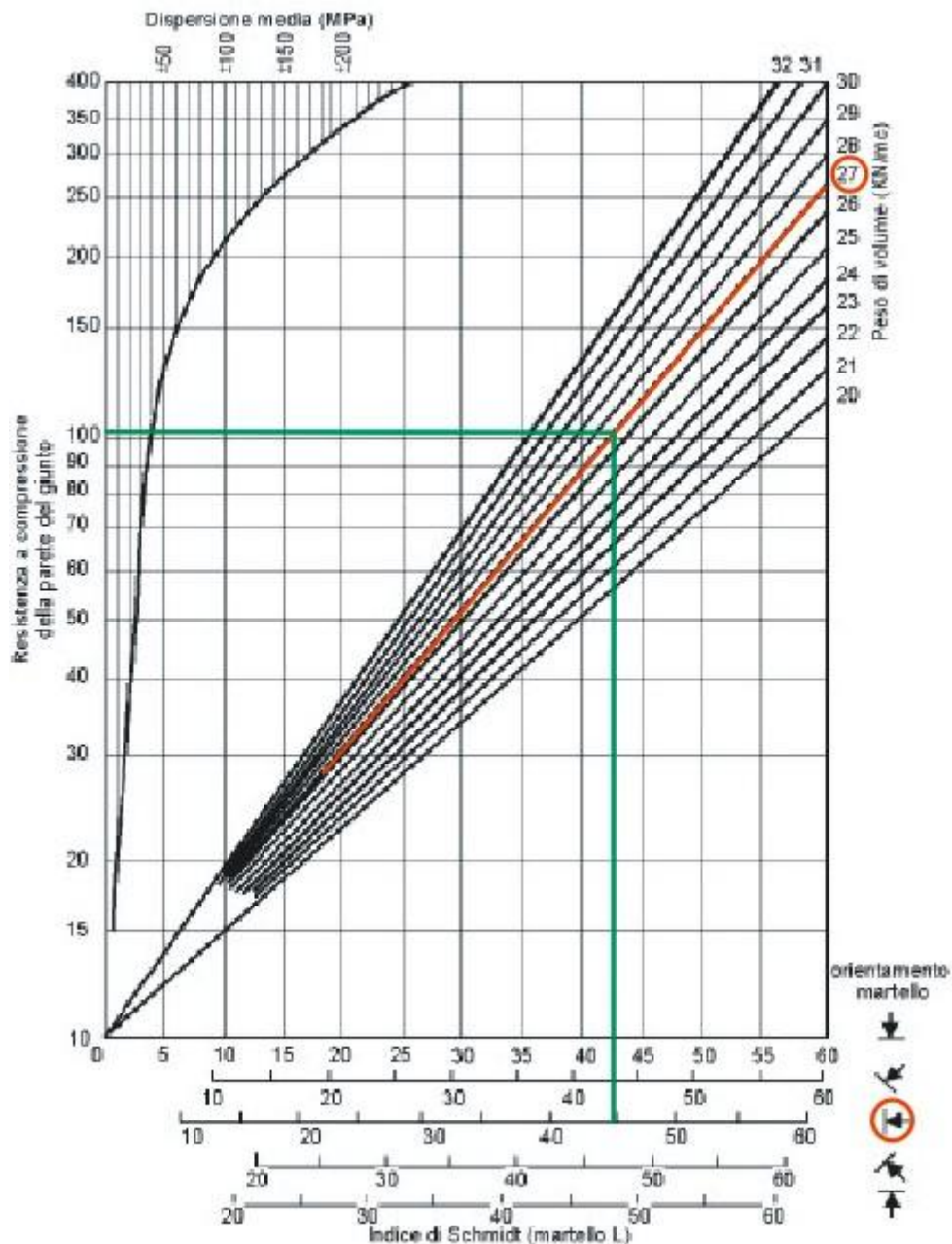
Le prove sclerometriche sono state eseguite in quattro distinte zone (denominate S1, S2, S3 e S4) individuate lungo i fronti rocciosi andesitici di M.te Nigali affioranti a bordo strada. Per queste prove è stato utilizzato il martello di Schmidt, noto come sclerometro, che ha permesso di misurare l'indice di rimbalzo della roccia. Questo valore è stato successivamente correlato alla resistenza alla compressione uniassiale mediante una tabella che tiene conto di parametri legati all'angolo di contatto tra il materiale e lo strumento, al tipo di materiale stesso e al suo grado di alterazione.

Per la determinazione delle caratteristiche dell'ammasso è stato considerato un peso di volume dell'andesite-basaltica pari a circa $2,7 \text{ kN/m}^3$ (valore tipico delle rocce vulcaniche del settore).

L'interpretazione delle prove di resistenza al punzonamento ha fornito valori di resistenza alla compressione monoassiale media di 104 MPa, vedi tabella riassuntiva:

Superficie rilevata	Valore di lettura medio	Inclinazione del martello	Densità della roccia	Valore di resistenza alla compressione
S1	43	90°	27 KN/mc	94 MPa
S2	48	90°	27 KN/mc	125 MPa
S3	45	90°	27 KN/mc	105 MPa
S4	43	90°	27 KN/mc	94 MPa
Valore medio	44,75	90°	27 KN/mc	104 MPa

Segue il grafico per la determinazione della resistenza alla compressione del giunto.



3.2.2 Prove di laboratorio: Point Load test

Le prove di compressione monoassiale Point Load (realizzate dallo scrivente) sono state eseguite sui campioni di roccia prelevati nei pozzetti (P5 e P6) e lungo i versanti rocciosi (S1 e S2) presenti a bordo strada (vedi ubicazione a pag.8).

La prova consiste nel portare a rottura una carota di roccia tramite l'applicazione di un carico diametrale tra due punte di forma standardizzata. L'indice I_s , pari al rapporto tra il carico di rottura e il quadrato del diametro della carota, è ben correlato con la resistenza a trazione della roccia. La

prova può essere fatta sia su campioni litoidi regolari (carote del diametro di 50 mm) sia su campioni di forma irregolare applicando opportuni fattori di conversione.

Il risultato delle prove Point Load evidenzia un indice di resistenza alla rottura (I_{s50}) medio pari a 4,92 MPa compreso tra il valore max di 5,39 MPa (campioni prelevati dal punto di campionamento S2) e il valore min di 4,61 MPa (campioni prelevati dal punto di campionamento P6), vedi tabella riassuntiva:

Punto di campionamento	Resistenza alla compressione	Indice di resistenza alla rottura (I_{s50})
S1	112,1 MPa	4,67MPa
S2	129,5 MPa	5,39 MPa
P5	120,5 MPa	5,02 MPa
P6	110,6 MPa	4,61 MPa
Valore medio	118,1 MPa	4,92 MPa

Di seguito si riportano i certificati delle prove Point load effettuate sul substrato litoide.

POINT LOAD PER RELAZIONE GEOTECNICA

COMMITTENTE : COMUNE DI TRATALIAS

LOCALITA' : Zona A - Area di Monte Nigali

Note: Caratterizzazione geotecnica per interventi vari di ricostruzione centro abitato di Tratalias

Sigla campione : PI1

Punto di campionamento = S1

Interpretazione prove di resistenza al punzonamento (point load test)

N° campione	Forma	D(mm)	L(mm)	A(cm ²)	F(N)	Is(50)(MPa)	C0(MPa)
1	irregolare	30	40	14,426	9350	6,33	151,89
2	irregolare	45	70	14,426	11650	3,82	91,77
3	irregolare	35	55	14,426	7890	3,75	89,92
4	irregolare	30	90	14,426	13340	4,91	117,96
5	irregolare	20	70	14,426	11120	6,70	160,92
6	irregolare	25	80	14,426	13050	6,02	144,52
7	irregolare	60	40	14,426	8890	3,58	85,87
8	irregolare	30	50	14,426	11470	6,57	157,61
9	irregolare	50	80	14,426	9250	2,54	60,91
10	irregolare	45	70	14,426	7630	2,50	60,10

Legenda

D=distanza tra le punte

L=lunghezza del campione lungo la superficie di rottura

A=area delle punte

F=carico a rottura

Is(50)=indice di rottura per un diametro d riferimento di 50 mm

C0=resistenza alla compressione monassiale

n° provini = 10

Forma provini = irregolare

Litologia = Andesite basaltica

Esame visivo = discreto grado di fratturazione

Resistenza alla compressione monassiale media (MPa): 112,1 *

Is(50) = indice di rottura diametro di riferimento di 50 mm (Mpa): 4,67 *

*valore medio

Iglesias, li 24/07/2014

Il tecnico
Dott.Geol.Stefano Guaita

POINT LOAD PER RELAZIONE GEOTECNICA

COMMITTENTE : COMUNE DI TRATALIAS

LOCALITA' : Zona A - Area di Monte Nigali

Note: Caratterizzazione geotecnica per interventi vari di ricostruzione centro abitato di Tratalias

Sigla campione : PI2

Punto di campionamento = S2

Interpretazione prove di resistenza al punzonamento (point load test)

N° campione	Forma	D(mm)	L(mm)	A(cm ²)	F(N)	Is(50)(MPa)	CO(MPa)
1	irregolare	10	40	14,426	12640	19,50	468,05
2	irregolare	70	50	14,426	13350	3,53	84,75
3	irregolare	40	50	14,426	15450	7,13	171,21
4	irregolare	110	50	14,426	8950	1,94	46,47
5	irregolare	90	35	14,426	9290	3,05	73,13
6	irregolare	60	40	14,426	12800	5,15	123,64
7	irregolare	60	40	14,426	11540	4,64	111,46
8	irregolare	60	40	14,426	9780	3,94	94,45
9	irregolare	40	80	14,426	8530	2,77	66,40
10	irregolare	50	70	14,426	7550	2,29	54,95

Legenda

D=distanza tra le punte

L=lunghezza del campione lungo la superfide di rottura

A=area delle punte

F=carico a rottura

Is(50)=indice di rottura per un diametro d riferimento di 50 mm

CO=resistenza alla compressione monassiale

n° provini = 10

Forma provni = irregolare

Litologia = Andesite basaltica

Esame visivo = discreto grado di fratturazione

Resistenza alla compressione monassiale media (MPa): 129,5 *

Is(50) = Indice di rottura diametro di riferimento di 50 mm (Mpa): 5,39 *

*valore medio

Iglesias, li 24/07/2014

Il tecnico
Dott.Geol.Stefano Guaita

POINT LOAD PER RELAZIONE GEOTECNICA

COMMITTENTE : COMUNE DI TRATALIAS

LOCALITA' : Zona A - Area di Monte Nigali

Note: Caratterizzazione geotecnica per interventi vari di ricostruzione centro abitato di Tratalias

Sigla campione : PI3

Punto di campionamento = 53

Interpretazione prove di resistenza al punzonamento (point load test)

N°campione	Forma	D(mm)	L(mm)	A(cm ²)	F(N)	Is(50)(MPa)	C0(MPa)
1	irregolare	50	10	14,426	8860	11,56	277,52
2	irregolare	60	80	14,426	14560	3,48	83,62
3	irregolare	30	50	14,426	2760	1,58	37,93
4	irregolare	35	110	14,426	17780	5,02	120,48
5	irregolare	25	100	14,426	12770	4,98	119,63
6	irregolare	20	70	14,426	15180	9,15	219,67
7	irregolare	50	40	14,426	2870	1,32	31,78
8	irregolare	20	75	14,426	13760	7,88	189,08
9	irregolare	40	65	14,426	9450	3,58	85,96
10	irregolare	35	80	14,426	4550	1,63	39,15

Legenda

D=distanza tra le punte

L=lunghezza del campione lungo la superficie di rottura

A=area delle punte

F=carico a rottura

Is(50)=indice di rottura per un diametro d riferimento di 50 mm

C0=resistenza alla compressione monassiale

n° provini = 10

Forma provini = irregolare

Litologia = Andesite basaltica

Esame visivo = discreto grado di fratturazione

Resistenza alla compressione monassiale media (MPa): 120,5 *

Is(50) = indice di rottura diametro di riferimento di 50 mm (Mpa): 5,02 *

*valore medio

Iglesias, li 24/07/2014

Il tecnico
Dott. Geol. Stefano Guaita

POINT LOAD PER RELAZIONE GEOTECNICA

COMMITTENTE : COMUNE DI TRATALIAS

LOCALITA' : Zona A - Area di Monte Nigali

Note: Caratterizzazione geotecnica per interventi vari di ricostruzione centro abitato di Tratalias

Sigla campione : PI4

Punto di campionamento = 54

Interpretazione prove di resistenza al punzonamento (point load test)

N° campione	Forma	D(mm)	L(mm)	A(cm ²)	F(N)	Is(50)(MPa)	C0(MPa)
1	irregolare	60	90	14,426	12930	2,83	67,98
2	irregolare	35	60	14,426	15450	6,87	164,95
3	irregolare	30	50	14,426	23930	13,70	328,82
4	irregolare	55	85	14,426	8500	2,07	49,79
5	irregolare	65	95	14,426	9250	1,83	43,98
6	irregolare	35	60	14,426	13400	5,96	143,06
7	irregolare	35	65	14,426	12550	5,26	126,18
8	irregolare	45	70	14,426	10150	3,33	79,95
9	irregolare	50	60	14,426	7500	2,55	61,28
10	irregolare	55	80	14,426	6550	1,67	40,16

Legenda

D=distanza tra le punte

L=lunghezza del campione lungo la superficie di rottura

A=area delle punte

F=carico a rottura

Is(50)= indice di rottura per un diametro d riferimento di 50 mm

C0=resistenza alla compressione monassiale

n° provini = 10

Forma provini = irregolare

Litologia = Andesite basaltica

Esame visivo = discreto grado di fratturazione

Resistenza alla compressione monassiale media (MPa): 110,6 *

Is(50) = indice di rottura diametro di riferimento di 50 mm (Mpa): 4,61 *

*valore medio

Iglesias, li 24/07/2014

Il tecnico
Dott. Geol. Stefano Guaita

3.2.3 Stima dell'R.Q.D.

Non avendo a disposizione carote di sondaggio da analizzare, si è stimato l'R.Q.D. utilizzando il metodo indiretto di Priest & Hudson:

$$RQD = (100 e^{-N\lambda}) (N\lambda + 1)$$

Dove:

λ : numero medio di giunti;

N: valore di soglia.

Il valore ottenuto è pari a 24% che evidenzia una qualità dell'ammasso scadente.

3.2.4 Classificazione geomeccanica di Bieniawski 1979 (Rock Mass Rating System)

Tale classificazione è stata adottata ai fini della caratterizzazione dell'ammasso roccioso e si basa sulla determinazione di 5 parametri:

- R1 - Resistenza della roccia intatta;
- R2 - R.Q.D. % (Rock Quality Designation);
- R3 - Spaziatura delle discontinuità;
- R4 - Condizioni delle discontinuità;
- R5 - Condizioni idrauliche.

L'Indice generale di classificazione RMR_{base} è dato da:

$$(RMR)_{base} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5$$

posto:

- Resistenza roccia intatta

indice di resistenza Point Load 4,8 MPa (compreso tra 4 e 10 MPa)

resistenza compressione monoassiale 105 MPa (compreso tra 100 e 250 MPa)

si ricava R1 = 12

- Indice R.Q.D. (Rock Quality Designation)

compreso tra 0 e 25%

si ricava R2 = 3

- Spaziatura delle discontinuità

compresa tra 6 e 20 cm

si ricava R3 = 8

- Condizioni delle discontinuità

superfici leggermente scabre, apertura < 1 mm, pareti roccia molto alterate

si ricava R4 = 20

- Condizioni idrauliche

giunti umidi

si ricava R5 = 10

da cui risulta:

$$(RMR)_{base} = R1 + R2+R3+R4+R5 = 53$$

Inoltre se si considera:

- Orientamento dei giunti nel Versante

discreto

si ricava R6 = -7

risulta:

$$(RMR)_{corretto} = R1 + R2+R3+R4+R5+R6 = 46$$

Classificazione C.S.I.R.-Rock Mass Rating 1979 (Bieniawski)					
Classe	BRMR (stimato)	RMR (stimato)	Qualità ammasso roccioso	Coesione(MPa)	Angolo d'attrito(°)
III	53	46	Discreta	0,2-0,3	25-35
A1 -Resistenza roccia integra					
A1 = 12					
A2 -Rock Quality Designation					
A2 = 3					
A3 -Spaziatura dei giunti					
A3 = 8					
A4 -Condizione dei giunti					
A4 = 20					
A5 -Condizioni idrauliche					
A5 = 10					
A6 -Orientamento dei giunti					
A6 = -7					
<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; width: fit-content; margin: 0 auto;"> $BRMR \text{ (Basic RMR)} = A1+A2+A3+A4+A5$ $RMR = A1+A2+A3+A4+A5+A6$ </div>					

Nel caso in questione l'ammasso roccioso può essere incluso nella classe III (qualità discreta dell'ammasso roccioso), con:

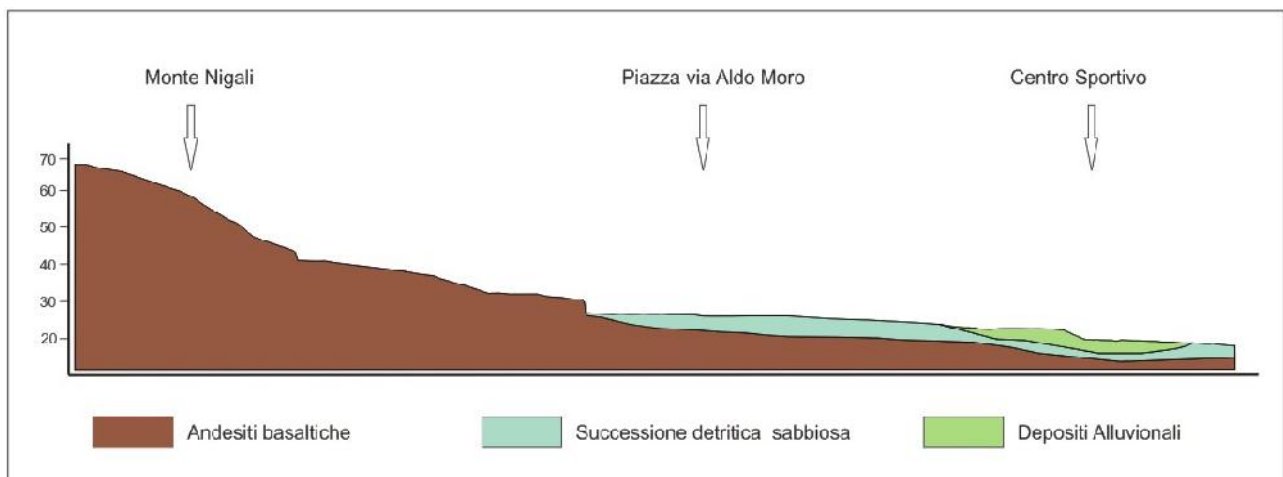
$$c = \text{coesione} = 5(BRMR) = 5 \cdot 53 = 265 \text{ KPa} = 0,265 \text{ MPa} = 2,70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = \text{angolo di attrito interno} = 5 + (BRMR)/2 = 31,5^\circ$$

$$E = \text{modulo elastico dell'ammasso roccioso} = 10^{(BRMR-10)/40} = 11,885 \text{ GPa} = 11885 \text{ MPa}$$

4. CONCLUSIONI

Il presente studio, di supporto al progetto “interventi urgenti per il completamento della ricostruzione dell’abitato di Tratalias”, riguarda la caratterizzazione geologica e geotecnica delle aree oggetto dei lavori. Lo studio geologico, eseguito sulle litologie presenti presso le aree identificate in sede progettuale (denominate Zona A - Monte Nigali, Zona B -Piazza nei pressi di via Aldo Moro e Zona C – Centro Sportivo), ha permesso di identificare e localizzare la successione dei principali litotipi presenti negli strati superficiali, generalmente caratterizzati dalla presenza di una copertura quaternaria rappresentata dai depositi sabbiosi con buona componente limosa e dalla successione alluvionale di spessore superiore ai 3 m. Al di sotto di tale una copertura, si rinviene il basamento roccioso costituito da andesiti basaltiche, affioranti nell’area di Monte Nigali che superiormente si presentano alterate e fratturate.



Verificato lo stato dei luoghi attraverso un sopralluogo nei diversi siti in esame, è stata scelta come primo approccio conoscitivo dell’area in oggetto una fase di esplorazione attraverso la realizzazione di una serie di pozzetti geognostici, distribuiti sulla superficie del terreno in maniera opportuna al fine di poter definire alternanze e estensioni stratigrafiche.

I pozzetti geognostici hanno permesso di escludere, entro la profondità di 3 metri dal pc, l’interferenza tra la falda acquifera con le opere in progetto (falda superficiale mai intercettata nelle fasi di scavo).

I pozzetti geognostici, le analisi in laboratorio sui campioni prelevati dai pozzetti e le prove in situ hanno permesso la ricostruzione del modello geologico e geotecnico del sottosuolo dell’area studiata. Di seguito si riportano le tabelle con la parametrizzazione di tutte le determinazioni geotecniche acquisite per le aree in esame:

Andesiti basaltiche (Zona A)		
Parametro	Unità di misura	Valore
Peso specifico (γ)=	(kN/m ³)	27
Coesione drenata (c')	(kPa)	265
Angolo di attrito interno (ϕ')	(°)	31,5
Modulo di deformazione (E)	(GPa)	11,885
Indice di resistenza a rottura (IS_{50})	(MPa)	4,92
Rottura a compressione	(MPa)	104
R:Q.D.	%	24
Bieniawski indice BMR		53
Bieniawski indice BMR _{corretto}		46
Qualità dell'ammasso		Discreta

Depositi sabbiosi (Zona B)		
Parametro	Unità di misura	Valore
Peso specifico (γ)=	(kN/m ³)	14,71
Coesione drenata (c')	(kPa)	0,1
Angolo di attrito interno (ϕ')	(°)	29,21
Resistenza al taglio drenata	(kPa)	31,3 (Tens. Vert. applicata pari a 53 KPa) 56,3 (Tens. Vert. applicata pari a 102 KPa) 109,0 (Tens. Vert. applicata pari a 198 KPa) 170,2 (Tens. Vert. applicata pari a 302 KPa)
Limite di liquidità (LL)	%	N.D.
Limite di plasticità (LP)	%	N.D.
Indice di plasticità (IP)	%	Non plastico
Umidità (W)	%	15,7

Depositi alluvionali (Zona C)		
Parametro	Unità di misura	Valore
Peso specifico (γ)=	(kN/m ³)	16,96
Coesione drenata (c')	(kPa)	4,7
Angolo di attrito interno (ϕ')	(°)	26,86
Resistenza al taglio drenata	(kPa)	33,1 (Tens. Vert. applicata pari a 53 KPa) 55,1 (Tens. Vert. applicata pari a 102 KPa) 104,2 (Tens. Vert. applicata pari a 198 KPa) 158,4 (Tens. Vert. applicata pari a 302 KPa)
Limite di liquidità (LL)	%	56
Limite di plasticità (LP)	%	22
Indice di plasticità (IP)	%	34
Umidità (W)	%	12
Indice di consistenza		1,3

Gli strumenti pianificatori che regolano la disciplina edificatoria nelle aree indagate non pongono limiti o restrizioni alla realizzazione degli interventi, le litologie presenti si possono considerare funzionali alle attività progettuali, non presentando situazioni morfodinamiche e idrogeologiche tali che possano condizionare negativamente la stabilità delle opere in progetto.

Si raccomanda una particolare attenzione agli aspetti relativi alla regimazione delle acque meteoriche mediante cunette e tombini al fine di intercettare le stesse ed allontanarle dalla sede stradale e dalla scarpata sottostante.

Gli scavi interesseranno sia terreni costituiti da depositi detritici sabbiosi e alluvionali (di consistenza variabile da sciolti a compatti) che affioramenti rocciosi di andesiti basaltiche altamente fratturate, che potranno essere movimentati con gli usuali mezzi meccanici (escavatore e/o terna).

Durante lo scavo, per salvaguardare le strutture, l'edificato e la viabilità esistenti nell'immediato intorno delle aree d'intervento, si dovranno proteggere i fronti di scavo, vista la modesta coesione e lo scarso grado di addensamento dei terreni dello strato superficiale, secondo i riferimenti normativi del D.lgs. 9 aprile 2008, n. 81.

Qualora si presentassero condizioni differenti e non previste in tale contesto o comunque sorgessero dubbi circa le caratteristiche geomeccaniche dei terreni di posa, si raccomanda la tempestiva ispezione dello scavo da parte del geologo.