

# COMUNE DI UTA

## PIANO DI LOTTIZZAZIONE KARLA + CARTA - COMPARTO A E COMPARTO B

*via Is Prunixeddas*

### PIANO DI LOTTIZZAZIONE

TITOLO ELABORATO:

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

ALLEGATO

**E**

PROGETTISTI RESPONSABILI:

**Ing. Giancarlo PINTUS  
Ing. Luca LINGUINI  
Dott. Geol. Simone MANCONI**

**MARZO 2017**

COLLABORATORI:

COMMITTENTI:

**KARLA srl  
Luigi CARTA  
Susanna SERRELI**



N. 5239

ORDINE INGEGNERI  
PROVINCIA CAGLIARI  
Dott. Ing. LUCA LINGUINI

SPAZIO PER I TIMBRI



N. 5662

ORDINE INGEGNERI  
PROVINCIA CAGLIARI  
Dott. Ing. GIANCARLO PINTUS



**STUDIO LINGUINI & PINTUS**

info@linguinipintus.eu

www.linguinipintus.eu

(+39)070.4614950

via Cavour 9, 09032 Assemmini (CA)

#### AGGIORNAMENTI

	DATA EMISSIONE	OGGETTO REVISIONE	VERIFICATO	APPROVATO
0				
1				
2				
3				

RESPONSABILE PROCEDIMENTO:





## INDICE

1.	Premessa .....	3
2.	L'indagine .....	3
3.	Ubicazione dell'area in esame .....	4
4.	Assetto geologico di inquadramento .....	6
5.	Assetto litostratigrafico locale .....	7
6.	Inquadramento Geomorfologico .....	13
7.	Inquadramento Geopedologico .....	15
8.	Schema della circolazione idrica superficiale .....	16
9.	Schema della circolazione idrica sotterranea .....	20
10.	Modello geotecnico del sottosuolo .....	20
11.	Relazione di calcolo – Analisi dei Parametri Sismici .....	27
12.	Analisi dello stato deformativo del sottosuolo – Relazione di Calcolo .....	30
13.	Analisi stato deformativo del sottosuolo .....	51
14.	Conclusioni .....	58



## 1. Premessa

La presente relazione esamina le questioni di carattere geologico e geotecnico connesse alla proposta per un piano di lottizzazione di iniziativa privata denominato "Karla e più".

L'intervento ricade all'interno di un comparto in località Is Perrizonis nel comune di Uta e confina a nord con la strada comunale di via Is Prunixeddas.

L'area è contraddistinta al nuovo catasto terreni al Foglio 4 mappale 1217, e ricade in zona urbanistica "C" - sottozona "C2" del P.U.C. del comune di Uta.

L'intervento di lottizzazione prevede la realizzazione di 9 lotti nei quali potranno essere realizzati degli edifici di nuova costruzione, anche pluripiano da realizzarsi con struttura intelaiata travi – pilastri in c.a. e fondazioni continue in c.a.

Nell'ambito di questo quadro progettuale, l'obiettivo dello studio sarà quello di definire la compatibilità dell'intervento in funzione delle condizioni fisico – meccaniche dei terreni di fondazione.

L'analisi dei caratteri geologici e geotecnici dei terreni interessati dall'intervento verrà eseguita mediante indagini dirette, che saranno eseguite in corrispondenza dell'area d'intervento e din un suo congruo intorno per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle indagini, verrà effettuata una simulazione in back – analysis dello stato di deformazione del sottosuolo ai sensi delle NTC 2008 e s.m.i.

A tal fine, per la redazione dello studio è stato conferito un incarico specialistico allo scrivente Geologo Dott. Simone Manconi, iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Sardegna al n. 513.

## 2. L'indagine

L'indagine, ha avuto l'obiettivo di analizzare e valutare l'insieme di fattori che possono influire sulla modellazione geotecnica del sottosuolo e sulla stabilità del complesso terreno-fondazione, anche in riferimento alle infrastrutture di servizio.

Nello specifico verranno analizzati i terreni su cui andrà ad insistere l'opera, con la definizione delle categorie di sottosuolo e condizioni topografiche ai sensi del D.M. 14/01/2008.

Verranno inoltre stabiliti i valori di resistenza del terreno agli stati limite, con la previsione dei cedimenti e loro andamento nel tempo, sotto-spinte idrauliche e, se presenti, verranno analizzate le fenomenologie di dissesto riconducibili a criticità di tipo idro-geologiche.

Come previsto dal D.M. 14.01.2008, le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche si sono basati sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, sondaggi, indagini e prove.



In riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente, l'analisi geologica e geotecnica si è articolata secondo i seguenti punti:

*La relazione geologica comprende, sulla base di specifiche indagini geologiche, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura e dei caratteri fisici del sottosuolo, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché il conseguente livello di pericolosità geologica.*

*La relazione geotecnica definisce, alla luce di specifiche indagini, scelte in funzione del tipo di opera e delle modalità costruttive, il modello geotecnico del volume del terreno influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che a sua volta influenzerà il comportamento del manufatto stesso. Illustra inoltre i procedimenti impiegati per le verifiche geotecniche, per tutti gli stati limite previsti dalla normativa tecnica vigente, che si riferiscono al rapporto del manufatto con il terreno, e i relativi della risposta sismica locale, la relazione geotecnica deve comprendere l'illustrazione delle indagini effettuate a tal fine, dei procedimenti adottati e dei risultati ottenuti.*

Nel complesso, lo studio verrà articolato secondo i seguenti punti:

- Ubicazione dell'area in esame
- Inquadramento Geologico
- Inquadramento Geomorfologico
- Inquadramento Geopedologico
- Inquadramento Idrogeologico superficiale
- Inquadramento Idrogeologico sotterraneo
- Modello geologico tecnico del sottosuolo
- Caratterizzazione geotecnica dei terreni

### **3. Ubicazione dell'area in esame**

Il sito oggetto di intervento è ubicato nella zona di espansione urbana del Comune di Uta (CA), più precisamente nella Via Is Prunixeddas.

Nell'eseguire i lavori relativi all'ubicazione, alla caratterizzazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica, si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

- Foglio n. 556 "Assemini", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 556, sez. II "Assemini", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);



- Foglio n. 556, sez. 120 "Uta" - CTR (scala 1:10.000);
- Piano di Assetto Idrogeologico – Regione Sardegna (Approvato con Decreto Presidente Regione Sardegna n. 67 del 10.07.2006);
- Elaborati Progettuali;
- Cartografia Catastale Comune di Uta Scala 1:2000;
- Ortofoto Digitale Georeferenziate;
- P.U.C del Comune di UTA
- Cartografia P.P.R.
- Piano Regionale delle attività estrattive (P.R.A.E.)
- Piano Forestale della Sardegna (P.F.R.S.)
- Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (Approvato definitivamente con Delibera del Comitato Istituzionale n°2 del 17.12.2015);



Fig. 1: Inquadramento Aerofotogrammetrico dell'area d'indagine – Via Is Prunixeddas

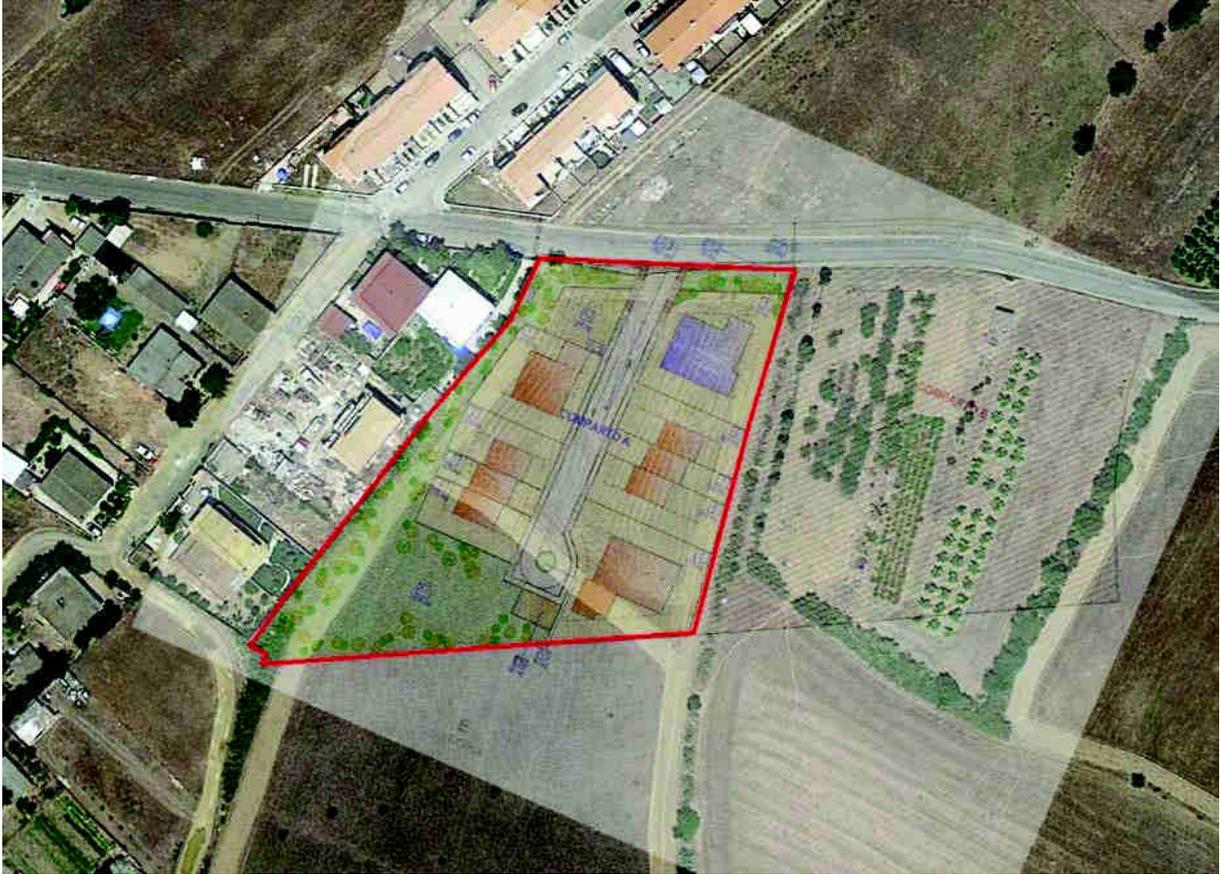


Fig. 2: Inquadramento Aerofotogrammetrico dell'area d'indagine e Overlay dell'intervento

#### 4. Assetto geologico di inquadramento

L'attuale conformazione geologica e geomorfologica del settore d'indagine si allaccia in maniera evidente con l'evoluzione idrogeologica dei corsi d'acqua della zona, rappresentati dal Flumini Mannu e dal Fiume Cixerri, localizzati rispettivamente a Nord ed a Sud rispetto all'area nella quale è prevista la realizzazione dell'intervento. Come del resto tutto il territorio comunale, anche l'area da lottizzare si imposta sui terreni della piana alluvionale del Flumini Mannu-Cixerri, avente andamento NW-SE, parallela al Graben del Campidano. Il deflusso superficiale dei corsi d'acqua sopraccitati, localizzati rispettivamente a S e a N dell'area d'intervento, termina nello Stagno di Santa Gilla, la cui origine è correlabile con le fasi glaciali ed interglaciali che hanno caratterizzato tutte le aree costiere durante il Quaternario. Nel complesso, l'intero settore può essere inquadrato come una zona depressa su cui si sono accumulati i terreni di riempimento quaternari.



Fig. 3: Inquadramento geologico dell'area d'indagine – Fonte I.S.P.R.A- Progetto CARG – Scala 1:25000

## 5. Assetto litostratigrafico locale

Per la caratterizzazione dell'assetto litostratigrafico locale sono stati utilizzati i dati delle indagini eseguite dallo scrivente in un lotto posto frontalmente rispetto all'area d'intervento, nella quale sono stati eseguiti n° 3 pozzetti geognostici, della profondità max di 2,40 m dal p.d.c, nei quali è stata rilevata una successione di litotipi silico-clastici di facies alluvionale. La sequenza stratigrafica rilevata può essere così rappresentata:

- Depositi pedogenizzati comprendenti suoli più o meno evoluti (0.00 m – 0.40 m) (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da ciottoli centimetrici, poligenici ed eterometrici, in matrice limo - sabbiosa di colore rossastro con grado di cementazione da medio a molto elevato (0.40 m – 2.40 m) (Quaternario Olocene);



Fig. 4: Rappresentazione litostratigrafica dell'area d'intervento – Pozzetto P1 (-2.40 m)



Fig. 5: Rappresentazione litostratigrafica dell'area d'intervento – Pozzetto P2 (-2.40 m)



Fig. 6: Rappresentazione  
litostratigrafica dell'area d'intervento –  
Pozzetto P3 (-2.40 m)



Fig. 7: Ripresa fotografica del materiale granulare estratto dal Pozzetto P1 (-2.40 m)



Fig. 8: Ripresa fotografica del materiale granulare estratto dal Pozzetto P1 (-2.40 m)



Fig. 9: Ripresa fotografica del materiale granulare estratto dal Pozzetto P3 (-2.40 m)

#### SCHEMA STRATIGRAFICO

<b>QUATERNARIO</b> (Attuale)	Depositi alluvionali attuali costituiti da sequenze ciottoloso – sabbiose o sabbioso-argillose alternate a depositi limo-argillosi.
<b>QUATERNARIO</b> (Olocene)	Depositi alluvionali recenti costituiti da sequenze sabbioso - ciottolose in matrice argillosa alternate a depositi limo-argillosi terrazzi e conoidi alluvionali.
<b>QUATERNARIO</b> (Pleistocene inf-med.)	Depositi alluvionali costituiti da sequenze deposizionali conglomeratiche e sabbioso-argillose talora cementate, in terrazzi e conoidi alluvionali.



## 6. Inquadramento Geomorfologico

Da un punto di vista geomorfologico, la zona d'intervento si colloca nel settore denominato Is Perrizzonis, caratterizzato da un andamento morfologico planare, pendenze comprese tra il 2% e il 5%, quota media di 13,00 m.s.l.m e dislivelli maggiori nei settori sud-occidentali, corrispondenti all'alveo del Cixerri e Rio Mannu.

L'insieme delle litologie rilevate, mostrano nel complesso specifiche geomorfologiche simili e in ogni caso interconnesse con gli aspetti idrogeologici dell'area.

Il settore oggetto di intervento come del resto tutta l'area urbana comunale, risultano modellati dai corsi d'acqua della zona, i cui apporti solidi rappresentano di fatto la coltre sedimentaria principale rilevata in tutto l'abitato di Uta.

Le morfologie principali che si evincono nell'area d'intervento sono caratterizzate da coltri deposizionali alluvionali disposte in conoidi alluvionali e orli di terrazzi fluviali del I° - II° ordine in corrispondenza dei corsi d'acqua del Rio Flumini Mannu e Rio Cixerri.

Relativamente alle condizioni topografiche, l'area d'intervento presenta pendenze  $\cong 3\%$ , da cui si evince un'inclinazione  $i = 0.5^\circ - 1^\circ$ , pertanto inquadrabile in categoria T1, ovvero "*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ".

Per quanto attiene la definizione delle categorie di sottosuolo, ai sensi del D.M. 14/01/2008, l'area d'intervento è classificabile in categoria "C" ovvero: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s,30$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT,30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu,30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

In considerazione del fatto che il Comune di Uta risulta inserito nell'ambito della mappatura del rischio idrogeologico per criticità idrauliche definite dal Piano di Assetto Idrogeologico della Sardegna e dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, è stata eseguita una dettagliata analisi idrogeologica e sovrapposizione cartografica in piattaforma G.I.S. al fine di stabilire se l'area prescelta risulta o meno a rischio idrogeologico ai sensi del P.A.I.

Come si evince dalla Figura 7, l'area d'intervento attualmente non ricade in nessuna area vincolata del P.A.I., mentre per quanto concerne il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, il sito d'indagine ricade in Fascia Geomorfologica "C" corrispondente a quelle porzioni di territorio caratterizzate da eventi di piena con tempi di ritorno di cinquecento anni ( $T_r = 500$  Anni), equivalente ad una zona a pericolosità idraulica moderata Hi1.



Per tale ragione, non sussiste l'obbligo di redazione di uno studio di compatibilità idraulica ai sensi dell'art. 24 delle Norme di Attuazione del P.A.I., in quanto, ai sensi dell'Art. 30 delle N.A. del P.A.I., fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 24, nelle aree di pericolosità idraulica moderata compete agli strumenti urbanistici, ai regolamenti edilizi ed ai piani di settore vigenti disciplinare l'uso del territorio e delle risorse naturali, ed in particolare le opere sul patrimonio edilizio esistente, i mutamenti di destinazione, le nuove costruzioni, la realizzazione di nuovi impianti, opere ed infrastrutture a rete e puntuali pubbliche o di interesse pubblico, i nuovi insediamenti produttivi commerciali e di servizi, le ristrutturazioni urbanistiche e tutti gli altri interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia, salvo in ogni caso l'impiego di tipologie e tecniche costruttive capaci di ridurre la pericolosità ed i rischi.

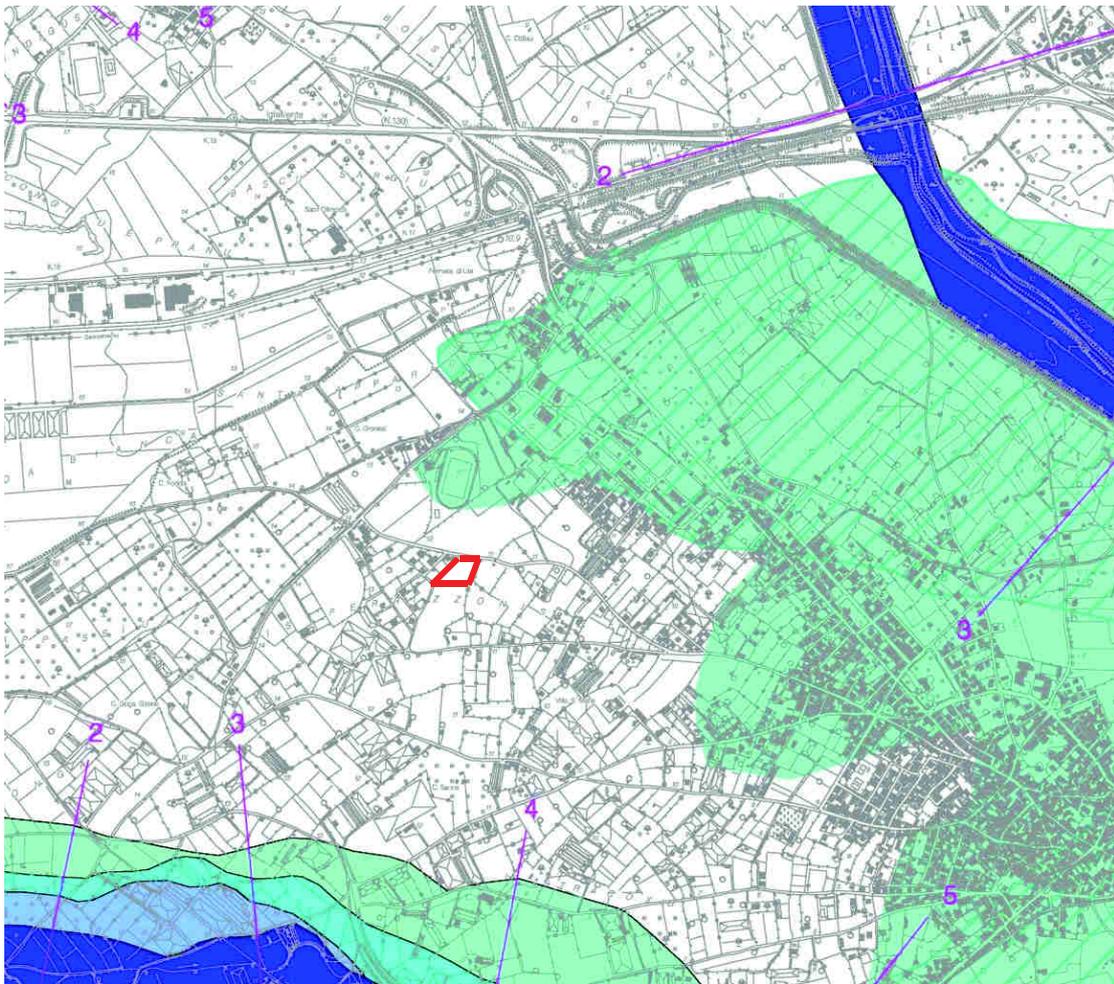


Fig. 10: Stralcio Carta della Pericolosità Idraulica P.A.I. – Comune di Uta – Tavola Hi 21/26





subordinatamente A-C, profondi, da franco sabbiosi a franco sabbioso-argillosi in superficie, da franco sabbioso-argillosi ad argillosi in profondità, da permeabili a poco permeabili, da sub-acidi ad acidi, da saturi a desaturati.

Si rilevano altresì livelli pedogenizzati caratterizzati da profili A-C, e subordinatamente A-Bw-C e subordinatamente A-C, profondi, da sabbioso franchi a franco argillosi, da permeabili a poco permeabili, neutri e saturi.

Nel complesso, per le due varietà di suoli rilevati, si evince eccesso di scheletro e drenaggio superficiale lento, con permeabilità crescente in profondità per la presenza di una maggior frazione sabbioso – ghiaiosa.

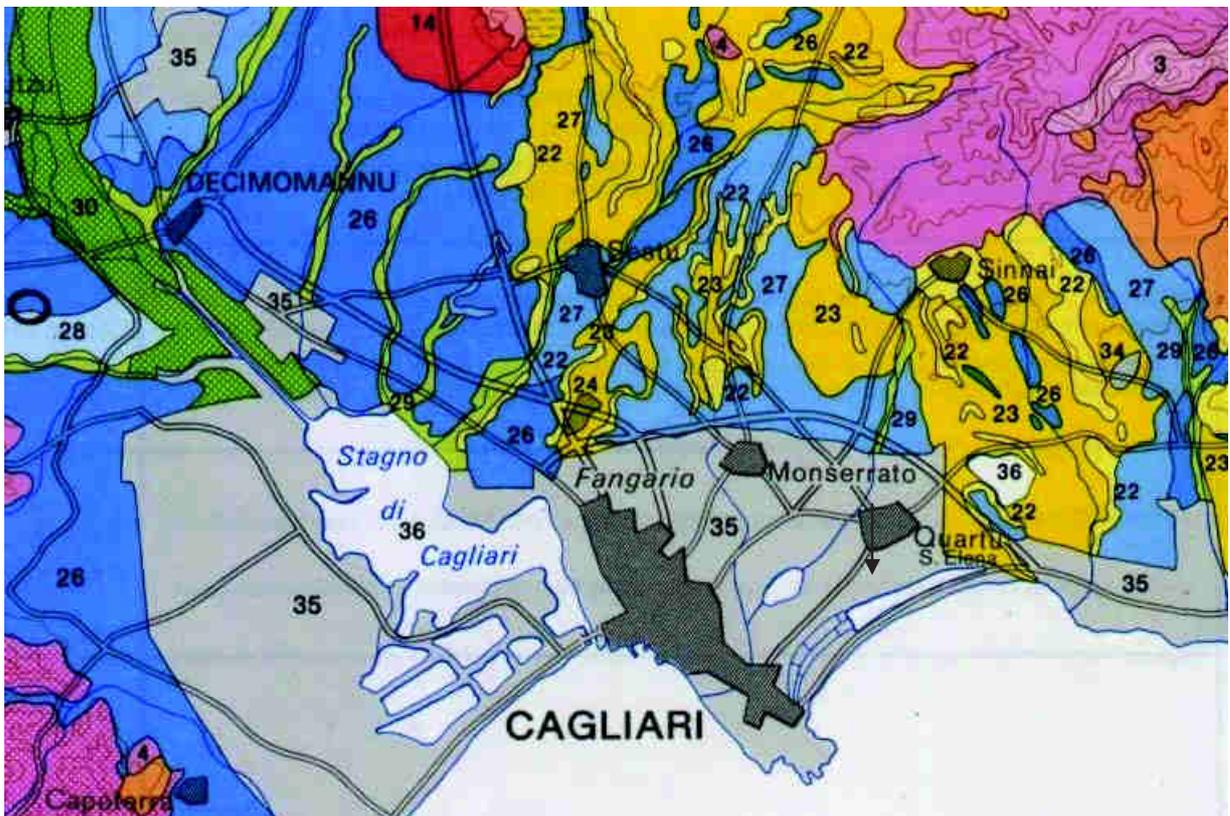


Fig. 12: Rappresentazione cartografica dell'area d'indagine estratta dalla Carta dei suoli della Sardegna

## 8. Schema della circolazione idrica superficiale

L'idrografia superficiale del territorio risulta molto complessa come si evince dal modello SISS nel quale si individua l'ambito del settore d'intervento. L'area d'indagine è la confluenza di più aree di



bacino: Flumini Mannu di S. Sperate a Decimo Mannu, Flumini Mannu ad Assemmini (Stagno Santa Gilla) e Rio Cixerri a Uta.

Queste aree d'invaso, sono parte integrante dei più vasti Bacini del Flumini Mannu e del Cixerri, le cui caratteristiche idrogeologiche sono da correlare con le condizioni litologiche, morfologiche e tettoniche dei litotipi rilevati.

Nell'ambito dell'inquadramento idrogeologico superficiale, si è determinata la superficie di pertinenza degli invasi, la lunghezza complessiva delle aste fluviali e il coefficiente di deflusso medio relativo dei litotipi rilevati.

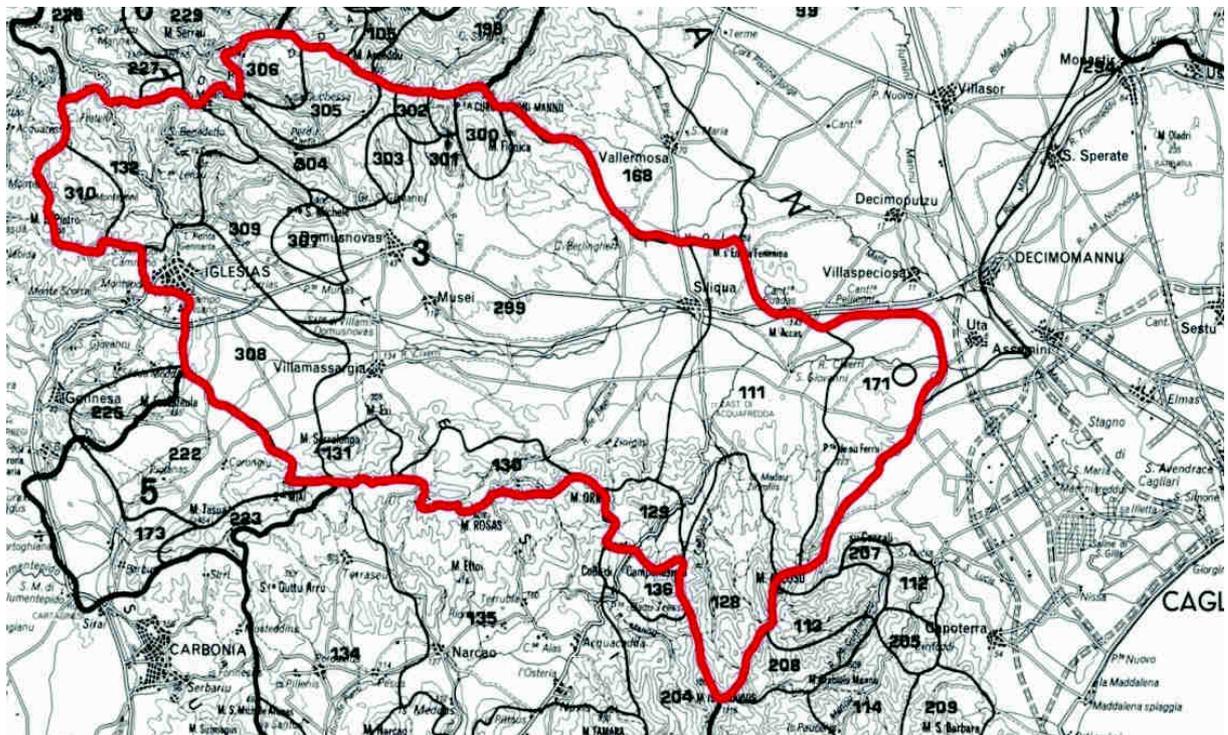


Fig. 13: Bacino idrografico del Cixerri

La superficie complessiva del bacino del Flumini Mannu a S. Sperate è di 490,14 Km<sup>2</sup> con un'altitudine media di 287 m.sl.m.; La superficie complessiva del bacino del Flumini Mannu ad Assemmini (Stagno Santa Gilla) è di 1712,61 Km<sup>2</sup> con un'altitudine media di 243 m.sl.m.; La superficie complessiva del bacino del Rio Cixerri ad Uta è di 530,75 Km<sup>2</sup> con un'altitudine media di 243 m.sl.m.;

Nell'area del bacino d'interesse, le linee di displuvio si sviluppano lungo la sommità dei principali rilievi montuosi e collinari: relativamente al settore rilevato, possiamo distinguere i seguenti spartiacque: P.ta Medau Beciu (171,00 m), M. Su Concali de Santa Maria (156,00 m), Punta Genna



de Is Abis (134,00 m), P.ta de S'Omu Abis (154,00 m), M. Sa Genna de su Cerbu (192,00 m), M. Palau (135,00 m), M. Idda (227,00 m), M. Niu de Crobu (213,00 m), M. su Silanu (198,00 m), M. Gutturu Gionis (180 m).

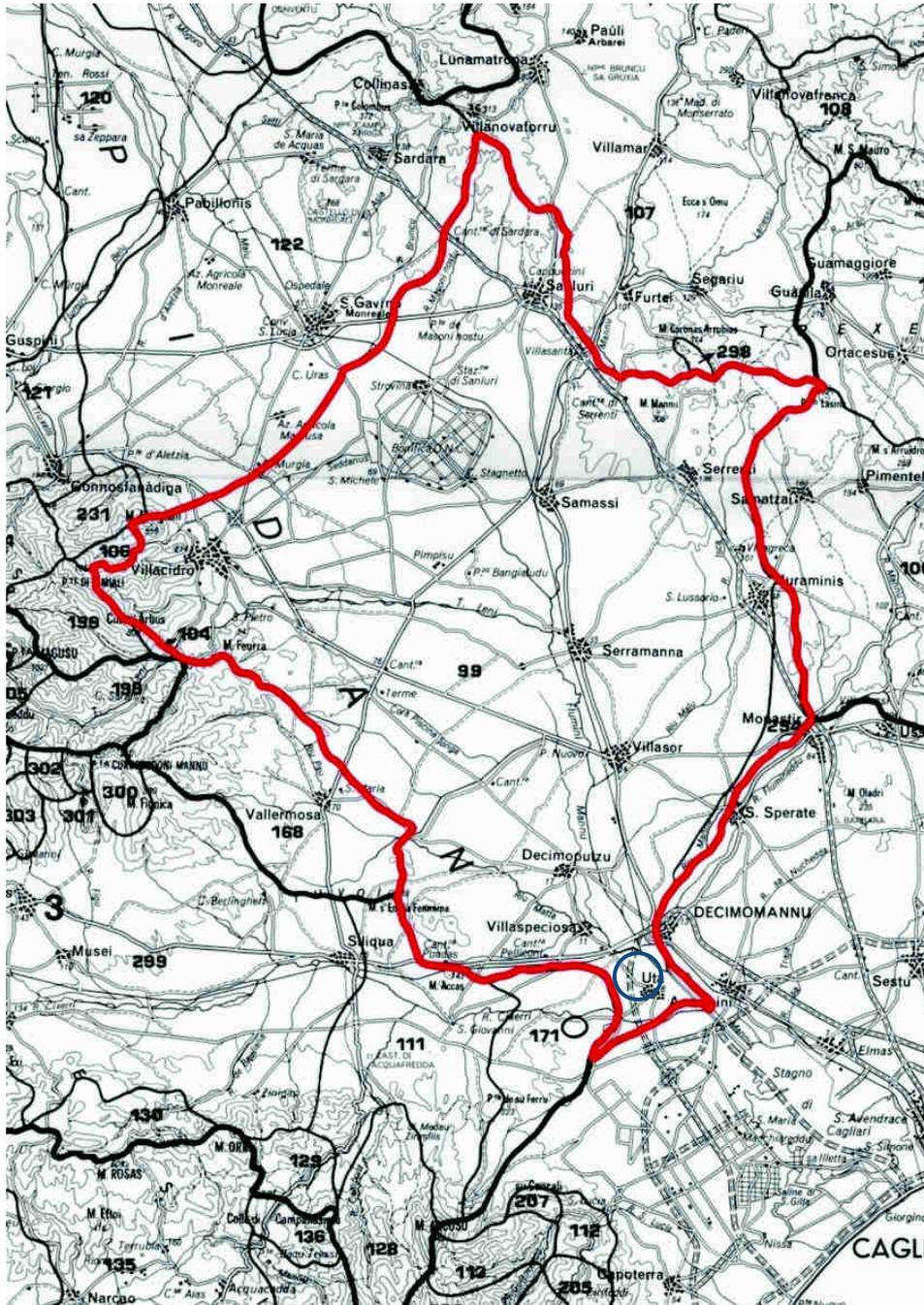


Fig. 14: Bacino idrografico del Flumini Mannu



Nell'ambito della classificazione idrogeologica dei litotipi affioranti nell'area d'intervento, è stato distinto il grado ed il tipo di permeabilità: nello specifico, si evincono due complesso idrogeologici, caratterizzato dalle seguenti specifiche:

ETA' GEOLOGICA		GRADO DI PERMEABILITA'				LITOLOGIA E IDROGEOLOGIA
		AP	MP	SP	IM	
QUATERNARIO	Olocene					<p><b>COMPLESSO DELLE ALLUVIONI OLOCENICHE</b></p> <p>Alluvioni recenti ed attuali. Permeabilità variabile, alta negli orizzonti più grossolani e dilavati, bassa nei livelli argillosi.</p>
	Pleistocene					<p><b>COMPLESSO DELLE ALLUVIONI PLEISTOCENICHE</b></p> <p>Alluvioni recenti ed attuali. Permeabilità variabile, alta negli orizzonti più grossolani e dilavati, bassa nei livelli argillosi.</p>

Grado di permeabilità relativa	Coefficienti di permeabilità (m/s)
Alto	$K > 10^{-2}$
Medio	$10^{-2} > K > 10^{-4}$
Scarso	$10^{-4} > K > 10^{-9}$
Impermeabile	$10^{-9} > K$

Al "Complesso delle alluvioni Oloceniche" vi appartengono i depositi alluvionali recenti e attuali, caratterizzati da permeabilità medio-alta e comunque variabile: maggiore nei livelli ghiaioso-sabbiosi, minore nei livelli argillosi e conglomeratici cementati.

Al "Complesso delle alluvioni Pleistoceniche" vi appartengono i depositi alluvionali antichi, caratterizzati da un coefficiente di permeabilità medio: la presenza di livelli conglomeratici cementati in matrice argillosa, alternati a livelli sabbioso argillosi sovra-consolidati ne contraddistingue caratteri di scarsa trasmissività idraulica.



## 9. Schema della circolazione idrica sotterranea

L'alternanza di livelli geolitologici differenti, oltre che la presenza di un sistema di discontinuità rappresenta una caratteristica fondamentale per la circolazione delle acque sotterranee. Risulta evidente che tra strati a diversa permeabilità sia presente una marcata percolazione.

Date le caratteristiche idrogeologiche del sito, al fine della determinazione delle specifiche geotecniche dei litotipi, si è indagato il sottosuolo al fine dell'intercettazione della falda acquifera superficiale e profonda.

Come si evince dalla documentazione fotografica, non è stata intercettata alcuna falda freatica superficiale fino alla profondità di scavo eseguita (- 2.40 m dal p.d.c.).

Si rileva che comunque la falda freatica esiste e risulta attestarsi ad una quota di ~ 10,00 m dal p.d.c. come verificato nel portale del Servizio Geologico Nazionale relativamente ai sondaggi eseguiti per ricerche idriche.

Più specificatamente, nell'area di intervento si colloca una falda freatica il cui livello piezometrico si attesta ad una quota variabile tra - 10,00 m ÷ - 12,00 m dal p.d.c. e direzione di deflusso SW verso lo Stagno di Santa Gilla.

Noto l'assetto strutturale della zona, è chiaro che il bacino idrologico superficiale coincide con il bacino idrogeologico sotterraneo con cui condivide le diverse linee spartiacque. In effetti, la soggiacenza della falda freatica superficiale risente della portata dei corsi d'acqua superficiali, e viceversa, soprattutto nei periodi estivi (deflusso in subalveo)

## 10. Modello geotecnico del sottosuolo

Nell'ambito descrittivo del modello geotecnico del sottosuolo, è stata riprodotta la successione litostratigrafica dei terreni rilevati e l'analisi geotecnica degli stessi mediante l'esecuzione di prove geotecniche di laboratorio.

Nello specifico, è stato prelevato un campione di terreno a fondo foro (profondità di - 2,40 m dal p.d.c.) per la determinazione dell'angolo di attrito del terreno, del contenuto d'acqua, del peso specifico e della coesione. Complessivamente, la successione litotecnica rinvenuta nell'area di indagine, presenta termini granulari di facies continentale, più specificatamente:

- Suolo sabbioso – argilloso con interclusi ciottoli alluvionali centimetrici - Spessore 0.40 m;
- Livello deposizionale costituito da sequenze pluri-metriche di litotipi ciottolosi poliedrici ed eterometrici, con grado di cementazione da medio a molto elevato, in matrice sabbioso



limosa di colore rossastro – Spessore >2.50 m

Le indagini geotecniche eseguite in sito si sono rese necessarie per definire l'interazione delle opere in progetto con il contesto geologico ed in particolare:

- Definire il profilo geotecnico dei terreni interessati dalle opere.
- Determinare, con analisi in sito ed in laboratorio, i parametri geotecnici necessari a definire l'interazione opera-terreno.

Determinazione della capacità portante del sottosuolo e determinazione dei cedimenti

- Angolo d'attrito
- Coesione
- Contenuto d'acqua
- Peso specifico
- Modulo edometrico
- Classificazione del terreno
- Resistenza del Terreno
- Comportamento D'insieme Della Sequenza geologica

I dati raccolti durante la campagna di indagini ed i risultati delle elaborazioni sono illustrati nel presente documento e nei relativi allegati. Le indagini comprendenti i rilievi geotecnici e le prove di laboratorio, sono stati effettuati nel mese di settembre 2016.

Nel settore oggetto di intervento ed in un suo congruo intorno, sono stati realizzati complessivamente:

- N° 3 Pozzetti geognostici eseguiti con escavatore cingolato fino ad una profondità di ~ 2,40 m dal piano di campagna;
- Estrazione meccanica di campione;
- Classificazione del campione;
- Prelievo del campione ed invio in laboratorio geotecnico autorizzato per la caratterizzazione geomeccanica;
- Rilievo livello piezometrico falda acquifera superficiale.

Durante le indagini eseguite in sito, è stato prelevato un campione granulare, rappresentativo dell'area oggetto di indagine e denominato C1P1, prelevato a fondo scavo ad una profondità di m 2.30.



Stabilito che Il campione suddetto risulta correlabile sia da un punto di vista stratigrafico sia da un punto di vista granulometrico agli altri campioni prelevati dai pozzetti, verranno utilizzati in via preliminare i dati ottenuti dalle analisi di laboratorio su campioni prelevati in aree circostanti. Nello specifico sono stati utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

- determinazione dell'umidità ( $\psi$ );
- determinazione del peso specifico ( $\gamma$ );
- determinazione dell'angolo di attrito ( $\varphi$ );
- determinazione della coesione ( $c$ )

I principali parametri ottenuti con le prove di laboratorio sono riportati nella seguente tabella riepilogativa:

<b>Pozzetto</b>	<b>Campione</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Tipo litologico</b>	<b>c (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\varphi</math> (°)</b>
P1	C1	2,50	Deposito sabbioso frammisto a clasti ciottolosi poligenici ed eterometrici di dimensioni decimetriche in matrice argillosa.	0,0031	33,25

<b>Prelievo</b>	<b>Campione</b>	<b>Profondità (m)</b>	<b>Tipo litologico</b>	<b><math>\psi</math> (%)</b>	<b><math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>
P1	C1	2,50	Deposito sabbioso frammisto a clasti ciottolosi poligenici ed eterometrici di dimensioni decimetriche in matrice argillosa.	27,6	1,716

Sulla base dei dati geotecnici desunti dalle prove di laboratorio, il campione prelevato dal sondaggio P1, presenta specifiche tipiche dei materiali ghiaioso-sabbiosi, caratterizzati da valori di portanza da buoni a eccellenti, tale da poter essere anche riutilizzato nello stesso sito come materiale di sottofondo stradale.

Qualora, invece tali materiali verranno utilizzati in altri siti di raccolta, dovrà essere eseguita preliminarmente una caratterizzazione ambientale dei terreni cavati, così come disciplinato dall'art. 186 del D.Lgs 152/2006 per i materiali riconducibili alle terre e rocce da scavo.



Per quanto concerne l'analisi geotecnica del sottosuolo, in questo paragrafo si avrà modo di analizzare nel dettaglio lo stato deformativo del sottosuolo in ragione dei carichi trasmessi dalle strutture dei nuovi edifici previsti in progetto.

Sulla base del quadro di riferimento progettuale verrà eseguita una simulazione in back analysis dello stato tensionale del sottosuolo, sulla base delle indicazioni contenute nella relazione di calcolo firmata dai progettisti.

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, in ragione delle dimensioni della struttura di fondazione, e dell'azione di progetto (Ed) si procederà alla verifica della resistenza di progetto (Rd) dei terreni allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2008.

Dalle risultanze delle verifiche fatte, si avrà modo di verificare se l'attuale struttura di fondazione risulta adeguata alle prestazioni attese.

Nell'ambito della definizione degli SLU, si possono effettuare diverse verifiche:

**EQU:** (S.L. "di Equilibrio") perdita di equilibrio statico della struttura o del terreno.

**UPL:** (S.L. "di Sollevamento") perdita di equilibrio dovuta al sollevamento causato dalla pressione dell'acqua o da altre azioni verticali.

**HYD:** (S.L. "per Gradienti Idraulici") collasso dovuto a gradienti idraulici.

**STR:**(S.L. "Strutturale") collasso o eccessiva deformazione degli elementi strutturali.

**GEO:** (S.L. "Geotecnico") collasso o eccessiva deformazione del terreno.

La **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)** di resistenza si ottiene tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

**Ed**= valore di progetto dell'effetto delle azioni;

**Rd**= resistenza di progetto.

Nelle verifiche (**SLU**) nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

**APPROCCIO 1 (DA1)**

**Combinazione 1 (A1+M1+R1) (STR)**

**Combinazione 2 (A2+M2+R2) (GEO)**

**APPROCCIO 2 (DA2)**

**Combinazione 1 o Unica (A1+M1+R3) (STR + GEO)**

Le *Combinazioni* sono formate da gruppi di coefficienti parziali con:

**A = Azioni y F**



**$M$  = resistenza dei materiali (terreno)  $\gamma$   $M$**

**$R$  = Resistenza globale del sistema  $\gamma$   $R$**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.1 - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

**$\gamma_{G1}$**  = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

**$\gamma_{G2}$**  = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

**$\gamma_{Qi}$**  = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Relativamente alle fondazioni superficiali, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

**SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- stabilità globale (fondazione su pendio)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa



**SLU di tipo strutturale (STR)**

- collasso per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata obbligatoriamente secondo l'*Approccio 1* - Combinazione 2: (A2+M2+R2) [con R2 = 1.1] tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.I - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 6.2.II - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

**APPROCCIO 1 (DA1)**

**Combinazione 1 (A1+M1+R1) (STR)**

**Combinazione 2 (A2+M2+R2) (GEO)**



**APPROCCIO 2 (DA2)**

**Combinazione Unica (A1+M1+R3) (STR + GEO)**

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite di fondazioni superficiali

Sulla base delle indicazioni risultanti dalla relazione di calcolo, tutte le verifiche verranno eseguite utilizzando il metodo del secondo approccio nella combinazione di calcolo UNICA riferita alla verifica geotecnica (GEO), vale a dire:

**APPROCCIO 2 (DA2)**

**Combinazione Unica (A1+M1+R3) (STR + GEO)**

Facendo riferimento alle schede di progetto allegate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

▪ **Stato limite ultimo: SLU – STR A1**

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{1K} + \gamma_q \cdot \psi(Q_{2K} + Q_{3K})$$

dove:

$\gamma_g = 1.3$  (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.5$  (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\psi = 0.6$  (vento)

$G_k$  = valore caratteristico azioni permanenti

$Q_{1k}$  = valore caratteristico azioni di base

$Q_{2k}$  = valore caratteristico azioni di base

$Q_{3k}$  = valore caratteristico azioni di base

**Stato limite ultimo: SLU – GEO A2**

dove:



$\gamma_g = 1.0$  (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.3$  (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

**Stato limite ultimo: SLU – EQU**

dove:

$\gamma_g = 1.1$  (0.9 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.5$  (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

**SLE – Stato limite di esercizio: SLE**

RIEPILOGO AZIONI DI PROGETTO AL PIEDE DELLA TRAVE DI FONDAZIONE	
STATO LIMITE ULTIMO SLU	
SFORZO NORMALE MAX ALLA BASE DELLA FONDAZIONE (Kg/m <sup>2</sup> )	1.20
STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLE	
SFORZO NORMALE MAX ALLA BASE DELLA FONDAZIONE (Kg/m <sup>2</sup> )	0.90

**11. Relazione di calcolo – Analisi dei Parametri Sismici**

Stante l'esigenza di applicare le Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni, si è provveduto alla determinazione dei parametri sismici in considerazione dei seguenti indici:

- Tipologia di opera:
- Vita Nominale
- Classe di Utilizzo
- Vita di Riferimento
- Spettro
- Probabilità di superamento della Vita di Riferimento
- Periodo di Ritorno
- Latitudine Nord
- Longitudine Est

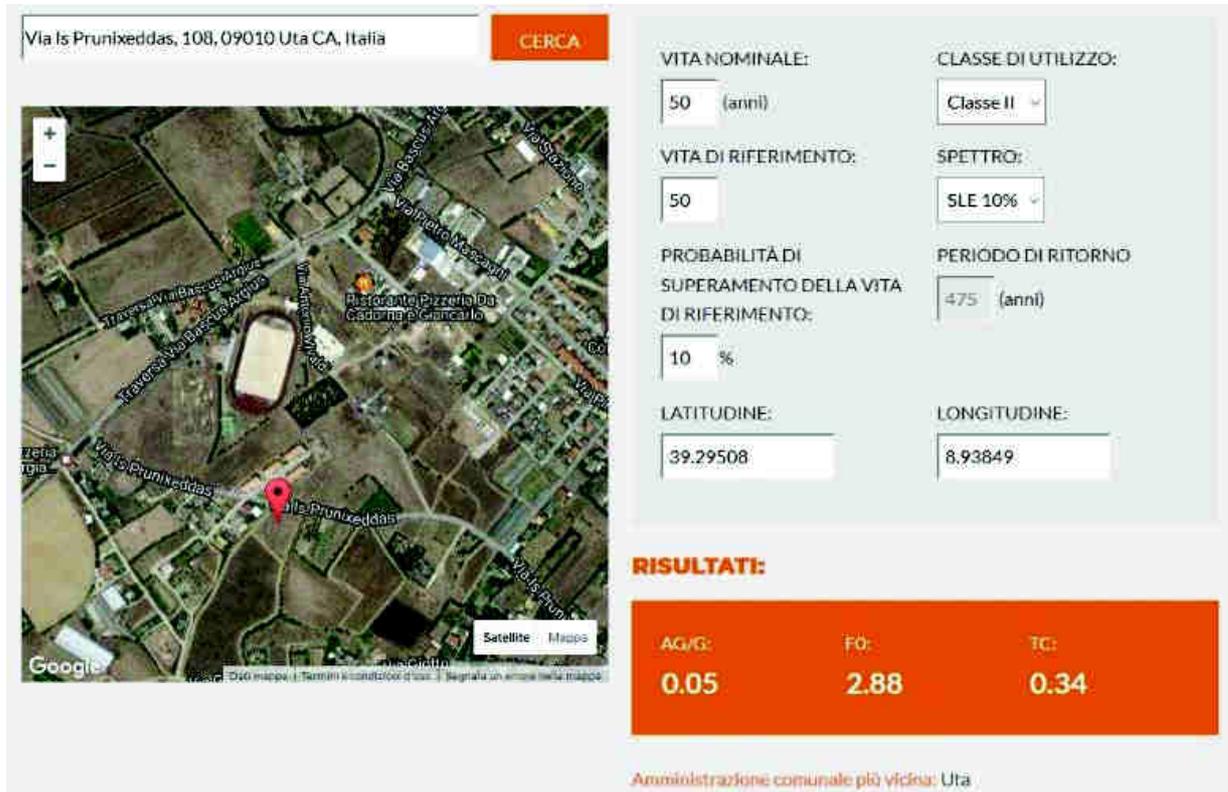


Fig. 15: Tabella parametri sismici SLE per il l'area d'intervento

▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Uta
▪ Zona Sismica	Zs =	4
▪ Spettro Sismico:		SLE
▪ Vita nominale,	Vn =	50 anni
▪ Vita di riferimento,	VR =	50 anni
▪ Classe di utilizzo	Cu =	II
▪ Tempo di ritorno	Tr =	475 anni
▪ Latitudine	N =	39.29508
▪ Longitudine	E =	8.93849
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.05
▪ Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 2.88
▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0,34

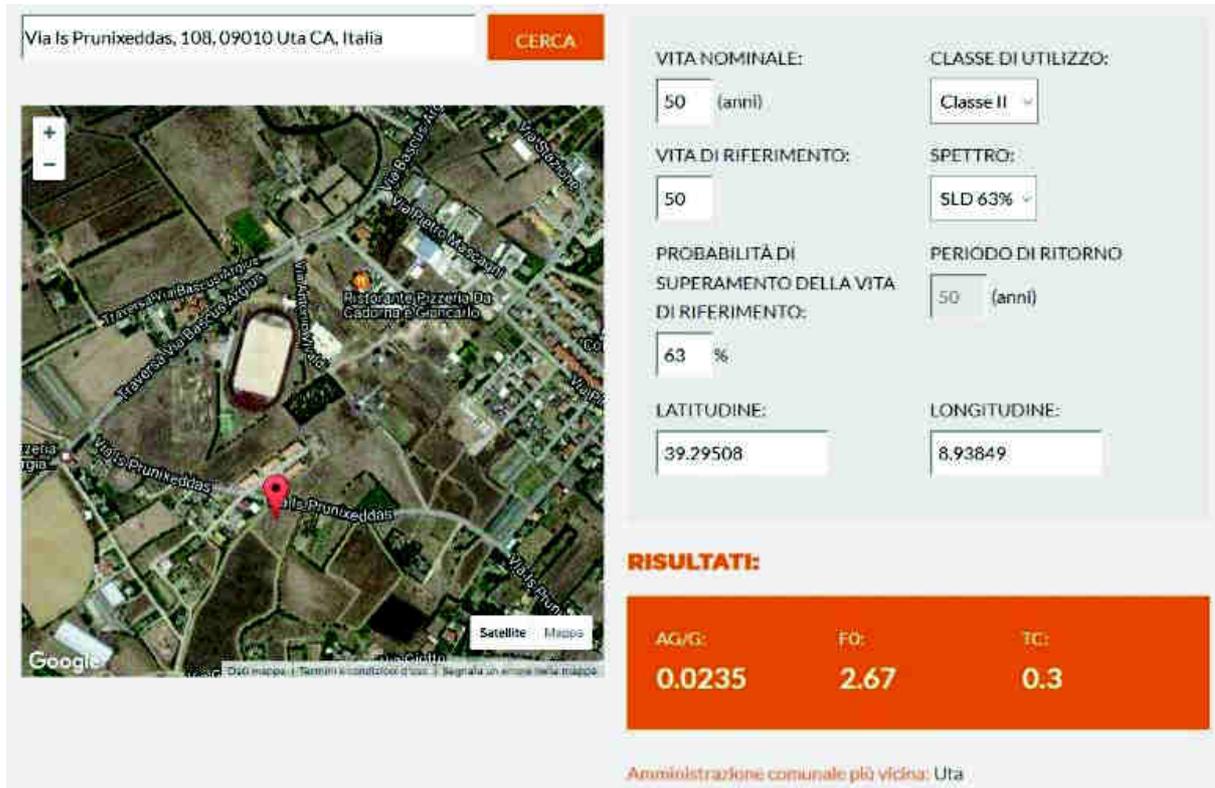


Fig. 16: Tabella parametri sismici SLU per il l'area d'intervento

▪ <b>Regione</b>	R =	Sardegna
▪ <b>Comune</b>	C =	Uta
▪ <b>Zona Sismica</b>	Zs =	4
▪ <b>Spettro Sismico:</b>		SLU
▪ <b>Vita nominale,</b>	Vn =	50 anni
▪ <b>Vita di riferimento,</b>	VR =	50 anni
▪ <b>Classe di utilizzo</b>	Cu =	II
▪ <b>Tempo di ritorno</b>	Tr =	50 anni
▪ <b>Latitudine</b>	N =	39.29508
▪ <b>Longitudine</b>	E =	8.93849
▪ <b>Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,</b>		ag/g = 0.0235
▪ <b>Fattore di amplificazione spettrale massima</b>		FO= 2.67
▪ <b>Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.</b>		TC = 0,30



	Categoria di suolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella coefficiente moltiplicativo  $\beta_s$  in funzione dell'accelerazione sismica rilevata e categoria di suolo

Per l'analisi dello SLE, i coefficienti sismici orizzontali  $K_h$  e verticali  $K_v$  si ottengono dalle seguenti formule:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad K_h = 0,20 \cdot 0,05 = 0,010$$

$$K_v = \pm 0,5_s \cdot K_h \quad K_v = 0,50 \cdot 0,010 = 0,005$$

Per l'analisi dello SLU, i coefficienti sismici orizzontali  $K_h$  e verticali  $K_v$  si ottengono dalle seguenti formule:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad K_h = 0,20 \cdot 0,0235 = 0,0047$$

$$K_v = \pm 0,5_s \cdot K_h \quad K_v = 0,50 \cdot 0,0047 = 0,00235$$

## 12. Analisi dello stato deformativo del sottosuolo – Relazione di Calcolo

In considerazione dei carichi generati dalla struttura prevista in progetto, è stata riprodotta una simulazione delle sollecitazioni sul terreno con determinazione della resistenza del terreno secondo quanto disposto dal D.M. 14/01/2008 in ragione della tipologia di fondazione scelta.

In quest'ottica, la normativa di riferimento è la seguente:

### **Norme tecniche per le Costruzioni 2008**

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

### **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

### **Eurocodice 8**

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.



### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

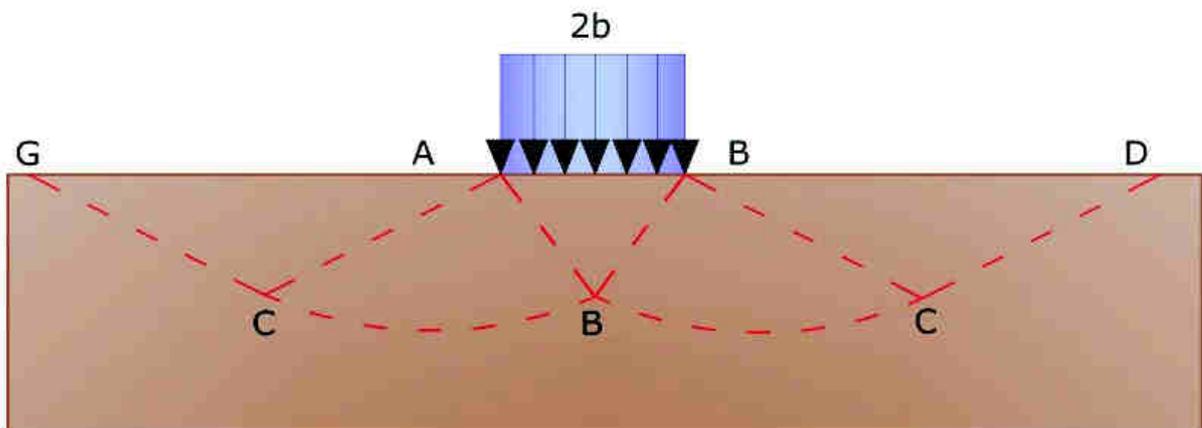
Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido – plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie  $GFBCD$ .



*Meccanismo di rottura di Prandtl*



Nel triangolo  $AEB$  la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale. Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \times c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g\varphi \left[ e^{\frac{\pi g \varphi}{2 \tan(45^\circ + \varphi/2)}} - 1 \right]$$

Per  $\varphi=0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q=5.14 \times c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di Prandtl, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti Caquot si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ .

Il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi=0$ ,  $c=0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza. Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la



fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno.

Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto Terzaghi assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\phi$  prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, Terzaghi passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma. Un ulteriore contributo è stato apportato da Terzaghi sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, Terzaghi invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico);

la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$



dove: 
$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi / 2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi / 2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_j$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale  $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

Carico inclinato  $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:  $s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L}$  per  $\varphi > 10$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L}$$
 per  $\varphi = 0$

fattore di profondità:  $d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$
 per  $\varphi > 10$

$$d_q = d_\gamma = 1$$
 per  $\varphi = 0$



inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .



Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$



Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

#### **Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \times \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

#### **Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)**

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.



Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

### Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'$  per forma rettangolare



$s_q = 1 + \text{sen}\phi'$  per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$  per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$  per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$  per forma rettangolare, quadrata o circolare.

### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

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

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} \text{ con } H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]} \text{ con } H//L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).



### Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana ).

Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

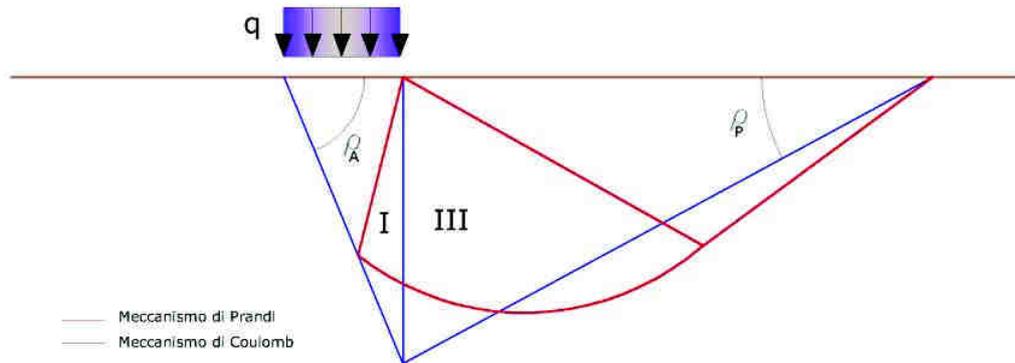
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



*Schema di calcolo del carico limite (qL)*

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$  in funzione dell'angolo di attrito interno  $\phi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} - \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$\rho_P = \phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} + \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa,



dovute ad accelerazioni  $k_h$  g e  $k_v$  g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_a$  e  $\rho_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915



0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per  $\Phi=30^\circ$

### VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale.

Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan\delta + c_a A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e Zienkiewicz (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:



$$N_q = \tan^6 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$
$$N_c = 5 \tan^4 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri  $c$  e  $\phi$

#### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_h}{tg \phi} \right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

#### Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

$\beta$  = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;  
 $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;  
 $g$  = accelerazione di gravità;



Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V / \ln(1 - PVR)$$

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni. Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = A_g R \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$A_g R$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$  : fattore di importanza,

$S$  : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$A_g = A_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito in funzione di  $K_h$ , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$



### CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni BxL posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

$I_j$  = Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato H, coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa D;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L'/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.



Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

### **CEDIMENTI EDOMETRICI**

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

1. il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
2. la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

Se invece il terreno è normal-consolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

$RR$  Rapporto di ricompressione;

$CR$  Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$  incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.



In alternativa ai parametri  $RR$  e  $CR$  si fa riferimento al modulo edometrico  $M$ ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale  $(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)$  significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

### **CEDIMENTO SECONDARIO**

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

$H_c$  è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

$C_\alpha$  è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

$T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

$T_{100}$  tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

### **CEDIMENTI DI SCHMERTMANN**

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a  $4B$ , nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a  $2B$  per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:



$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

$\Delta q$  rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

$I_z$  è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di  $2B$ , per fondazione circolare o quadrata, e a profondità  $4B$ , per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di  $I_z$  si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$  per fondazione circolare o quadrata
- $B$  per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove  $\sigma'_{vi}$  rappresenta la tensione verticale efficace a profondità  $B/2$  per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità  $B$  per fondazioni nastriformi.

$E_i$  rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato  $i$ -esimo considerato nel calcolo;

$\Delta z_i$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo;

$C_1$  e  $C_2$  sono due coefficienti correttivi.

Il modulo  $E$  viene assunto pari a  $2.5 q_C$  per fondazioni circolari o quadrate e a  $3.5 q_C$  per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di  $L/B$ .

Il termine  $q_C$  che interviene nella determinazione di  $E$  rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.



Nell'espressione  $t$  rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

### **CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE**

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$s'_{vo}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_c$  = indice di compressibilità;

$f_S, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_c$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:



$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S$ ,  $f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

$t$  = tempo in anni > 3;

$R_3$  = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

$R$  = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

### 13. Analisi stato deformativo del sottosuolo

#### DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1.20 m
Lunghezza fondazione	1.00 m
Profondità piano di posa	0.50 m
Altezza di fondazione	0.50 m
Tipologia di fondazione	Trave Rovescia

#### AZIONE SISMICA

##### Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido	0.0599 m/sec <sup>2</sup>
Valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale	0.010
Periodo di inizio tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale	0.005

##### Parametri di Zona

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1



**Coefficienti**

Amplificazione stratigrafica	<b>1.0</b>
Amplificazione topografica	<b>1.0</b>
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	<b>0.05 m/sec<sup>2</sup></b>
Accelerazione massima (ag/g)	<b>0.0599</b>
Coefficiente riduzione acceler. massima attesa al sito	<b>0.20</b>
Coefficiente sismico orizzontale	<b>0.01198</b>
Coefficiente sismico verticale	<b>0.01198</b>

=====

**STRATIGRAFIA**

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.40	1690.0	1890.0	28.00	0.10	150.0	120.0
2.10	1716.0	2050.0	33.25	0.0031	280.0	220.0

Legenda:

DH:	Spessore dello strato;
Gam:	Peso unità di volume;
Gams:	Peso unità di volume saturo;
Fi:	Angolo di attrito;
c:	Coesione;
Ey:	Modulo Elastico;
Ed:	Modulo Edometrico;
Ni:	Coefficiente di Poisson;

**CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm <sup>2</sup> )	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R3	1.20	-	-	-	-	-	Progetto



**SISMA + COEFF. PARZIALI PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO + RESISTENZE**

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1

**CARICO LIMITE FONDAZIONE 2 APPROCCO COMB. UNICA (A1+M1+R3) STR + GEO**

**Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

=====

Fattore [Nq]	26.92
Fattore [Nc]	39.52
Fattore [Ng]	25.5
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.79
Fattore profondità [Dq]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.52
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	5.89 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Resistenza di progetto</b>	<b>2.56 Kg/cm<sup>2</sup></b>



**Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata**

=====

**Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)**

=====

Fattore [Nq]	33.28
Fattore [Nc]	49.22
Fattore [Ng]	33.23
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite 6.24 Kg/cm<sup>2</sup>

**Resistenza di progetto 2.71 Kg/cm<sup>2</sup>**

**Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata**

=====

**Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)**

=====

Fattore [Nq]	26.92
Fattore [Nc]	39.52
Fattore [Ng]	27.37
Fattore forma [Sc]	1.82
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.41
Fattore profondità [Dq]	1.08
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.41
Fattore profondità [Dg]	1.08
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0



=====

Carico limite	7.75 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Resistenza di progetto</b>	<b>3.37 Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd]</b>	<b>Verificata</b>

=====

**Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)**

=====

Fattore [Nq]	26.92
Fattore [Nc]	39.52
Fattore [Ng]	36.62
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.79
Fattore profondità [Dq]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.52
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	6.49 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Resistenza di progetto</b>	<b>2.82 Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd]</b>	<b>Verificata</b>

=====

**Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)**



=====	
Fattore [Nq]	26.92
Fattore [Nc]	39.52
Fattore [Ng]	34.0
Fattore forma [Sc]	1.68
Fattore profondità [Dc]	1.17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.66
Fattore profondità [Dq]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.64
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
=====	
Carico limite	6.44 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Resistenza di progetto</b>	<b>2.8 Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>Condizione di verifica [Ed&lt;=Rd]</b>	<b>Verificata</b>
=====	

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES - WINLER (1982)**

=====	
<b>k</b>	<b>2,36 Kg/cm<sup>3</sup></b>
=====	

**CEDIMENTI ELASTICI**

=====	
<b>Pressione normale di progetto</b>	<b>1.2 Kg/cm<sup>2</sup></b>
Spessore dello strato	2.1 m



Profondità substrato roccioso	20.0 m
Modulo Elastico	280.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.35
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.37
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.38
=====	
<b>Cedimento al centro della fondazione</b>	<b>2.49 mm</b>
=====	
Coefficiente di influenza I1	0.25
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.28
<b>Cedimento al bordo</b>	<b>0.91 mm</b>
=====	

#### CEDIMENTI EDOMETRICI

=====	
Pressione normale di progetto	<b>1.20 Kg/cm<sup>2</sup></b>
Cedimento dopo T anni	<b>15.0</b>
Cedimento totale	<b>0.60 cm</b>
=====	

#### TABELLA CEDIMENTI EDOMETRICI PER STRATO

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1.5	0.256	0.422	Edometrico	0.6	--	0.6

Legenda:

- Z: Profondità media dello strato;
- Dp: Incremento di tensione;
- Wc: Cedimento di consolidazione;
- Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi);
- Wt: Cedimento totale.

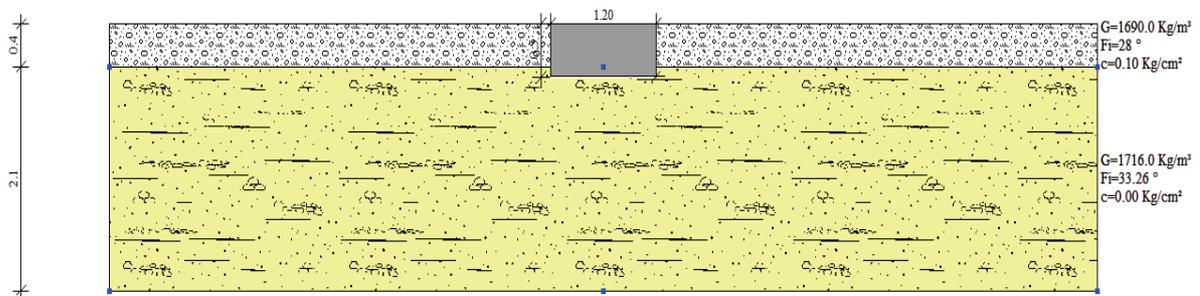


Fig. 17: Rappresentazione schematica della sezione geotecnica

Come si evince dalle risultanze del calcolo effettuato secondo il metodo dell'approccio n. 2 – combinazione unica (A1+M1+R3), relativamente alle verifiche in condizione SLU e SLE risulta verificata la condizione  $E_d < R_d$ .

Più precisamente, il valore minimo della resistenza di progetto  $R_d$ , calcolato secondo la formula di Hansen è pari a  $2.69 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### 14. Conclusioni

La presente relazione ha esaminato le questioni di carattere geologico e geotecnico connesse con la proposta di un Piano di Lottizzazione da realizzarsi nel Comune di Uta in località Is Perrizzonis, lungo la Via Is Prunixeddas.

Per la caratterizzazione dell'assetto litostratigrafico locale sono stati utilizzati i dati delle indagini eseguite dallo scrivente in un lotto di terreno adiacente all'area d'intervento, nel quale sono stati eseguiti n° 3 pozzetti geognostici, della profondità max di 2,40 m dal p.d.c.

Nell'ambito della definizione del modello geologico di riferimento (MGR), come riportato nel log stratigrafico, la successione rilevata risulta costituita da:

- Depositi pedogenizzati comprendenti suoli più o meno evoluti (0.00 m – 0.40 m) (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da ciottoli centimetrici, poligenici ed eterometrici, in matrice limo - sabbiosa di colore rossastro con grado di cementazione da medio a molto elevato (0.40 m – 2.40 m) (Quaternario Olocene);



Relativamente alle condizioni topografiche, l'area d'intervento presenta pendenze  $\cong 3\%$ , da cui si evince un'inclinazione  $i = 0.5^\circ - 1^\circ$ , pertanto inquadrabile in categoria T1, ovvero "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ".

Per quanto attiene la definizione delle categorie di sottosuolo, ai sensi del D.M. 14/01/2008, l'area d'intervento è classificabile in categoria "C" ovvero: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s,30$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT,30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu,30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

In considerazione del fatto che il Comune di Uta risulta inserito nell'ambito della mappatura del rischio idrogeologico per criticità idrauliche definite dal Piano di Assetto Idrogeologico della Sardegna e dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, è stata eseguita una dettagliata analisi idrogeologica e sovrapposizione cartografica in piattaforma G.I.S. al fine di stabilire se l'area prescelta risulta o meno a rischio idrogeologico ai sensi del P.A.I.

Come si evince dalla Figura 7, l'area d'intervento attualmente non ricade in nessuna area vincolata del P.A.I., mentre per quanto concerne il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, il sito d'indagine ricade in Fascia Geomorfologica "C" corrispondente a quelle porzioni di territorio caratterizzate da eventi di piena con tempi di ritorno di cinquecento anni ( $Tr = 500$  Anni), equivalente ad una zona a pericolosità idraulica moderata  $Hi1$ .

Dai risultati delle indagini risulta chiaro che il modello geotecnico di riferimento è costituito da litotipi ciottolosi, prevalentemente silico-clastici, poliedrici ed eterometrici, con grado di cementazione da medio a molto elevato e livello superficiale costituito da sabbie limose in matrice argillosa pedogenizzate.

In ragione di questa classificazione è stata eseguita una simulazione in back-analysis dello stato deformativo del terreno di fondazione, ipotizzando per gli edifici e le unità abitative una tipologia di fondazione continua, tipo trave rovescia, la quale viene considerata come miglior compromesso per una distribuzione ottimale dei carichi provenienti dalle strutture.

In particolare, allo SLU è stata considerata un'azione di progetto  $Ed = 1.20$  Kg/cm<sup>2</sup>, mentre allo SLE è stata considerata un'azione di progetto  $Ed = 0.90$  Kg/cm<sup>2</sup>.

Come si evince dalle risultanze del calcolo effettuato secondo il metodo dell'approccio n. 2 – combinazione unica (A1+M1+R3), relativamente alle verifiche di resistenza del terreno nelle condizioni SLU e SLE, risulta verificata la condizione con cui l'azione di progetto ( $Ed$ ) è inferiore alla Resistenza di Progetto ( $Rd$ ) ( $Ed < Rd$ ).



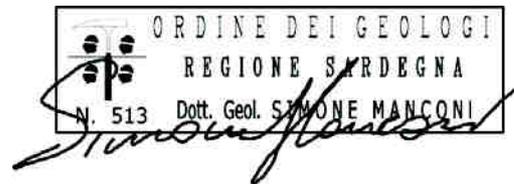
PIANO ATTUATIVO "KARLA E PIU'" – COMPARTO A E COMPARTO B – VIA IS PRUNIXEDDAS

---

Nella fattispecie, dalle verifiche eseguite nelle combinazioni allo SLU e agli SLE secondo il metodo del 2° approccio (A1+M1+R3):

- Il valore di resistenza minima di progetto agli stati limite, ottenuto secondo la formula di Hansen nella Combinazione (A1+M1+R3) è di **2,69 Kg/cm<sup>2</sup>**.
- il modulo di sottofondazione di Bowles - Winkler è pari a **2,36 Kg/cm<sup>3</sup>**;
- I cedimenti totali risultano < al cm

Esaminata la natura e le caratteristiche geo-litologiche dell'area, si ritiene che questa possieda tutti requisiti di idoneità da un punto di vista geologico-tecnico, all'uso cui è destinata.



Cagliari, Marzo 2017