

- COMUNE DI SAN SPERATE -

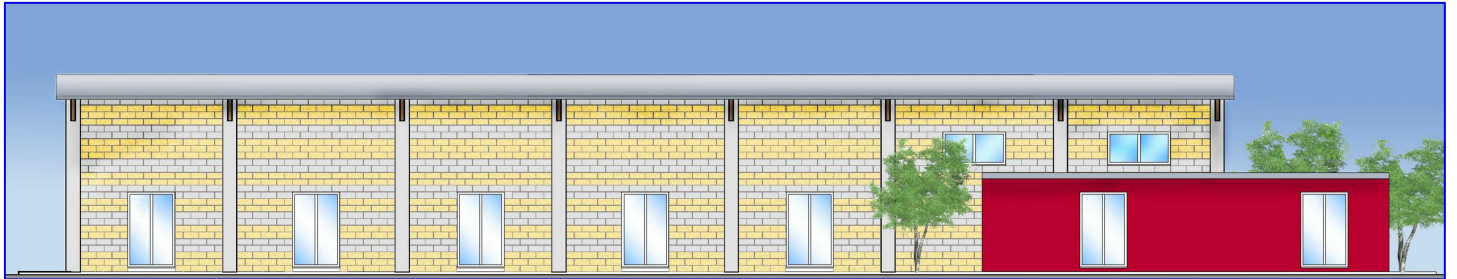
- PROVINCIA DI CAGLIARI -

LIVELLO PROGETTUALE:

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO DEL PROGETTO:

"LAVORI DI REALIZZAZIONE DI UN BOCCIODROMO"



Allegato:

B

SCALA

OGGETTO:

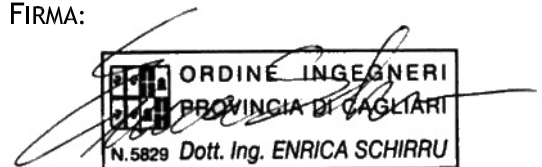
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTISTA INCARICATO:

DOTT. ING. ENRICA SCHIRRU

Via Matteotti n. 30 - 09026 San Sperate
Tel. 348 2789706
e.mail: enrica.schirru@tiscali.it

TIMBRO E FIRMA:



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

ING. STEFANIA MAMELI

TIMBRO E FIRMA:

COMMITTENTE:

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI SAN SPERATE

DATA:

MARZO 2012

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

Sommario

GENERALITÀ	3
1 DESCRIZIONE DELL'AREA.....	4
2 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI.....	5
3 GEOLOGIA GENERALE	6
1. STRATIGRAFIA LITOTECNICA	6
4 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	7
5 STUDIO DELLE FONDAZIONI	8
6 SCHEMA DI FONDAZIONE E PRESSIONE AMMISSIBILE	8
7 CONCLUSIONI	10

GENERALITÀ

La presente relazione geotecnica sulle fondazioni così come richiesto dal D.M. 14/01/2008 (NTC 2008 CAP e Circolare 617/2009 punto C6.2.2.5)., redatta dal sottoscritto tecnico, è finalizzata alla realizzazione di un Bocciodromo da ubicarsi a San Sperate in un lotto di proprietà comunale sito all'angolo fra la Via Marianna Serra e la Via Santa Suja.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica dei terreni e la previsione sui cedimenti dei terreni provocati dai carichi delle fondazioni, a seguito delle direttive ricevute dal Responsabile del procedimento, si fa riferimento alle indagini geognostiche illustrate nella "Relazione geotecnica" redatta dal Geologo Dott. Tarciso Marini nel 2009, il quale ha eseguito le indagini geognostiche sul lotto, dove attualmente sorge il Centro Sociale Polivalente, ubicato a San Sperate in Via Santa Suja a circa 150 metri di distanza dal lotto oggetto del presente intervento, come illustrato nella planimetria sotto.

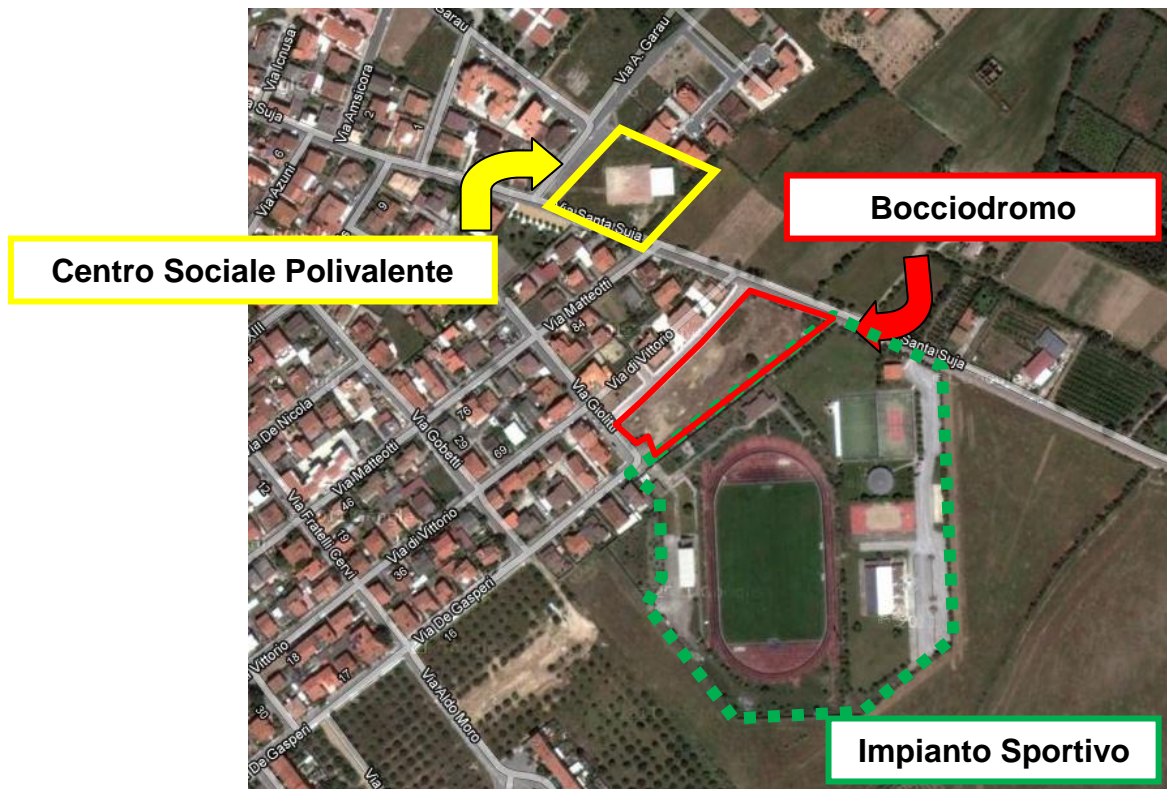


Fig. 1 Planimetria da immagine satellitare (Google Earth)

Pertanto, si intende parte integrante della presente la "Relazione geotecnica" redatta dal Geologo Dott. Tarciso Marini relativa al progetto di realizzazione del Centro Sociale Polivalente.

L'indagine geognostica attuata con uso di prove di laboratorio eseguite su campioni prelevati in pozzetto all'interno del lotto del Centro Sociale dal Dott. Tarciso Marini ha seguito il seguente schema di lavoro:

- Sopralluogo sull'area da esaminare allo scopo di programmare le fasi di lavoro e le metodologie;
- Definizione della situazione litostratigrafia locale;
- Criteri di programmazione dell'indagine;
- Stratigrafia e caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione;
- Studio dell'assetto idrogeologico;
- Studio delle fondazioni – Cedimenti - Coefficienti di Winkler;
- Considerazioni Conclusive.

Le conclusioni delle presente relazione sono state dedotte dai risultati emersi dall'indagine geognostica e dalle considerazioni conclusive eseguite dal Dott. Tarciso Marini.

1 DESCRIZIONE DELL'AREA

Il sito in oggetto, si trova nel Comune di San Sperate, in una zona di espansione ad Nord-Est del centro abitato. L'area in oggetto ricade nel Foglio 557 sezione IV della Cartografia ufficiale edita dall'I.G.M.I in scala 1:25'000. La recente cartografia Numerica Regionale in Scala 1:10'000, per quanto attiene questo settore geografica, lo riporta nel F.557 sez. 010.



Fig. 2 Planimetria da immagine satellitare (Google Hearth)

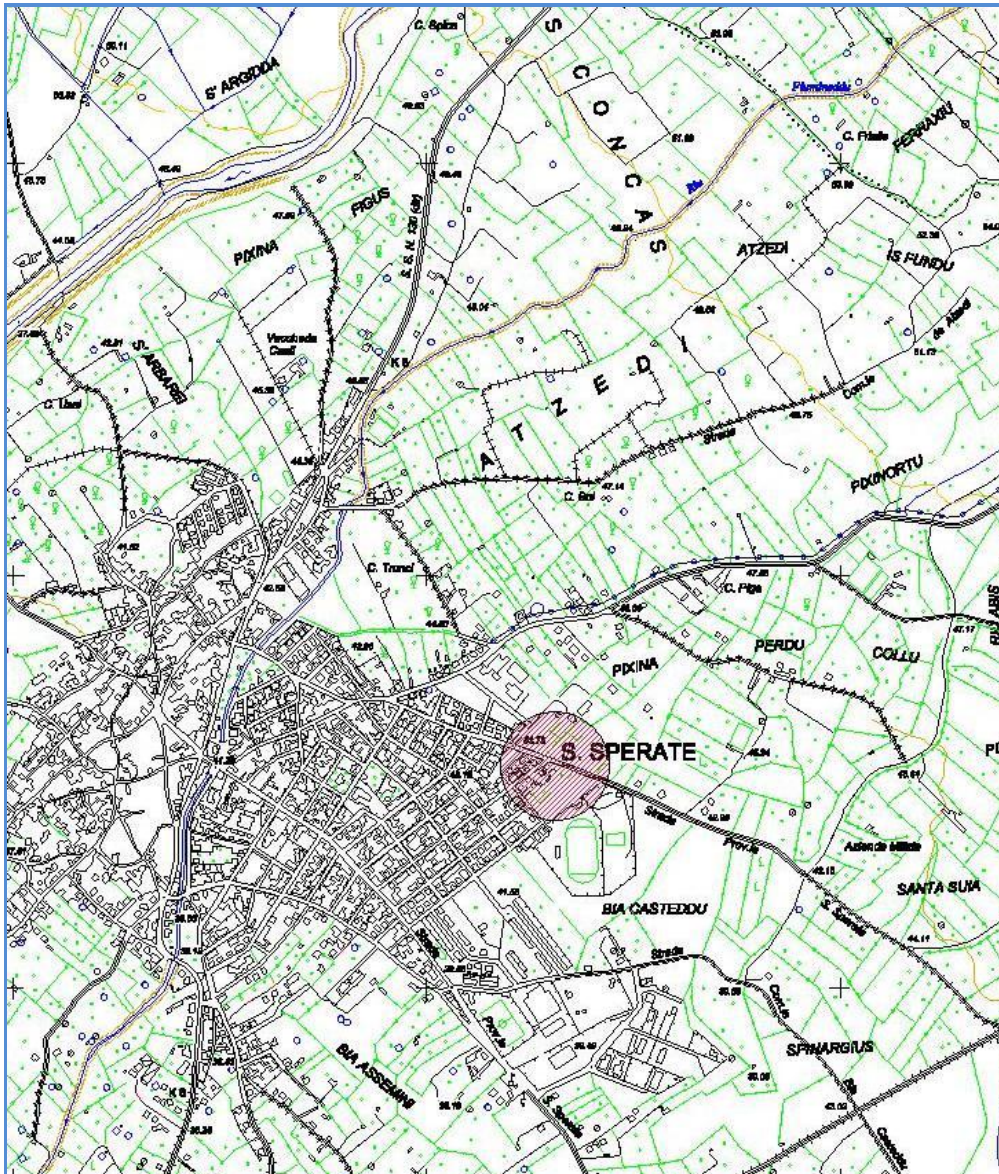


Fig. 3 Corografia C.T.R. F. 557 sez. 010 – Monastir.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

L'intervento previsto consiste nella realizzazione di un Bocciodromo da ubicarsi a San Sperate in Via Marianna Serra, angolo Via Santa Suja, in un lotto adiacente al Complesso Sportivo esistente, nel settore nord orientale dell'abitato. La struttura è composta dall'unione di due corpi fabbricati aventi altezza differente.

Il primo corpo fabbrica ("corpo palestra") di forma rettangolare alto circa 5,50 metri, dispone di una superficie pari a 36,67 x 15,65 m, per la quale si prevede una struttura in cemento armato con fondazioni dirette costituite da plinti dotati di trave di collegamento e cordoli, pilastri gettati in opera in cemento armato e copertura in legno lamellare.

Il secondo corpo fabbrica ("Corpo spogliatoi") di forma ad "L" di dimensioni pari a (6,35 x 12,88 x 212,80 x 5.21) m e altezza esterna pari a 3,15, è costituito da un struttura in muratura portante con fondazioni dirette costituite da trave con sezione a T rovescia in cemento armato gettato in opera e copertura con solaio in latero cemento dello spessore 16 + 4 cm.

L'intervento prevede un piano di posa per le fondazioni dei due corpi fabbrica su livelli di imposta differenti dettati proprio dalla diversa entità strutturale dei due corpi fabbrica.

3 GEOLOGIA GENERALE

Dalla relazione geologica del Dott. Tarcisio Marini si evince che *"il contesto generale comprende i primi rilievi ad est e la piana entro cui scorre il Rio Mannu, dal basso verso l'alto si riscontrano i seguenti complessi litologici:*

- a. *FORMAZIONE DEL CIXERRI*
- b. *VULCANITI OLIGO – MIOCENICHE*
- c. *FORMAZIONE DI USSANA*
- d. *COMPLESSO MARNOSO ARENACEO MIOCENICO*
- e. *SEDIMENTI ALLUVIOLANI PLIO-QUATERARI"*

La cui descrizione è dettagliamene riportata nella relazione geologica allegata al paragrafo n. 3 "Geologia Generale" – pag. 4.

1. STRATIGRAFIA LITOTECNICA

Dalla relazione geologica, si evince che dal rilevamento geologico, eseguito mediante il prelevamento di campioni di terreno a diverse quote di profondità all'interno di n. 3 pozzetti, la cui ubicazione è riportato nella relazione geologica allegata al paragrafo n. 4 "Stratigrafia litotecnica" – pag. 6, la geologia dell'area urbana di San Sperate viene ricondotta a n. 3 complessi principali, che dall'alto verso il basso sono:

Strato A da 0,00 m ÷ -0,30 m:

Strato B da 0,30 m ÷ -0,70 (max 0,90 m)

Strato C da 0,70 m ÷ -2,30 m (fino a m. 8,50)

La cui descrizione è dettagliamene riportata nella relazione geologica allegata al paragrafo n. 4 "Geologia Generale" – pag. 6.

4 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Sulla base della stratigrafia geotecnica ricavata dalle prove di laboratorio (eseguiti sui campioni di terreni prelevati sul lotto del Centro Sociale Polivalente), a partire dal piano di campagna e sino alla profondità max di -3,60 m (per correlazione con altro cantiere) è possibile associare al sito in cui sorgerà il Bocciodromo i seguenti parametri geotecnici (Rif. Paragrafo n. 5 – pag. 8 della relazione geologica allegata)

LITOSTRATO A [Suolo] Da m 0,00 a m 0,30

Resistenza penetrometrica media	N_{20}	=	5
Resistenza penetrometrica standard equivalente	N_{20}	=	13
Peso di volume naturale	γ	=	18.5 kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ	=	25°
Coesione	c	=	0
Modulo di comprimibilità	E	=	60 daN/cm ²

LITOSTRATO B [Ghiaia argillosolimosa] Da m 0.30 a m. 0.90 max

Resistenza penetrometrica media	N_{20}	=	9
Resistenza penetrometrica standard equivalente	N_{20}	=	13
Peso di volume naturale	γ	=	18.8 kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ	=	28°
Coesione	c	=	0,2 Kg/cm ²
Modulo di comprimibilità	E	=	150÷200 daN/cm ²

LITOSTRATO C [Ghiaia sabbiosa] da m. 0.90 a m. 2,20 ÷2.40

Resistenza penetrometrica media	N_{20}	=	20
Resistenza penetrometrica standard equivalente	N_{20}	=	30
Peso di volume naturale	γ	=	19,98 kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ	=	33°
Coesione	c	=	0,6 Kg/cm ²
Modulo di comprimibilità	E	=	400 daN/cm ²

5 STUDIO DELLE FONDAZIONI

Relativamente all'oggetto, a fronte delle risultanze di prova effettuate, tenuto conto delle scelte e delle considerazioni fatte e proposte dallo stesso geologo nella relazione geologica allegata al paragrafo n. 6 – pag. 9, il sottoscritto progettista ha optato per un modello di opera di fondazione che tenga conto della quota stabilita per la posa e del dislivello naturale del terreno.

In particolare, la presenza di strati eterogenei e comprimibili (suolo e livelli pedogenizzati), a partire dalla quota 0,00 (coincidente con l'attuale piano di campagna) fino a quota di circa - 0,50 m, con variabili caratteristiche geomeccaniche, se rapportate ai cedimenti differenziali, non consente di prendere in considerazione l'ipotesi di adottare su tale strato le fondazione dirette e isolate.

Pertanto, si è scelto di adottare quale strato su cui posare le fondazioni a plinti e travi di collegamento nel sottostante strato B, come indicato nella stessa relazione geologica allegata.

6 SCHEMA DI FONDAZIONE E PRESSIONE AMMISSIBILE

Lo schema di fondazione valutato nella relazione geotecnica del geologo dott. Tarcisio Marini consiste in un modello di fondazione diretta e continua identico a quello adottato per la realizzazione del bocciodromo, pertanto la scelta del tipo di fondazione da adottare nel calcolo delle strutture in c.a. del Bocciodromo sono stati considerati identici a quelli previsti per il Centro Sociale Polivalente.

In particolare lo schema di fondazione valutato per il bocciodromo consiste in un modello di fondazione diretta e continua organizzato con cordolo di collegamento tra plinti (larghezza pari a 1,60 m) per una lunghezza della trave di circa 15,25 x 36,22 m(+0,50 m per l'incastro).

Le fondazioni del corpo palestra saranno del tipo nastriforme con spessore 0,50m/0,30 e incastro di 0,50 m.

(Il piano di imposta sarà posto a -1.20 dal p.d.c per i plinti, e a - 0,60 per la trave di collegamento).

Il calcolo della Pressione ammissibile (P_{amm}) è stato sviluppato attraverso una procedura informatica che tiene conto dei parametri geotecnici del terreno entro il bulbo di influenza delle tensioni indotte dalla geometria di fondazione, secondo i valori riportati nella tabella "DATI GENERALI" presente nel paragrafo 7 della relazione geologica allegata.

Dallo sviluppo dei calcoli, eseguiti per una fondazione posata entro lo strato B a quota $\leq 1,00$ m d.p.c.) con diversi metodi, con pressione normale pari $100,00 \text{ kN/m}^2$, sono scaturiti valori di pressione a rottura del terreno (P_{ult}), non inferiori a $5,07 \text{ da Kg/cm}^2$ (i calcoli sono stati eseguiti anche con pressione normale $150,0 \text{ kN/m}^2$).

Adottando il risultato più cautelativo (Hansen) ed imponendo un coefficiente di sicurezza $\eta=3$ la pressione ammissibile ($P_{amm} = P_{ult} / \eta$) è stata determinata in :

$P_{amm} \leq 1,61 \text{ kg/cm}^2$ (Nel caso di appoggio sullo strato B (q. minima da - 1,00 m)

Il calcolo dei cedimenti teorici è stato sviluppato con il metodo edometrico, cioè valutando quelli esauribili a medio lungo termine.

I cedimenti secondari o di "consolidazione" (WED) rappresentano la frazione del cedimento totale ultimo che continua a seguito del cedimento iniziale istantaneo, e può avere un lunghissimo decorso, per il calcolo è stato utilizzato l'approccio edometrico che consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita.

Nell'ipotesi che i pilastri possano scaricare sulla trave di fondazione una pressione di contatto dell'ordine di $1,5 \text{ daN/cm}^2$, dallo sviluppo dei calcoli, i cedimenti teorici di tipo edometrico sono risultati dell'ordine di $0,79 \text{ cm}$, dove questo valore, per tale pressione può essere assunto come massimo cedimento differenziale.

Per definizione il coefficiente di sottofondo di Winkler è: $K=(P/S)$

Dove:

P = pressione di contatto fondazione terreno (daN/cm^2)

S = cedimento totale (cm)

Sulla base dei parametri geotecnici sopra riportati e per pressioni di contatto dell'ordine di $1,5 \text{ daN/cm}^2$ si ottiene:

$$K= 18,90 \text{ daN/cm}^3$$

Sulla base di una pressione di contatto dell'ordine di $1,00 \text{ daN/cm}^2$ si ottiene:

$$K= 12,60 \text{ daN/cm}^3$$

Per quanto concerne la classificazione CNR – UNI 10006 si rimando alla lettura della relazione geologica allegata alla presente, alla pagina 13.

7 CONCLUSIONI

In relazione ai lavori per la realizzazione di un Bocciodromo, a San Sperate in Via Marianna Serra, angolo via Santa Suja, il sottoscritto progettista ha redatto la presente relazione geotecnica, sulla base della relazione geologica e geotecnica redatta dal geologo Dott. Tarcisio Marini per la realizzazione di un fabbricato in un lotto che dista circa 150 metri dal lotto oggetto del presente intervento.

I calcoli, le determinazioni, le osservazioni e le deduzioni si basano su quanto riportato nella relazione geotecnica del Dott. Marini, che fa parte integrante alla presente relazione.

In particolare, dalle analisi geomorfologiche e dalle verifiche geotecniche svolte risulta che la realizzazione del bocciodromo con un sistema di fondazioni dirette e continua organizzato con cordolo di collegamento tra plinti (larghezza pari a 1,60 m) per una lunghezza della trave di circa 15,25 x 36,22 m(+0,50 m per l'incastro) risulta fattibile.

Il piano di posa di tale fondazioni sarà entro lo strato B a quota entro 1,00 m dal p.c. da cui è risultato che:

Qamm. = 1,61 kg/cm² con fondazione -0,90 dal p.c.

Per le caratteristiche dimensionali e strutturali del fabbricato in oggetto, e per le stesse caratteristiche del terreno in oggetto, si è esclusa la necessità di affondare il piano di posa del sistema fondazione nello strato C per il quale è risultato un Qamm. = 2,25 kg/cm² con fondazione a -1,30 m dal p.d.c.

Nello specifico del progetto, al fine di avere un maggior margine cautelativo nei confronti dei cedimenti, si è scelto che l'imposta della sottofondazione sia dei plinti che della trave rovescia che delimita il corpo palestra adiacente al corpo spogliatoi verrà portata fino alla quota di - 1,20 dal p.d.c., e si procederà a raggiungere la quota di -0.90 m dal piano di campagna con un getto di un magrone di spessore pari a 30 cm, al fine di rispettare quanto adottato dal geologo che indica preferibilmente quale piano di posa delle fondazioni il secondo tecnostato a partire dalla quota di -1.20 m dal p.d.c.

L'intervento prevede comunque un piano di posa differente per le fondazioni dei due corpi fabbrica dettati proprio dalla diversa entità strutturale dei due corpi fabbrica.

In particolare i piani di posa sono così riepilogati, e meglio descritti nelle tavole strutturali facenti parte del progetto esecutivo:

Corpo palestra:

- Imposta sottofondazioni (magrone) plinti a quota -1.20 m p.d.c.
- Imposta plinti (160x160x60 cm) a -0,90 m p.d.c.
- Trave di collegamento a sezione a t rovescia a - 0,60 p.d.c.

Corpo spogliatoi

- Trave rovescia a sezione a T a quota -0.70 m dal p.d.c.

In ogni modo tutti i valori fanno riferimento alle seguenti ipotesi di calcolo:

- Protezione dell'area di contatto fondazione/terreno di sedime; dopo lo scavo della trincea di fondazione, il fondo scavo dovrà essere immediatamente protetto mediante la realizzazione di un getto di magrone o la stesa di teli impermeabili, al fine di impedire l'idratazione dei litotipi superficiali causa di formazioni di pellicole di terreno a comportamento meccanico fortemente degradato o quanto meno imprevedibile rispetto al litotipo integro; la possibilità di realizzare tale protezione deve essere garantita già prima dell'esecuzione dello scavo stesso;
- La parametrizzazione geotecnica dei terreni sia quella descritta a pag. 7 della presente;
- I piani di imposta delle opere di fondazioni sia quelli indicati nella presente che quelli indicati nelle tavole strutturali di progetto vanno verificati in sede di scavo e si raccomanda la verifica del terreno rinvenuto con quanto atteso dal geologo nelle indagini geologiche eseguite e riportate nella relazione geologica allegata. In caso di terreno difforme e non idoneo alla posa delle fondazioni avvisare la direzione lavori al fine di avvisare il geologo per l'eventuale bonifica;
- Non siano presenti elementi quali piani di posa inclinato carichi inclinati, risultante di carichi eccentrica;
- Con riferimento ai dati geometrici riassunti nello schema di fondazione;
- L'assetto idrogeologico sia quello descritto nella relazione geologica allegata
- Assenza al di sotto del piano di posa di terreni di riporto o rimaneggiamenti del terreno di sedime per la posa di linee interrato.

San Sperate, 26 Marzo 2012

Il tecnico

(Ing. Enrica Schirru)

ALLEGATO:

RELAZIONE GEOTECNICA

**Comune di San Sperate
CENTRO SOCIALE POLIVALENTE**

PREMESSA

Su richiesta della committenza, lo scrivente ha svolto l'incarico di redigere la relazione geotecnica finalizzata alla realizzazione di un Centro sociale Polivalente da ubicarsi a San Sperate in Via Santa Suja, angolo Via A. Garau. I risultati sono stati riportati nel presente elaborato così come previsto dalla seguente normativa:

D.M. LL.PP. del 11 marzo 1988: 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;

- Circolare Ministero LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483: 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. Istruzioni per l'applicazione;

- Legge 2 febbraio 1974, n. 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

- Circolare Ministero LL.PP. 9 gennaio 1996 n. 218/24/3 - L.2 febbraio 1974 n.64 - D.M. 11.3.1988: Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica;

- D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996: Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

vigente ed in particolare dal D.M. 11.03.1988 (e succ. mod.) "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 -

- DPR 6.6.2001, n. 380;

- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (D.M. 14.9.05);

- ORDINANZA SISMICA (OPCM n. 3274 e smi)

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dai carichi delle fondazioni e di una previsione sui cedimenti, si è proceduto ad una indagine geognostica attuata con uso di prove di laboratorio eseguite su campioni prelevate in pozzetto.

L'indagine ha adottato il seguente schema di lavoro:

1. Sopralluogo sull'area da esaminare allo scopo di programmare le fasi di lavoro e le metodologie;
2. Definizione della situazione litostratigrafica locale;
4. Criteri di programmazione dell'indagine;
5. Stratigrafia e caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione;
6. Studio dell'assetto idrogeologico;
7. Studio delle fondazioni-Cedimenti-Coefficiente di Winkler;
8. Considerazioni conclusive

1. DESCRIZIONE DELL'AREA

Il sito sede dell'indagine, si trova nel Comune di San Sperate, in una zona di espansione ad Nord-Est del centro abitato . L'area in oggetto ricade nel Foglio 557 sezione IV della Cartografia ufficiale edita dall'I.G.M.I in scala 1:25.000. La recente Cartografia Numerica Regionale in scala 1:10.000, per quanto attiene a questo settore geografico, lo riporta nel F.557 sez 010.

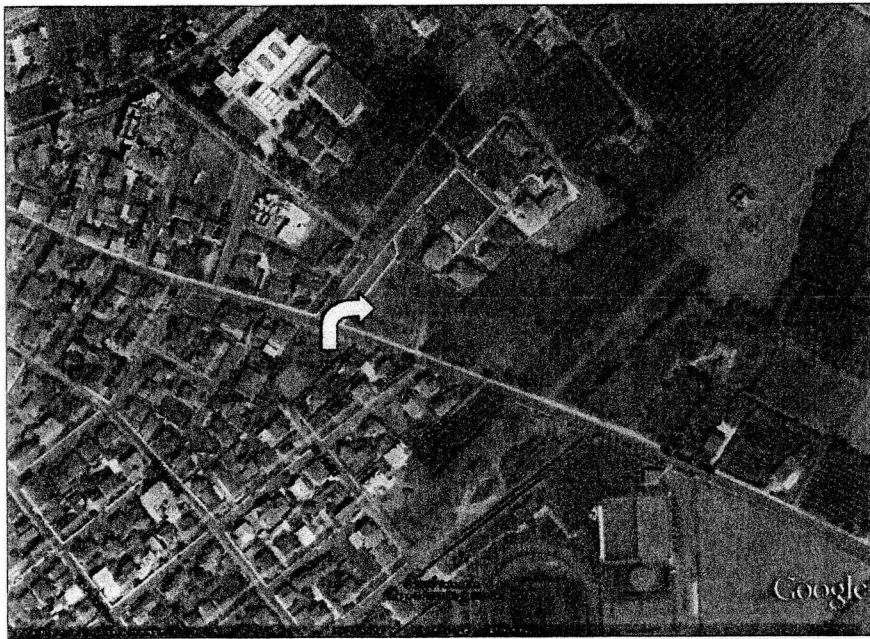


Fig.1 Planimetria da immagine satellitare (Google Earth)

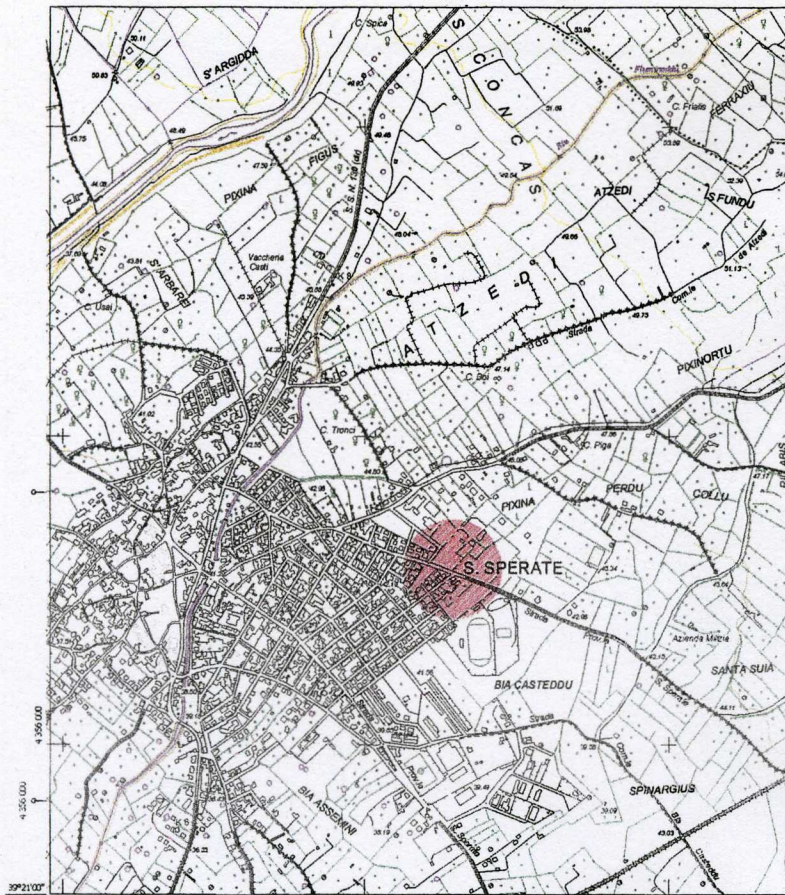


Fig.2 Corografia C.T.R. F. 557 sez.010-Monastir

2. DESCRIZIONE SOMMARIA DELL'INTERVENTO

L'intervento prevede la realizzazione di un centro sociale polivalente da ubicarsi a San Sperate in Via Santa Suja-angolo Via A.Garau, nel settore nord orientale dell'abitato. La struttura, di forma rettangolare, dispone di una superficie di lato m 33,20 x m. 25 e prevede una copertura in legno lamellare. Viene ipotizzata una fondazione diretta dotata di plinti di due tipologie principali, la prima di lunghezza 120 cm e la seconda di lunghezza 200 cm dotata di trave di collegamento e cordoli.

3. GEOLOGIA GENERALE

Il contesto geologico generale comprende i primi rilievi ad est e la piana entro cui scorre il Rio Mannu; dal basso verso l'alto si riscontrano i seguenti complessi litologici:

a. FORMAZIONE DEL CIXERRI

Si tratta di una formazione continentale pre-vulcanica riferita all'Eocene Medio-Oligocene Inferiore. In essa si rinvencono i seguenti litotipi: arenarie quarzose grigio-violacee, rossastre, bianco-verdastre, talora conglomeratiche con componente clastica associata a rocce paleozoiche e mesozoiche, in alternanza con marne e argille siltose violacee e giallo rossastre.

I principali affioramenti si trovano a Est del paese, verso la S.S. 131 e nei rilievi di Monte Zara, Monte Crabas, nella incisione valliva nota come "Gora de Monte Acutzu".

b. VULCANITI OLIGO-MIOCENICHE

Costituiscono il motivo caratterizzante del paesaggio geologico, sia per la loro estensione areale, sia per la loro origine legata al sistema di dislocazioni tettoniche orientate circa NO-SE, impostatosi nel Terziario nel corso della formazione della vasta depressione marina miocenica.

Esse comprendono lave andesitico-basaltiche, andesitico-dacitiche, anfiboliche e/o pirosseniche, con i relativi termini piroclastici (tufi e brecce), in forma di cupole, dicchi e colate; tutte le litologie sono interessate da circolazioni idrotermali a calcedoni e zeoliti.

La presenza di laminazioni parallele e fenomeni di sedimentazione gradata nelle piroclastiti fa ritenere come probabili eventi deposizionali in ambiente lacustre o lagunare (fianco Est del Monte Zara e Sa Cruxixedda nelle vicinanze del paese di Monastir).

Queste vulcaniti sono state datate con il metodo K/Ar e collocate tra 24.9 e 22.6 milioni di anni (Cattiano - Aquitaniano).

c. FORMAZIONE DI USSANA

Costituiscono depositi sedimentari di età Oligocenica Superiore affioranti principalmente ad Est di Monastir e di Nuraminis e dei rilievi di Monte Zara, Monte Crabas, Su Cuccumenu in cui si ritrovano litologie conglomeratiche di colore rossastro-Bruno con cemento arenaceo bruno scuro, la cui componente clastica è costituita da ciottoli di rocce metamorfiche, granito, porfido.

Ad esse si interpongono lenti e banchi argillosi, rossastre e giallo brunastre oggetto di ricerca e sfruttamento minerario per la produzione di laterizi.

d. COMPLESSO MARNOSO ARENACEO MIOCENICO

È rappresentato da una serie di sedimenti marini, prevalentemente marnosi con intercalazioni arenacee molto fini, paragonabili a depositi torbidity. Le marne presentano una colorazione variabile dal grigio al bianco-giallastro-marron; sono talvolta poco compatte, ma più spesso ben cementate.

Questa formazione affiora estesamente nel settore settentrionale ed orientale, ad est dello spartiacque delimitato dalle linee di cresta dei rilievi vulcanici e a Nord verso la Trexenta e la Marmilla laddove il bacino si approfondisce consentendo l'aumento dello spessore dei litotipi e la loro progressiva gradazione granulometrica.

Età: Burdigaliano Inf. e Medio (Miocene Inf.).

e. SEDIMENTI ALLUVIONALI PLIO-QUATERNARI

Si rinvennero nell'ambito delle depressioni, lungo le valli fluviali, e nel Rio Mannu.

A causa della mancanza di testate emergenti sono assenti lungo le pendici e a valle i detriti di pendio. Le alluvioni sono rappresentate da terrazzi alluvionali antichi e recenti, i primi a ciottoli paleozoici arrotondati e appiattiti, generalmente eterometrici e poligenici, gli ultimi a ciottoli poligenici di rocce terziarie e paleozoiche. La matrice è costituita da sabbie e limi e loro termini intermedi; si rinvennero talora crostoni carbonatici, intercalazioni argillose e sabbiose in forma di lenti di spessore vario (max 2 m).

Il grado di alterazione chimico-fisica e l'attuale quota topografica degli orizzonti misurabili geometricamente fa propendere per una datazione della formazione antica da attribuire al Pleistocene Medio. Si tratta di depositi presenti nel sito in progetto.

4. STRATIGRAFIA LITOTECNICA

La geologia dell'area urbana di San Sperate viene ricondotta a n. 3 complessi principali, dall'alto verso il basso:

STRATO A da 0.00 m ÷ -0.30 m

Suolo organico di colore marron-rossastro con apparati radicali

STRATO B da 0.30 m ÷ -0.70 m (max 0.90 m)

Strato pedogenizzato costituito da una sabbia limoso-argillosa, a tratti limosa franca, asciutta, di colore beige-rossastro, da moderatamente addensata ad addensata.



Fig. 3

STRATO C da 0.70 m ÷ -2.30 m (fino a m. 8,50)

Alluvioni ciottolose in facies pseudoconglomeratica con elementi di rocce metamorfiche di età paleozoica (scisti, quarziti, etc.), di forma subarrotondata, da pluricentriche a decimetriche, in matrice sabbioso argillosa, da addensate a molto addensate, asciutte.

Dal punto di vista geotecnico si tratta di litostrati caratterizzati da indubbie qualità ai fini edificatori, con elevata resistenza al taglio e scarsa o nulla comprimibilità.

Ciò trova conferma nei valori di Pocket Penetrometer $Q \geq 5,5 \div 7.0 \text{ Kg}$.



Fig. 4

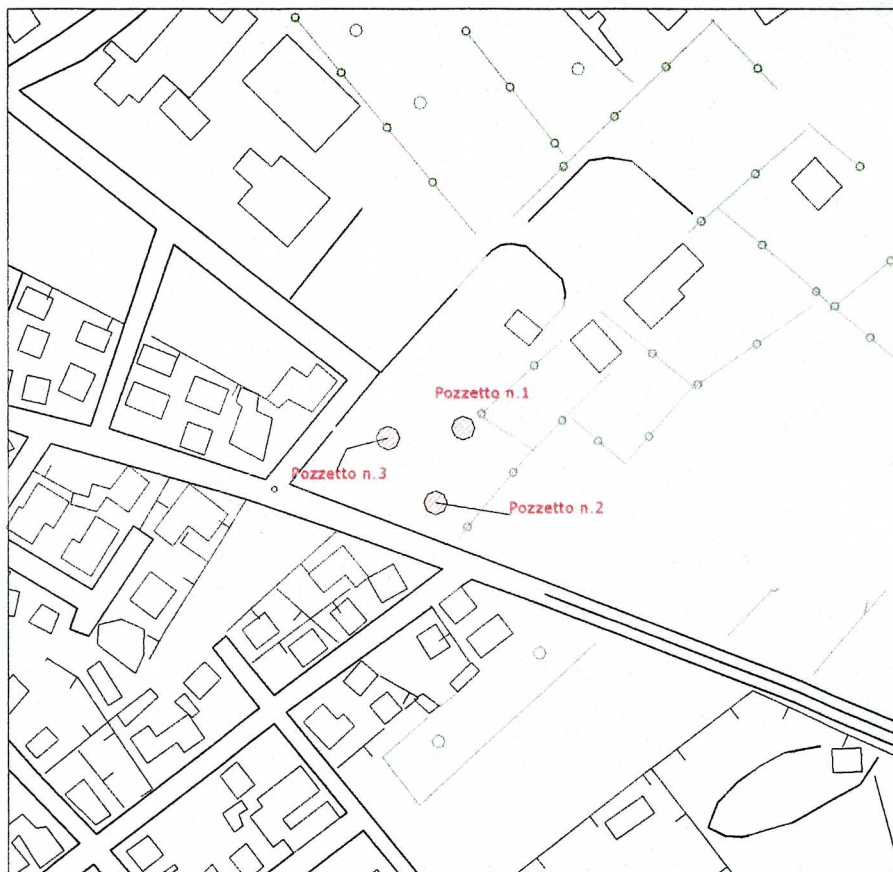


Fig. 5 PLANIMETRIA DEI POZZETTI ESEGUITI

5. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Sulla base della stratigrafia geotecnica ricavata da prove di laboratorio, a partire dal piano di campagna e sino alla profondità max di - 3.60 m (per correlazione con altro cantiere) è possibile associare i seguenti parametri geotecnici:

LITOSTRATO A [Suolo] Da m 0.00 a m. 0.30 (prova n.1)

Resistenza penetrometrica media	N ₂₀	=	5
Resistenza penetrometrica standard equivalente	N ₃₀	=	13
Peso di volume naturale	γ	=	18.5 kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ	=	25°
Coesione	c	=	0
Modulo di comprimibilità	E	=	60 daN/cm ²

LITOSTRATO B [Ghiaia argillosolimosa] Da m 0.30 a m. 0.90 max

Resistenza penetrometrica media	N ₂₀	>	9
Resistenza penetrometrica standard equivalente	N ₃₀	>	13
Peso di volume naturale	γ	=	18.8 kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ	=	28°
Coesione	c	=	0,2 Kg/cm ²
Modulo di comprimibilità	E	=	150÷200 daN/cm ²

LITOSTRATO C [Ghiaia sabbiosa] da m. 0,90 a m. 2.20÷2.40

Resistenza penetrometrica media	N ₂₀	=	20
Resistenza penetrometrica standard equivalente	N ₃₀	=	30
Peso di volume naturale	γ	=	19,98 kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ	=	33°
Coesione	c	=	0,6 Kg/cm ²
Modulo di comprimibilità	E	=	400 daN/cm ²

6. STUDIO DELLE FONDAZIONI

Relativamente all'oggetto, a fronte delle risultanze di prova effettuate, verrà proposto un modello di opera di fondazione che tenga conto della quota stabilita per la posa e del dislivello naturale esistente. La presenza di strati eterogenei e comprimibili (Suolo e livelli pedogenizzati), a partire da quota 0.00 m d.p.c fino a quota circa 0.60 m, con variabili caratteristiche geomeccaniche, se rapportate ai cedimenti differenziali, non consente di prendere in considerazione l'ipotesi di adottare su tale strato, fondazioni dirette e isolate a meno di introdurre specifiche soluzioni.



Fig. 6 Pozzetti n. 2 e n. 3

Da queste considerazioni discende il suggerimento di superarlo e adottare sugli strati sottostanti (Strati B/C) una fondazione a plinti collegati le cui caratteristiche, utilizzate per la verifica, sono riportate nel prospetto che segue .

Trattasi di un modello a plinti dotati di trave di collegamento. Si lascia al progettista la conferma di scelta del modello che, conformemente ai valori di capacità portante, cedimenti assoluti e differenziali calcolati, meglio si adatta alle caratteristiche strutturali dell'edificio. Alla data della presente relazione, dai pozzetti visionati già in corso d'opera, non risulta la presenza della falda. Nel corso dell'indagine geognostica non sono stati individuate tracce di circolazione idrica né si prevede che in fase di esecuzione degli scavi di fondazione possano rinvenirsi flussi idrici permanenti. Se i lavori saranno eseguiti durante la stagione piovosa non si può escludere tuttavia la temporanea formazione di esigue falde "pensili". Si ritiene invece poco probabile una risalita della falda freatica profonda fino alle previste quote di fondazione.

7. SCHEMA DI FONDAZIONE E PRESSIONE AMMISSIBILE

Lo schema di fondazione valutato nel presente lavoro consiste in un modello di fondazione diretta e continua, organizzato con cordolo di collegamento tra plinti di due dimensioni (larghezza : 1,10 m e 1,90 m) per una lunghezza totale della trave di circa 25 m x 30 m (+ 0,50 m per l'incastro). Le fondazioni saranno quindi di tipo nastroiforme con spessore di 0,50 m/0,70 m e incastro di 0,50 m (il piano di imposta sarà posto a -0,70 + 0,50 m = 1,20 m da p.c.).

Il calcolo della Pressione ammissibile (P_{amm}) è stato sviluppato attraverso una procedura informatica basata sui metodi proposti da vari autori (Brinch Hansen, Terzaghi, Meyerof, Vesic ecc.) che tengono conto dei parametri geotecnici del terreno entro il bulbo di influenza delle tensioni indotte e della geometria di fondazione, secondo le seguenti assunzioni :

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1,0m
Lunghezza fondazione	10,0m
Profondità piano di posa	$\leq 1,0 \text{ m} + \geq 1,30 \text{ m}$
Altezza di incastro	0,50 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Acc. massima orizzontale	0,0
Cedimento dopo T anni	10,0
Profondità falda	20,0

Fig. 7

PRIMA VERIFICA Fondazione entro lo strato B (quota $\leq 1,00 \text{ m d.p.c.}$)

Dallo sviluppo dei calcoli, eseguiti con i diversi metodi, con Pressione normale $100,0 \text{ KKN/m}^2$, sono scaturiti valori di pressione a rottura del terreno (P_{ult}), non inferiori a $5,07 \text{ da Kg/cm}^2$ (calcoli eseguiti anche con Pressione normale $150,0 \text{ KKN/m}^2$). Adottando il risultato più cautelativo (Hansen) ed imponendo un coeff. di sicurezza $\eta = 3$ (D.M. 11.03.1988) la pressione ammissibile ($P_{amm} = P_{ult}/\eta$) è stata determinata in:

$$P_{amm} \leq 1,61 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Nel caso di appoggio sullo strato B (q. minima da - 1,00 m)}$$

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti teorici è stato sviluppato con il metodo edometrico cioè valutando quelli esauribili a medio-lungo termine.

Cedimenti secondari

I cedimenti secondari o "di consolidazione" (WED) rappresentano la frazione del cedimento totale ultimo che continua a seguito del cedimento iniziale istantaneo e può avere un lunghissimo decorso.

Per il calcolo è stato utilizzato l'approccio edometrico che consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita:

$$W = \sum_{n=1}^n \frac{P \cdot h_n}{E_n} \cdot i_n$$

dove: **P** = carico (daN/cm²)
h = profondità strato lesimo compressibile (cm)
E = modulo di compressibilità dello strato lesimo (daN/cm²)
i = coefficiente di forma

Nell'ipotesi che i pilastri possano scaricare sulla trave di fondazione una pressione di contatto dell'ordine di 1,5 daN/cm², dallo sviluppo dei calcoli, i cedimenti teorici di tipo edometrico sono risultati dell'ordine di 0,79 cm

Quest'ultimo valore, per tale pressione di contatto, può essere assunto come massimo cedimento differenziale.

COEFFICIENTE DI WINKLER

Per definizione il coefficiente di sottofondo o di Winkler è:

$$K = \frac{P}{S}$$

dove: **P** = pressione di contatto fondazione terreno (daN/cm²)
S = cedimento totale (cm)

Sulla base dei parametri geotecnici sopra riportati e per pressioni di contatto dell'ordine di 1,5 daN/cm² si ottiene:

$$K = 18,9 \text{ daN/cm}^3$$

Sulla base di una pressione di contatto pari 1.0 daN/cm^2 si ottiene:

$$K = 12,6 \text{ daN/cm}^3$$

SECONDA VERIFICA Fondazione nello strato C (quota $\geq 1,30 \text{ m d.p.c.}$)

Dallo sviluppo dei calcoli, eseguiti con i diversi metodi, con Pressione normale $100,0 \text{ kN/m}^2$ sono scaturiti valori di pressione a rottura del terreno (P_{ult}), non inferiori a 4.87 da Kg/cm^2 (calcoli eseguiti anche con Pressione normale $150,0 \text{ kN/m}^2$). Adottando il risultato più cautelativo ed imponendo un coeff. di sicurezza $\eta = 3$ (D.M. 11.03.1988) la pressione ammissibile ($P_{amm} = P_{ult}/\eta$) è stata determinata in:

$$P_{amm} \leq 2.25 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Nel caso di appoggio sullo strato C (q. minima da - 1,20 m)}$$

Nell'ipotesi che i pilastri possano scaricare sulla trave di fondazione una pressione di contatto dell'ordine di 1.5 daN/cm^2 , dallo sviluppo dei calcoli, i cedimenti teorici di tipo edometrico sono risultati dell'ordine di 0.68 cm

Quest'ultimo valore, per tale pressione di contatto, può essere assunto come massimo cedimento differenziale.

COEFFICIENTE DI WINKLER

Per definizione il coefficiente di sottofondo o di Winkler è:

$$K = \frac{P}{S}$$

dove: P = pressione di contatto fondazione terreno (daN/cm^2)
 S = cedimento totale (cm)

Sulla base dei parametri geotecnici sopra riportati e per le pressioni di contatto assunte si ottiene:

$$K = 22 \text{ daN/cm}^3$$

Sulla base di una pressione di contatto pari 1.0 daN/cm^2 e per le pressioni di contatto assunte si ottiene:

$$K = 14,5 \text{ daN/cm}^3$$

Classificazione CNR-UNI 10006

Tiene conto della COMPOSIZIONE GRANULOMETRICA, del LIMITE LIQUIDO (LL), del LIMITE PLASTICO (LP), dell'INDICE DI PLASTICITÀ (IP), dell'INDICE DI GRUPPO (IG); L'INDICE DI PLASTICITÀ (IP) si ottiene dalla differenza tra il Limite liquido (LL) e il LIMITE PLASTICO (LP).

Per l'analisi granulometrica, il campione di terra essiccata e disgregata viene fatto passare attraverso una serie unificata di setacci e si pesano le percentuali trattenute da ciascun setaccio, oppure le percentuali passanti da un setaccio e trattenute da quello successivo.

Questa procedura è applicabile a sabbie e ghiaie, mentre per le frazioni più fini (limo ed argilla), l'analisi granulometrica si esegue determinando le velocità con le quali le varie particelle sedimentano da una sospensione liquida.

Il LIMITE LIQUIDO rappresenta la percentuale di umidità in corrispondenza della quale la terra passa dallo stato "plastico" a quello "liquido". Si determina sulla frazione passante al setaccio n. 40: un campione di terra viene impastato a differenti percentuali di acqua e posto in una capsula, poi diviso diametralmente in due parti mediante un solco ottenuto con uno speciale regolo. A mezzo di una tavola normalizzata, s'imprimono alla capsula 25 scosse sussultorie in ragione di due al secondo. La percentuale d'acqua che permette la chiusura del solco esattamente al termine delle 25 scosse, dà il LIMITE LIQUIDO (LL).

Il LIMITE PLASTICO (LP) è la percentuale di umidità in corrispondenza della quale la terra passa dallo stato solido a quello plastico; si determina sulla frazione che passa al setaccio n. 40. La terra viene impastata con l'acqua e ridotta ad una palla; poi la si colloca su una lastra di vetro e col palmo della mano trasformata in un bastoncino.

La più piccola percentuale d'acqua che permette di ottenere un bastoncino di 3 mm di diametro, senza che il bastoncino si sbricioli o si spezzi durante la manipolazione, dà il Limite plastico (LP).

L'insieme delle prove sopradescritte consentono di valutare le caratteristiche del terreno in termini di qualità come terre da sottofondo o per rilevati attraverso una classificazione che si riporta di seguito (Figura 8).

I campioni prelevati in pozzetto sono stati accorpati e selezionati in modo da rappresentare i n.2 tecnostati entro cui si deve far ricadere presumibilmente il piano di fondazione.

Lo strato compreso tra m. 0,00 e m. 1,10 risulta in classe A6 (relativo al mix fra n. 2 pozzetti) e viene definito un terreno argilloso. Tale campione si riferisce alla matrice fine dello strato B (pag.8) privata della componente litica, quindi analizzata in condizioni volutamente più scadenti.

Ad esso corrisponde un angolo di attrito ϕ 28,49 del tutto compatibile con la classificazione eseguita. Per ciò che concerne il riutilizzo delle terre, escludendo eventuali materiali di riporto, quelle provenienti dallo strato superficiale [Strato A - Suoli], potranno essere impiegate - previa verifica chimica secondo normativa vigente - per le sistemazioni a verde.

I terreni argillosi dello Strato B potranno essere usati per il riempimento degli scavi purché adeguatamente costipati e con l'accortezza, ove si disponesse di economie, di posare negli ultimi 30 cm uno strato arido ovvero "misto stabilizzato".

Per i depositi ghiaioso-sabbiosi di cui allo Strato C può prevedersi un impiego per eventuali sistemazioni planoaltimetriche e formazioni di rilevati ancora meglio se con aggiunta di sabbia

Gruppo	Terreni granulari (passante al 200 A.S.T.M. < 35%)					Terreni argillosi-limosi (passante al 200 A.S.T.M. > 35%)				
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄		A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	
Sottogruppo	A _{1a}	A _{1b}		A ₂₋₄	A ₂₋₅	A ₂₋₆	A ₂₋₇		A ₇₋₅ A ₇₋₆	
Granulometria: passante al 10 A.S.T.M. passante al 40 A.S.T.M. passante al 200 A.S.T.M.	50 max 30 max 15 max	50 max 25 max	50 min 10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	
Frazione passante al setaccio 40: Limite di liquidità Indice di plasticità	6 max	6 max	N. P.	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 11 min	41 min 11 min	
Indice di gruppo	0	0	0	0	0	4 max	4 max	8 max	12 max 16 max 20 max	
Tipo del terreno	Frammenti di pietre e sabbia		Sabbia fine	Sabbia con limo od argilla		Limo		Argilla		
Giudizio come terreno di sottofondo	Terreni eccellenti-buoni					Mediocri e cattivi				

FIGURA 8 - Classificazione dei terreni di sottofondo per sovrastrutture stradali con gruppi e sottogruppi (da TESORIERE G., *Strade ferrovie aerei*, Vol. II, Ed. Utet, 1991).

per abbattere il grado di plasticità. Queste terre infatti, come già illustrato, sottoposte a prove di laboratorio sono risultate ascrivibili al sottogruppo A2-7 con fuso frazione scheletrica di oltre il 40% dell'intero campione, passante al setaccio 0,075 mm variabile tra 13,53-14,65% e limiti di Atterberg mediamente elevati (LP = 17-21 e IP = 35-44).

8. CONCLUSIONI

In relazione ai lavori per la realizzazione di un fabbricato da adibire a Centro Sociale Polivalente, a San Sperate in Via Santa Suja" è stato commissionato allo scrivente geologo dott. Tarcisio Marini, lo studio necessario alla stesura della presente relazione geotecnica, le cui finalità, riferite all'area in oggetto, sono:

- fornire una adeguata parametrizzazione geotecnica per i terreni interessati dai carichi di esercizio delle opere in progetto;
- valutare, per le opere di fondazione previste, sia la capacità portante che i valori del cedimento massimo e differenziale.

I calcoli, le determinazioni, le osservazioni e le deduzioni si basano su:

- n° 3 (tre) pozzetti geognostici con profondità massima raggiunta di 2,30 m da p.c. ;
- n. 3 prove di classificazione delle terre e n. 2 prove di taglio
- sopralluoghi sull'area destinata a includere le opere in progetto;
- dati ricavati da indagini geologiche, idrogeologiche e studi geotecnici eseguiti in aree limitrofe.

Il calcolo della capacità portante per le fondazioni è stato condotto applicando diverse formule con procedura informatica, associando il criterio delle Tensioni Ammissibili.

Il calcolo del bulbo delle tensioni indotte nel terreno dal carico di esercizio è stato condotto con il criterio di Boussinesq.

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con la Teoria della Elasticità, considerando le travi a comportamento meccanico rigido.

Tutti i calcoli di cedimento sono riferiti ad un carico massimo di esercizio di 147,00 kPa (1,5 kg/cm²).

I risultati dei calcoli hanno condotto alla stima delle capacità portante delle opere di fondazione analizzate, secondo n. 2 ipotesi che si riferiscono all'adozione di un piano di posa entro m 1,00 dal p.c. e da m. - 1,30 d.p.c., da cui risulta:

$$\begin{aligned} Q_{amm} &= 1,61 \text{ kg/cm}^2 && \text{(fondazione a - 0,90 d.p.c.)} \\ Q_{amm} &= 2,25 \text{ kg/cm}^2 && \text{(fondazione da - 1,30 d.p.c.)} \end{aligned}$$

Tutti i valori fanno riferimento alle seguenti ipotesi di calcolo:

- protezione dell'area di contatto fondazione/terreno di sedime; dopo lo scavo della trincea di fondazione, il fondo scavo dovrà essere immediatamente protetto mediante la realizzazione di un getto di "magrone" o la stesa di teli impermeabili, al fine di impedire l'idratazione dei litotipi superficiali causa di formazioni di pellicole di terreno a comportamento meccanico fortemente degradato o quanto meno imprevedibile rispetto al litotipo integro; la possibilità di realizzare tale protezione deve essere garantita già prima dell'esecuzione dello scavo stesso;
- la parametrizzazione geotecnica dei terreni sia quella descritta a pag. 8 della presente;
- i piani di imposta delle opere di fondazione siano quelli specificati a pag. 10/12 della presente e vengano preventivamente verificati in sede di scavo;
- non siano presenti elementi quali piano di posa inclinato, carichi inclinati, risultante dei carichi eccentrica;
- con riferimento ai dati geometrici riassunti nello schema di fondazione;
- l'assetto idrogeologico sia quello descritto;
- assenza al di sotto del piano di posa di terreni di riporto o rimaneggiamenti del terreno di sedime per la posa di linee interrato.

Si raccomanda di provvedere al getto del magrone contro terra immediatamente dopo l'ultimazione degli scavi ed in totale assenza d'acqua: data la predisposizione al rigonfiamento dello strato superficiale argilloso infatti, una volta liberati dal carico litostatico tali terreni tendono a decomprimersi nel giro di alcune ore, perdendo le buone proprietà assunte in tempi geologici. Per le stesse ragioni legate alla possibile anisotropia delle caratteristiche della matrice argillosa, è preferibile adottare quale piano di posa il secondo tecnostato, a partire dalla quota - 1,20 m d.p.c.

Il Geologo
Dott. Tarcisio Marini



Selargius 16 Giugno 2009

APPENDICI

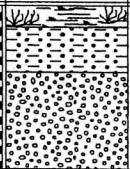
- A. STRATIGRAFIE
- B. CERTIFICATI DI PROVA (Classificazione delle Terre e Prova di taglio con apparecchio di Casagrande)
- C. Schema grafico delle tipologia di fondazione

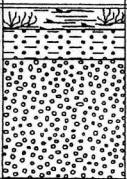
STRATIGRAFIA - Pozzetto n.1

SCALA 1 : 100

Pagina 1/1

Riferimento: Centro Sociale Polivalente	Sondaggio: Pozzetto n.1
Località: San Sperate	Quota:
Impresa esecutrice:	Data: 15.05.2009
Coordinate:	Redattore: Dott. Tarcisio Marini
Perforazione:	

Ø mm	R v	A r	Pz s	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 -- 100	S.P.T.		RQD % 0 -- 100	prof. m	DESCRIZIONE	
										S.P.T.	N				
														0,3	Suolo
				1		1) Dis								0,9	Sabbia limoso ghiaiosa, con microciottoli, addensata, asciutta
				2										2,2	Ghiaia sabbioso limosa, con grossi clasti arrotondati, marrone

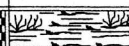

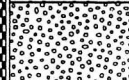
Riferimento: Centro Sociale Polivalente						Sondaggio: Pozzetto n.2										
Località: San Sperate						Quota:										
Impresa esecutrice:						Data: 15.05.2009										
Coordinate:						Redattore: Dott. Tarcisio Marini										
Perforazione:																
ø mm	R v	A r	S s	Pz	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 -- 100	S.P.T.		RQD % 0 -- 100	prof m	DESCRIZIONE	
											S.P.T.	N				
							2) Dis < 0,40 0,80								0,3	Suolo
					1.										0,7	Sabbia limoso ghiaiosa, con microciottoli, addensata, asciutta
					2.										2,3	Ghiaia sabbioso limosa, con grossi clasti arrotondati, marrone

STRATIGRAFIA - Pozzetto n.3

SCALA 1 : 100

Pagina 1/1

Riferimento: Centro Sociale Polivalente	Sondaggio: Pozzetto n.3
Località: San Sperate	Quota:
Impresa esecutrice:	Data: 15.05.2009
Coordinate:	Redattore: Dott. Tarcisio Marini
Perforazione:	

ø mm	R v	A r s	Pz	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 -- 100	S.P.T.		RQD % 0 -- 100	prof. m	DESCRIZIONE
										S.P.T.	N			
													0,5	Suolo
				1		1) Dis < 1,10 2,20							1,1	Sabbia limoso ghiaiosa, con microciottoli, addensata, asciutta
				2									2,2	Ghiaia sabbioso limosa, con grossi clasti arrotondati, marrone

COMMITTENTE:

Dott. Geol. Tarcisio Marini

LOCALITA':

Santa Suja, San Sperate

CANTIERE:

Centro Sociale Polivalente

SIGLA CAMPIONE:

C1+C3 mix

TIPO LITOLOGICO:

QUOTA PRELIEVO:

-0,00 m ÷ -1,20 m da p.c.

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

[UNI-CNR 10006]

DATA INIZIO PROVA:

29/05/2009

CARATTERISTICHE DEL CAMPIONE:

Disturbato composito

Contenuto d'acqua iniziale

11,51 %

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA

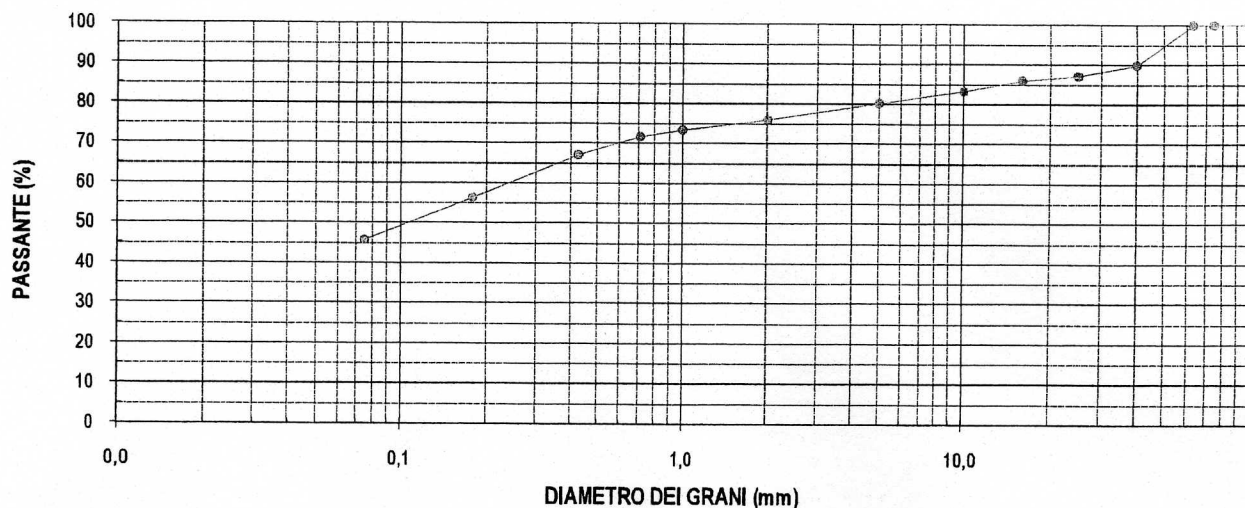
[Boll. Uff. CNR - Anno V, n° 23 - 14 dicembre 1971]

LIMITI DI ATTERBERG

[Boll. Uff. CNR - UNI 10014]

Setacci (mm)	Passante (%)
100,0	100,00
75,0	100,00
63,0	100,00
40,0	89,92
25,0	87,28
16,0	85,98
10,0	83,36
5,0	80,12
2,0	76,18
1,0	73,41
0,710	71,67
0,420	67,06
0,180	56,46
0,075	45,93

Limite liquido	27
Limite plastico	13
Indice plastico	14
Indice di gruppo	3
Classif. UNI-CNR 10006	Ar
Peso specifico	-



IL TECNICO DI LABORATORIO

Dott. Geol. Alessandro Stancari

IL DIRETTORE TECNICO:

Dott.ssa Geol. Maria Francesca Lobina

COMMITTENTE:

Dott. Geol. Tarcisio Marini

LOCALITA':

Santa Suja, San Sperate

CANTIERE:

Centro Sociale Polivalente

SIGLA CAMPIONE:

C2

TIPO LITOLOGICO:

Ghiaia sabbioso-limosa

QUOTA PRELIEVO:

-1,10 m + -2,20 m da p.c.

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

[UNI-CNR 10006]

DATA INIZIO PROVA:

29/05/2009

CARATTERISTICHE DEL CAMPIONE:

Disturbato composito

Contenuto d'acqua iniziale

7,59 %

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA

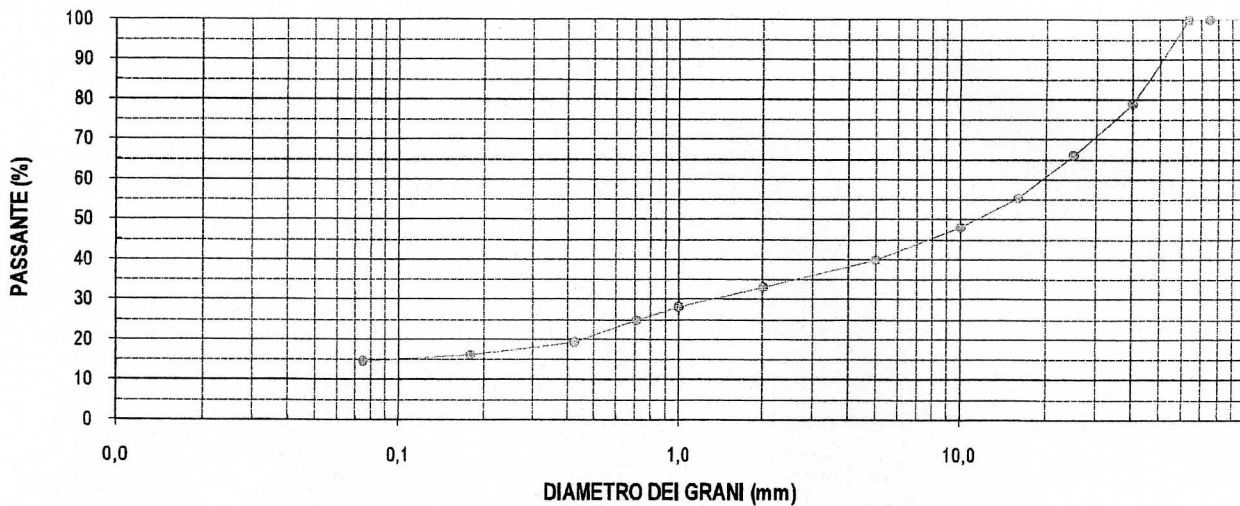
[Boll. Uff. CNR - Anno V, n° 23 - 14 dicembre 1971]

Setacci (mm)	Passante (%)
100,0	100,00
75,0	100,00
63,0	100,00
40,0	78,95
25,0	66,00
16,0	55,52
10,0	48,10
5,0	40,13
2,0	33,11
1,0	28,23
0,710	24,97
0,420	19,41
0,180	16,34
0,075	14,65

LIMITI DI ATTERBERG

[Boll. Uff. CNR - UNI 10014]

Limite liquido	65
Limite plastico	21
Indice plastico	44
Indice di gruppo	0
Classif. UNI-CNR 10006	4,3-7
Peso specifico	-



IL TECNICO DI LABORATORIO

Dott. Geol. Alessandro Stancari

IL DIRETTORE TECNICO:

Dott.ssa Geol. Maria Francesca Lobina

COMMITTENTE:

Dott. Geol. Tarcisio Marini

LOCALITA':

Santa Suja, San Sperate

CANTIERE:

Centro Sociale Polivalente

SIGLA CAMPIONE:

C4

TIPO LITOLOGICO:

Ghiaia sabbioso-limosa

QUOTA PRELIEVO:

-2,00 m ÷ -2,40 m da p.c.

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

[UNI-CNR 10006]

DATA INIZIO PROVA:

29/05/2009

CARATTERISTICHE DEL CAMPIONE:

Disturbato composito

Contenuto d'acqua iniziale

7,63 %

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA

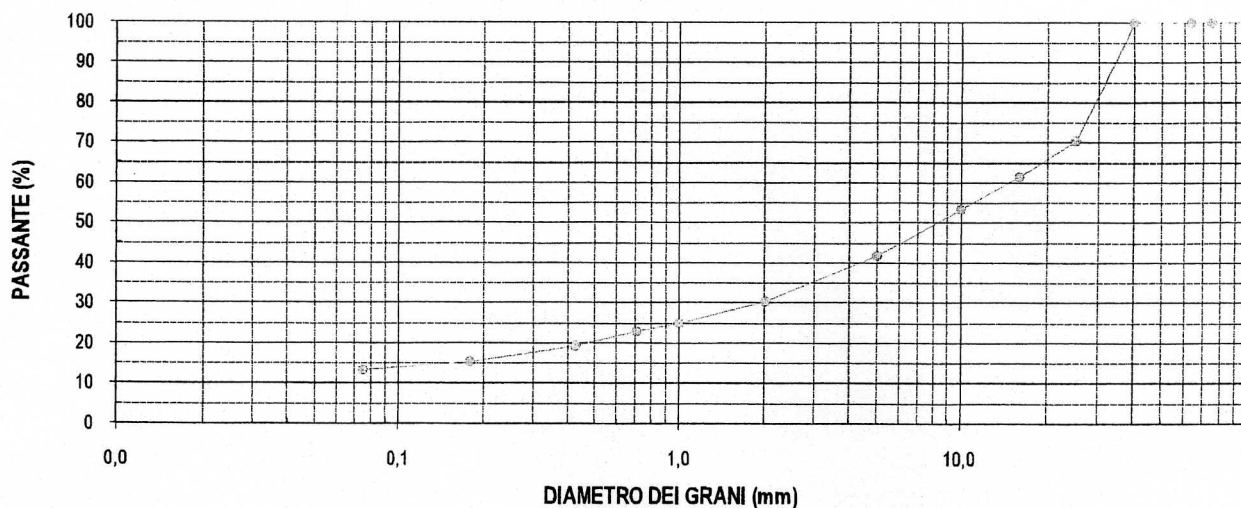
[Boll. Uff. CNR - Anno V, n° 23 - 14 dicembre 1971]

Setacci (mm)	Passante (%)
100,0	100,00
75,0	100,00
63,0	100,00
40,0	100,00
25,0	70,38
16,0	61,65
10,0	53,50
5,0	41,96
2,0	30,40
1,0	25,14
0,710	23,07
0,420	19,41
0,180	15,46
0,075	13,53

LIMITI DI ATTERBERG

[Boll. Uff. CNR - UNI 10014]

Limite liquido	52
Limite plastico	17
Indice plastico	35
Indice di gruppo	0
Classif. UNI-CNR 10006	227
Peso specifico	-



IL TECNICO DI LABORATORIO

Dott. Geol. Alessandro Stancari

IL DIRETTORE TECNICO:

Dott.ssa Geol. Maria Francesca Lobina

COMMITTENTE:

Dott. Geol. Tarcisio Marini

LOCALITA':

Santa Suja, San Sperate

CANTIERE:

Centro Sociale Polivalente

SIGLA CAMPIONE:

C2

TIPO LITOLOGICO:

Ghiaia sabbioso-limosa

QUOTA PRELIEVO:

-1,10 m ÷ -2,20 m da p.c.

PROVA DI TAGLIO CON APPARECCHIO DI CASAGRANDE

ASTM D3080

STRUMENTAZIONE: Macchina elettromeccanica per prove di taglio diretto e residuo [Tecnotest T 665/010]
CARATTERISTICHE PROVA: Consolidata non drenata su campione disturbato ricostruito (C.U.)
DIMENSIONI DEL PROVINO: Lato 60,0 mm - Altezza 19,5 mm
DATA INIZIO PROVA: 01/06/2009
TEMPO CONSOLIDAMENTO: 24 ore
VELOCITA' DI TAGLIO: 0,10006 mm/min

CARATTERISTICHE DEL CAMPIONE: Disturbato ricostruito
 Peso di volume naturale: 1,84 g/cm³
 Contenuto d'acqua iniziale: 7,59 %

DETERMINAZIONI

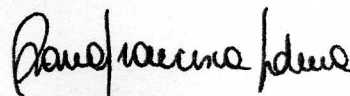
Provino N.	1	2	3
Peso di volume naturale (g/cm ³)	1,84	1,82	1,86
Peso di volume secco (g/cm ³)	1,71	1,69	1,73
Consolidazione			
s - Carico verticale (kPa)	102,87	198,21	293,55
Cedimenti (mm)	1,253	2,580	2,753
Peso di volume secco (g/cm ³)	2,33	2,48	2,56
Rottura			
Scorrimento orizzontale (mm)	5,72	4,98	4,18
t - Resistenza al taglio (kPa)	76,28	138,92	179,78
Deformazione verticale (mm)	0,620	0,384	0,311
Contenuto d'acqua (%)	18,26	16,81	15,97

Angolo di attrito (°)	28,49
Coesione (KPa)	24,07

IL TECNICO DI LABORATORIO
Dott. Geol. Alessandro Stancari



IL DIRETTORE TECNICO:
Dott.ssa Geol. Maria Francesca Lobina



COMMITTENTE:

Dott. Geol. Tarcisio Marini

LOCALITA':

Santa Suja, San Sperate

CANTIERE:

Centro Sociale Polivalente

SIGLA CAMPIONE:

C4

TIPO LITOLOGICO:

Ghiaia sabbioso-limosa

QUOTA PRELIEVO:

-2,00 m ÷ -2,40 m da p.c.

PROVA DI TAGLIO CON APPARECCHIO DI CASAGRANDE

ASTM D3080

STRUMENTAZIONE: Macchina elettromeccanica per prove di taglio diretto e residuo [Tecnotest T 665/010]
CARATTERISTICHE PROVA: Consolidata non drenata su campione disturbato ricostruito (C.U.)
DIMENSIONI DEL PROVINO: Lato 60,0 mm - Altezza 19,5 mm
DATA INIZIO PROVA: 04/06/2009
TEMPO CONSOLIDAMENTO: 24 ore
VELOCITA' DI TAGLIO: 0,10006 mm/min

CARATTERISTICHE DEL CAMPIONE: Disturbato ricostruito
 Peso di volume naturale: **1,98 g/cm³**
 Contenuto d'acqua iniziale: **7,63 %**

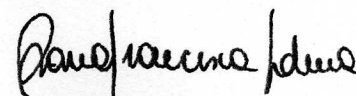
DETERMINAZIONI

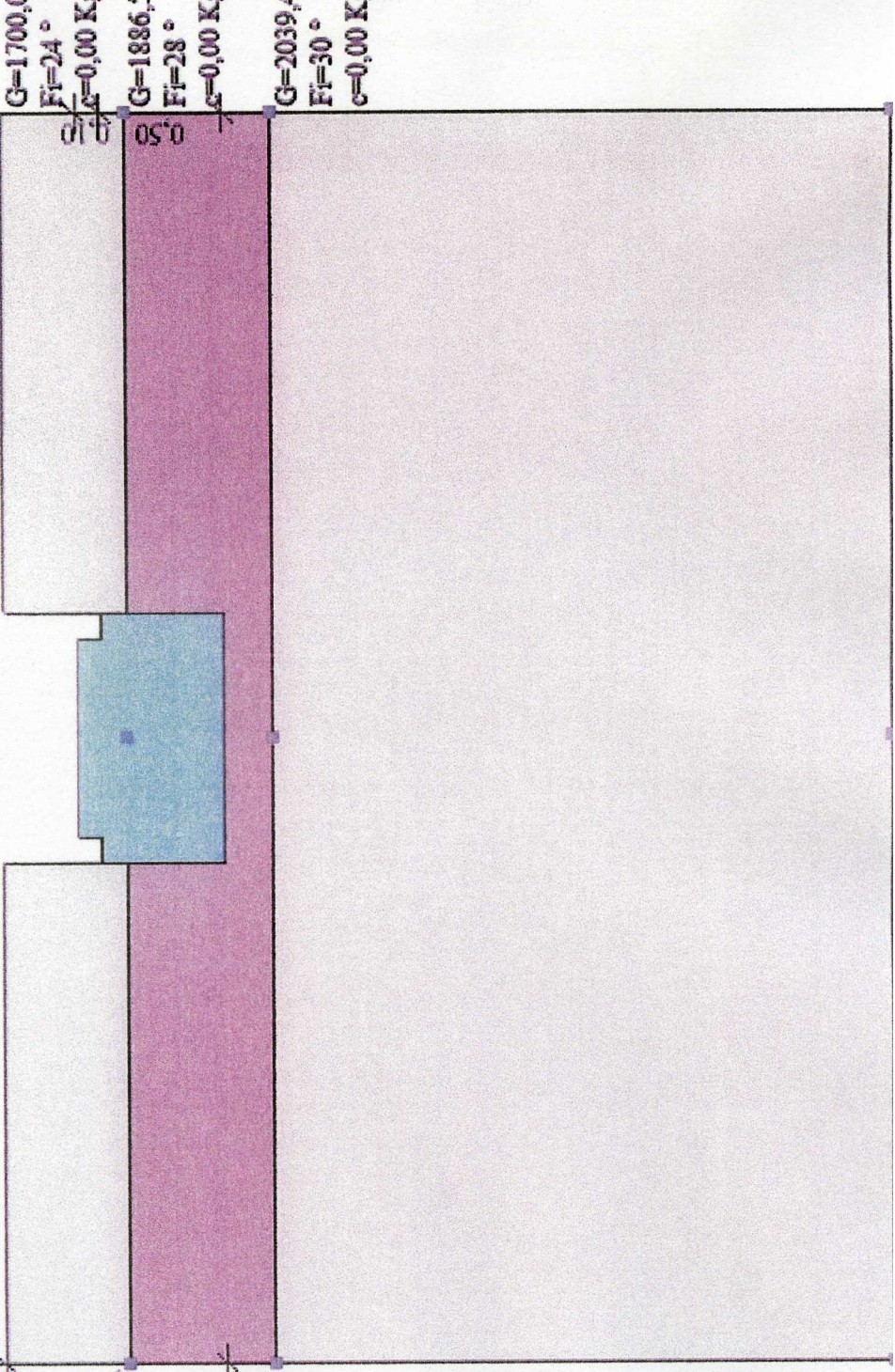
Provino N.	1	2	3
Peso di volume naturale (g/cm ³)	1,95	1,98	2,01
Peso di volume secco (g/cm ³)	1,82	1,84	1,87
Consolidazione			
s - Carico verticale (kPa)	102,87	198,21	293,55
Cedimenti (mm)	0,873	2,051	2,517
Peso di volume secco (g/cm ³)	2,42	2,61	2,74
Rottura			
Scorrimento orizzontale (mm)	4,13	5,81	5,77
t - Resistenza al taglio (kPa)	70,83	144,39	196,14
Deformazione verticale (mm)	0,506	0,371	0,349
Contenuto d'acqua (%)	15,63	15,58	17,19
Angolo di attrito (°)	33,31		
Coesione (KPa)	6,87		

IL TECNICO DI LABORATORIO
Dott. Geol. Alessandro Stancari



IL DIRETTORE TECNICO:
Dott.ssa Geol. Maria Francesca Lobina





G=1700,
Fi=24°
c=0,00 K

G=1886,
Fi=28°
c=0,00 K

G=2039,
Fi=30°
c=0,00 K

2.5
0.5
0.6

