

**DR. ANTONELLO ANGIUS**

**Geologo**

Tel/Fax: +39 070 40 32 74

Geotecnica – Ambiente – Idrogeologia - Territorio

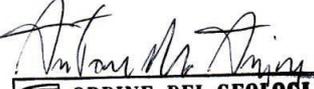
Pec: [angiusgeo@epap.sicurezzapostale.it](mailto:angiusgeo@epap.sicurezzapostale.it)

e-mail: [angiusgeo@tiscali.it](mailto:angiusgeo@tiscali.it)

Comune di Oristano

Provincia di Oristano

## **PROGETTO**

<p>Tavola: <b>Relazione geologica e geotecnica</b></p>	<p>Oggetto: <b>Lottizzazione C2 RU n località "Bau Cannas"</b></p>
<p>Data: Dicembre 2016</p>	
<p>Il Progettista: Ing. Stefano Volpe</p> <p>Il Geologo: Dr. Antonello Angius</p>   <p>I collaboratori: Dr. Marcello Piras</p>	

**Committente: CREAS S.r.l.**

## INDICE

1.0	PREMESSA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	pag. 2
<i>RELAZIONE GEOLOGICA IDROGEOLOGICA E SISMICA</i>		
2.0	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TOPOGRAFICO DEL SITO	pag. 3
3.0	CONTESTO STRUTTURALE E GEOLOGICO STRATIGRAFICO GENERALE	pag. 4
4.0	CONTESTO STRUTTURALE E GEOLOGICO STRATIGRAFICO LOCALE	pag. 6
5.0	IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA	pag. 8
6.0	PARAMETRI SISMICI	pag. 9
<i>INDAGINE GEOGNOSTICA E RELAZIONE GEOTECNICA</i>		
7.0	CARATTERISTICHE DELLA CAMPAGNA GEOGNOSTICA	pag. 15
7.1	PROVE SPT	pag. 16
7.2	PROVE CON POCKET PENETROMETER	pag. 16
7.3	PROVE LABORATORIO GEOTECNICO	pag. 16
8.0	CONTESTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA	pag. 16
8.1	COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO	pag. 18
9.0	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	pag. 18
9.1	RESISTENZA A TAGLIO	pag. 18
9.2	VERIFICA A SLITTAMENTO	pag. 22
9.3	CEDIMENTI	pag. 22

### **ALLEGATI:**

Planimetria ubicazione indagini geognostiche

Logs stratigrafici

Allegati fotografici

## 1.0 PREMESSA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La relazione illustra, in ottemperanza alla normativa vigente (NTC 2008), le risultanze geologiche sismiche e geotecniche scaturite dallo studio relativo alla progettazione esecutiva della Lottizzazione “C2 RU Bau Cannas” ubicata tra le Vie Campanelli e Manconi Passino, Zona C3 del vigente P.U.C., alla periferia settentrionale di Oristano.

I lavori sono stati commissionati dalla Società CREAS Srl al Dr. Geol. Antonello Angius (Albo Regionale Geologi Sardegna n.144).

Le operazioni in sito sono state svolte tra il 9 ed il 13 dicembre 2016.

Lo studio fa riferimento alla seguente normativa di Legge Regionale e Nazionale:

- Legge Regione Sardegna n. 45 del 22-12-1989 “Norme per l’uso e la tutela del territorio regionale” e successive modifiche e integrazioni, tra cui quelle della L.R. del 15-2-1996, n.9
- Adozione del PAI per la Regione Sardegna, redatto ai sensi della Legge n. 183/1989 e del D.L. n. 180/1998, con le relative fonti normative di conversione, modifica e integrazione. Delib. G.R. n. 15/31 del 30-3-2004 “Disposizioni preliminari in attuazione dell’O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274”
- Legge Regione Sardegna n. 19 del 6-12-2006 “Disposizioni in materia di risorse idriche e bacini idrografici”.
- Norme per l’uso e la tutela del territorio regionale” e successive modifiche e integrazioni, tra cui quelle della L.R. del 15-2-1996, n.9. Adozione del PAI per la Regione Sardegna, redatto ai sensi della Legge n. 183/1989 e del D.L. n. 180/1998, con le relative fonti normative di conversione, modifica e integrazione.
- Decreto Presidente Regione Sardegna n.67 del 10-7-2006 “Approvazione del PAI per la Regione Sardegna” .
- Decreto Presidente Regione Sardegna n. 35 del 21-3-2008 “Approvazione delle Norme di Attuazione del P.A.I.” che sono state aggiornate.
- Leggi regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale o interregionale
- Piani Territoriali di coordinamento (Province)
- Piano Strutturale e Regolamento Urbanistico di Oristano
- Decreto Ministeriale 14.01.2008 - Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998) - Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) - Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI

- Eurocodice 7.2 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) - Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI
- D.M. 11.03.988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Le operazioni d'indagine rispondono alla normativa tecnica ufficialmente riconosciuta, e in particolare fanno riferimento: alle Raccomandazioni A.G.I. (*Associazione Geotecnica Italiana*), ed alle norme dell'A.N.I.S.I.G. (*Associazione Nazionale delle Imprese Specializzate nelle Indagini Geognostiche*).

Tutti i lavori sono stati eseguiti dal personale specializzato dell'Impresa ed assistiti in cantiere da Geologi esperti di tecnica del sondaggio.

## RELAZIONE GEOLOGICA IDROGEOLOGICA E SISMICA

### 2.0 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TOPOGRAFICO DEL SITO

Il sito è ubicato nella periferia settentrionale del centro abitato di Oristano in località Sa Rodia-Brabau (**FIGURA 1**).



**FIGURA 1** – Foto aerea dell'area interessata dal progetto

I riferimenti cartografici sono rappresentati da:

Foglio n.528 sez. I “ Oristano Nord” dell'IGM (scala 1: 25.000);

Sez. “528080” della Nuova Carta Tecnica Regionale (scala 1: 10.000).

Il territorio comunale di Oristano ricade all’interno dell’Ambito n° 9 “Golfo di Oristano” del PTP e nell’ambito del sub-bacino n° 2 “Tirso” (Delibera n. 45/57 del 30.10.1990 Piano Assetto Idrogeologico).

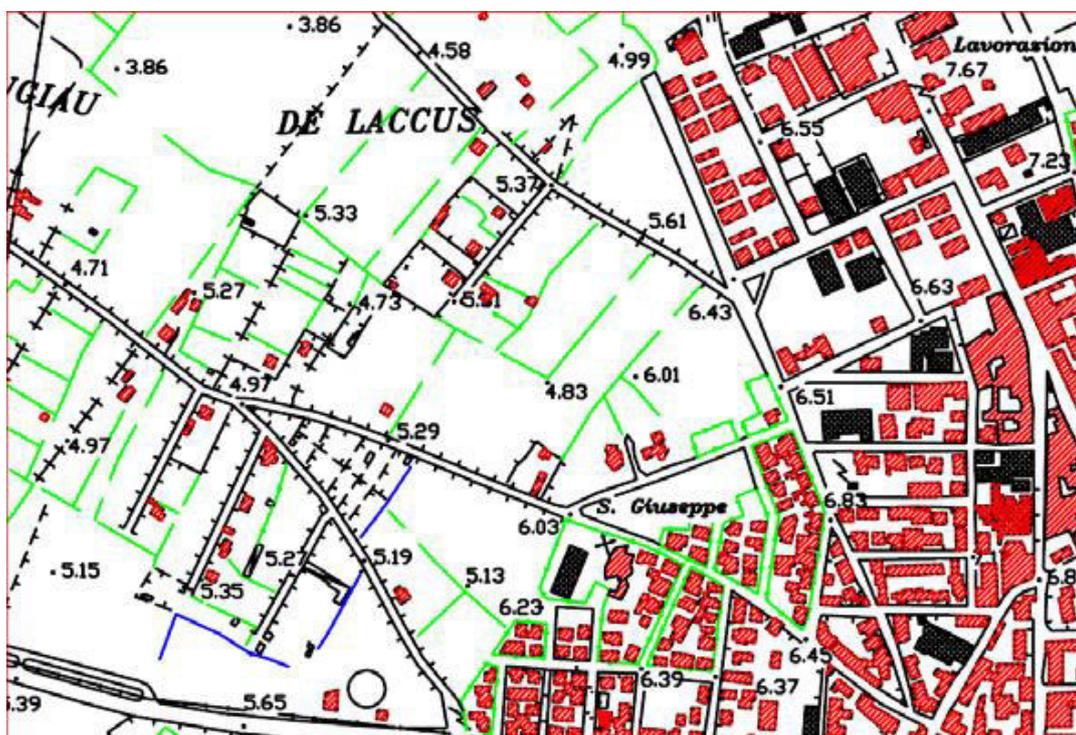


FIGURA 2 – Inquadramento I.G.M. Scala 1:10.000

Questo settore della Sardegna è delimitato a nord dalla penisola del Sinis, dal Massiccio vulcanico del Montiferru e dall’altopiano di Paulilatino, ad est dal Monte Grighine e dall’apparato vulcanico del Monte Arci, a sud dal Campidano meridionale, a sud - ovest dai rilievi di Monte Arcuentu da Capo Frasca e dallo Stagno di Santa Giusta, ad ovest dal Golfo di Oristano.

L’area rappresenta la zona di esondazione retrocostiera del fiume Tirso e costituisce una porzione del Bacino idrografico posta tra la città di Oristano e l’argine sinistro del corso d’acqua.

### 3.0 CONTESTO STRUTTURALE E GEOLOGICO-STRATIGRAFICO GENERALE

La storia geologica della Sardegna ha origine con l’orogenesi ercinica che coinvolge il batolite granitico in deformazioni, metamorfismo ed un intenso magmatismo intrusivo ed effusivo.

L’evoluzione tettonica “recente” dell’isola può invece essere fatta risalire al Cenozoico, caratterizzata dal succedersi di numerose fasi tettoniche, sia a carattere distensivo che compressivo e da due importanti cicli vulcanici, quello calco-alcalino e quello alcalino rispettivamente Oligomiocenico e Plio-pleistocenico.

I primi eventi tettonici che hanno portato all’attuale fisiografia dell’isola sono invece riconducibili all’Oligocene Superiore–Miocene Inferiore, quando nel blocco Sardo-Corso si instaurò una tettonica

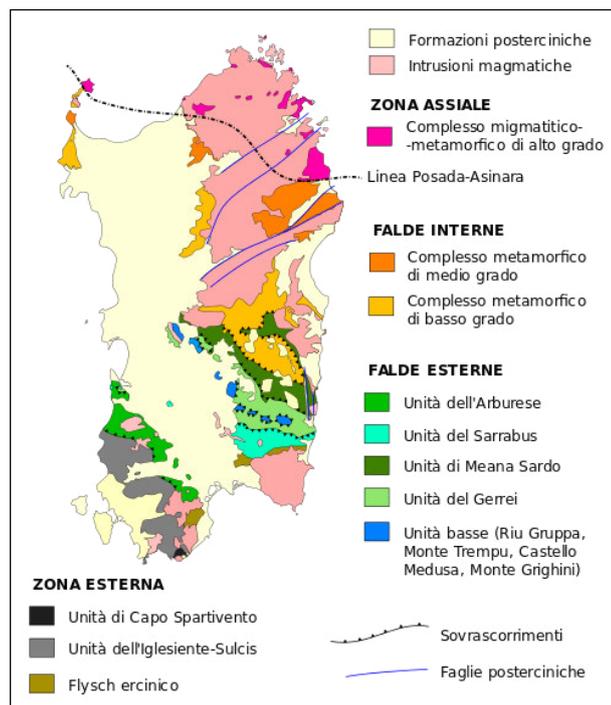
trascorrente con il successivo distacco e rotazione della microplacca Sardo-Corsa nel bacino del Mediterraneo che portò le future isole a migrare verso SE, sino ad occupare l’attuale posizione.

Contestualmente prese forma la Fossa Sarda o rift Sardo, bacino tettonico che si sviluppa dal Golfo di Cagliari a quello dell’Asinara.

A partire dal Miocene superiore e fino al Plio–pleistocene tutta l’isola venne interessata da una nuova fase distensiva che favorì una breve e localizzata ingressione marina nel Pliocene inferiore. Coeve a questa fase di tettonica distensiva sono le importanti manifestazioni vulcaniche Plio-Pleistoceniche nonché la formazione del Graben del Campidano, fossa tettonica impostasi nella parte meridionale della preesistente Fossa Sarda. Questa sub-struttura si estende dal Golfo di Oristano (limitata dai massicci del Montiferru e del Grighine) sino al Golfo di Cagliari.

Il graben è delimitato da faglie parallele e normali all’asse del rift che affiorano solo ai bordi della struttura, essendo quasi sempre coperte da potenti coltri alluvionali.

In conclusione, focalizzando e riducendo il campo descrittivo a quelle che possono essere le strutture tettoniche presenti nell’area di progetto, si evidenzia come in affioramento non ve ne siano di rilievo apprezzabile e come quelle profonde, giacendo in uno stato di totale quiescenza non possano interagire con l’opera in progetto.

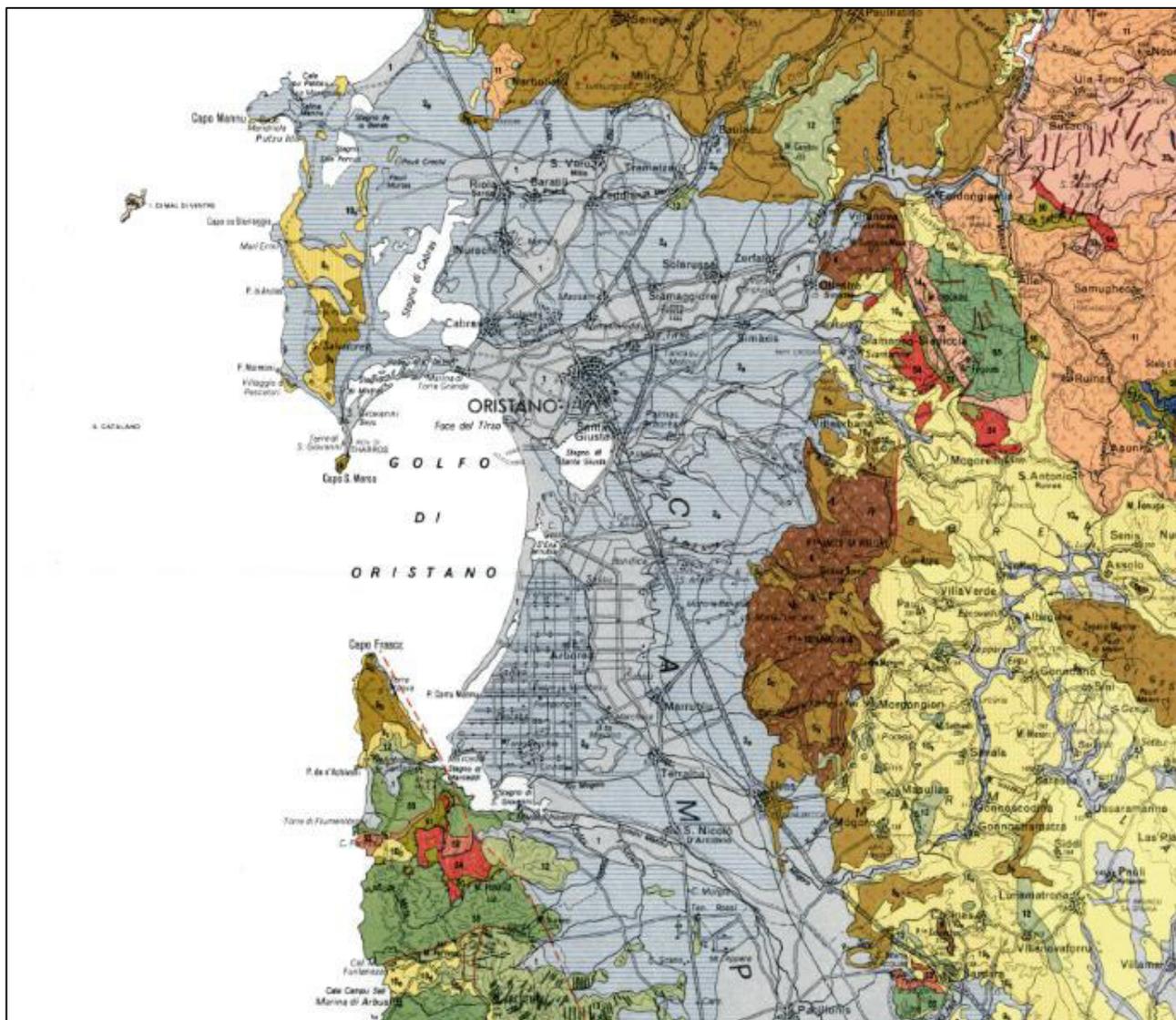


**FIGURA 3:** Schema tettonico della Sardegna

Il picco massimo di subsidenza del graben coincide con l’accumulo dei depositi clastici continentali della Formazione di Samassi (Pliocene-Pleistocene inf.), derivati dall’intenso disfacimento dei rilievi Paleozoici e Miocenici. Nel complesso si valuta uno sprofondamento del

bacino Cenozoico sardo di circa 3.000 m ed una colmata di 2.400 m di sequenze sedimentarie e di 600 metri di vulcaniche Oligomioceniche e depositi Plio-quadernari.

I sedimenti dei depositi Quaternari sono ampiamente rappresentati nell’area d’indagine, mentre i sedimenti del Pleistocene medio-inferiore marino e del Pliocene-medio-inferiore (Formazione di Samassi) sono presenti nel sottosuolo dell’area.



**FIGURA 4** – Inquadramento geologico a grande scala (*Stralcio carta geologica della Sardegna 1:200.000*)

#### 4.0 CONTESTO STRUTTURALE E GEOLOGICO-STRATIGRAFICO LOCALE

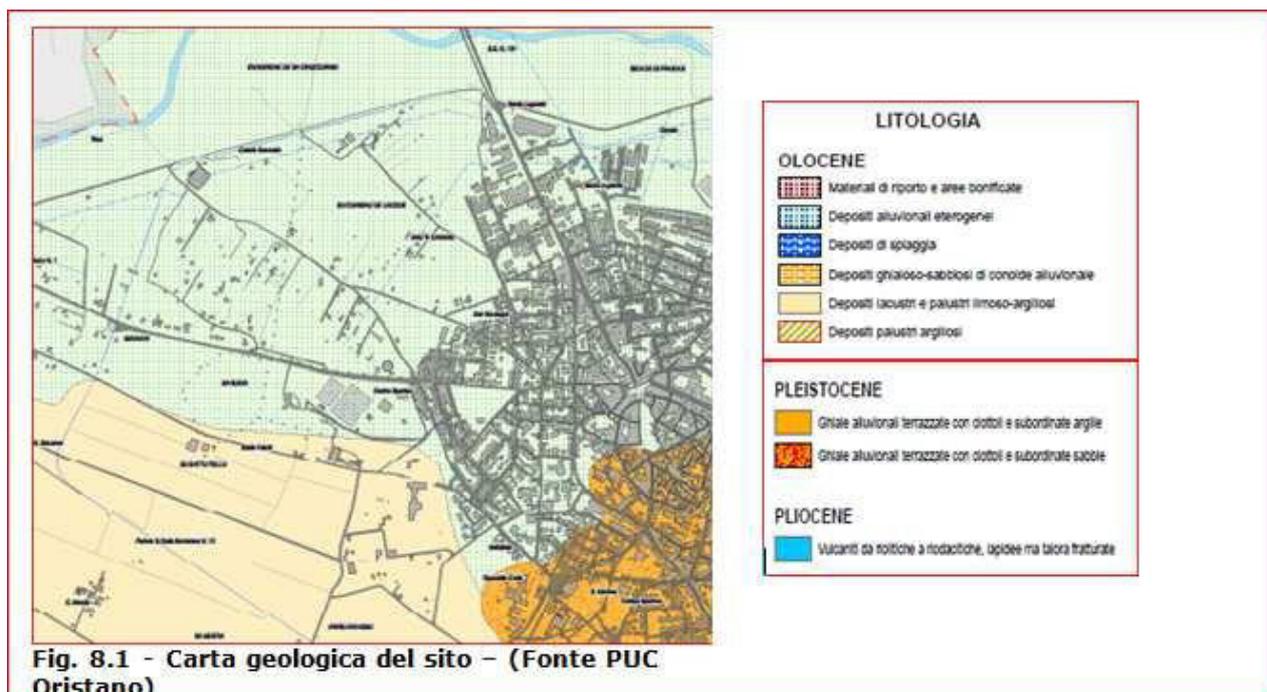
Il settore in esame coincide con la porzione retrostante la fascia costiera del golfo di Oristano ed appartiene alla porzione nord-occidentale della pianura del Campidano.

L’attuale morfologia e l’origine dei sedimenti presenti in affioramento sono dovuti al sovrapporsi nell’area, a partire dal Pleistocene, di una serie di fenomeni geologici quali: la formazione dei cordoni dunali, le oscillazioni eustatiche Quaternarie, fenomeni di subsidenza, esondazioni e divagazione dell’alveo del Tirso. Tutto ciò ha portato alla sedimentazione in ambiente lacustre-palustre di un

complesso superficiale di lenti a differente granulometria, interdignate in dettaglio in maniera complessa ma “in grande” spesso accorpabili in livelli stratigraficamente omogenei.

La maggior parte delle aree palustri sono state bonificate di recente e sono interessate da una fitta rete di canali di bonifica e dalle arginature del Tirso realizzati a partire dagli anni ‘30.

Attualmente un’idrovoia permette l’allontanamento delle acque superficiali consentendo lo sfruttamento agricolo dei terreni extra golenali. Sino alla costruzione della diga di Santa Chiara l’area era interessata dalle esondazioni del Tirso durante gli eventi di piena.



**Figura 5:** Stralcio carta geologica del sito

Le principali unità litologiche affioranti nel settore sono essenzialmente due, separate da una importante superficie di erosione corrispondente ad una fase di incisione e terrazzamento:

il Subsistema di Portoscuso, noto in letteratura come “Alluvioni Antiche” (Pleistocene superiore), rappresentato da depositi di conoide alluvionale, costituiti in prevalenza da ghiaie grossolane, talora blocchi, con spigoli da sub angolosi a sub arrotondati e subordinate sabbie che s’intercalano ai livelli ghiaiosi, costituisce il substrato di tutta l’area; appartiene stratigraficamente al Sintema di Portovesme, messo in posto al termine della penultima fase fredda Pleistocenica.

le “Alluvioni recenti” comprendono sia i sedimenti attuali che quelli derivati dall’evoluzione dell’ambiente fisico durante l’Olocene. Si tratta prevalentemente di depositi alluvionali terrazzati ubicati a quote inferiori rispetto ai terrazzi Pleistocenici, originati dall’erosione delle “Alluvioni antiche”. Le facies deposizionali si possono riferire a sistemi di conoide-piana alluvionale.

Le “Alluvioni recenti” e sono a loro volta ricoperte da depositi alluvionali attuali e sub attuali.

L'orografia prevalentemente pianeggiante del settore è il risultato della presenza del tratto terminale del fiume Tirso e degli altri fiumi che sfociano nel Golfo di Oristano e da importanti stagni e lagune costiere.

Il tratto terminale della pianura, quello nel quale ricade il settore in studio, si sviluppa a quote comprese tra circa 5,00 m slm e 2,00 m slm, che degradano dolcemente, fino a raccordarsi con il livello del mare.

L'area direttamente interessata dal progetto, in parte già antropizzata, ha morfologia pianeggiante, con quota media 4,00 m slm.

Questo tratto, prossimo all'alveo del Tirso, è interessato da una fitta rete di canali di irrigazione e scolo del Consorzio di Bonifica dell'Oristanese.

## **5.0 IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA**

Il fiume Tirso scorre attualmente circa 1 Km a nord dell'area in esame, questo corso d'acqua che per lunghezza dell'asta ed ampiezza del bacino è il principale della Sardegna, condiziona in maniera fondamentale l'assetto idraulico ed idrogeologico del settore.

Il sistema dei canali di scolo consortili trasferisce le acque superficiali, tramite il Canale di San Giovanni, allo stagno di Santa Giusta, quest'ultimo è collegato al mare dal Canale di Pesaria.

La profondità della falda è stata rilevata sia nel corso dei sondaggi sia nel pozzo a medio-grande-diametro adiacente il lotto in esame. La piezometrica risulta stabilizzarsi a circa -1.80 metri dal p.c..

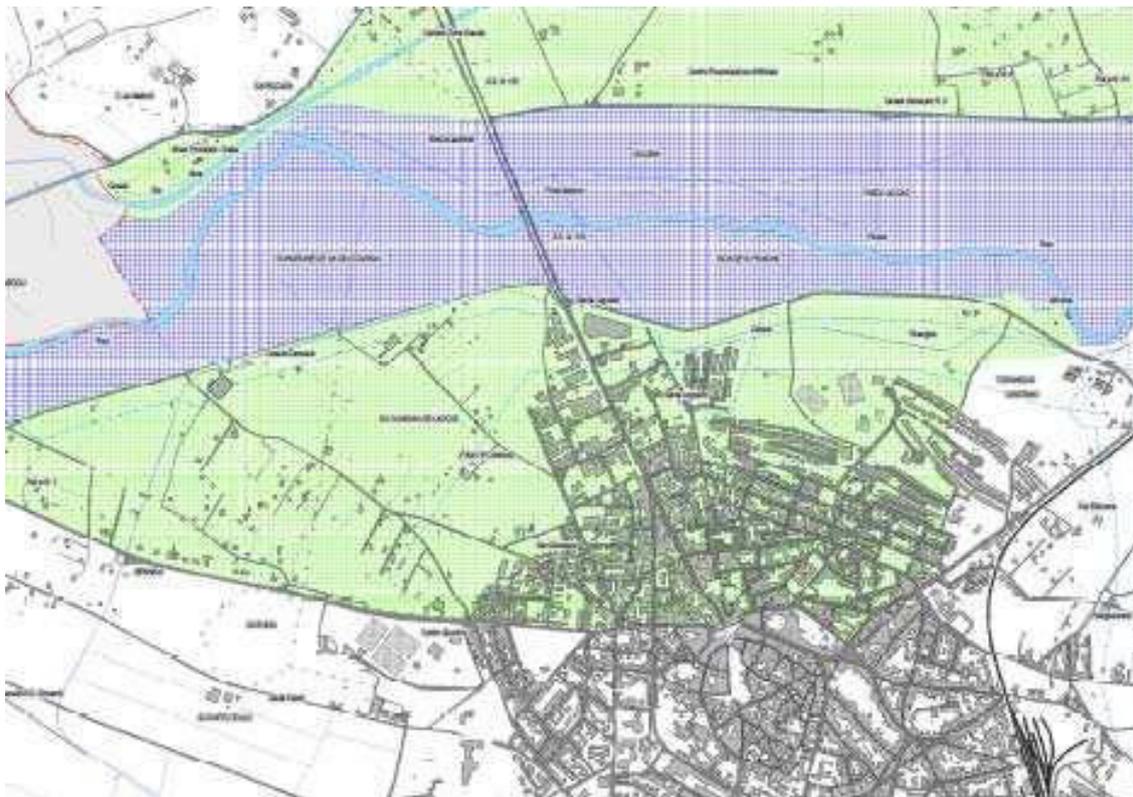
Le alluvioni recenti poco cementate e poco costipate, spesso ghiaiose- sabbiose, presentano nel complesso una permeabilità media che, in funzione della percentuale dei materiali fini può decrescere od aumentare consistentemente.

I terreni argilloso-limosi delle aree paludose sono invece caratterizzati da permeabilità da bassa a molto bassa.

Gli acquiferi freatici e semiconfinati principali, generalmente molto superficiali si rinvencono nelle alluvioni sabbioso-ciottolose più recenti, sono alimentati principalmente dal corso di subalveo dei corsi d'acqua, dal drenaggio dei numerosi canali di bonifica e dalla stessa infiltrazione efficace alimentata dalle acque di irrigazione e da quelle meteoriche. Anche l'idrografia sepolta contribuisce ad alimentare queste falde acquifere.

I livelli coesivi e limosi devono essere considerati, ai fini delle verifiche geotecniche, saturi per capillarità anche per alcuni metri al di sopra della quota della piezometrica.

La verifica di vulnerabilità idrogeologica per l'area interessata dal piano di lottizzazione è stata basata sull'analisi dei caratteri in campo e sui risultati riportati nel PAI (Piano di Assetto Idrogeologico Regione Sardegna).



**Figura 6:** Valutazione pericolo di inondabilità (fonte PAI)

**LEGENDA:**

Azzurro = classe pericolosità *Hi4*

Verde = classe pericolosità *Hi1*

Dalla lettura delle carte si nota che il sito interessato dalla lottizzazione in progetto ricade in classe *Hi1*.

L'area, per quanto prossima all'alveo del Tirso, è caratterizzata da bassa pericolosità sia per la presenza di adeguati arginature sia per la presenza a monte lungo il fiume, di una serie di opere di ritenuta, che svolgono anche funzioni di regimazione.

Il sito oggetto del piano di lottizzazione risulta pertanto compatibile dal punto di vista idraulico con il progetto in esame.

## 6.0 PARAMETRI SISMICI

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati si definiscono, secondo le NTC 2008, a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

Determinata la tipologia dell'opera (tipo 2 per quella in esame) e la sua Vita Nominale (per l'opera è prevista una  $VN \geq 50$  anni) secondo la Tab. 2.4.I

Tab. 2.4.I NTC: Tipo di costruzione e relativa Vita Nominale

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Si stabilisce la Classe d'uso (Classe II per l'opera in esame), secondo la seguente tabella:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Si determina quindi il coeff. d'uso ( $C_U = 1$  per l'opera in esame) dalla tab. 2.4.II:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$ 

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Si ricava quindi il *periodo di riferimento*  $V_R$  moltiplicando la vita nominale dell'opera per il coeff. d'uso

$$V_R = V_N \times C_U$$

$$V_R = 50 \times 1 = \mathbf{50 \text{ anni}}$$

Il paragrafo 2.7 delle NTC 2008 e la circolare n.617 del 2/2/2009 del CSLP chiariscono che: in zona 4 per il caso in esame il Progettista potrebbe utilizzare anche il seguente metodo semplificato:  
 - *valido per tutte le costruzioni e classi d'uso, conducendo le verifiche di sicurezza nei confronti dello SLV per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un fattore di struttura di valore non superiore a  $q = 2,15$*

Ricordiamo che tutti i Comuni Sardi sono classificati in **zona 4** e quindi a pericolosità sismica molto bassa.

ZONA SISMICA	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA CONVENZIONALE SU SUOLO DI CATEGORIA A, CON PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO PARI AL 10% IN 50 ANNI ( $a_g$ )
1	ELEVATA	0.35g
2	MEDIA	0.25g
3	BASSA	0.15g
4	MOLTO BASSA	0.05g

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite per ciascuna delle  $PV_R$ , nel periodo di riferimento a partire dai seguenti parametri, riferiti al sito di riferimento orizzontale e rigido:  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_C$

- Accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  (espressa in g/10);
- Valore massimo  $F_0$  (adimensionale) del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Inizio del periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T^*_C$  (secondi).

L'allegato B tab.1 delle NTC. fornisce, per determinati tempi di ritorno ( $T_R$ ) e per 10751 punti del territorio nazionale, disposti su un reticolo a maglie quadrate di circa 10 km di lato, i precedenti parametri (i valori sono identici per tutta la Sardegna, a parità di  $T_R$ ).

### **Pericolosità sismica locale**

Per superfici topografiche non orizzontali e suoli di categoria differente, la risposta del terreno e quindi la pericolosità sismica di base possono essere anche molto differenti da quelli base. La pericolosità di un terremoto dipende infatti non solo dalla sua intensità ma anche dalle caratteristiche geologiche e morfologiche del sito in esame.

Secondo le NTC in alternativa alla determinazione diretta delle  $V_{s,30}$ , per la determinazione della pericolosità sismica locale, si può far riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla individuazione di categorie di suolo di riferimento basandosi sulla tabella sottostante (dopo aver determinato la resistenza penetrometrica dinamica equivalente o determinando la  $C_U$ ).

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa) che includono almeno uno strato di 8 metri di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 metri di torba o di argilla altamente organica.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti

L'esame della geometria stratigrafica interpolato con i risultati delle analisi geognostiche suggerisce di attribuire ai terreni in esame la Categoria **D**.

Per le fondazioni superficiali i 30 metri da caratterizzare sono riferiti al piano di posa delle stesse, mentre per le fondazioni su pali sono riferiti alla testa dei pali.

**Tab. 3.2.IV - Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i \geq 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Categoria topografica **T1** per il caso in esame

Una volta stabilite le categorie di sottosuolo e topografica, si determinano i coefficienti  $S_S$  (di amplificazione stratigrafica),  $C_c$  (funzione della categoria di suolo) e  $S_T$  (di amplificazione topografica) con l'ausilio delle seguenti tabelle.

Espressioni dei coefficienti $S_S$ e $C_c$		
Categoria	$S_S$	$C_c$
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1 (pendii con $i \leq 15^\circ$ )	-----	1,0
T2 (pendii con $i \geq 15^\circ$ )	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3 (creste con $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ )	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4 (creste con $i \geq 30^\circ$ )	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove  $S_T$  assume valore unitario.

Il calcolo dei coeff. sismici varia inoltre in funzione dell’opera (opere di sostegno, pendii o fondazioni, paratie).

I parametri sismici locali (relativi a pendii o fondazioni) sono quindi:

$a_{max}$ ;  $S_T$ ;  $S_S$ ; (che definiscono le forme spettrali)

si determina quindi  $a_{max} = a_g \times S_T \times S_S$

Si determinano, infine, i coefficienti di intensità sismica orizzontale e verticale

$K_h = \beta_s \times (a_{max} / g)$   $K_v = \pm 0.5 K_h$

con  $\beta_s$  coeff. di riduzione dell’accelerazione max attesa al sito

*$\beta_s$  coeff. di riduzione dell’accelerazione max attesa al sito*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) = 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) = 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) = 0,1$	0,20	0,20

Riassumendo le condizioni considerate per la valutazione della risposta sismica dell’opera in oggetto sono le seguenti:

Tipo di elaborazione: stabilità dei pendii e fondazioni

Coord. topografiche, localizzazione: Sardegna

Zona sismica: 4

Tipo di interpolazione: media ponderata

$a_g = 0.05 g$

Vita nominale  $V_N = 50$  anni

Categoria sottosuolo = D

Edificio: Classe II

Coeff. d’uso  $C_U = 1$

Vita di riferimento: 50 anni

Categoria topografica = T1

Nei confronti delle azioni sismiche gli SL (sia SLU che SLE) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, ogni stato limite da prendere in esame deve essere riferito ad un determinato *Periodo di riferimento*  $V_R$ , in funzione di esso si impone una possibilità di superamento  $P_{V_R}$  da parte di  $a_g$  del valore “base” riferito a tale periodo.

La  $P_{V_R}$  in funzione dei diversi stati limite si ricava utilizzando la tabella seguente:

**Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato**

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

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{V_R}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa  $P_{V_R}$ , il periodo di ritorno del sisma  $T_R$  è direttamente legato alla vita di riferimento  $V_R$  dalla formula:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \quad (C.3.2.1)$$

Tabella C.3.2.I.- Valori di  $T_R$  espressi in funzione di  $V_R$

Stati Limite	Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$	
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^{\dagger}) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni} (^{\dagger})$

### Parametri sismici locali

	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_c$ (sec)
Operatività (SLO)	30	0.019	2.610	0.273
Danno (SLD)	50	0.024	2.670	0.296
Salvaguardia della vita (SLV)	475	0.050	2.880	0.340
Prevenzione dal collasso (SLC)	975	0.060	2.980	0.372

### Coefficienti sismici

	$S_s$	$C_c$	$S_T$	$K_h$	$K_v$	$a_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\beta$
<b>SLO</b>	1,800	2,390	1,000	0,012	0,006	0,6	0,200
<b>SLD</b>	1,800	2,300	1,000	0,012	0,006	0,6	0,200
<b>SLV</b>	1,800	2,140	1,000	0,012	0,006	0,6	0,200
<b>SLC</b>	1,800	2,050	1,000	0,012	0,006	0,6	0,200

Nelle verifiche sismiche entrano in gioco anche i coeff.  $\psi$  funzione della categoria dell'edificio o delle azioni variabili.

Nella progettazione per le AZIONI SISMICHE il rispetto dei vari SL è conseguito:

Nei confronti di tutti gli SLE se sono rispettate le verifiche al solo SLD;

Nei confronti di tutti gli SLU se sono rispettate le verifiche al solo SLV.

I coeff. sismici  $K_h$  e  $K_v$  agiscono direttamente sui coeff. di carico limite della formula trimomia  $N_q, N_c, N_\gamma$

Per valutare l'effetto sismico sul carico limite del terreno di fondazione Paolucci & Pecker (1977) introducono sui tre termini della capacità portante i fattori parziali  $Z$  così determinati:

$$Z_q = (1 - K_h / \tan \phi)^{0,35} \quad Z_c = 1 - 0,32 \times K_h \quad Z_\gamma = Z_q$$

La verifica a scorrimento in condizioni sismiche si ottiene imponendo che il taglio sismico  $T_k$  sia:

$$T_k \leq \frac{1}{\gamma_R} \left[ N_k \cdot \frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_\phi} \right]$$

Il valore di  $T_k$  si ottiene da  $W$  (carico verticale) x  $K_{hi}$  con  $K_{hi} = H/W$   
dove  $H$  = carico orizzontale

**INDAGINE GEOGNOSTICA E RELAZIONE GEOTECNICA****7.0 CARATTERISTICHE DELLA CAMPAGNA GEOGNOSTICA**

La campagna geognostica è stata articolata come segue:

- sopralluogo, ubicazione dei sottoservizi e delle verticali di sondaggio, rilievo geologico di superficie;
- esecuzione di 3 sondaggi a rotazione con carotaggio continuo ( $\varnothing$  101 mm.), spinti a profondità comprese tra 10,00 e 10,50 metri dal piano campagna, integrati da prove SPT e misure con pocket penetrometer;
- rilievo ripetuto dei livelli piezometrici nei sondaggi ed in un pozzo adiacente l'area;
- Integrazione e confronto dei dati con quelli provenienti da varie indagini eseguite in aree immediatamente limitrofe ed affini per caratteristiche stratigrafiche e geotecniche.

Poiché sono stati intercettati esclusivamente terreni non lapidei si è sempre operato con carotiere semplice. Sono state utilizzate tubazioni di rivestimento provvisorio  $\varnothing$  127 mm.

Le carote estratte sono state scortecciate e riposte in cassette monostampo in PVC dotate di coperchio, contenenti 5 ml ciascuna, opportunamente siglate e fotografate (vedi allegati fotografici).

I sondaggi e le prove hanno consentito la ricostruzione stratigrafica e la parametrizzazione geotecnica dei terreni dell'area.

**7.1 PROVE SPT**

Durante l'avanzamento dei sondaggi, per la determinazione dello stato di addensamento dei terreni, sono state effettuate complessivamente 10 prove S.P.T, opportunamente ripartite nei diversi sondaggi, i risultati sono riportati nelle stratigrafie allegare e riassunti nella tabella seguente.

**Tab.1: Prove S.P.T.**

Sondaggio	Prof. dal p.c. (m)	N	N	Litotipo
		SPTx 15 cm	SPTx 30 cm	
1	1.00	3-3-4	7	Sabbia
1	2.00	2-3-4	7	Argilla sabbiosa
1	5.10	9-11-7	18	Sabbia argillosa
1	6.00	4-5-7	12	Sabbia argillosa
1	9.70	2-6-6	12	Sabbia
2	1.00	2-4-5	9	Sabbia
2	5.40	1 colpo = 1 metro	0	Sabbia
2	7.00	0,90 mt con il solo peso	0	Argilla limosa
3	1.00	2-3-4	7	Argilla limosa
3	6.00	6-5-6	11	Sabbia

Per l'esecuzione della prova si utilizza un'attrezzatura automatica, mediante la quale per battitura (massa battente, altezza di caduta del maglio, peso delle aste, apertura della punta, etc., sono standardizzati) s'infigge nel terreno, a fondo foro, il campionatore Raymond (o una punta

conica nei terreni ghiaiosi); viene rilevato il numero di colpi necessario per l'infissione di 3 tratte pari a 15 cm/cad. La somma del numero dei colpi relativo alla seconda e terza tratta forniscono  $N_{SPT} = X \text{ colpi}/30 \text{ cm}$ .

Attraverso opportune correlazioni si risale al valore dei parametri geotecnici del tratto testato.

## 7.2 PROVE CON POCKET PENETROMETER

Su tutti i livelli coesivi debolmente rimaneggiati sono state eseguite prove con Pocket Penetrometer GEOTOP ST308. Mediante la prova è possibile stimare il valore di Coesione non drenata ( $C_u$ ) e valutare in dettaglio la variazione di tale parametro in funzione della profondità.

## 7.3 PROVE LABORATORIO GEOTECNICO

Nel corso dell'indagine non sono state eseguite prove geotecniche presso laboratorio geotecnico ma sono state prese in considerazione prove eseguite in aree adiacenti su terreni con caratteristiche stratigrafiche e valori SPT affini a quelli in esame.

## 8.0 CONTESTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

I sedimenti interessati dal bulbo delle tensioni indotte dalle strutture di fondazione in progetto sono tutti di origine alluvionale. La struttura dei depositi caratterizzanti il sito e l'area circostante è costituita da lenti interdigitate in maniera complessa e solo “in grande” schematizzabile in livelli omogenei.

La successione stratigrafica evidenzia la presenza, a partire da circa – 9 metri dal p.c., di un substrato costituito da terreni di origine fluviale, sabbiosi e ghiaiosi, messi in posto nell'Olocene dal fiume Tirso.; seguono, verso l'alto, sedimenti da sabbiosi a limosi ed argillosi tipici di un paleoambiente riducente da palustre a lacustre, sedimentati in un arco temporale compreso tra l'Olocene e l'attuale, questo livello che si estende sino a circa -3 mt dal p.c., presenta caratteristiche geotecniche da scadenti a molto scadenti. Tra questo complesso ed il suolo (da -3.00 a -1.00 mt circa) sono presenti terreni prevalentemente attritivi e parzialmente ossidati con mediocri caratteristiche geotecniche. La sequenza è chiusa verso l'alto da una coltre pedogenizzata sabbioso-argillosa.

I terreni sono pertanto schematizzabili, partendo dall'alto verso il basso, in 4 livelli: **A)** Suolo, **B)** Sabbia e argilla limoso-sabbiosa, **C)** Complesso di lenti interdigitate di argilla, sabbia e limo sabbioso **D)** Sabbia e sabbia con ciottoli.

I livelli possono essere assunti come geotecnicamente omogenei, anche alla luce dell'entità dei carichi in esame e delle dimensioni della struttura di fondazione con conseguente omogenea ripartizione delle tensioni di contatto.

La suddivisione in livelli tiene conto non solo delle caratteristiche granulometriche ma soprattutto dei valori geotecnici medi.

I valori di coesione ed angolo d'attrito indicati nel seguito possono essere considerati valori “caratteristici”.

Ciò premesso è possibile attribuire ai singoli livelli i seguenti parametri geotecnici:

**A) da mt 0.00 a -0.80 (max -1.20) Suolo**

Suolo argilloso-sabbioso, marrone scuro, rimaneggiato dalle arature e poco addensato. Le caratteristiche geotecniche sono scadenti.

In questo livello sarà ammorsata la struttura di fondazione, la porzione asportata potrà essere utilizzata per riportare in quota le aree verdi.

Anche sulla base di indagini eseguite in aree limitrofe si attribuiscono i seguenti parametri geotecnici:

**Classificazione CNR-UNI 10006 A7-6**

**Peso di volume naturale  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$**

**DR 15-30%                   $\varphi = 23^\circ$                    $C_u \geq 0 \text{ kN/m}^2$**

**$E_{\text{Young}} = 3000 \text{ kN/m}^2$**

**Coeff. di Winkler  $W = 1.5 \text{ Kg/cm}^3$**

**B) da mt -0.80 (max -1.20) a -3.10 (max -3.60) Sabbia sfumante in argilla limoso-sabbiosa**

Sabbia media e fina incoerente, umida, da poco addensata a sciolta, ossidata, sfumante in argilla sabbiosa e limosa con livelletti sabbiosi, ossidata, poco consistente, satura.

La parametrizzazione geotecnica di tali sedimenti è basata sui risultati delle prove SPT, sulle prove con pocket penetrometer e sulle prove di laboratorio eseguite su campioni prelevati nel corso di campagne d'indagine eseguite in aree adiacenti.

Il valore  $N_{\text{SPT}}$  medio riscontrato è pari a 7 colpi/30 cm., mentre nei livelli coesivi il valore di  $C_u$  varia tra 0,4 e 1,0 kg/cmq

Ai fini delle verifiche geotecniche si assume il livello come attritivo e si associano i seguenti parametri geotecnici:

**Contenuto d'acqua = da considerare saturo**

**Peso di volume naturale  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$**

**DR 20-30%                   $\varphi = 25^\circ$                    $C_u \geq 0 \text{ kN/m}^2$**

**$E_{\text{Young}} = 6000 \text{ kN/m}^2$**

**Coeff. di Winkler  $W = 2-3 \text{ Kg/cm}^3$**

**C) da mt -3.10 (max -3.60) a -9.00 Sabbia, argilla e limo**

Depositi di paleoambiente di transizione tipicamente riducente, palustre-lacustre, rappresentati da un complesso di lenti interdigitate da argilloso limose a sabbiose. Le caratteristiche geotecniche,

sempre scadenti, sono molto variabili sia verticalmente che lateralmente. Ciò è attestato anche dalla notevole range di valori SPT, da nulli a 18 colpi/30 cm

Si associano i seguenti parametri geotecnici:

$$D_R = 15-40\% \quad \varphi = 23^\circ \quad C_u = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso di volume naturale } \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Modulo elastico } E_{\text{YOUNG}} = 4000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Coeff. di Winkler } W = 2-3 \text{ Kg/cm}^3$$

#### D) da mt -9.00 a 15.00 ed oltre. Sabbia

La quota minima di base di tale livello è desunta dalla quota media riscontrata in tutte le indagini eseguite in aree perimetrali a quella in oggetto.

Si tratta di sabbia media debolmente legata, grigio chiaro, da poco a moderatamente addensata.

Sono terreni essenzialmente attritivi con permeabilità media. Varie indagini eseguite in aree adiacenti hanno confermato l'estensione di questo livello per profondità di svariate decine di metri. I parametri geotecnici sono sempre risultati costanti o moderatamente migliori all'aumentare della profondità.

La parametrizzazione geotecnica di tali sedimenti è basata sui valori SPT = 12 colpi/30 cm.

Si assumono i seguenti parametri geotecnici:

$$D_R = 35-45\% \quad \varphi = 28^\circ \quad C_u = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso di volume naturale } \gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Modulo elastico } E_{\text{YOUNG}} = 8500-10000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Coeff. di Winkler } W = 8 \text{ Kg/cm}^3$$

#### 8.1 Coefficiente di spinta a riposo

Per la stima del coefficiente di spinta in condizioni statiche si possono adottare le correlazioni per terreni NC

$$K_0^{\text{nc}} = 1 - \sin \varphi'$$

### 9.0 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

#### 9.1 Resistenza al taglio

Le indagini hanno evidenziato la presenza di terreni sciolti o poco addensati con discreta variabilità laterale e verticale estesi sino a circa -9.00 metri dal p.c.. Il substrato sabbioso sottostante può invece essere considerato arealmente e verticalmente omogeneo.

Pur essendo in presenza di carichi di progetto modesti si dovrà optare per strutture di fondazione a platea (opportunamente irrigidite) al fine di minimizzare i cedimenti assoluti e differenziali connessi con la natura dei terreni di sedime.

Prendendo in esame la platea maggiormente sollecitata (220 m<sup>2</sup> con spessore 0.40 m e con 10 cm di magrone di sottofondo) si stima un peso della struttura di fondazione pari a (220 m<sup>2</sup> x 0.50 m x 2.5 T/m<sup>3</sup>) = 275 Ton., sommando il peso del fabbricato (150 Ton.) si ottiene un carico lordo di 425 Ton. Per valutare il carico netto si assume quale quota del piano di posa -0,40 mt dal p.c., detraendo il carico litostatico (220 m<sup>2</sup> x 0,40 m x 1,7 T/m<sup>3</sup>) = 150 Ton., la pressione di contatto netta risulta pertanto (425 Ton-150 Ton)/220 m<sup>2</sup> = 1,25 Ton/m<sup>2</sup> = 12.26 KPa

La dissipazione del carico influenzerà in maniera modesta i livelli **A)**, **B)** e **C)**, determinando in questi la maggior parte del cedimento assoluto e la quasi totalità del cedimento differenziale. Il livello sottostante **D)** che ha natura prevalentemente attritiva e mostra una buona omogeneità laterale e verticale, non potrà quindi che manifestare un cedimento, rapido, modesto e di natura non differenziale.

La falda si stabilizza ad una quota pari a 1.80 metri dal p.c.

Le verifiche di resistenza a taglio e stima dei cedimenti saranno eseguite in condizioni non drenate (tensioni efficaci). Nella stima dei cedimenti si terrà conto di un elevato grado di saturazione per capillarità del livello **B)**.

I livelli **B)** e **C)** sono caratterizzati da una componente limoso-argillosa lateralmente disomogenea (struttura lentiforme), ma da percorsi di drenaggio (al tetto ed al letto del livello) favoriti dalla presenza di sedimenti attritivi, mostreranno dunque un decorso dei cedimenti nel tempo intermedio tra quello dei terreni drenati e non drenati.

Le verifiche SLU eseguite secondo le NTC 2008 devono confermare che le azioni di progetto siano inferiori o uguali alle resistenze del sistema geotecnico.

Per le verifiche a capacità portante (SLU) si adottano:

*Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni negli SLU*

CARICHI	EFFETTO	A1 (STRUTT)	A2 (GEOTEC)
Permanenti	Favorevole	1.0	1.0
	Sfavorevole	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	0.0	0.0
	Sfavorevole	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	0.0	0.0
	Sfavorevole	1.5	1.3

## Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{G1}$	1.0	1.25
Coazione efficace	$C'_k$	$\gamma_{G2}$	1.0	1.25
Resistenza a taglio non Drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{Qi}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume o Resistenza a compressione con ELL	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

Per le rocce si applica alla resistenza a compressione uniassiale  $q_u$  un coefficiente parziale  $\gamma_{Qu} = 1.6$

Si valuta la resistenza a taglio del terreno per una platea quadrata con dimensioni 16 x 27 metri, piano di posa a -0.40 metri dal p.c. e spessore 0.40 metri + 0.10 di magrone.

La platea trasmetterà direttamente i carichi al livello **B**), le caratteristiche di rigidità della fondazione comporteranno una ripartizione molto omogenea delle modeste tensioni di contatto.

Come ampiamente prevedibile le verifiche di resistenza a taglio forniscono margini di sicurezza molto elevati, in tutte le combinazioni di carico.

La verifica viene eseguita applicando la media pesata delle stratificazioni in condizioni drenate.

**Per la verifica della resistenza a rottura generale per taglio, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU, potrà essere utilizzato il Metodo di Brinch-Hansen (1970)**

Espressione del carico limite per terreni con  $\varphi$  e  $C' \neq 0$ :

$$q_{lim} = C N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 g B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

in cui: B è la larghezza della fondazione

L è la lunghezza della fondazione

- D è la profondità del piano di posa della fondazione;
- $\varphi$  è l'angolo d'attrito;
- C è la coazione
- g è il peso di volume;
- $q_0 = \gamma \times D$  è il sovraccarico;
- $N_c, N_q, N_\gamma$  sono i fattori dimensionali di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 (45 + \varphi/2) e^{\pi \tan \varphi};$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi;$$

$$N_g = 1,5 (N_q - 1) \tan \varphi;$$

$s_c, s_q, s_\gamma$  sono i fattori di forma della fondazione:

$$S_c = 1 + 0.2 (B/L)(1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi);$$

$$S_q = 1 + 0.1 (B/L)(1 + \sin j)/(1 - \sin \varphi);$$

$$S_\gamma = S_q$$

$i_c, i_q, i_\gamma$  sono i fattori d’inclinazione del carico:

$\eta$  = angolo d’inclinazione della fondazione con l’orizzontale

H = componente del carico orizzontale alla fondazione

N = componente del carico verticale alla fondazione

$$i_q = [1 - (0,5 H)/(N + B L c \cot \varphi)]^5$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

con  $\eta = 0$   $i_\gamma = [1 - (0,7 H)/(N + B L C \cot \varphi)]^5$

con  $\eta > 0$   $i_\gamma = [1 - (0,7 - \eta^\circ/450)H)/(N + B L C \cot \varphi)]^5$

$d_c, d_q, d_\gamma$  sono i fattori di profondità della fondazione:

con  $D/B \leq 1$   $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 D/B$

con  $D/B > 1$   $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan(D/B)$

$$d_c = d_q - (1 - d_q)/N_c \tan \varphi$$

$$d_\gamma = 1$$

$b_c, b_q, b_\gamma$  sono i fattori d’inclinazione del piano di posa della fondazione:

$\eta$  = angolo d’inclinazione della fondazione con l’orizzontale  $b_q =$

$$b_\gamma = (1 - \eta \tan \varphi)^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/N_c \tan \varphi$$

$g_c, g_q, g_\gamma$  sono i fattori correttivi per fondazioni su pendio:

$\eta$  = angolo d’inclinazione del terreno con l’orizzontale  $g_q =$

$$g_\gamma = (1 - \tan \varphi)^2$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q)/N_c \tan \varphi$$

$q_{lim}$  = portanza limite, tale valore deve essere diviso per un opportuno coefficiente di sicurezza al fine di ottenere la portanza d’esercizio  $Q_{amm}$

Per le verifiche a capacità portante (SLU) si adottano:

*Coefficienti parziali per le azioni o l’effetto delle azioni negli SLU*

CARICHI	EFFETTO	A1 (STRUTT)	A2 (GEOTEC)
Permanenti	Favorevole	1.0	1.0
	Sfavorevole	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	0.0	0.0
	Sfavorevole	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	0.0	0.0
	Sfavorevole	1.5	1.3

*Coefficienti parziali per i parametri del terreno.*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi'_{k}$	$\gamma_{G1}$	1.0	1.25
Coazione efficace	$C'_{k}$	$\gamma_{G2}$	1.0	1.25
Resistenza a taglio non drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{Qi}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume o Resistenza a compressione con ELL	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Per le rocce si applica alla resistenza a compressione uniassiale  $q_u$  un coefficiente parziale  $\gamma_{Qu} = 1.6$

*Coeff. parziali (SLU per fondazioni superficiali) e per le resistenze del sistema fondazione terreno*

VERIFICA	COEFF. PARZIALE R1	COEFF. PARZIALE R2	COEFF. PARZIALE R3
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Ricordiamo che nell'approccio 1, la Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) è più severa nei confronti del dimensionamento strutturale, quella 2 (A2 + M2 + R2) è più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per la platea in esame si ottengono verifiche a taglio positive per entrambi gli approcci in tutte le combinazioni.

## 9.2 Verifica a slittamento

Nelle condizioni di progetto la verifica per slittamento appare del tutto superflua.

## 9.3 Cedimenti

Premesso che la natura e le caratteristiche meccaniche dei terreni suggeriscono in prima analisi di limitare a 75 kPa il carico ammissibile (Figura 7), nel caso in esame ci troviamo ampiamente entro tale limite, assunta per la platea una pressione di contatto netta e pari a 12,5 kPa

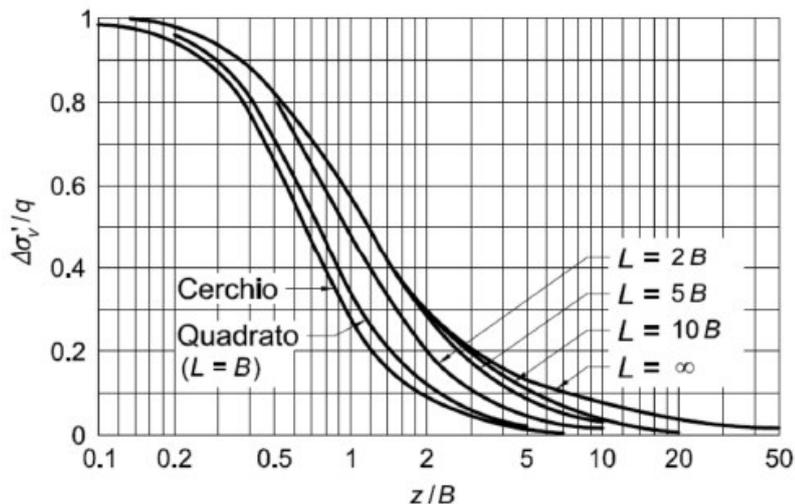
**Valori orientativi del carico unitario ammissibile  
(CP 2004, 1972)**

tipo di terreno	carico unitario ammissibile (kN/m <sup>2</sup> )
argilla tenera e limi plastici teneri	< 75
argilla consistente	75 – 150
argilla dura	150 – 300
sabbia sciolta	< 100
sabbia mediamente addensata	100 – 300
sabbia molto densa	> 300

**Figura 7: valori orientativi del carico ammissibile**

Considerata una quota della falda pari a -1.80 metri dal p.c., a partire da tale quota il modulo di Poisson = 0,5

La dissipazione del bulbo delle tensioni indotte viene calcolato con il metodo di Boussinesq ed interpolato con l'andamento della tensione litostatica. La pressione di contatto viene considerata ininfluente ai fini della compressibilità dei terreni raggiunto il 10% del valore iniziale (1.2 KPa). Si assume comunque tutto il livello C) come comprimibile.



**Tensione verticale al di sotto dell'asse baricentrico di un'area di carico  
(Janbu, Bjerrum e Kjaernsli, 1956)**

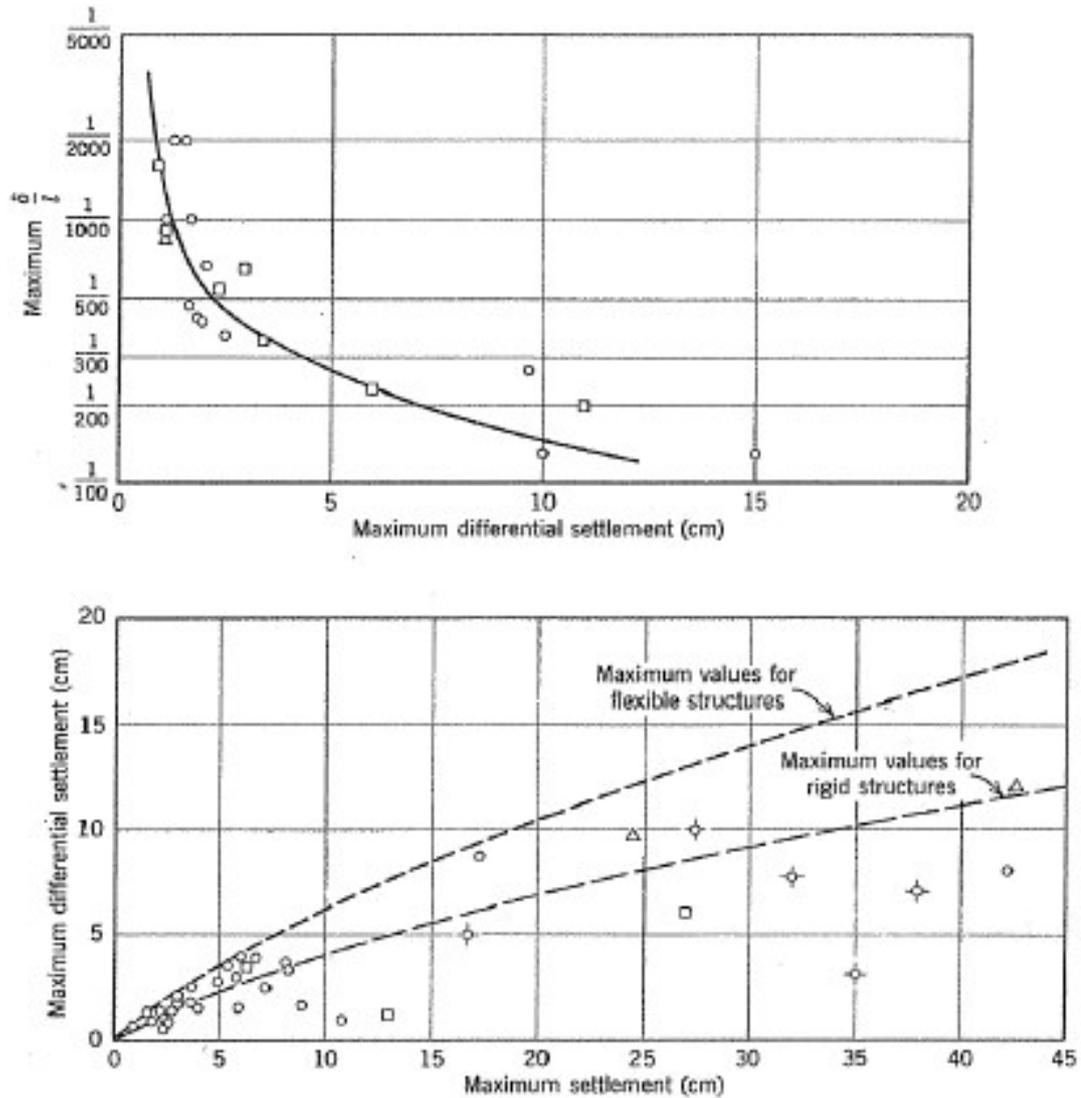
Il cedimento si svilupperà essenzialmente nei livelli **B)** e **C)**. Come precedentemente descritto una modesta aliquota di cedimento attribuibile al livello **D)** avrebbe natura esclusivamente assoluta e non differenziale.

Per il caso in esame, data l'anisotropia delle varie verticali, può essere stimato solo un range di cedimento. E' stata valutata la dissipazione delle tensioni indotte secondo la teoria dell'elasticità

ed estrapolati i parametri di deformabilità dalle prove SPT (questi ultimi sono stati confronti con i risultati delle prove edometriche eseguite per aree adiacenti).

Il cedimento è stato stimato con differenti metodi: elastico, Burland e Burbidge, edometrico di Terzaghi, in questo caso per l'indice di compressione è stato assunto cautelativamente il seguente valore:  $C_c = 0.20 \div 0,25$

Assumendo parametri cautelativi si stima che il cedimento totale ed a lungo termine vari tra 2 e 6 centimetri.



**Figura 8:** Bjerrum, 1963

Esistono molti grafici e tabelle, proposti da vari autori, che su base statistica indicano i valori ammissibili dei diversi parametri che definiscono i cedimenti assoluti e differenziali tollerabili dalle sovrastrutture. Generalmente si assume anche per le platee un valore soglia dei cedimenti differenziali (distorsione angolare) =  $1/500$ .

I rapporti tra cedimento assoluto e differenziale relativi a fondazioni dirette su terreni argillosi, possono in prima analisi essere desunti dalla seguente tabella 8 (Bjerrum, 1963)

Si rammenta che in presenza di fondazioni molto ampie la distribuzione delle tensioni di contatto e conseguentemente dei cedimenti differenziali è fortemente condizionata dalla rigidità della fondazione.

I carichi d'esercizio comporteranno una aliquota di cedimento differita nel tempo ma difficilmente valutabile nella sua evoluzione. Si stima che circa il 20% del cedimento totale si estingua in corso d'opera.

In conclusione la struttura di fondazione superficiale ed estesa in progetto, che trasmette carichi inferiori a  $1,25 \text{ KN/m}^2$ , risulta ampiamente verificata per quanto riguarda i vari approcci previsti dalle NTC 2008 rispetto gli SLU (resistenza a rottura per taglio) e verifica positivamente anche per quanto riguarda gli SLE (cedimenti).

Cagliari, 27 dicembre 2016

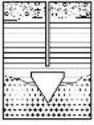
Dr. Geol. Antonello Angius



# Planimetria ubicazione indagini

● Sondaggi geognostici





# Ditta DR. ANTONELLO ANGIUS

Via Italia, 143 Cagliari 09134

angiusgeo@tiscali.it www.angiusgeo.com

SONDAGGI GEOGNOSTICI - MONITORAGGIO AMBIENTALE

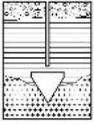
Committente <b>CREAS SRL</b>	Profondità raggiunta <b>-10.50</b>	Quota Ass. P.C.	Certificato n° <b>1</b>	Pagina <b>1</b>
Operatore	Indagine <b>Geognostica</b>	Cantiere <b>ORISTANO - LOTT.NE C2 RU BAU CANNAS</b>	Inizio/Fine Esecuzione <b>09/12/2016</b>	
Responsabile <b>Dott. Geol. A. Angius</b>	Sondaggio <b>S. 1</b>	Tipo Carotaggio <b>CAROTAGGIO</b>	Tipo Sonda <b>DELTABASE 520</b>	Coordinate X Y

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Falda
1		Suolo marrone, sabbioso-argilloso, rimaneggiato, umido, da poco a moderatamente consistente.	1.20		3-3-4					
		Sabbia media e fina, marrone, incoerente, umida, sciolta.	1.50		1.00 PA					
2		Argilla limosa e sabbiosa, nocciola poco consistente, con subordinati livelletti sabbiosi sciolti.			2-3-4					1.90
					2.00 PA	0.85				
3			3.60			1.00				
4		Argilla limosa grigia, poco consistente.				0.75				
5			5.30		9-11-7	0.70				
6		Alternanza di livelli sabbiosi, grigi, sciolti e di livelli di argilla limosa e sabbiosa, grigio scuro, poco consistente.			5.10 PA					
7					4-5-7					
8			8.10		6.00 PA					
9		Sabbia media debolmente legata, grigio chiaro, poco addensata sino a -9.70 poi moderatamente addensata.				0.30				
10			10.50		2-6-6					
11					9.70 PA					
12										
13										

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazzer, R-Rimaneggiato, Ro-Rimaneggiato da SPT  
 Perforazione:CS-Carotere Semplice, CD-Carotere Doppio, EC-Elica Continua  
 Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa  
 Carotaggio:CAROTAGGIO

Senza DELTABASE 520

Responsabile



# Ditta DR. ANTONELLO ANGIUS

Via Italia, 143 Cagliari 09134

angiusgeo@tiscali.it www.angiusgeo.com

SONDAGGI GEOGNOSTICI - MONITORAGGIO AMBIENTALE

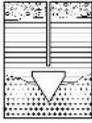
Committente <b>CREAS SRL</b>	Profondità raggiunta <b>-10.00</b>	Quota Ass. P.C.	Certificato n° <b>2</b>	Pagina <b>1</b>						
Operatore	Indagine <b>Geognostica</b>	Cantiere <b>ORISTANO - LOTT.NE C2 RU BAU CANNAS</b>	Inizio/Fine Esecuzione <b>12/12/2016</b>							
Responsabile <b>Dott. Geol. A. Angius</b>	Sondaggio <b>S. 2</b>	Tipo Carotaggio <b>CAROTAGGIO</b>	Tipo Sonda <b>DELTABASE 520</b>	Coordinate X Y						
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Falda

1		Suolo bruno, argilloso, rimaneggiato, umido, da poco a moderatamente consistente.	1.00		2-4-5					
		Sabbia media e fina, marrone, incoerente, umida, sciolta.	1.60		1.00 PA					
2		Argilla limosa nocciola da poco a moderatamente consistente.	2.70			0.70				1.85
3		Sabbia fina e media, incoerente, satura, sciolta.	3.50							
4		Argilla limosa da nocciola a grigiastra, poco consistente, con livelletti sabbiosi.				0.25				
5		Sabbia grigia, satura, incoerente, sciolta.	5.40		1 colpo = 1 metro 5.40 PA					
6		Argilla limosa con gusci di bivalvi, grigio scuro, molle.	7.20		90 cm con il solo peso 7.00 PA					
7		Argilla limosa con gusci di bivalvi, grigio scuro, molle.				0.20				
8		Sabbia media debolmente legata, grigio chiaro, poco addensata sino a -9.50 poi moderatamente addensata.	9.00							
9		Sabbia media debolmente legata, grigio chiaro, poco addensata sino a -9.50 poi moderatamente addensata.	10.00							
10										
11										
12										
13										

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazer, R-Rimaneggiato, Ro-Rimaneggiato da SPT  
 Perforazione:CS-Carotere Semplice, CD-Carotere Doppio, EC-Elca Continua  
 Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa  
 Carotaggio:CAROTAGGIO

Scala DELTABASE 520

Responsabile



# Ditta DR. ANTONELLO ANGIUS

Via Italia, 143 Cagliari 09134

angiusgeo@tiscali.it www.angiusgeo.com

SONDAGGI GEOGNOSTICI - MONITORAGGIO AMBIENTALE

Committente <b>CREAS SRL</b>		Profondità raggiunta <b>-10.00</b>	Quota Ass. P.C.	Certificato n° <b>3</b>	Pagina <b>1</b>					
Operatore		Indagine <b>Geognostica</b>	Cantiere <b>ORISTANO - LOTT.NE C2 RU BAU CANNAS</b>		Inizio/Fine Esecuzione <b>13/12/2016</b>					
Responsabile <b>Dott. Geol. A. Angius</b>		Sondaggio <b>S. 3</b>	Tipo Carotaggio <b>CAROTAGGIO</b>		Tipo Sonda <b>DELTABASE 520</b>		Coordinate X Y			
Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Falda
		Suolo marrone, sabbioso-argilloso, rimaneggiato, umido, da poco a moderatamente consistente.	0.80		2-3-4					
1		Sabbia media e fina, marrone, incoerente, umida, sciolta.	1.20		1.00 PA					
		Argilla limosa e sabbiosa, nocciola poco consistente.								1.80
2			2.40			0.35				
		Sabbia fina e media, incoerente, satura, sciolta.								
3			3.10							
		Livello di argilla limosa da nocciola a grigiastra, poco consistente, con livelletti sabbiosi.	3.60							
		Sabbia beige, satura, incoerente, sciolta.	4.00			0.35				
4										
		Argilla limosa e sabbiosa con livelletti sabbiosi, grigio scuro, poco consistente.				0.37				
5			6.00		6-5-6					
6					6.00 PA					
		Sabbia media debolmente legata, grigio chiaro, poco addensata sino a -9.20 poi moderatamente addensata.								
7										
8										
9										
10			10.00							
11										
12										
13										



POSIZIONAMENTO SONDAGGIO 1



POSIZIONAMENTO SONDAGGIO 2



POSIZIONAMENTO SONDAGGIO 3



Sondaggio 1, metri 0 - 5



Sondaggio 1, metri 5 – 10.50



Sondaggio 2, metri 0 - 5



Sondaggio 2, metri 5 - 10



Sondaggio 3, metri 0 - 5



Sondaggio 3, metri 5 - 10