

COMMITTENTE:

Ditta I.S.M.A. Fabbrica Estintori
di Enrico Melis
Via Sardegna n°180 09170 Oristano
P.IVA - 01039960958

PROGETTISTI: arch. Aron Murgia

ING. IDRAULICO: ing. Gian Luca Zuddas



GEOLOGO: geol. Simone Manconi



Novembre 2017

OGGETTO :

Relazione di compatibilità geologica

All. L



1. Indice

1.	Indice	2
2.	Premessa	3
3.	Analisi del Quadro di Riferimento normativo	5
4.	Ubicazione dell'area in esame.....	6
5.	Assetto geologico di inquadramento.....	8
6.	Assetto litostratigrafico locale	12
7.	Inquadramento Geomorfologico	16
8.	Inquadramento Geopedologico	21
9.	Schema della circolazione idrica superficiale	22
10.	Schema della circolazione idrica sotterranea	25
11.	Modello geotecnico del sottosuolo.....	29
12.	Relazione di calcolo – Analisi dei Parametri Sismici.....	36
13.	Analisi dello stato deformativo del sottosuolo – Relazione di Calcolo	39
14.	Analisi stato deformativo del sottosuolo	59
15.	Caratteri climatici dell'area d'intervento	67
16.	Classificazione delle aree a pericolosità da frana.....	70
17.	Metodologia adottata per la classificazione della pericolosità da frana	74
18.	Instabilità potenziale dei versanti.....	74
19.	Attribuzione dei pesi – Pendenza dei versanti	75
20.	Attribuzione dei pesi – Litologia	76
21.	Uso del suolo.....	78
22.	Attribuzione pesi uso del suolo	79
23.	Altri tematismi di verifica - Esposizione	79
24.	Altri tematismi di verifica - Fattori climatici	80
25.	Classi di instabilità potenziale nell'area d'intervento	81
26.	Conclusioni	83



2. Premessa

Nell'ambito del progetto di attuazione di un Piano di Lottizzazione convenzionata in zona D, sottozona D2, di proprietà della Ditta I.S.M.A., è stato predisposto uno studio di compatibilità geologica e geotecnica a firma dei professionisti Dott. Ing. Gian Luca Zuddas, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Oristano al n. 729, e Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto all'Ordine dei Geologi della Sardegna al n. 513.

L'intervento ricade all'interno di un comparto ubicato lungo la S.P. 70 Oristano – Palmas Arborea (Via Marroccu) nella Zona Est nel comune di Oristano, in località "Is Pasturas".

L'area suddetta risulta interamente individuato al N.C.T. comune censuario di Oristano nel Foglio di Mappa n.116 Mappali n° 67 – 135 – 113 – 5091 – 5093 – 5086 - 5087 – 5088 – 274 - 275 – 275A, per una superficie di mq 51.888,26, interamente di proprietà del Signor Melis, titolare e legale rappresentante della Ditta I.S.M.A.

L'intervento progettuale consiste nella realizzazione delle opere di urbanizzazione primaria per una zona destinata ad insediamenti produttivi commerciali, artigianali, industriali, nella quale, come meglio specificato in seguito, parte della volumetria consentita verrà destinata alla residenza.

Come stabilito dell'art. 41 delle Norme di Attuazione del P.U.C. di Oristano, "*Le aree D2* sono aree destinate a piccoli insediamenti produttivi commerciali, artigianali e industriali, nonché per strutture e impianti per la produzione di beni e servizi alla persona (palestre, attività culturali, attività ricreative).*

Per la zona est, lungo il proseguimento della via Marroccu, oltre agli interventi previsti per le zone D. Ai fini della integrazione delle funzioni urbane, è consentito destinare ai fini residenziali il 25% della volumetria disponibile, nel limite dell'indice territoriale stabilito per le zone D2, previa approvazione di apposito piano attuativo.

Per le modalità di attuazione valgono le prescrizioni e gli indici di cui ai commi precedenti. Resta inteso che il 25% di volumetria da destinare a residenze e/o uffici deve tenere conto anche delle eventuali volumetrie esistenti ed assentite".

Il piano di lottizzazione (primo stralcio) prevede quindi una porzione prevalente della volumetria per edifici ad uso commerciale, e una quota parte per edifici ad uso residenziale, oltre una quota di cessione prevista dalle norme per i servizi di quartiere. per quanto riguarda l'area interessata dal primo stralcio, mentre non sono previste volumetrie residenziali nell'area ad ovest della superficie demaniale, oggetto del secondo stralcio.

Sulla base di questi indirizzi progettuali è stato redatto il presente documento, compilato secondo quanto disposto dall'art. 8 comma 2 delle N.A. del P.A.I. "Indirizzi per la pianificazione urbanistica e per l'uso di aree di costa": "*Indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrare dal PAI, in sede di*



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

adozione di nuovi strumenti urbanistici anche di livello attuativo e di varianti generali agli strumenti urbanistici vigenti i Comuni – tenuto conto delle prescrizioni contenute nei piani urbanistici provinciali e nel piano paesistico regionale relativamente a difesa del suolo, assetto idrogeologico, riduzione della pericolosità e del rischio idrogeologico - assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica e geologica e geotecnica, predisposti in osservanza dei successivi articoli 24 e 25, riferiti a tutto il territorio comunale o alle sole aree interessate dagli atti proposti all'adozione.

Le conseguenti valutazioni comunali, poste a corredo degli atti di piano costituiscono oggetto delle verifiche di coerenza di cui all'articolo 32 commi 3, 5, della legge regionale 22.4.2002, n. 7 (legge finanziaria 2002). Il presente comma trova applicazione anche nel caso di variazioni agli strumenti urbanistici conseguenti all'approvazione di progetti ai sensi del DPR 18.4.1994, n. 383, "Regolamento recante disciplina dei procedimenti di localizzazione delle opere di interesse statale"

Lo studio di compatibilità geologica e geotecnica, redatto secondo i criteri di cui all'allegato F delle norme di attuazione del P.A.I., avrà cura di dimostrare la coerenza con le finalità indicate nell'articolo 23, comma 6, e nell'articolo 25 delle norme di attuazione del PAI, in particolare, verrà dimostrato che l'intervento sottoposto all'approvazione è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente - fatto salvo quello eventuale intrinsecamente connesso all'intervento ammissibile - e di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio.

La compatibilità geologica e geotecnica dell'intervento di variante proposto verrà verificata:

- a) in funzione dei dissesti in atto o potenziali che definiscono la pericolosità dell'area interessata in relazione alle destinazioni e alle trasformazioni d'uso del suolo collegate alla realizzazione dell'intervento stesso;
- b) in base agli effetti dell'intervento sull'ambiente, tenendo conto della dinamica evolutiva dei dissesti che interessano il contesto territoriale coinvolto in funzione delle condizioni al contorno (nel caso di comuni confinanti)

Complessivamente, l'obiettivo dello studio è stato quello di definire le condizioni geologiche e geotecniche dei terreni presenti in funzione dell'intervento di nuova lottizzazione.

L'analisi dei caratteri geologici e geotecnici nei terreni interessati dall'intervento viene desunta sia da conoscenze già disponibili in merito alla geologia della zona e riportate nella relazione, sia da indagini dirette ed indirette, che sono state eseguite nell'area d'intervento per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio.

Considerata la tipologia costruttiva e il sito su cui è previsto l'intervento, si sono valutati l'insieme



di fattori che possono influire sul comportamento dei terreni, quali resistenza dei terreni allo stato limite ultimo, previsione dei cedimenti nel tempo, sotto-spinte idrauliche e fenomeni di liquefazione.

Sulla base dei risultati ottenuti verrà effettuata una simulazione in back – analysis della stabilità delle opere fondali in ragione della successione stratigrafica rilevata.

3. Analisi del Quadro di Riferimento normativo

In riferimento a quanto previsto dall'allegato F delle N.A. del P.A.I., lo studio di compatibilità geologica e geotecnica deve comprendere al suo interno l'analisi dei seguenti aspetti:

- Ubicazione dell'area in esame
- Assetto Geologico di Inquadramento
- Assetto Litostratigrafico Locale
- Assetto Geomorfologico locale
- Assetto Geostrutturale locale
- Assetto Geopedologico locale
- Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea
- Modello geologico e geotecnico del sottosuolo



Fig. 1: Inquadramento Aerofotogrammetrico dell'area d'indagine. SP70 Oristano – Palmas Arborea



4. Ubicazione dell'area in esame

Il sito di intervento è ubicato nella zona di espansione urbana del Comune di Oristano (OR), più precisamente nella Via Marroccu (già ex SP 70 Oristano – Palmas Arborea), in una zona a destinazione commerciale.

L'area d'intervento attualmente si presenta in parte già occupata da un edificio commerciale (Brico Cina e ISMA) sistemato in posizione baricentrica rispetto al lotto, mentre nei lati perimetrali, trovano spazio delle piantagioni di viti e altre aree verdi.



Fig. 2: Schema planivolumetrico del lotto

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

- Foglio n. 528 "Oristano", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);
- Foglio n. 528, sez. I "Oristano Nord", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);
- Foglio n. 528, sez. 080 "Oristano"- CTR (scala 1:10.000);
- Piano di Assetto Idrogeologico – Regione Sardegna (Approvato con Decreto Presidente



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Regione Sardegna n. 67 del 10.07.2006) e s.m.i.;

- Elaborati Progettuali;
- Cartografia Catastale Comune di Oristano Scala 1:2000;
- Ortofoto Digitale Georeferenziate;
- P.U.C del Comune di Oristano;
- Cartografia P.P.R.;
- Parco Geominerario Storico Ambientale della Sardegna;
- 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) e s.m.i.;
- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (Approvato definitivamente con Delibera del Comitato Istituzionale n° 2 del 15.03.2016) e s.m.i.



Fig. 3: Rappresentazione 3D dell'area d'intervento



Fig. 4: Rappresentazione 3D dell'area d'intervento – condizione ex-ante



Fig. 5: Rappresentazione 3D dell'area d'intervento – condizione ex-post

5. Assetto geologico di inquadramento

L'area di intervento ricade nella Sardegna centro-occidentale, nella periferia orientale della città di



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Oristano. Questo settore, corrispondente alla porzione settentrionale della fossa del Campidano, è delimitato a nord dal Massiccio vulcanico del Montiferru, a nord-est dall'altopiano di Paulilatino, a est dal Monte Grihine e dall'apparato vulcanico del Monte Arei, a sud-est dalla Marmilla, a sud Campidano meridionale, a sud-ovest dai rilievi di Monte Arcuentu e dall'altipiano di Capo Frasca, ad ovest dal Golfo di Oristano e a nord-ovest dalla penisola del Sinis.

L'area d'intervento risulta localizzata in corrispondenza del settore settentrionale del Graben del Campidano, che rappresenta una depressione tettonica su crosta continentale, impostata lungo direttrici NNW-SSE e formatasi durante il Plio-Quaternario a seguito degli eventi dislocativi e distensivi associati all'apertura del Tirreno meridionale.

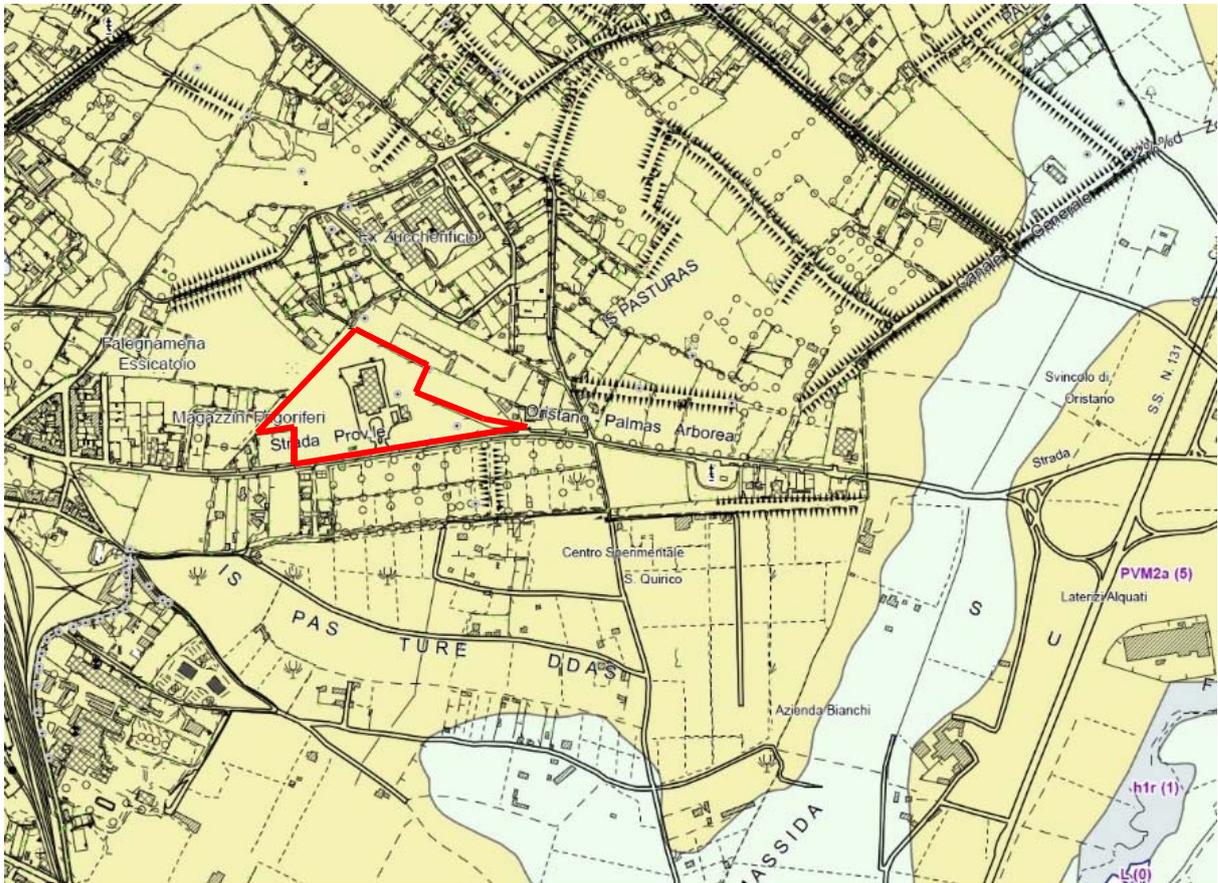


Fig. 6: Stralcio inquadramento geologico area d'intervento

L'ossatura del substrato geologico è indubbiamente costituita dalle sequenze deposizionali di sedimenti quaternari, sia recenti sia attuali, potenti diverse decine di metri e disposti in terrazzi e conoidi alluvionali sistemati tra il Fiume Tirso e la Laguna Costiera di Santa Giusta.



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Il sottosuolo campidanese è quindi caratterizzato dall'alternarsi di strati più o meno potenti, talora lentiformi, di ghiaie ciottoloso-sabbiose, di argille, argille limose e sabbie argillo-limose disposte in eteropia di facies, localmente sono presenti anche dei livelli torbosi, depositi a più riprese dal Tirso e dei suoi affluenti, che grande importanza hanno avuto nella formazione della piana e nel suo successivo modellamento.

Tra le formazioni, possiamo distinguere quelle del Pliocene inferiore, in trasgressione sulle formazioni del Miocene superiore e costituite da conglomerati, arenarie e marne siltose fossilifere.

Seguono in sommità le sequenze deposizionali del Pleistocene, costituite da depositi alluvionali ciottolosi dei terrazzi più alti, generalmente arrossati, spesso con intercalazioni calcaree e argillose, talora con elementi di rocce paleozoiche nelle regioni del Fiume Tirso. Terminano la sequenza le alluvioni ciotolose-sabbiose o argillose e depositi limo argillosi palustri o salmastri attuali e recenti.

Il Quaternario antico (Pleistocene) è rappresentato principalmente dalle "Alluvioni antiche": si tratta prevalentemente di sedimenti fluviali di conoide e di piana alluvionale, rappresentati da conglomerati, ghiaie e sabbie più o meno costipate, spesso con abbondante matrice siltoso-argillosa arrossata e variamente ferrettizzate.

Il Quaternario recente (Olocene), è invece rappresentato soprattutto dai depositi ghiaioso-sabbiosi delle piane alluvionali e limoso-argillosi delle lagune e degli stagni costieri.

Il contesto geologico e morfo-evolutivo dell'area dell'Oristanese si riallaccia pertanto al tratto terminale del fiume Tirso e dei suoi affluenti. Tutta la zona che caratterizza la piana alluvionale del Tirso è contraddistinta dalla presenza di superfici terrazzate, lagune, stagni e piccole paludi. Questi corpi idrici, relitti di bracci fluviali e meandri abbandonati del Tirso e dei suoi affluenti, oggi in parte bonificati, ed i terrazzi fluviali testimoniano le modificazioni evolutive dei corsi d'acqua e della linea di costa legate a periodi di sedimentazione alternati a periodi di erosione.

L'area d'intervento, così come tutta la zona dell'oristanese, è oggi pressoché pianeggiante e si distingue dalle altre zone proprio per la presenza di terrazzi fluviali dovuti alle inondazioni dei fiumi gravitanti nell'area. Nella piana alluvionale, nel settore caratterizzato dal talweg del Fiume Tirso, si riconoscono diversi ordini di terrazzi dal T0 attuale e sub-attuale al T3 legato agli eventi alluvionali più antichi, che ovviamente si rilevano a quote ben più elevate rispetto al fondo del canale.

Oltre che per la posizione topografica e altimetrica differente, tali terrazzi possono essere differenziati anche per il tipo di sedimenti e per il tipo di suolo che su di essi si è evoluto. I terrazzi sub-attuali ed attuali si trovano nell'area di golena e sono costituiti da sabbie fini quarzose con ghiaie e ciottoli polimorfici ed eterometrici. Su questi depositi, si sono evoluti i suoli denominati "Terreni di Bennaxi o Bennaji", che per la presenza di mineralizzazioni diffuse, sono considerati eccellenti per l'utilizzo agricolo.



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

In affioramento, il termine più antico dei depositi detritici quaternari è rappresentato dalle alluvioni antiche terrazzate. Questi depositi, costituiti da alternanze di livelli ciottolosi, ghiaiosi e sabbiosi, in matrice argilla-limosa, con locali lenti di argilla e di torba, sono caratterizzati da una elevata eterometria della frazione più grossolana.

I terrazzi più antichi delle alluvioni antiche, che come già ribadito precedentemente, si trovano a quote più alte rispetto ai precedenti (T3), si differenziano dai primi per una maggior componente di litici (ciottoli e ghiaie poligeniche ed eterometriche) in matrice sabbio-limo-argillosa ferrettizzata, fortemente addensati. Su di essi, si sono evoluti dei suoli meno fertili dei precedenti, denominati “terreni di Gregari”.

Seguono i depositi delle alluvioni medie, rappresentati da livelli ciottoloso-ghiaiosi, ma con una maggiore frazione sabbiosa, le così dette “alluvioni rimaneggiate”, formatesi evidentemente, nel Pleistocene medio e superiore, dall'erosione e successiva sedimentazione di parte dei depositi alluvionali antichi, ad opera dei fiumi presenti.

Le alluvioni rimaneggiate sono costituite da sabbie di tipo quarzoso-feldspatico, ed i ciottoli e le ghiaie sono costituiti da clasti di quarziti, granitoidi e rocce cristalline del basamento paleozoico della Sardegna, estesamente diffuso in affioramento nei territori attraversati dal Tirso.

Questi depositi alluvionali rimaneggiati, per la loro origine, presentano caratteri macroscopici molto simili a quelli delle alluvioni antiche, dalle quali derivano, pertanto i limiti fra le due formazioni non sono sempre netti e facilmente riconoscibili in campagna. L'unico aiuto per la delimitazione degli affioramenti di questa formazione è dato dalla morfologia, più uniforme, rispetto a quella dei depositi antichi.

Questi terreni, che costituiscono buona parte del territorio di Oristano – Brabau campidanese, ne occupano il settore altimetricamente più elevato compreso tra i 4 e gli 8 m slm.

Essi si sviluppano con continuità dall'abitato di Cabras fino ai limiti comunali settentrionale ed orientale.

A sud sono troncati in corrispondenza dell'argine destro del Tirso, dove lasciano il posto alle alluvioni recenti, e a sud-ovest dall'alveo, oggi canalizzato e rettificato, del Rio Tanui. Localmente inglobano piccole aree depresse, vecchie paludi bonificate, dove si rinvencono invece terreni più francamente limoso-argillosi.

Nella sequenza stratigrafica, seguono i depositi alluvionali ciottoloso-sabbiosi sciolti, sub-attuali ed attuali, che si rinvencono lungo l'alveo del Tirso, caratterizzato a nord dell'area d'intervento da un andamento di tipo meandriforme.

Anche nel settore della foce del Tirso si rinvencono questi depositi alluvionali recenti, che nella zona più prossima alla linea di riva sfumano nelle sabbie di spiaggia e sono ricoperti dalle sabbie eoliche.



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Questi depositi ciottoloso-sabbiosi, decisamente sciolti, mostrano una maggiore granulometria decisamente più minuta dei depositi alluvionali medi, con prevalenza delle frazioni argillo-limose e sabbiose. Essi derivano in parte dal rimaneggiamento dei depositi più antichi, ma è consistente anche il materiale derivante dalla deposizione del carico solido delle piene del Tirso.

6. Assetto litostratigrafico locale

Per la caratterizzazione dell'assetto litostratigrafico locale sono state eseguite delle indagini geognostiche consistenti nell'esecuzione di n° 3 pozzetti geognostici, della profondità max di 5,00 m dal p.d.c, nei quali è stata rilevata una successione di litotipi sabbioso – argillosi con interclusi ciottoli poligenici ed eterometrici di facies tipicamente alluvionale in matrice limoso – argillosa di colore beige.

La sequenza stratigrafica rilevata, piuttosto omogenea, può essere così rappresentata:

- Depositi pedogenizzati comprendenti suoli più o meno evoluti (0.00 m – 1.20 m) (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da sabbie argillose con interclusi ciottoli poligenici ed eterometrici, in matrice limo - argillosa di colore beige con grado di cementazione da medio a molto elevato (1.20 m – 5.00 m) (Quaternario Olocene);

SCHEMA STRATIGRAFICO

QUATERNARIO (Attuale)	Depositi pedogenizzati ad uso agricolo, sabbioso – argillosi con interclusi rari ciottoli prevalentemente silico-clastici.
QUATERNARIO (Olocene)	Depositi alluvionali recenti ed attuali costituiti da sequenze sabbioso - ciottolose in matrice argillosa alternate a depositi limo-argillosi, disposti su terrazzi e conoidi alluvionali.
QUATERNARIO (Pleistocene inf-med.)	Depositi alluvionali antichi, costituiti da sequenze deposizionali conglomeratiche e sabbioso-argillose talora cementate, disposte in terrazzi e conoidi alluvionali.



Fig. 7: Pozzetto stratigrafico P1 (-5.00 p.d.c.)



Fig. 8: Pozzetto stratigrafico P2 (-5.00 p.d.c.)



Fig. 9: Pozzetto stratigrafico P3 (-5.00 p.d.c.)



7. Inquadramento Geomorfologico

Da un punto di vista geomorfologico, la zona d'intervento si colloca nel settore denominato Is Pasturas, caratterizzato da un andamento morfologico planare, pendenze comprese tra il 2% e il 5%, quota media di 12,00 m.s.l.m – 13.00 m.s.l.m. e dislivelli maggiori nei settori settentrionali, corrispondenti all'alveo del Fiume Tirso.

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 dal Fiume Tirso, i cui apporti solidi rappresentano di fatto la coltre sedimentaria principale rilevata in tutto l'abitato di Oristano.

Le morfologie principali che si evincono nell'area d'intervento sono il risultato di processi fluviali e secondariamente eolici che, attivi durante tutto il Quaternario, in condizioni climatiche differenti rispetto a quelle attuali, hanno dato luogo a ripie di erosione fluviale, meandri, terrazzi fluviali e coni di deiezione.

Si rinvencono pertanto quasi esclusivamente forme di accumulo tipiche della dinamica fluviale.

Il Campidano di Oristano è attraversato dal tratto terminale del fiume Tirso e dei suoi affluenti, che nel contesto idrogeologico del territorio hanno avuto un ruolo molto importante, con la loro azione di erosione, trasporto e sedimentazione, nella formazione della piana e nel suo successivo modellamento.

La vasta superficie, da sub pianeggiante ad ondulata, modellata nei potenti depositi detritici plio-quadernari di varia origine, degrada dolcemente verso il mare con le sequenze deposizionali di spiaggia che si intersecano in eteropia di facies con i depositi alluvionali.

Essa è incisa dagli alvei del Tirso degli altri fiumi gravitanti nell'area, che presentano reticolo idrografico ad andamento da rettilineo a meandriforme, a tratti localmente anastomizzato. La piana è attraversata anche da una fitta rete di canali artificiali, realizzati dagli anni '30 fino ad oggi che attualmente servono all'alimentazione irrigua dei campi gestita direttamente dal Consorzio di bonifica dell'Oristanese.

Nella pianura alluvionale del Tirso possono distinguersi le seguenti unità geomorfologiche:

- 1) Unità morfologica sulle alluvioni antiche terrazzate;
- 2) Unità morfologica sulle conoidi alluvionali e Glacis;
- 3) Unità morfologica sulle alluvioni medie;
- 4) Unità morfologica sulle alluvioni recenti e attuali.

Le alluvioni antiche terrazzate, che attualmente costituiscono il principale substrato di tutta la zona, sono state oggetto di processi morfogenetici piuttosto importanti, che ne hanno prodotto uno



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

smantellamento parziale, modellamento e successiva erosione fluviale, tanto che oggi si presentano generalmente terrazzati. Questi terrazzi fluviali antichi, debolmente ondulati, sono separati da piccole vallecicole nelle quali si instaura una rete idrografica attiva solo in occasione di forti precipitazioni.

Essi sono caratterizzati da bordi generalmente netti e sono raccordati ai terreni più recenti da scarpate di erosione fluviale, oramai inattive, più o meno acclivi, dove agiscono il dilavamento diffuso ed il ruscellamento incanalato, che localmente ha prodotto piccoli solchi di erosione.

Per quanto concerne le conoidi alluvionali ed i Glacis, essi risultano localizzati nella fascia pedemontana dei rilievi che delimitano la pianura del Tirso.

I depositi di conoide, caratteristici per la loro forma a ventaglio, sono il risultato della deposizione di ingenti quantità di materiale detritico trasportato a valle dalle acque incanalate provenienti dai rilievi al loro sbocco in pianura, per il brusco decremento della velocità dell'acqua.

Nel settore di raccordo tra il Monte Arci e la pianura prevalgono i glacis detritici, che devono la loro origine all'arretramento parallelo dei versanti rocciosi, per erosione areale. Questi depositi detritici, così come le alluvioni antiche, sono stati successivamente incisi e localmente terrazzati.

Per quanto concerne le alluvioni medie, sono costituite essenzialmente dal rimaneggiamento e ri-deposizione del materiale detritico asportato dall'azione erosiva dei fiumi, dalle alluvioni antiche, modificato con il deposito di termini più francamente argillosi. Esse danno luogo a superfici terrazzate, raccordate con le alluvioni recenti da modeste ripe di erosione fluviale, evidenziate da piccole rotture di pendio.

I depositi più recenti, i cosiddetti terreni di "Bennaxi", si trovano lungo le rive del Tirso, del Rio Mare Foghe, del Rio Mogoro e dei loro affluenti. Questi terreni costituiscono delle ampie superfici sub-pianeggianti, debolmente degradanti verso ovest, più o meno incise dai corsi d'acqua attuali. Lungo gli alvei si possono riconoscere delle piccole ripe di erosione fluviale.

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, da lavori eseguiti in corrispondenza di aree limitrofe a quella l'area d'intervento emerge che le VS_{30} per l'area d'intervento risultano essere $\cong 340$ m/s, da cui si evince una categoria di sottosuolo di tipo "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 Vs_{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).*



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

In considerazione del fatto che il Comune di Oristano 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 Fig. 9, l'area d'intervento attualmente non ricade in nessuna area vincolata dal P.A.I., tantomeno dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali e quindi in linea generale dal Piano di Gestione del Rischio Alluvioni.

Nelle zone così dette "Bianche", che non risultano ancora studiate, è comunque necessario redigere uno studio di compatibilità geologica e geotecnica ed uno studio di compatibilità idraulica del reticolo idrografico minore, considerato che trattasi di piani attuativi di tipo residenziale/produttivi riconducibili a quanto disciplinato dall'art. 8 comma 2 delle Norme di Attuazione del P.A.I.,



Fig. 10: Stralcio Carta della Pericolosità Idraulica P.A.I. – Comune di Oristano



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2



Fig. 11: Stralcio Carta della Pericolosità Idraulica P.S.F.F. – Comune di Oristano

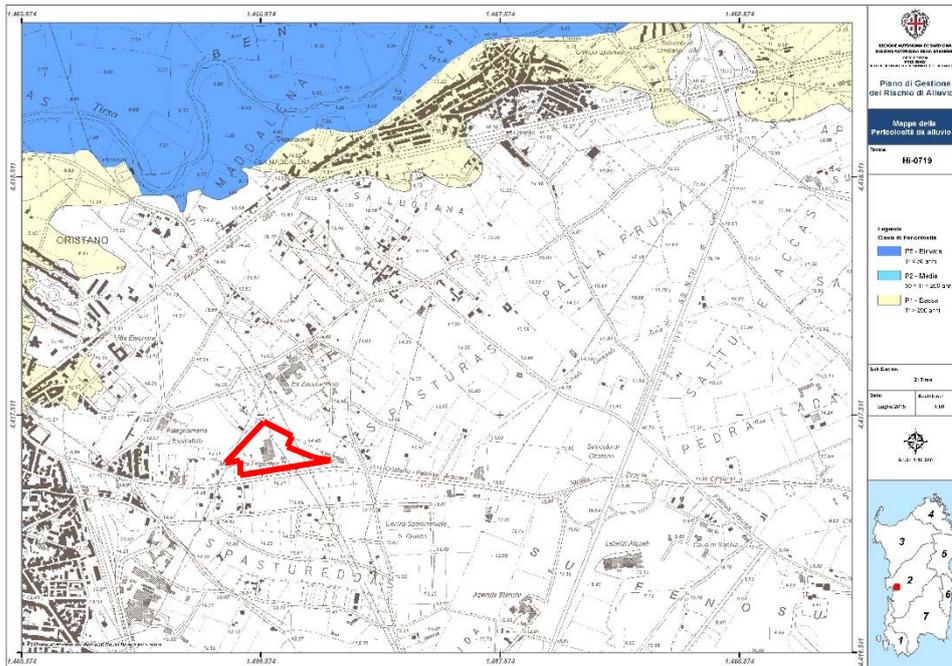
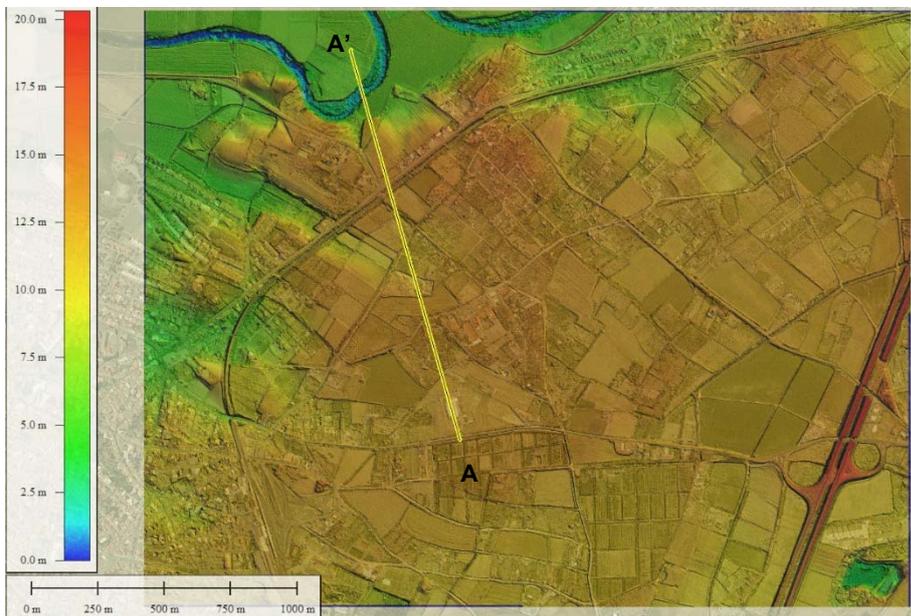
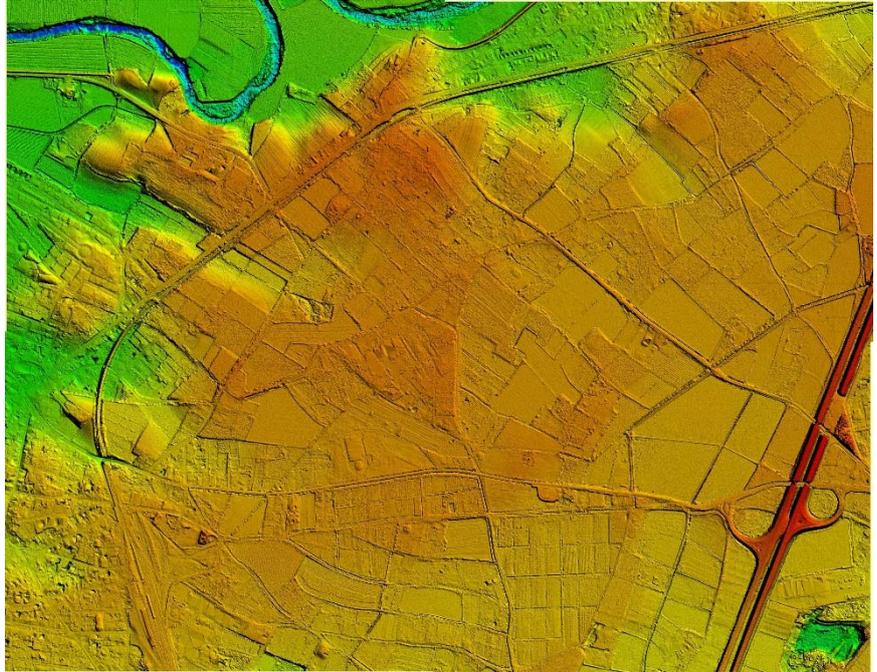


Fig. 12: Stralcio Carta della Pericolosità Idraulica P.G.R.A.– Comune di Oristano



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Relativamente alle pendenze e acclività rilevate in sito, si tiene a precisare che le stesse risultano molto deboli, con valori inferiori al 2%, da cui si evincono predisposizioni al dissesto da frana praticamente assenti. L'unica condizione di predisposizione al dissesto può essere rilevata in corrispondenza degli orli dei terrazzi attuali incisi dai corsi d'acqua, condizione che non è stata rilevata in corrispondenza dell'area d'intervento ed in un suo congruo intorno.



A conferma del carattere complanare dell'area d'intervento è stato estratto il DTM 1 m dell'area d'intervento dal quale si evince come l'area d'intervento risulti più in elevazione rispetto all'alveo del fiume Tirso.

Per l'analisi geomorfologica dell'area è stata tracciata una sezione morfologica rispetto all'alveo del

Tirso, da cui si evince che rispetto alla distanza, già di per se molto notevole (> 1.3 Km) la differenza di quota su cui si imposta l'area d'intervento rispetto al Talweg del corso d'acqua risulta essere \cong 11.40 m.

Questo conferma quanto detto in precedenza, ovvero che il sito si imposta sull'orlo di terrazzo alluvionale antico del Fiume Tirso.



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2



Fig. 13: Sezione morfo-altimetrica dell'area d'intervento (sx) rispetto al Fiume Tirso (Dx)

8. Inquadramento Geopedologico

L'area d'indagine si presenta poco urbanizzata, motivo per il quale è stato necessario eseguire un sondaggio all'interno del lotto per il rilevamento delle caratteristiche geopedologiche dei terreni: in particolare si è cercato di definire la frazione tessiturale dei terreni per la determinazione dei rispettivi coefficienti di permeabilità.

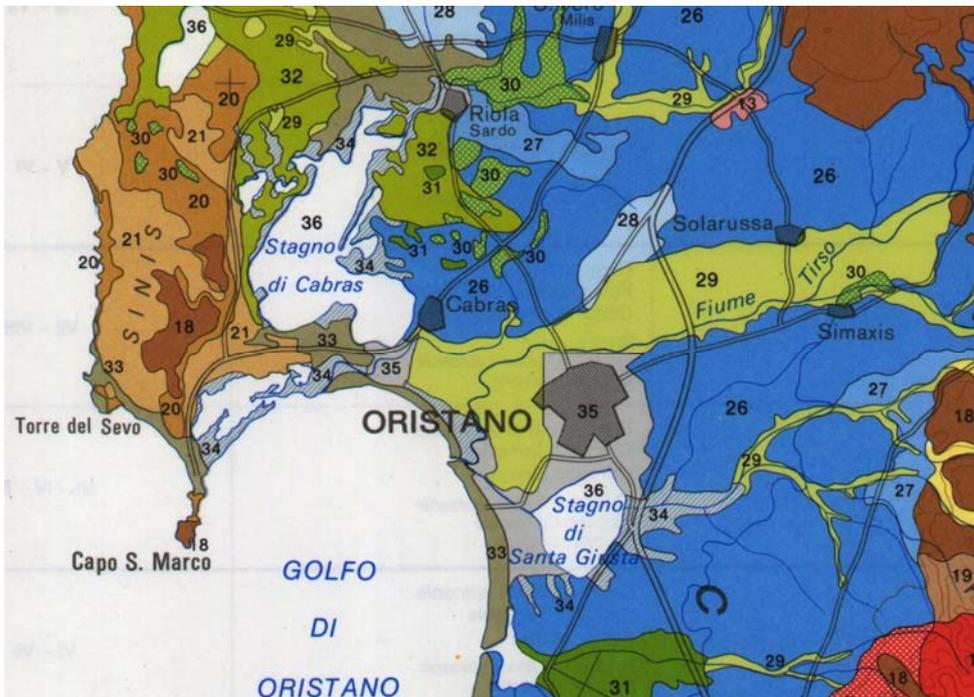


Fig. 14: Rappresentazione cartografica dell'area d'indagine estratta dalla Carta dei suoli della Sardegna



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Come si evince dalla documentazione fotografica allegata alla presente, si rileva uno spessore di circa 1.20 m di suolo bruno sabbioso – limoso in matrice argillosa, talora frammisto a ciottoli prevalentemente silicei.

L'analisi geopedologica ha appurato che i suoli presenti nel sito oggetto di intervento si impostano essenzialmente su depositi alluvionali del Pleistocene e dell'Olocene, caratterizzati da aree da sub-pianeggianti a pianeggianti, con prevalente utilizzazione agricola.

I livelli pedogenizzati ascrivibili sono caratterizzati da profili di tipo A-Bt-C, A-Btg-Cg e 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.

9. Schema della circolazione idrica superficiale

La zona dell'intervento ricade nel margine orientale rispetto alla Città di Oristano, posto a Sud rispetto al corso del fiume Tirso, il fiume più importante della Sardegna, per lunghezza ed ampiezza del bacino, che domina e caratterizza tutto l'assetto idrologico ed idraulico del settore d'intervento ed in generale tutta l'area del territorio di Oristano.

Il bacino idrografico del Tirso, nella suddivisione del Bacino Unico della Sardegna in sottobacini, costituisce l'U.IO n. 2, dove l'unico corso d'acqua principale del bacino è il Tirso.

Il fiume Tirso ha origine nell'altopiano di Buddusù tra i rilievi di Monte Longos (925 m s.l.m.) e Sa Ianna Bassa (955 m s.l.m.) e dopo aver attraversato la Sardegna centrale con andamento sfocia nel golfo di Oristano presso lo stagno di Santa Giusta ricoprendo una superficie di circa 3.287 kmq

Nel settore in esame il sistema idraulico locale è rappresentato dai canali di scolo del sistema di infrastrutturazione irrigua del Consorzio di Bonifica dell'Oristanese

Le acque di precipitazione sono raccolte e drenate attraverso la rete di canalizzazione agricola e sono convogliate sul Rio Tanui, emissario dello Stagno di Cabras.

Il Fiume Tirso ha una lunghezza complessiva di circa 121 km, dei quali circa 33 km sono sommersi dai tre laghi artificiali, lago di Omodeo, di Pranu Antoni e di Santa Vittoria, mentre i restanti tratti sono stati comunque regimati da interventi di bonifica fluviale eseguiti nel corso del tempo a partire già dagli



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

anni 40.

L'andamento generale del corso d'acqua è di tipo meandriforme, con bacino di testata che insiste prevalentemente su rocce del basamento granitico, per poi proseguire sui basalti plio-pleistocenici e lave acide plio-quadernarie.

La morfologia del Fiume Tirso, in corrispondenza delle zone morfologicamente più depresse, ha inciso un fondo-valle alluvionale molto esteso, fino a 20 Km in corrispondenza del comune di Pabillonis all'interno dei depositi continentali plio-pleistocenici, costituiti per lo più da conglomerati e arenarie eoliche. Proprio nella zona di Oristano, l'asta fluviale assume una conformazione tipicamente meandriforme, con langhe ed alvei abbandonati, mentre in corrispondenza della foce, la morfologia che si sviluppa è di tipo lineare, senza alcun accenno alla formazione di un delta proteso verso mare.

Nel complesso il Tirso presenta caratteristiche omogenee per quanto riguarda la morfologia dell'asta fluviale; si tratta infatti di un alveo mono-cursale sinuoso che assume una morfologia meandriforme solo negli ultimi chilometri prima della foce.

La pendenza dell'asta fluviale è di circa lo 0,4% nel tratto a monte della conca di Ottana, ove scende allo 0,2%, risale allo 0,4 %, risale allo 0,3% nella zona di Fordongianus, tra il lago Omodeo e la "dighetta" di Santa Vittoria nel Comune di Ollastra, riscende sotto lo 0,1% nella piana costiera.

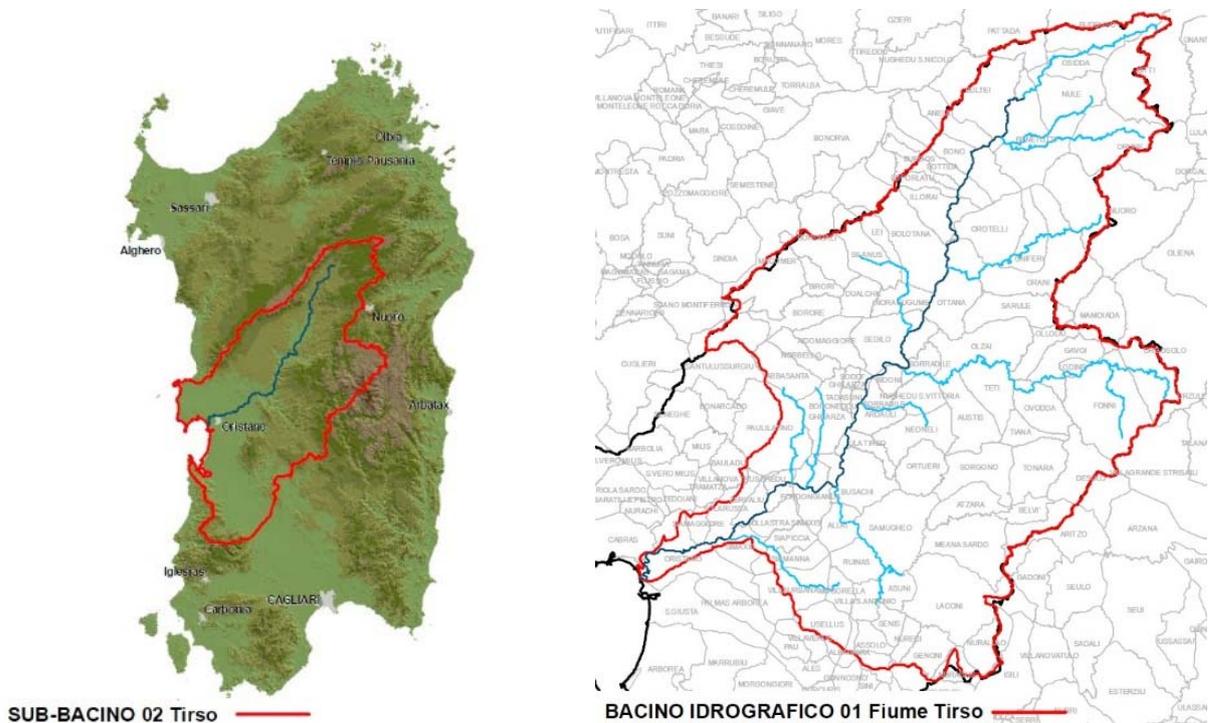


Fig. 15: Inquadramento geografico e idrografico del bacino afferente al Fiume Tirso



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Nel complesso, all'interno dell'area di studio ed in un suo congruo intorno sono stati rilevati pertanto due complessi idrologici sostanzialmente differenti per tipologia di materiale e matrice: il primo corrispondente al complesso delle alluvioni oloceniche, recenti ed attuali, il secondo relativo alle alluvioni antiche, plio-pleistoceniche, che costituiscono come già detto l'imbasamento del substrato geologico di tutta l'area.

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 complessi idrogeologici, caratterizzato dalle seguenti specifiche:

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

10. 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.

Le indagini eseguite hanno permesso di delineare l'assetto idrogeologico dell'area d'interesse, caratterizzata da una certa complessità derivante dai differenti caratteri idraulici delle formazioni geologiche e dai rapporti geometrici e giaciture delle stesse.

La pianura del Campidano, di chiara impostazione tettonica, è il risultato della colmata da parte di potenti depositi detritici plio-quadernariche si sono succeduti dalla fine del Cenozoico fino all'attuale.

Alle ultime fasi di sedimentazione del Pleistocene e dell'Olocene si deve la sequenza di facies fluviali, deltizie, lacustri e palustri e limitatamente al settore costiero, anche marine, che hanno portato alla caratteristica alternanza, sia pure variabile, di depositi ghiaiosi, sabbiosi ed argilloso - limosi.

In prossimità della costa non mancano locali depositi di sabbie di spiaggia ed eoliche, così come nelle aree prossime ai bordi strutturali sono frequenti conoidi alluvionali e coni di detrito.

Sulla base delle caratteristiche idrauliche delle diverse formazioni presenti nell'area in esame sono state identificate le principali unità idrogeologiche.

Nell'identificazione delle unità idrogeologiche, una prima discriminazione è stata fatta suddividendo le formazioni permeabili per porosità da quelle permeabili per fratturazione.

Successivamente, all'interno dei due singoli gruppi sono state definite, qualitativamente, le diverse classi di permeabilità, e ad esse sono state associate le litologie che, sulla base dei caratteri idraulici, ricadono generalmente in una determinata classe di permeabilità. Le litofacies, caratterizzate dallo stesso tipo di permeabilità e ricadenti nella stessa classe di permeabilità sono state aggregate per



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

formare le unità idrogeologiche.

La unità idrogeologiche così definite sono state successivamente comparate con le tipologie dei complessi idrogeologici uniformi, previste nel Decreto Legislativo 16 marzo 2009, n. 30. "Attuazione della direttiva 2006/118/CE, relativa alla protezione delle acque sotterranee dall'inquinamento e dal deterioramento".

La complessa geometria delle diverse facies, comunque non sempre permette facili e sicure correlazioni stratigrafiche di dettaglio in quanto molto spesso si ritrovano litofacies in alternanza, in eteropia di facies ecc...

La semplificazione della situazione stratigrafica presente nell'area d'intervento porta all'individuazione di quattro unità idrogeologiche caratterizzate da diversa permeabilità e quindi dalla presenza di falde acquifere diverse:

- La formazione delle alluvioni e delle conoidi alluvionali antiche. Questi terreni mostrano nel complesso una permeabilità bassa per la presenza di potenti orizzonti conglomeratici ad abbondante matrice fine, localmente cementati ed addensati e livelli limo - argillosi poco permeabili, intercalati a livelli francamente sabbiosi e ghiaiosi che possono presentare permeabilità media e localmente alta;
- Le alluvioni medie: costituite dagli stessi terreni detritici della formazione precedente, ma meno addensate e poco cementate, con presenza saltuaria di falde acquifere;
- 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 presenti, può decrescere od aumentare consistentemente.
- I terreni argillo - limosi delle aree paludose sono caratterizzati da coefficienti di permeabilità da bassa a molto bassa per porosità.

All'interno delle unità stratigrafiche sopra descritte possono rilevarsi diverse tipologie di acquiferi, da liberi a sospesi, da confinati a semi-confinati, in pressione ecc..

Gli acquiferi freatici o semi-confinati principali, si rinvencono superficialmente nelle alluvioni sabbiose - ciottolose più recenti e nelle sabbie eoliche.

Essi sono alimentati principalmente dal corso di subalveo dei principali corsi d'acqua che solcano il Campidano, 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. Questi acquiferi sembrano essere limitati ai depositi alluvionali suddetti, che si rinvencono in varia misura lungo gli alvei



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

attuali e sepolti dei corsi d'acqua. Risulta, infatti, difficile, per la complessità della rete idrografica superficiale e sepolta, ipotizzare la continuità areale di tali acquiferi.



Fig. 16: Ripresa fotografica di un tipico acquifero freatico superficiale corrispondente alla zona del Fiume Tirso

Gli acquiferi freatici semi-confinati secondari si rinvencono sul bordo settentrionale del Campidano dove affiorano i terreni alluvionali e le conoidi antiche, caratterizzati da una percentuale maggiore di componente fine, addensati e localmente ben cementati e ferrettizzati e nelle alluvioni medie.

Essi presentano potenza ed estensione limitata e produttività nettamente inferiore rispetto ai precedenti, proprio per la presenza di livelli cementati che interrompono da un punto di vista idrogeologico la trasmissività tra gli strati, che si traduce in falde acquifere molto scarse se non assenti del tutto.



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2



Gli acquiferi profondi, chiamati comunemente multistrato, si rinvencono nei livelli più francamente sabbioso - ghiaiosi delle alluvioni antiche, intercalati a livelli limo - argillosi a permeabilità molto bassa per porosità.

Lungo il bordo settentrionale della pianura hanno sede nelle vulcaniti basaltiche interstratificate nelle alluvioni. Questi acquiferi sembrano essere comunicanti tra loro e localmente anche con gli acquiferi più superficiali per la discontinuità degli strati confinanti.

Essi, si rilevano spesso in pressione e talvolta anche artesiani, sono alimentati prevalentemente dalle acque superficiali che si infiltrano lungo i bordi della pianura in corrispondenza delle discontinuità strutturali e anche se il livello di emungimento risulta spesso elevati, non mostrano nel tempo variazioni di portata rilevanti e non risentono in maniera evidente dell'andamento delle precipitazioni.

Molto spesso si rilevano anche diversi livelli di acquifero multistrato, che spesso concorrono alla formazione di pozzi d'acqua molto produttivi per l'uso irriguo.

Fig. 17: Ripresa fotografica di un tipico acquifero freatico multistrato corrispondente alla zona del Fiume Tirso nel quale si riconoscono le alternanze di livelli o strati



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

La profondità del livello idrostatico superficiale, ricostruito sui dati puntuali di una serie di pozzi misurati, segue generalmente l'andamento della superficie topografica. Nel complesso, sulla base delle indicazioni desunte da misurazioni effettive in loco, la quota della piezometrica si attesta ad una quota di circa 8.00 m dal p.d.c. In caso di perdurante siccità il livello freatico delle falde superficiali tende ad abbassarsi. A risentire di questo problema sono generalmente i pozzi a cassa, numerosi nei centri abitati. Non mostrano invece abbassamenti correlati alla siccità i pozzi trivellati.

Nella fascia costiera, in seguito alla scarsa ricarica, gli emungimenti eccessivi stanno provocando la graduale salinizzazione delle falde per effetto dell'ingressione di cunei salati e salmastri. Il fenomeno della salinizzazione è accentuato anche dal fatto che durante la stagione secca, in particolari condizioni di vento e di mare, cunei di acqua di mare, non contrastati dagli scarsi deflussi superficiali dei fiumi, possono risalire lungo gli alvei dei corsi d'acqua per parecchi chilometri dalla foce.

I dati acquisiti mostrano che le falde profonde confinate e semi-confinate spesso sono state messe in comunicazione tra di loro e con le falde freatiche dai numerosi pozzi perforati, rendendo tutto il sistema particolarmente vulnerabile soprattutto dagli elementi estranei usati dall'uomo in agricoltura.

11. 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 – 5,00 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 1.20 m;
- Livello deposizionale costituito da sequenze pluri-metriche di litotipi ciottolosi poliedrici ed eterometrici, con grado di cementazione da medio a o elevato, in matrice sabbioso limosa di colore beige – Spessore > 5.00 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.



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 periodo 2012 - 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 ~ 5,00 m dal piano di campagna;
- Estrazione meccanica e 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 5.00.

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 (ψ);
- determinazione del peso specifico (γ);
- determinazione dell'angolo di attrito (φ);
- determinazione della coesione (c)

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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

riepilogativa:

<i>Prelievo</i>	<i>Campione</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Tipo litologico</i>	ψ (%)	γ (g/cm ³)
P1	C1	5,00	Deposito sabbioso frammisto a clasti ciottolosi poligenici ed eterometrici in matrice argillosa.	27,6	1,716

<i>Pozzetto</i>	<i>Campione</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Tipo litologico</i>	<i>c (Kg/cm²)</i>	ϕ (°)
P1	C1	5,00	Deposito sabbioso frammisto a clasti ciottolosi poligenici di dimensioni centimetriche in matrice argillosa.	0,0031	33,25

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.

I risultati delle analisi di superficie e delle indagini geognostiche hanno consentito la ricostruzione preliminare della conformazione geologica dei terreni di fondazione dell'opera in progetto.

In particolare è stato possibile ricostruire il così detto modello geologico - geotecnico, di supporto alla progettazione definitiva dell'opera prevista.

Per l'elaborazione del modello geotecnico si è operato per fasi successive di approfondimento, utilizzando come base di riferimento il modello geologico, differenziando poi gli strati rilevati sulla base delle specifiche geomeccaniche dei materiali presenti.

Le informazioni acquisite nel corso dei rilievi geologici e geomorfologici di campagna, delle indagini in sito eseguite ed i dati reperiti in letteratura hanno consentito di definire con una sufficiente approssimazione la situazione stratigrafica della zona interessata dalle opere previste in progetto, che come ricordato, sono rappresentate da un completamento di edifici commerciali e residenziali.

Tutta l'area è costituita da una sequenza di sedimenti di fascia di transizione, variabili da palustre ad alluvionali franchi.

Nel complesso, il sedime si presenta sommariamente omogeneo arealmente, mentre mostra alcune differenze negli spessori dei singoli strati identificati.

Durante i lavori di indagine, il livello idrico non è mai stato intercettato in tutte le verticali indagate,



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

pertanto, attualmente la falda si attesta ad una quota > 5.00 dal p.d.c, tenendo presente che comunque tale livello può variare considerevolmente durante la stagione invernale, sollevando la quota della superficie piezometrica.

Pertanto, prima dell'esecuzione dei lavori di scavo, sarà sempre e comunque necessario eseguire nuovi sondaggi per la conferma del livello piezometrico della falda superficiale.

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 nuove opere previste 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 delle strutture di fondazione previste, 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) y M

R = Resistenza globale del sistema y R

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾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

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

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{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:



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾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 γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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



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 ²)	1.20
STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLE	
SFORZO NORMALE MAX ALLA BASE DELLA FONDAZIONE (Kg/m ²)	0.90

12. 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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

- Probabilità di superamento della Vita di Riferimento
- Periodo di Ritorno
- Latitudine Nord
- Longitudine Est

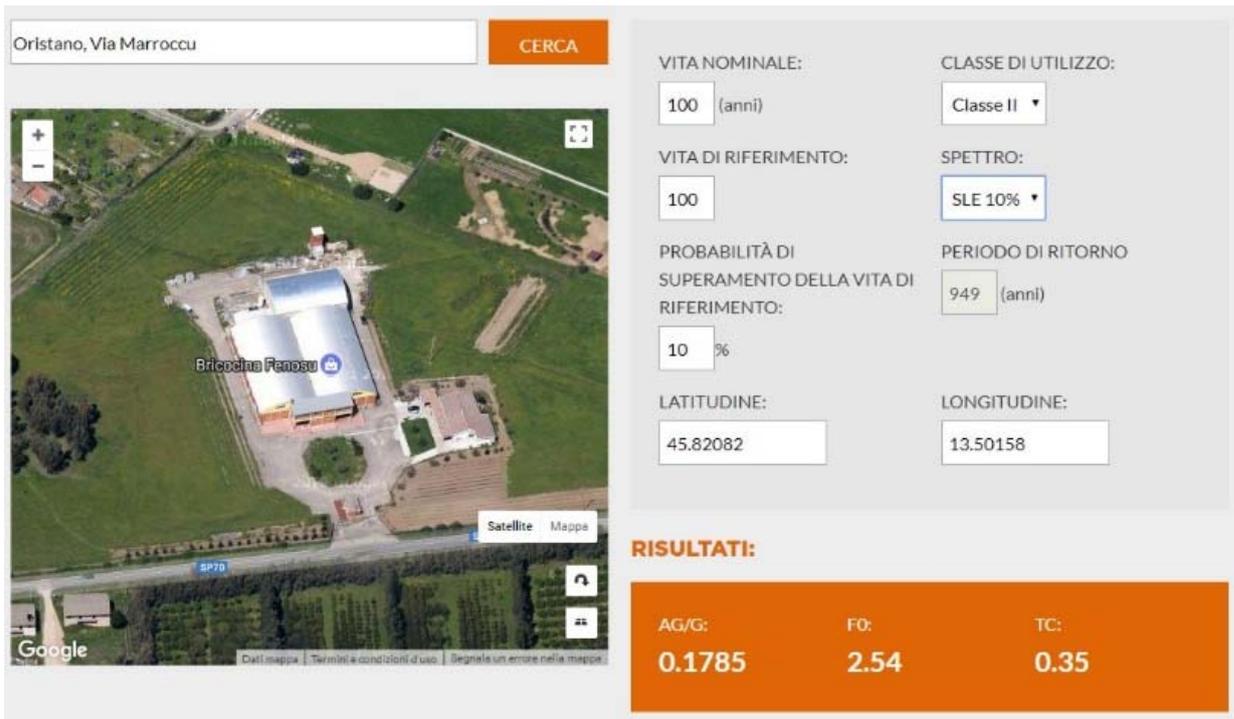


Fig. 18: Tabella parametri sismici SLE per il l'area d'intervento

▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Oristano
▪ Zona Sismica	Zs =	4
▪ Spettro Sismico:		SLE
▪ Vita nominale,	Vn =	100 anni
▪ Vita di riferimento,	VR =	100 anni
▪ Classe di utilizzo	Cu =	II
▪ Tempo di ritorno	Tr =	949 anni
▪ Latitudine	N =	45.82082
▪ Longitudine	E =	13.50158
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.1785



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

- **Fattore di amplificazione spettrale massima** FO= 2.54
- **Periodo corrispondente all’inizio del tratto a Vcost.** TC = 0,35

PARAMETRO	VALORE
VITA NOMINALE:	100 (anni)
CLASSE DI UTILIZZO:	Classe II
VITA DI RIFERIMENTO:	100
SPETTRO:	SLO 81%
PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO:	81 %
PERIODO DI RITORNO:	60 (anni)
LATITUDINE:	45.82082
LONGITUDINE:	13.50158
RISULTATI:	
AG/G:	0.0572
FO:	2.5
TC:	0.26

Fig. 19: Tabella parametri sismici SLU per il l'area d'intervento

- **Regione** R = Sardegna
- **Comune** C = Oristano
- **Zona Sismica** Zs = 4
- **Spettro Sismico:** SLU
- **Vita nominale,** Vn = 100 anni
- **Vita di riferimento,** VR = 100 anni
- **Classe di utilizzo** Cu = II
- **Tempo di ritorno** Tr = 60 anni
- **Latitudine** N = 45.82082
- **Longitudine** E = 13.50158
- **Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,** ag/g = 0.0572
- **Fattore di amplificazione spettrale massima** FO= 2.50
- **Periodo corrispondente all’inizio del tratto a Vcost.** TC = 0,26



	Categoria di suolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_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 β_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:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad K_h = 0,20 \cdot 0,1785 = 0,0357$$
$$K_v = \pm 0,5_s \cdot K_h \quad K_v = 0,50 \cdot 0,0357 = 0,001785$$

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

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad K_h = 0,20 \cdot 0,0572 = 0,01144$$
$$K_v = \pm 0,5_s \cdot K_h \quad K_v = 0,50 \cdot 0,01144 = 0,00572$$

13. 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

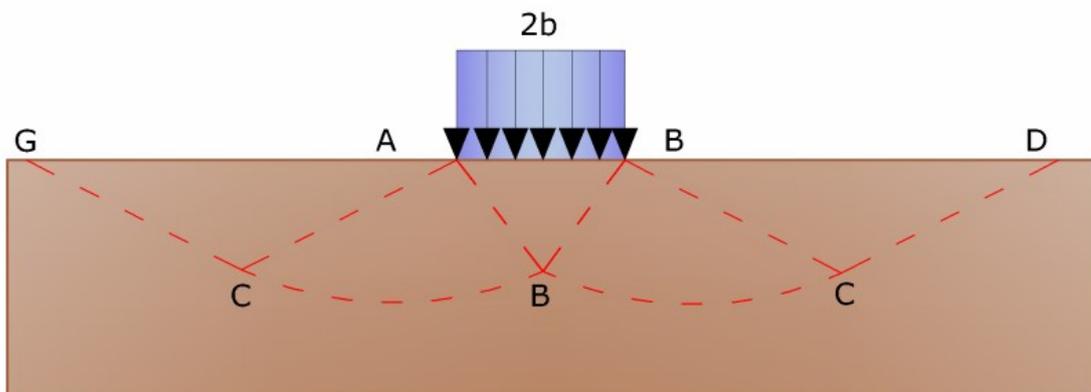
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il 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:

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

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 $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
 - 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 de



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 φ del terreno.

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

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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ 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 ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ 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:

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

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:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$



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

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

	$i_\gamma = 0$	per $\varphi = 0$
--	----------------	-------------------



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

dove :

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

θ = 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 $D/B < 1$

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\phi = 0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

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

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

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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

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_γ 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 R_d 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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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

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

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

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

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

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



Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

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

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

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

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

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

Se H forma un angolo θ 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:

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



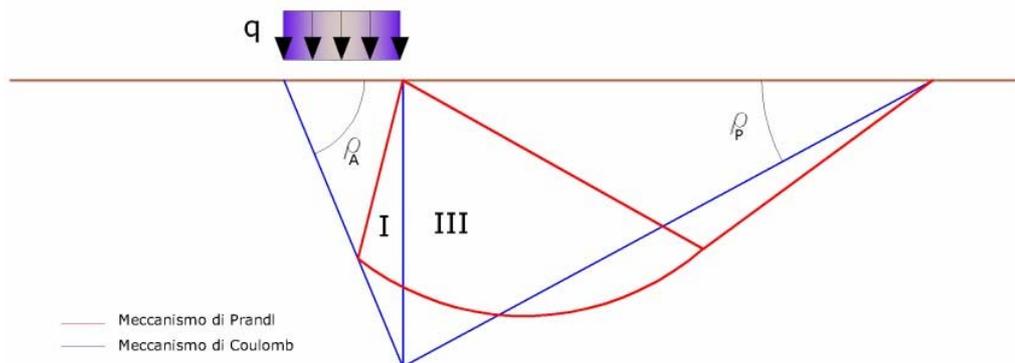
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 ρ_A e ρ_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 ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

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



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

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

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

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 ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ 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:

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

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$kh/(1-k_v)$	N_q	N_γ	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:

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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ 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 ϕ

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:

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

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β = 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 V_R 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 V_R 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:



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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

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

γ_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 $B \times L$ 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 μ = Parametri elastici del terreno.

I_j = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , 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 :

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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 sovra-consolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di pre-consolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{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;



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

C_α 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:

Δq 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 σ'_{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;

Δz_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.



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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'_{v0} = 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:



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio NAV 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.

14. Analisi stato deformativo del sottosuolo

DATI GENERALI

=====

Larghezza fondazione	1.20 m
Lunghezza fondazione	1.00 m
Profondità piano di posa	0.50 m



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 **0.0572 m/sec²**

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo **C**

Categoria topografica **T1**

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica **1.0**

Amplificazione topografica **1.0**

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito **0.0572 m/sec²**

Accelerazione massima (ag/g) **0.0572**

Coefficiente riduzione acceler. massima attesa al sito **0.20**

Coefficiente sismico orizzontale **0.01144**

Coefficiente sismico verticale **0.00572**

=====

STRATIGRAFIA

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
1.20	1690.0	1890.0	28.00	0.10	150.0	120.0
5.00	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;



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Ed: Modulo Edometrico;
Ni: Coefficiente di Poisson;

CARICHI DI PROGETTO AGENTI SULLA FONDAZIONE

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 ²
Resistenza di progetto	2.56 Kg/cm²
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 ²
Resistenza di progetto	2.71 Kg/cm²
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 ²
Resistenza di progetto	3.37 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

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



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 [lg]	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 ²
Resistenza di progetto	2.82 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

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 [lc]	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 [lq]	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 [lg]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 ²
Resistenza di progetto	2.8 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

=====

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES - WINLER (1982)

=====

k	2,36 Kg/cm³
----------	-------------------------------

=====

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto	1.2 Kg/cm²
Spessore dello strato	2.1 m
Profondità substrato roccioso	20.0 m
Modulo Elastico	280.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.35

=====

Coefficiente di influenza I1	0.37
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.38

=====

Cedimento al centro della fondazione	2.49 mm
---	----------------

=====

Coefficiente di influenza I1	0.25
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.28

=====

Cedimento al bordo	0.91 mm
---------------------------	----------------

=====

CEDIMENTI EDOMETRICI

=====

Pressione normale di progetto	1.20 Kg/cm²
-------------------------------	-------------------------------

=====



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

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 $Ed < Rd$.

Più precisamente, il valore minimo della resistenza di progetto Rd , calcolato secondo la formula di Hansen è pari a 2.70 Kg/cm^2 , compatibile con le condizioni geologiche del sito.

15. Caratteri climatici dell'area d'intervento

Nel presente paragrafo verranno descritti i caratteri climatici e idrologici dell'area d'intervento, in riferimento a quanto riportato dai dati rilevati dall'ARPAS – Servizio Agro-Meteorologico Sardo (SAR).

Il territorio del comune di Oristano mostra caratteri orografici vari che vanno dalla pianura alla collina. Questa variabilità orografica determina delle variazioni in ambiti molto ristretti, dei parametri meteoclimatici.

Per poter quindi delineare i caratteri climatici del territorio comunale è stato necessario analizzare e descrivere i principali parametri meteorologici, quali temperatura, piovosità e ventosità.

A tal fine in primo luogo sono stati acquisite le serie storiche dei dati pluvio-termometrici ed anemometrici rilevati nelle stazioni meteorologiche ricadenti nel territorio in esame ed in quelle ubicate nel suo intorno. In assenza di stazioni di rilevamento ubicate nell'area di pertinenza sono stati utilizzati

codS	ENTE	nome	quota m s.l.m.	Temp media diurna 1922-02	Temp minima diurna 1922-02	Temp massima diurna 1922- 02
98	AER	Capo Frasca (Aer)	92	16.6	16.0	17.4
99	SI	Arborea	7	14.7	14.1	15.7
100	SI	Marrubiu (C.ra)	32	18.1	18.1	18.1
101	SI	Km.82	32	0.0	0.0	0.0
102	SI	S.Anna-Oristano	12	17.2	15.9	18.1
103	SI	S.Giusta	10	16.7	14.8	18.2
104	SI	Sassu Idrovora	5	16.8	15.9	19.8
105	SI	Oristano FF.SS.	12	16.6	13.1	17.7
165	SI	Ex Tanca Regia	332	0.0	0.0	0.0
166	SI	Abbasanta	317	14.5	9.2	18.1
167	SI	Paulilatino	280	16.2	15.5	16.9
168	SI	Fordongianus	32	16.8	15.6	18.5
169	SI	Mogorella	299	15.3	14.9	15.6
170	SI	Santa Vittoria	22	16.5	16.5	16.5
171	SI	Simaxis	17	16.8	16.5	17.3
172	SI	Riola	9	16.7	16.2	17.8
173	SI	Cabras	9	0.0	0.0	0.0
174	SI	Santulussurgiu	557	14.3	10.0	19.4
175	SI	Seneghe	300	0.0	0.0	0.0
176	SI	Bauladu	29	18.2	16.7	20.4
177	SI	Cadreas (C.ra)	74	0.0	0.0	0.0
408	SI	Putzu Idu	4	0.0	0.0	0.0

i dati relativi alle principali stazioni meteo della Sardegna, con caratteri orografici e di esposizione il più possibile vicini a quelli dell'area in esame.

Per la definizione del regime termico dell'area di studio sono state elaborate le osservazioni giornaliere rilevate dal 1922 al 1992 (70 Anni) nelle stazioni meteorologiche riportate di seguito. L'unica stazione posta nelle vicinanze è quella relativa all'abitato di Sant'Anna - Oristano, che nel contesto territoriale coinvolto, fornisce anche informazioni di tipo termometrico.

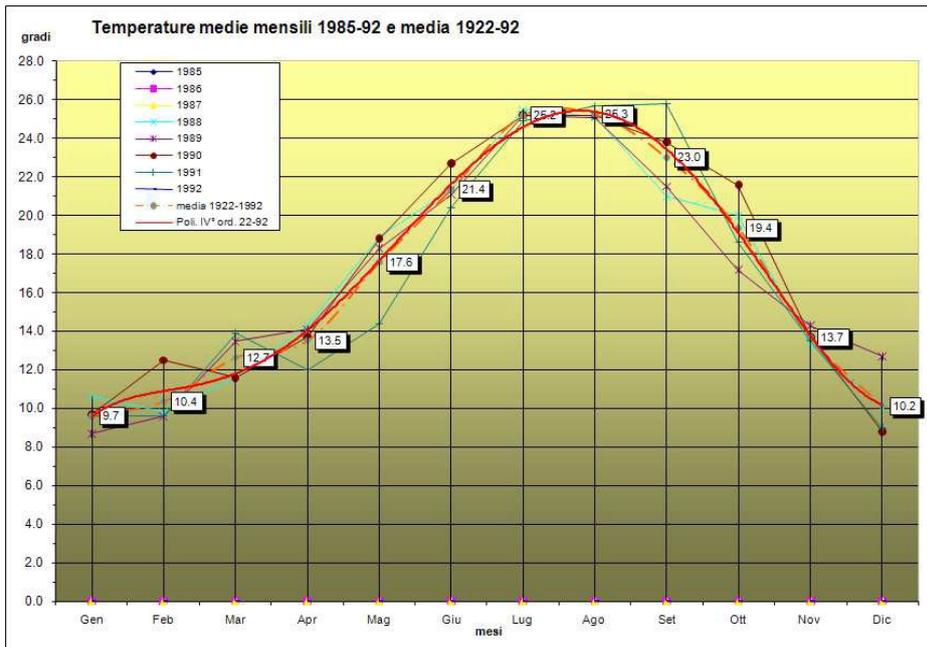


PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

Dall'elaborazione dei dati termometrici giornalieri delle serie storiche relativi alle stazioni considerate la temperatura media annua del territorio comunale è di 16,5°C, con picco di minima di 9,7°C, che si registra generalmente a gennaio, e con picco di massima di 25,3°C che si registra generalmente nei mesi di luglio ed agosto. L'escursione termica annua è di 15,6°C. La media annua

più bassa di 15°C, si registrò nel 1976, mentre quella più alta, di 18,2°C, nel 1972.

La stazione di Oristano, per la quale si hanno pochi anni di osservazioni, mostra un andamento analogo a quello di Santa Giusta, anche se il valore medio annuo risulta essere di 17°C. I dati rilevati a Santa Giusta



mostrano temperature medie annue di 16,7°C, il picco di minima si verifica a gennaio con valori di 9,9°C, quello di massima 24,4°C nel mese di agosto, con escursione annua di 14,3°C. Il 1980 è stato l'anno più freddo, con temperatura media annua di 15,7°C, mentre il 1959 è stato quello più caldo con media annua di 17,6°C.

Per la caratterizzazione del regime pluviometrico dell'area, ci si è avvalsi dei dati rilevati nella stazione pluviometrica di Sant'Anna - Oristano, oltre a quelli delle altre stazioni limitrofe.

L'elenco delle stazioni di osservazione considerate è riportato nella tabella successiva, dove oltre ai dati relativi alle precipitazioni medie annue sono riportati la quota s.l.m. della stazione di misura ed il numero degli anni di osservazione.

Nel complesso, la stazione pluviometrica afferente al territorio di Oristano, mostra un valore medio annuo di 570,48 mm/a con piogge concentrate nel periodo autunno-inverno, nel quale il mese più piovoso, con valore medio di 845.70 mm, è il mese di dicembre.

Il periodo secco, caratterizzato da valori medi mensili minimi di 283,90 mm, che si registrano nel mese di luglio, si protrae da maggio a settembre

**- COMUNE DI ORISTANO -
- PROVINCIA DI ORISTANO -**



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

codS	ENTE	nome	quota m s.l.m.	Piovosità media annua 1922-02	Piovosità massima annua 1922-02	Piovosità minima annua 1922-02	Anni di osserv.	Piovosità massima assoluta 24 h 1922-80	Piovosità massima 24 h a 50 anni	Piovosità massima 24 h a 100 anni	Piovosità massima 24 h a 200 anni	Piovosità massima 24 h a 500 anni
98	AER	Capo Frasca (Aer)	92	556.70	721.20	388.60						
99	SI	Arborea	7	669.26	1022.50	419.00	40	112.00	98.08	110.63	123.31	140.14
100	SI	Marrubiu (C.ra)	32	649.98	974.00	345.10	48	90.00	83.50	94.18	104.97	119.30
101	SI	Km.82	32	561.17	609.60	485.50		76.60				
102	SI	S.Anna-Oristano	12	570.48	845.70	283.90	50	68.40	80.75	91.08	101.52	115.38
103	SI	S.Giusta	10	569.84	847.20	307.30	58	72.50	81.45	91.88	102.41	116.39
104	SI	Sassu Idrovora	5	612.14	867.60	366.20	30	129.00	93.77	105.77	117.89	133.99
105	SI	Oristano FF.SS.	12	563.45	841.60	291.60	46	74.00	87.96	99.21	110.58	125.68
165	SI	Ex Tanca Regia	332	994.17	1214.10	753.70	19	85.00	123.06	138.81	154.71	175.83
166	SI	Abbasanta	317	887.06	1323.30	215.80	50	135.00	123.54	139.35	155.32	176.52
167	SI	Faulilatino	280	740.45	1167.40	404.00	51	153.00	105.62	119.14	132.79	150.91
168	SI	Fardongianus	32	769.41	1015.70	520.50	19	150.00	108.28	122.14	136.13	154.71
169	SI	Mogorella	299	741.96	1064.00	448.50	47	101.00	93.23	105.17	117.21	133.22
170	SI	Santa Vittoria	22	598.68	937.50	324.40	29	82.50	84.62	95.45	106.39	120.92
171	SI	Simaxis	17	620.28	1156.00	325.20	57	104.00	84.67	95.50	106.45	120.98
172	SI	Riola	9	642.03	1071.00	336.00	49	97.00	97.82	110.34	122.98	139.77
173	SI	Cabras	9	629.23	968.70	406.90	20	79.40	92.37	104.19	116.13	131.98
174	SI	Santulussurgiu	557	1172.00	1797.60	614.60	45	214.20	172.97	195.11	217.46	247.15
175	SI	Seneghe	300	880.40	1621.20	460.40	48	115.40	122.06	137.68	153.46	174.41
176	SI	Bauladu	29	700.10	1355.10	371.00	38	81.30	94.90	107.05	119.32	135.61
177	SI	Cadreas (C.ra)	74	764.12	1367.00	579.20	17	82.40	100.87	113.79	126.82	144.14
406	SI	Putzu Idu	4									
3	SAR	ARBOREA	2	459.03	732.60	243.60						
4	SAR	MILIS	125	532.10	937.60	335.60						
6	SAR	GHILARZA	293	581.00	936.60	342.60						
11	SAR	ZEDDIANI (UCEA)	14	377.30	477.00	234.20						
14	SAR	SCANO MONTIFERRO	405	648.30	1245.60	461.40						

Fig. 21: Dati pluviometrici caratteristici delle stazioni di misura circostanti Oristano

Da questa sintesi risulta che per tutte le stazioni considerate le piogge sono concentrate nel periodo autunno-invernale e che il mese in assoluto più piovoso è per tutte quello di dicembre.

Per quanto riguarda il periodo asciutto si nota ugualmente un andamento omogeneo fra tutte le stazioni, con anni nei quali il periodo asciutto raggiunge anche gli otto mesi. Nel periodo invernale si possono verificare alcune settimane di tempo secco, le cosiddette secche di gennaio.

I valori medi annui delle precipitazioni aumentano man mano che si passa da stazioni altimetricamente basse a quelle altimetricamente elevate, man mano che aumenta la distanza dal mare. L'elaborazione dei dati acquisiti ha permesso di ricostruire l'andamento delle isoiete in tutto il territorio comunale, mentre la successiva analisi dei dati elaborati ha portato all'identificazione dei caratteri peculiari del regime pluviometrico nell'area suddetta.

Nel complesso l'area esaminata mostra un regime pluviometrico con una piovosità di media entità, concentrata nel periodo invernale, con estati rigorosamente asciutte, interessate solo da eventi temporaleschi talvolta anche eccezionali. La primavera è generalmente scarsa di apporti mentre l'autunno è sovente più ricco dell'inverno con caratteri di eccezionalità affatto sporadici. La gran parte degli eventi meteorici di rilievo ha avuto luogo in periodo autunnale e precisamente tra ottobre e dicembre, con episodi notevoli anche nei primi 2 mesi dell'anno.



Il regime pluviometrico mostra un andamento generalmente irregolare, che non consente il massimo beneficio che tali quantitativi di precipitazioni possono dare.

Nell'arco di tempo coperto dalle osservazioni, non di rado si sono verificate serie di alcuni anni siccitosi con il conseguente sconvolgimento del regime idrologico dell'area. Così come non sono rari gli anni siccitosi, così non sono rari gli eventi meteorici di portata straordinaria.

Dall'analisi risulta particolarmente interessante il fatto che parte degli eventi pluviometrici notevoli nell'arco delle 24 ore non si verificano all'interno del periodo nel quale sono concentrate le piogge (autunno- inverno) ma nel periodo secco, il che si riallaccia con gli effetti di dissesto idrogeologico riconducibili a eventi limitati nel tempo ma di eccezionale intensità.

16. Classificazione delle aree a pericolosità da frana

L'obiettivo finale del lavoro è la perimetrazione e classificazione delle aree a pericolosità di frana non perimetrata dal P.A.I. così come definite dall'art. 8 comma 2 delle N.A.

Lo studio, finalizzato all'approvazione del piano di lottizzazione, ha messo in evidenza, come vedremo in seguito, che nell'area relativa al piano di lottizzazione non esistono problematiche di pericolosità geologica e/o geomorfologica che potrebbero creare condizioni predisponenti la pericolosità di frana.

La pericolosità da frana Hg rappresenta la possibilità dell'instaurarsi di un fenomeno franoso in un determinato punto del territorio. Contrariamente alla pericolosità idraulica non è possibile una quantificazione della frequenza di accadimento e per tale motivo nella redazione del PAI si è assunta una suddivisione della pericolosità in quattro classi in base allo stato di attività ed al grado di importanza del fenomeno franoso.

In questa ottica le aree di pericolosità da frana rappresentano le aree soggette a possibili fenomeni franosi.

Lo schema del processo che a partire dagli strati informativi di base porta alla definizione delle aree di pericolosità è tratto dalle Linee Guida, dove in Figura si riporta il modello logico per la determinazione dell'instabilità dei versanti tramite sovrapposizione di alcuni tematismi, previa attribuzione dei pesi legati ai fattori che predispongono ai fenomeni franosi.

A tal fine si fa notare che gran parte delle informazioni necessarie per tali studi possono essere derivate dallo strato informativo di base definito nella prima parte delle presenti Linee Guida, a meno delle ovvie analisi sui parametri di interesse da parte del tecnico.

Ai sensi dell'Art. 8, comma 12, N.T.A. PAI nelle aree perimetrata dal PAI come aree di pericolosità da frana di qualunque classe gli strumenti di pianificazione possono istituire fasce speciali di tutela



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

regolandone l'uso in funzione delle rispettive competenze.

In particolare i Comuni potranno definire una Buffer-zone che individueranno la fascia di ulteriore interessamento del processo franoso per effetto di rotolamenti, colate di fango, caduta massi, etc.

Le condizioni predisponenti il fenomeno franoso sono varie tra cui segnaliamo l'elevato grado di fratturazione, la disposizione geometrica delle fratture rispetto alla giacitura del versante, elevate pressioni interstiziali, fenomeni crioclastici e infine le modificazioni antropiche della geometria dei luoghi.

Per Rischio da frana (Rg), si intende l'insieme dei processi collegati al sistema geologico, che abbiano un'origine naturale, indotta o mista, in grado di generare un danno fisico o economico su beni pubblici o privati o perdita di vite umane. Il rischio geologico totale Rg in un punto del territorio viene definito come il prodotto dei tre fattori:

$$Rg = Hg * E * V$$

dove Hg è la pericolosità geologica ovvero la probabilità di accadimento del fenomeno suddivisa nelle quattro classi (Hg1 – Hg2 – Hg3 – Hg4), mentre E e V rappresentano gli elementi a rischio e la vulnerabilità così come definiti dal P.A.I.

RISCHIO GEOLOGICO TOTALE			DESCRIZIONE DEGLI EFFETTI
Classe	Intensità	valore	
Rg0	Nulla o assente	≤ 0.00	Danni sociali, economici e al patrimonio ambientale assenti
Rg1	Moderato	≤ 0.25	Danni sociali, economici e al patrimonio ambientale marginali
Rg2	Medio	≤ 0.50	Sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche
Rg3	Elevato	≤ 0.75	Sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici ed alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, l'interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale.
Rg4	Molto elevato	≤ 1.00	Sono possibili perdite di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione delle attività socio - economiche

Fig. 22: Classificazione del Rischio (Rg) e descrizione degli effetti attesi



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

La pericolosità geologica (**Hg**), è di non agevole definizione in quanto risulta spesso non quantificabile la frequenza di accadimento di un evento franoso. Per tale motivo si assume una suddivisione della pericolosità in quattro classi, come riportato nella seguente tabella estratta dalle linee guida del P.A.I:

RISCHIO GEOLOGICO TOTALE			DESCRIZIONE DEL FENOMENO
Classe	Intensità	valore	
Hg0	Assente	0.00	I fenomeni franosi non risultano presenti.
Hg1	Moderato	0.25	I fenomeni franosi presenti o potenziali sono marginali.
Hg2	Medio	0.50	Zone in cui sono presenti sol o frane stabilizzate non più riattivabili nelle condizioni climatiche attuali a meno di interventi antropici (assetti di equilibrio raggiunti naturalmente o mediante interventi di consolidamento).zone in cui esistono condizioni geologi che morfologiche sfavorevoli alla stabilità dei versanti ma prive al momento di indicazioni morfologiche di movimenti gravitativi.
Hg3	Elevato	0.75	Zone in cui sono presenti frane quiescenti per la cui riattivazione ci si aspettano presumibilmente tempi pluriennali o pluridecennali; zone in cui sono presenti indizi geomorfologici di instabilità dei versanti e in cui si possono verificare frane di neoformazione presumibilmente in un intervallo di tempo pluriennale o pluridecennali.
Hg4	Molto elevato	1.00	Zone in cui sono presenti frane attive, continue o stagionali; zone in cui è prevista l'espansione areale di una frana attiva; zone in cui sono presenti evidenze geomorfologiche di movimenti incipienti.

Fig. 23: Classificazione della pericolosità (Hg) e quantificazione lineare dell'intervallo

Gli elementi a rischio (**E**) sono costituiti da persone e cose suscettibili di essere colpiti da eventi calamitosi. Gli elementi a rischio di frana E, rappresentano tutti gli elementi a rischio ai sensi del DPCM 29.09.1989, e cioè tutti gli elementi nei quali è ipotizzabile una qualche forma di danno per: l'incolumità delle persone; gli agglomerati urbani comprese le zone d i espansione urbanistica; le aree su cui



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

insistono insediamenti produttivi, impianti tecnologici di rilievo (distributori di benzina, serbatoi di gas), in particolare quelli definiti a rischio rilevante ai sensi di legge; le infrastrutture a rete (reti distribuzione idrica, energetica, telefonica, reti di fognatura; reti di trasporto urbano), e le vie di comunicazione di rilevanza strategica anche a livello locale; il patrimonio ambientale e i beni culturali, storici, architettonici d'interesse rilevante; le aree sede di servizi pubblici (strutture di soccorso, ospedali, vigili del fuoco) e privati, di impianti sportivi e ricreativi, strutture ricettive e infrastrutture primarie.

Nelle linee guida del P.A.I. sono stati classificati secondo la seguente tabella, gli elementi a rischio, nella quale ad ogni classe è stato attribuito un peso secondo una scala variabile tra (0, 1).

CLASSI	ELEMENTI	PESO
E1	Aree libere da insediamenti e aree improduttive; zona boschiva; zona agricola non edificabile; demanio pubblico non edificato e/ o edificabile.	0.25
E2	Aree con limitata presenza di persone; aree extraurbane, poco abitate; edifici sparsi. Zona agricola generica (con possibilità di edificazione); zona di protezione ambientale, rispetto, verde privato; Parchi, verde pubblico non edificato; Infrastrutture e secondarie.	0.50
E3	Nuclei urbani non densamente popolati; infrastrutture pubbliche (strade statali, provinciali e comunali strategiche, ferrovie, lifelines, oleodotti, elettrodotti, acquedotti) ; aree sedi di significative attività produttive (insediamenti artigianali, industriali, commerciali minori) zone per impianti tecnologici e discariche RSU o inerti, zone di cava.	0.75
E4	Centri urbani ed aree urbanizzate con continuità (densità abitativa superiore al 20% della superficie fondiaria); nuclei rurali minori di particolare pregio; zone di completamento; zone di espansione; grandi insediamenti industriali e commerciali; servizi pubblici prevalentemente con fabbricati di rilevante interesse sociale, infrastrutture pubbliche (infrastrutture viarie principali strategiche); zona discarica speciali o tossico nocivi; zona alberghiera; zona campeggi e villaggi turistici; beni architettonici, storici e artistici.	1.00

Fig. 24: Classificazione degli elementi a rischio (E) e attribuzione del relativo peso

la vulnerabilità (V) è intesa come la capacità a resistere alle sollecitazioni indotte dall'evento e quindi dal grado di perdita degli elementi a rischio (E) in caso del manifestarsi del fenomeno.

Ogni qualvolta si ritenga a rischio la vita umana, ovvero per gli elementi di tipo E4, E3, e parte di



E2, la vulnerabilità, secondo quanto si evince dal DPCM, sarà assunta pari all'unità; per quanto concerne gli elementi di altro tipo si attribuirà un valore di vulnerabilità ancora unitario

17. Metodologia adottata per la classificazione della pericolosità da frana

La metodologia utilizzata per la perimetrazione e la classificazione della pericolosità di frana considera i fattori principali che hanno influenza diretta o indiretta sulle condizioni di stabilità dei versanti.

Il lavoro, mediante varie operazioni, ci permette di ricavare una carta della pericolosità di frana in seguito alla predisposizione di alcune carte tematiche, che rappresentano rispettivamente i fenomeni geomorfologici esistenti nel territorio e i singoli fattori predisponenti alla franosità, e la loro sovrapposizione (overlay), secondo il diagramma di flusso schematizzato nella figura sottostante.

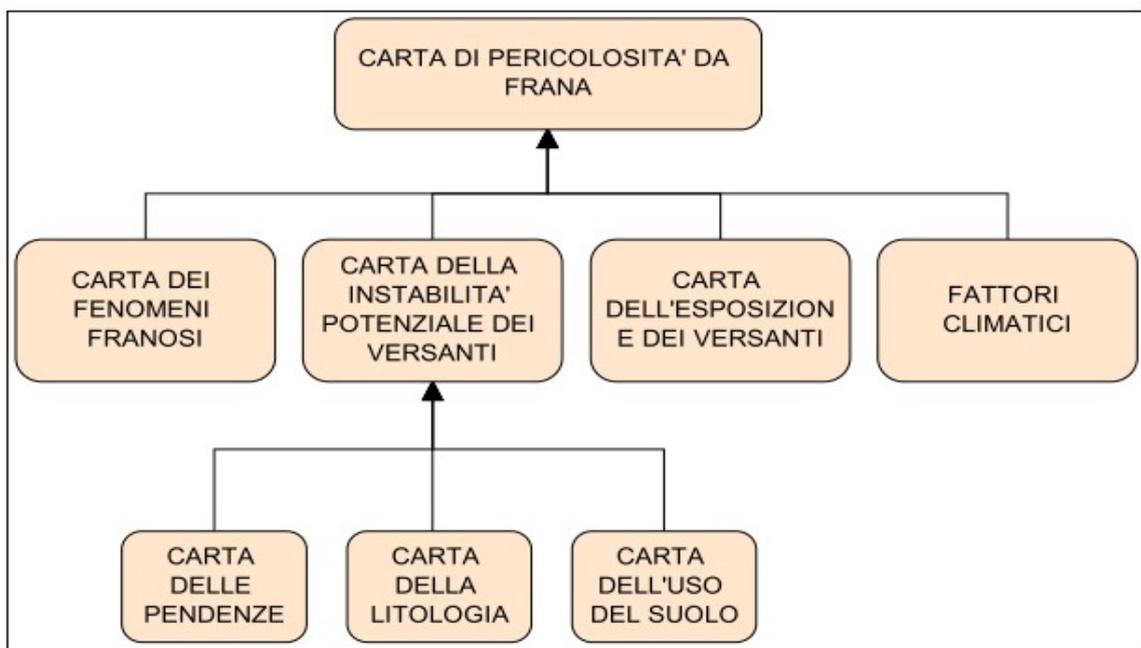


Fig. 25: Diagramma di flusso risultante per la formazione della carta di pericolosità da frana

18. Instabilità potenziale dei versanti

L'instabilità potenziale dell'area è stata ricavata attraverso un'analisi di maggior dettaglio sulla base delle caratteristiche litologiche, geologico-strutturali, delle condizioni di copertura vegetale, pendenza ed esposizione dei versanti, delle caratteristiche geomorfologiche, dei fattori climatici e rilievi puntuali



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

sul territorio.

Inoltre sono stati presi in considerazione anche i fattori così detti “scatenanti” (quali, la piovosità) e le condizioni idrogeologiche locali (circolazione idrica profonda nel versante), e quando possibile, i parametri geotecnici dei terreni e delle rocce che costituiscono il pendio, la giacitura degli strati, il grado di fratturazione e di alterazione delle rocce.

Tali analisi hanno permesso di realizzare una carta dell'instabilità potenziale del settore di studio.

In seguito a queste analisi è stata assegnata a queste aree una classe di instabilità potenziale, alla quale corrisponde un intervallo di valori (pesi), in funzione del ruolo esercitato da esse nella produzione di eventuali dissesti.

Questi valori sono il risultato di una combinazione di parametri che rappresentano l'influenza complessiva che i fattori considerati hanno sulla stabilità del versante.

In pratica si tratta di redigere la Carta dell'instabilità potenziale a partire dalla sovrapposizione in ambiente GIS (Overlay Mapping) di 3 carte tematiche:

- Carta geologica;
- Carta delle pendenze;
- Carta uso del suolo.

La carta dell'instabilità potenziale, incrociata con quella dei fenomeni franosi (se presenti) e la carta geomorfologica, ci permette di creare la carta della pericolosità di frana come descritto nelle linee guida del P.A.I.

19. **Attribuzione dei pesi – Pendenza dei versanti**

La pendenza dei versanti, è un fattore molto importante in quanto, maggiore è l'inclinazione di un pendio maggiore è la tendenza al dissesto per effetto della gravità e dell'azione degli agenti atmosferici, specie dove la protezione della vegetazione è assente perché non riesce a insediarsi.

Per quanto concerne l'area d'intervento, sono state considerate diverse classi di pendenza, in funzione della morfologia del territorio. In effetti, così come ribadito più volte, l'area d'intervento insiste su di una morfologia esclusivamente pianeggiante/complanare.

Come indicato nelle linee guida del P.A.I., le classi di pendenza vengono così suddivise:

Classi di pendenza	Peso
0-10 %	+2



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

11-20 %	+1
21-35 %	0
36-50 %	-1
> 50 %	-2

Fig. 26: Attribuzione dei pesi per la classe di pendenza

Come indicato nelle linee guida del P.A.I., alle relative classi di pendenza si attribuiscono pesi, compresi tra -2 e +2. In effetti, considerato che siamo in presenza una zona morfologicamente complanare, per l'area d'intervento verranno utilizzate le classi a minor pendenza (0 – 10%) a cui verrà attribuito un peso di +2.

20. Attribuzione dei pesi – Litologia

Per l'attribuzione dei pesi si è fatto riferimento alle principali esperienze metodologiche riportate in bibliografia e alla conoscenza diretta delle caratteristiche dei litotipi affioranti nell'area oggetto di studio.

La scala dei valori da applicare, secondo le linee guida del P.A.I., va da 1 a 9; i valori più alti corrispondono ai termini litologici più resistenti, compatti, poco alterati, mentre quelli più bassi ai termini più fragili e sciolti.

Nella tabella seguente sono indicati i pesi relativi assegnati ad alcune classi litologiche individuabili nel territorio della Regione Sardegna e alcune delle quali utilizzate nel nostro studio per effettuare delle correlazioni con le litologie presenti nel territorio di Oristano:

Classe	Descrizione Litologica	Peso
1	Detrito di falda con detritici e coni di deiezione	1
2	Depositi lagunari, lacustri e palustri	4
3	Alluvioni ghiaiose recenti ed attuali degli alvei fluviali	5
4	Alluvioni ghiaiose, antiche e terrazze	5
5	Alluvioni prevalentemente sabbiose	6
6	Depositi alluvionali prevalentemente limoso - argillosi	5
7	Depositi argillosi	2
8	Sabbie eoliche	2
9	Sabbie, anche grossolane con livelli ghiaiosi ed intercalazioni di arenarie	3
10	Arenarie ed arenarie conglomeratiche	5
11	Marne	4



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

12	Calcari e calcari marnosi	7
13	Dolomie, dolomie calcaree e calcari dolomitici	8
14	Calcescisti, micascisti ed argilloscisti	4
15	Anfiboliti	7
16	Gneiss con elevata densità di giunti e fratturazione	5
17	Gneiss massicci e con giunti di fratturazione radi	8
18	Tufi, tufi conglomeratici	3
19	Ignimbriti	7
20	Basalti	8
21	Trachiti, Fonoliti	7
22	Andesiti	5
23	Rioliti Massicce	7
24	Graniti, Granodioriti alterate con potenti coperture arcosiche	2
25	Graniti, Granodioriti massicce prive di copertura ed alterazione	9

Fig. 27: Attribuzione dei pesi per la descrizione litologica

L'attribuzione dei pesi litologici nell'area di studio è stata fatta in funzione dell'influenza che gli stessi esercitano sull'accadimento di fenomeni di dissesto ed in particolare mediante l'utilizzo di dati di letteratura (tabelle presenti nelle linee guida del P.A.I. le quali individuano alcune classi litologiche presenti nel territorio regionale sardo), delle caratteristiche dei depositi, in base a criteri genetici e di formazione dei vari corpi litologici, in relazione alle qualità geotecniche ed infine in relazione alla loro giacitura e in rapporto all'acclività presente nel settore esaminato.

Le unità presenti nel territorio indagato sono rappresentate da formazioni riconducibili complessivamente a depositi alluvionali terrazzati del Pleistocene – Olocene fino all'attuale.

Si tratta in generale di depositi ciottolosi-sabbiosi e talora sabbiosi, poligenici e eterometrici derivanti dallo smantellamento di rocce di età paleozoica e terziaria.

In generale presentano uno spessore di 6-8 metri, uno scarso costipamento e un'elevata porosità e permeabilità che favorisce la formazione di una falda con livello piezometrico a circa 6-8 metri di profondità rispetto al piano di campagna.

Mediamente, questi terreni granulari incoerenti, sia grossolani sia fini, presentano un comportamento geo-meccanico abbastanza buono, comunque da analizzare ogni qualvolta siano previsti interventi ingegneristici anche in funzioni delle oscillazioni delle falde presenti nel settore.

Considerata l'assenza di pericolosità geomorfologica, e la bassa acclività presente è stato dato come peso litologico il valore di +6.



21. Uso del suolo

In generale la presenza di una copertura vegetale costituisce una protezione della superficie del terreno dall'azione degli agenti atmosferici e un'azione di consolidamento esercitata dall'apparato radicale.

Un bosco ad alto fusto rappresenta generalmente, un impedimento al dissesto idrogeologico (massima impedenza), mentre un terreno lavorato stagionalmente, arato con sistemazione ad esempio a "ritocchino" è uno scarso impedimento all'erosione e all'instabilità del pendio (impedenza minima o nulla).

Nella tabella seguente si riportano, a titolo di esempio, alcune classi di uso del suolo che si ritengono presenti sul territorio regionale; ad ogni classe è stato attribuito un peso, secondo le principali metodologie riportate in bibliografia.

Le classi relative all'uso antropico (tessuto urbano e aree industriali), sono state genericamente valutate con peso "0", in relazione alla scala dello studio senza poter considerare particolari situazioni locali.

Alle aree estrattive è stato riconosciuto un ruolo di degrado (in quanto modificano le condizioni di stabilità); alle reti stradali è stato attribuito un valore di impedenza minima, in quanto l'intaglio stradale è comunque un fattore di disturbo delle condizioni naturali. Nella seguente tabella sono indicati i valori di impedenza e i pesi ad esse corrispondenti.

Sigla	Classi di uso del suolo	Impedenza	Peso
111	Tessuto urbano continuo	Mediocre	0
112	Tessuto urbano discontinuo	Mediocre	0
121	Aree industriale e commerciali	Mediocre	0
122	Reti stradali e ferroviarie e spazi accessori	Minima	-1
124	Aeroporti	Mediocre	0
131	Aree estrattive	Nulla	-2
133	Aree in costruzione	Minima	-1
211	Seminativi in aree non irrigue	Nulla	-2
221	Vigneti	Nulla	-2
222	Frutteti	Mediocre	0
231	Prati Stabili	Mediocre	0
242	Sistemi colturali particellari complessi	Minima	-1
243	Aree prevalentemente occupate da colture agrarie	Nulla	-2
311	Boschi di latifoglie	Massima	+2
312	Boschi di conifere	Massima	+2
313	Boschi misti	Massima	+2



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

321	Aree a pascolo naturale e praterie ad alta quota	Mediocre	0
322	Brughiere e cespuglieti	Buona	+1
324	Aree a vegetazione boschiva ed arbustiva in evoluzione	Buona	+1
331	Spiaggia, dune, sabbie	Nulla	-2
332	Rocce nude, falesie, rupi e affioramenti	Nulla	-2
333	Aree con vegetazione rada	Minima	-1
411	Paludi	Nulla	-2
511	Corsi d'acqua, canali e idrovie	Nulla	-2
512	Bacini d'acqua	Nulla	-2

Fig. 28: Attribuzione dei pesi per la classe di uso del suolo

22. Attribuzione pesi uso del suolo

Nel territorio di studio, sono stati applicati i pesi relativi all'uso del suolo secondo quanto prescritto dalle linee guida del P.A.I..

Ciò nonostante, come accennato nei paragrafi precedenti, è da sottolineare che l'attribuzione dei pesi relativi all'uso del suolo va a condizionare e sovrastimare la pericolosità di frana presente in modo da non essere corrispondente alla realtà; in questo contesto geomorfologico tali fattori, legati all'uso del suolo, in linea generale, possono essere considerati secondari.

Di conseguenza, per non avere una sovrastima della pericolosità di frana, si dovrà privilegiare in questo territorio il tematismo geomorfologico che ci consentirà di ottenere dei risultati maggiormente attendibili. Come si evince dall'estratto della Carta di Uso del Suolo della Sardegna, per l'area d'intervento prevale un uso del suolo riconducibile alla codifica 1211, cioè "Aree industriali e commerciali, caratterizzate da un'impedenza mediocre. A questa zona è stato dato un valore di impedenza mediocre in quanto generalmente il tessuto industriale va a modificare in modo sostanziale la permeabilità dei terreni per la presenza dei manufatti e delle strade, impedendo quindi il naturale drenaggio delle acque. A questa classe è stato dato un peso pari a 0.

23. Altri tematismi di verifica - Esposizione

L'esposizione influisce sui processi di trasformazione dei versanti, in quanto i versanti esposti a nord sono quelli più freddi e umidi (con cicli giornalieri, non solo stagionali), mentre quelli esposti a sud hanno condizioni più miti. Nella tabella che segue si riporta a titolo di esempio una classificazione in base all'esposizione dei versanti; sono indicate 16 classi più una classe speciale per le aree di pianura.

Considerato che trattasi di un'area di pianura, a tutta l'area d'intervento è stato attribuito un peso



di -1.

Classe	Orientazione
1	N
2	NNE
3	NE
4	NNE
5	E
6	EES
7	ES
8	SSE
9	S
10	SSO
11	SO
12	OOS
13	O
14	OON
15	ON
16	ONN
- 1	Aree di pianura

Fig. 29: Attribuzione dei pesi per il tipo di orientazione

24. Altri tematismi di verifica - Fattori climatici

Le variazioni climatiche, e gli effetti della temperatura combinata alle precipitazioni provocano il degrado e il disfacimento delle rocce e la conseguente produzione di detriti sciolti e instabili. I dati bibliografici, indicano la piovosità media annua come fattore predisponente al dissesto, secondo la seguente tabella.

Appare quindi evidente che una zona in cui le precipitazioni risultino molto intense, la predisposizione al dissesto è sicuramente molto più elevata rispetto ad un'altra caratterizzata da precipitazioni meno intense.

Diciamo che il fattore climatico rappresenta uno dei fattori più discriminanti (dopo le condizioni



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

geomorfologiche) per l'individuazione delle instabilità potenziali di un'area.

mm/A	Zona
> 1600	Sicuramente Franosa
1600 - 1300	Probabilmente Franosa
1300 - 1000	Mediamente Franosa
1000 - 700	Raramente Franosa
< 700	Non Franosa

Fig. 30: Influenza della piovosità media annua sulla propensione al dissesto

25. Classi di instabilità potenziale nell'area d'intervento

Sulla base delle considerazioni dei fattori descritti nelle pagine precedenti, e delle esperienze metodologiche, si definiscono le classi di instabilità potenziale dei versanti, a cui corrispondono intervalli di valori (pesi) derivati dalle operazioni di sovrapposizione previste.

Le classi di instabilità potenziale sono complessivamente 5, con valori decrescenti di gravità: la classe di maggiore instabilità è quella corrispondente a valori più bassi dei pesi (ridotte quindi sono le qualità dei fattori considerati), mentre un pendio stabile è rappresentato da valori più alti (i fattori che contribuiscono hanno buone caratteristiche di tenuta). Sono riportate nella seguente tabella le classi di instabilità potenziali.

Classe di Instabilità	Descrizione	Pesi	
		d a	a
1	Situazione Potenzialmente Instabile	10	12
2	Instabilità Potenziale Limitata	7	9
3	Instabilità Potenziale Media	4	6
4	Instabilità Potenziale Forte	1	3
5	Instabilità Potenziale Massima	- 3	0

Fig. 31: Classi di instabilità potenziale

I risultati dell'analisi geomorfologica e delle condizioni di potenziale instabilità forniscono il quadro delle condizioni di stabilità del territorio oggetto di studio, cioè la condizione di pericolosità di frana del



PIANO DI LOTTIZZAZIONE CONVENZIONATA IN ZONA D – SOTTOZONA D2

territorio, indicata attraverso il parametro Hg, la quale rappresenta un parametro indispensabile nella caratterizzazione del rischio di un territorio nei confronti dei processi naturali.

I risultati dell'analisi geomorfologica e delle condizioni di potenziale instabilità forniscono il quadro delle condizioni di stabilità del territorio oggetto di studio, cioè la condizione di pericolosità di frana del territorio, indicata attraverso il parametro Hg, la quale rappresenta un parametro indispensabile nella caratterizzazione del rischio di un territorio nei confronti dei processi naturali.

L'analisi dell'instabilità potenziali è stata elaborata considerando i principali fattori predisponenti la franosità, ossia: la litologia; il rapporto tra strutture geologiche e giacitura dei versanti; acclività dei versanti; l'uso del suolo e la copertura del suolo.

Dalla somma dei pesi, emerge che il settore d'intervento è esclusivamente caratterizzato da aree a instabilità potenziale limitata (instabilità compresa tra 7 e 10).

Come si evince dal contesto territoriale e morfologico, il territorio in esame, e in generale gran parte del Comune di Oristano insiste su di un'area sub-pianeggiante in cui sono assenti condizioni predisponenti la pericolosità di frana sia di carattere geolitologico sia attinenti a problematiche di tipo geo-strutturale o geotecnico, nonché geomorfologiche o riguardanti problematiche connesse alla fisiografia, orografia, pendenze dei versanti, esposizione degli stessi e d'uso del suolo.

In particolare è da sottolineare come i metodi proposti dalle linee guida del P.A.I. ed in particolare mediante la sovrapposizione di vari tematismi (overlay mapping) della litologia, uso del suolo e pendenze, e i relativi pesi consigliati dalle stesse linee guida, inducono come nel nostro caso ad una sovrastima della pericolosità di frana in quanto tali metodi tendono a considerare principalmente i tematismi litologici e d'uso del suolo a discapito di quello morfologico che in questo caso dovrebbe essere il tematismo principale da applicare.

Tali risultati dell'applicazione tal quale del metodo proposto dalle linee guida del P.A.I. permette di ottenere, anche in quelle aree pianeggianti, con pendenza compresa tra 0% e 10% e peraltro in condizioni prive di azioni gravitative, perimetrazioni di instabilità potenziale media.

I risultati ottenuti con l'utilizzo di tale metodo presentano talvolta una situazione penalizzante e inaccettabile da proporre per il territorio di studio e di conseguenza, considerando l'integrazione dello studio di maggior dettaglio e le condizioni morfologiche della stessa area, si è deciso di proporre per tali aree delle perimetrazioni che consentano di pervenire a risultati realistici per il contesto territoriale presente.

Complessivamente, per le aree caratterizzate da una morfologia sub-pianeggiante con blandi rilievi, esenti da una pericolosità geomorfologica, nella quale i processi geomorfologici e le caratteristiche fisiche dei terreni non costituiscono fattori predisponenti al verificarsi di movimenti di massa, abbiamo ritenuto opportuno assegnare una pericolosità di frana Hg 0, corrispondente appunto



a tutte quelle aree studiate ma prive di significativa pericolosità ai sensi delle Norme di Attuazione del P.A.I.

La scelta di assegnare una pericolosità inferiore rispetto a quella stabilita dal PAI diviene essenziale in considerazione del fatto che le analisi sino a qui condotte dimostrano l'inesistenza di elementi potenziali scatenanti associati a fenomeni di dissesto riconducibili a frana.

26. Conclusioni

Dalle indagini eseguite fino ad ora, analizzato il contesto del luogo e la cartografia di settore, risulta evidente che il sito oggetto di intervento si presenta privo di fenomeni di instabilità in atto o potenziale riconducibili a frane o sink-hole.

Pertanto, si ritiene che l'intervento di attuazione del nuovo piano di lottizzazione non interviene ad aumentare le cause di rischio. È quindi possibile confermare l'ammissibilità dello stesso rispetto ai dettami del P.A.I.

Il Geologo

Dott. Geol. Manconi Simone

L'ingegnere

Dott. Ing. Gian Luca Zuddas