



Engineering & Construction



WE ENGINEERING

EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE

1 di/of 38

TITLE: RELAZIONE GEOTECNICA

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO MACOMER 2 RELAZIONE GEOTECNICA

Il Tecnico
Ing. Leonardo Sblendido

File:GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00_Relazione Geotecnica.pdf

00	15/12/2021	Prima Emissione	G.Mattei	E.Speranza	L.Sblendido
<i>REV.</i>	<i>DATE</i>	<i>DESCRIPTION</i>	<i>PREPARED</i>	<i>VERIFIED</i>	<i>APPROVED</i>

EGP VALIDATION

	G.Buonomo	A.Puosi
<i>COLLABORATORS</i>	<i>VERIFIED BY</i>	<i>VALIDATED BY</i>

PROJECT / PLANT MACOMER 2	EGP CODE																		
	<i>GROUP</i>	<i>FUNCION</i>	<i>TYPE</i>	<i>ISSUER</i>	<i>COUNTRY</i>	<i>TEC</i>	<i>PLANT</i>	<i>SYSTEM</i>	<i>PROGRESSIVE</i>	<i>REVISION</i>									
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	5	0	6	7	0	0	0	5	6	0

CLASSIFICATION	UTILIZATION SCOPE
-----------------------	--------------------------



Engineering & Construction



WE ENGINEERING

EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE

2 di/of 38

Sommario

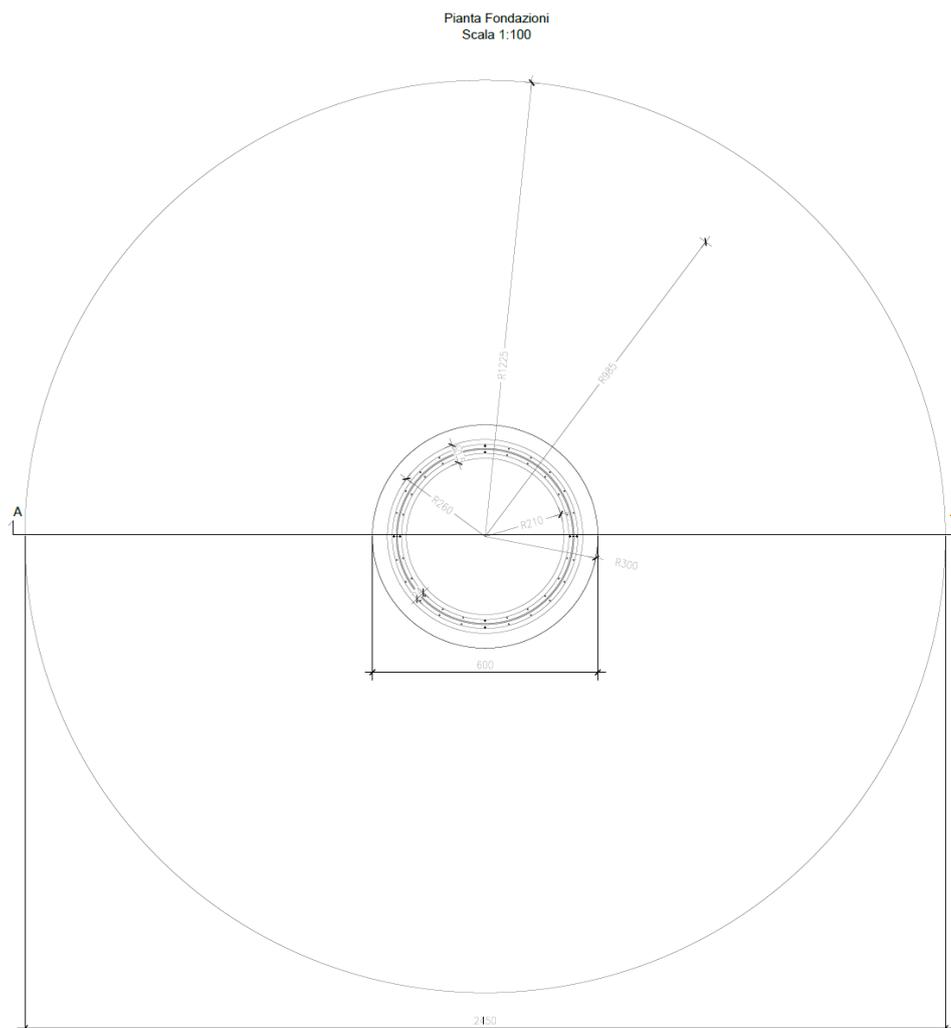
1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO - STRUTTURALE GENERALE	5
3.2. ASSETTO GEOLOGICO-STRATIGRAFICO LOCALE.....	10
4. CARATTERISTICHE SISMICHE GENERALI	18
4.1. sISMICITÀ E TETTONICA ATTIVA	18
4.1.1. LE SORGENTI SISMOGENETICHE	18
4.1.2. ITHACA - DATABASE DELLE FAGLIE CAPACI	18
4.2. sismicità storica	20
4.3. MACROZONAZIONE SISMICA - PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	21
5. LIQUEFAZIONE	22
6. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	23
6.1. CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	25
7. RICOSTRUZIONE LITOSTRATIGRAFICA LOCALE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI INDAGATI.....	25
8. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI	26
8.1. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	30
8.2. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO	31
8.3. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE.....	32
8.4. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO	33
8.5. PARAMETRI DI CALCOLO	36
8.6. VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	37
9. CONCLUSIONI.....	38

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è quello di riassumere le principali risultanze dello studio geologico svolto e di illustrare il modello preliminare geotecnico del terreno utilizzato pre le verifiche geotecniche relativamente all'impianto Eolico denominato "MACOMER 2" proposto da Enel Green Power italia s.r.l., nei Comuni di Santu Lussurgiu (OR), Borore (NU) e Macomer (NU). L'impianto prevede l'installazione di N.8 Aerogeneratori, di potenza nominale pari a 6 MW, per una potenza nominale complessiva di 48 MW.

Le opere geotecniche di fondazione degli Aerogeneratori sono di forma tronco-conica con un diametro di 24,5 metri ed un'altezza totale massima di 4,00 metri alle quali è affidata la capacità portante della struttura.

I dettagli relativi alla tipologia di fondazione sono riportati all'elaborato "GREEEC.D.25.IT.W.15067.00.043.00_Tipico Fondazioni Aerogeneratori".



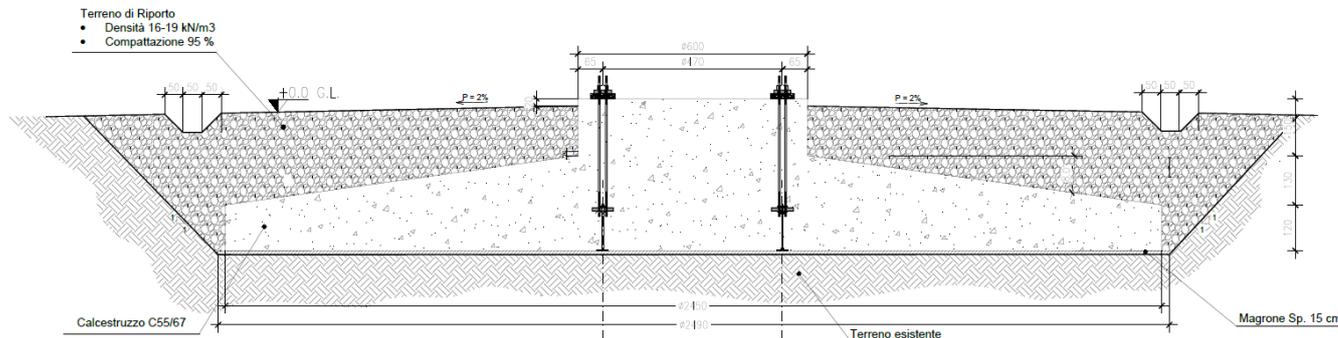


Figura 1: Tipico fondazioni aerogeneratore. Estratto elaborato
GRE.EEC.D.25.IT.W.15066.00.043.01_Tipico Fondazioni Aerogeneratori.

Le verifiche geotecniche di capacità portante illustrate nel presente documento sono state effettuate alla base di un modello geotecnico non basato su indagini di caratterizzazione in situ, pertanto si assumono di carattere preliminare.

In fase esecutiva, le ipotesi e le prescrizioni contenute nella presente relazione dovranno essere necessariamente verificate. Se il confronto tra i dati forniti dalla presente relazione e quelli provenienti da osservazioni dirette dovesse evidenziare differenze sostanziali, nel pieno rispetto del D.M. 17/01/2018, le indagini e le verifiche geotecniche dovranno essere necessariamente integrate e dovrà necessariamente verificarsi la compatibilità geotecnica.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- LEGGE n° 64 del 02/02/1974. "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- D.M. LL.PP. del 16/01/1996. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- Eurocodice 1 - Parte 1 - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- Eurocodice 7 - Parte 1 - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- Eurocodice 8 - Parte 5 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- Circolare n. 7 del 21/01/2019



Engineering & Construction



WE ENGINEERING

EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE

5 di/of 38

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

3.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – STRUTTURALE GENERALE

L'inquadramento geologico che qui segue riprende largamente quanto riportato nelle note illustrative del Foglio Geologico CarG 459, "Sassari" e 528 "Oristano", che sono i fogli della cartografia CarG più prossimi all'area di studio e relativa bibliografia.

La Sardegna è usualmente divisa in tre complessi: il basamento metamorfico ercinico, il complesso intrusivo tardo-ercinico, le coperture sedimentarie e vulcaniche tardo-erciniche, mesozoiche e cenozoiche.

Il basamento sardo è un segmento della catena ercinica sud-europea, considerata una catena collisionale, con subduzione di crosta oceanica e metamorfismo di alta pressione a partire dal Siluriano, e collisione continentale con importante ispessimento crostale, metamorfismo e magmatismo durante il Devoniano e il carbonifero. In Sardegna la geometria collisionale della catena ercinica è ancora ben riconoscibile. Secondo alcuni autori il margine armoricano sovrascorso è rappresentato dal complesso metamorfico di alto grado che affiora nella Sardegna settentrionale, mentre il margine del Gondwana subdotto è rappresentato da un complesso metamorfico di basso e medio grado, a sua volta suddiviso in Falde interne e Falde esterne, che affiora nella Sardegna centrale e sud-orientale. I due complessi sono separati dalla Linea Posada-Asinara, lungo la quale si rinvengono relitti di crosta oceanica.

Alla strutturazione collisionale segue nel tardo-ercinico un'evoluzione caratterizzata da: collasso gravitativo della catena, metamorfismo di alto T/P, messa in posto delle plutoniti che formano il Batolite sardo-corso.

Dopo l'Orogenesi ercinica altri settori di crosta sono stati incorporati nella catena pirenaica, nelle Alpi e nell'Appennino, mentre il settore di crosta che attualmente costituisce il Blocco sardo-corso non è stato coinvolto in eventi orogenici di qualche rilevanza. Le deformazioni più importanti sono di carattere trascorrente e si manifestano tra l'Oligocene ed il Miocene.

La successione stratigrafica attualmente riconosciuta parte dal Mesozoico, tali successioni appartengono alla piattaforma connessa con l'evoluzione del margine passivo sud-europeo, costituita prevalentemente da calcari e da dolomie. I depositi più diffusi, riferiti al Terziario, sono rappresentati da vulcaniti e da sedimenti clastici e carbonatici. Le vulcaniti sono costituite da lave andesitiche alternate a flussi piroclastici saldati e non saldati a chimismo riolitico e riodacitico.



UNITÀ ALPINE E SARDO-CORSE

- 4 5 **«Massiccio» sardo-corso, Maures-Esterei, Giura svizzero.** Nuclei cristallini prepermi (5) e coperture (4).
- 6 7 **«Zona dell'Inferno-elvetica» e «Zona ultraelvetica».** Massicci cristallini «esterni» precarboniferi (7) (Argentera, Pelvoux-Belledonne, M. Bianco-Aiguilles Rouges, Aar, Tavetsch, nuclei cristallini del M. Chétif e del Gottardo) e coperture (6).

MAGMATISMO POST-ERCINICO

Vulcanismo plio-pleistocenico legato ai processi di oceanizzazione del Mediterraneo occidentale

- a b 31 – Vulcaniti centrotirreniche. a) Seamounts in prevalenza tholeitici; b) ad affinità non determinata.
- 32 – Vulcaniti di margine di bacino (magmi in prevalenza «mediterranei»: sistema toscano-laziale-campano, I. Ponziense, ed I. Eolie p.p. (32); basamento andesitico delle Eolie (Alicudi, Filicudi, Panarea, Lipari p.p., Salina p.p.) (33).
- 34 – Vulcaniti basaltiche di piattaforma: Pantelleria, Linosa, Iblei, Etna, Ustica-Anchise, Sardegna p.p. Centri vulcanici sottomarini storici del Canale di Sicilia (Δ).
- 35 **Magmatismo acido mio-pliocenico appenninico:** plutoniti dell'I. d'Elba, I. del Giglio, I. di Montecristo, di Gavorrano e vulcaniti dell'I. di Capraia, di S. Vincenzo e Roccastrada, di Montecatini e Orciatino, della Tolfa, dei Ceriti e di Manzianna.
- 36 **Vulcanismo terziario contemporaneo a fasi compressive alpine:** Sardegna p.p. (andesiti-riodaciti); Calabria (limburgiti-andesiti, non cartografate).

Figura 2: Carta Tettonica d'Italia – Progetto finalizzato GEODINAMICA CNR – sca 1:500.000

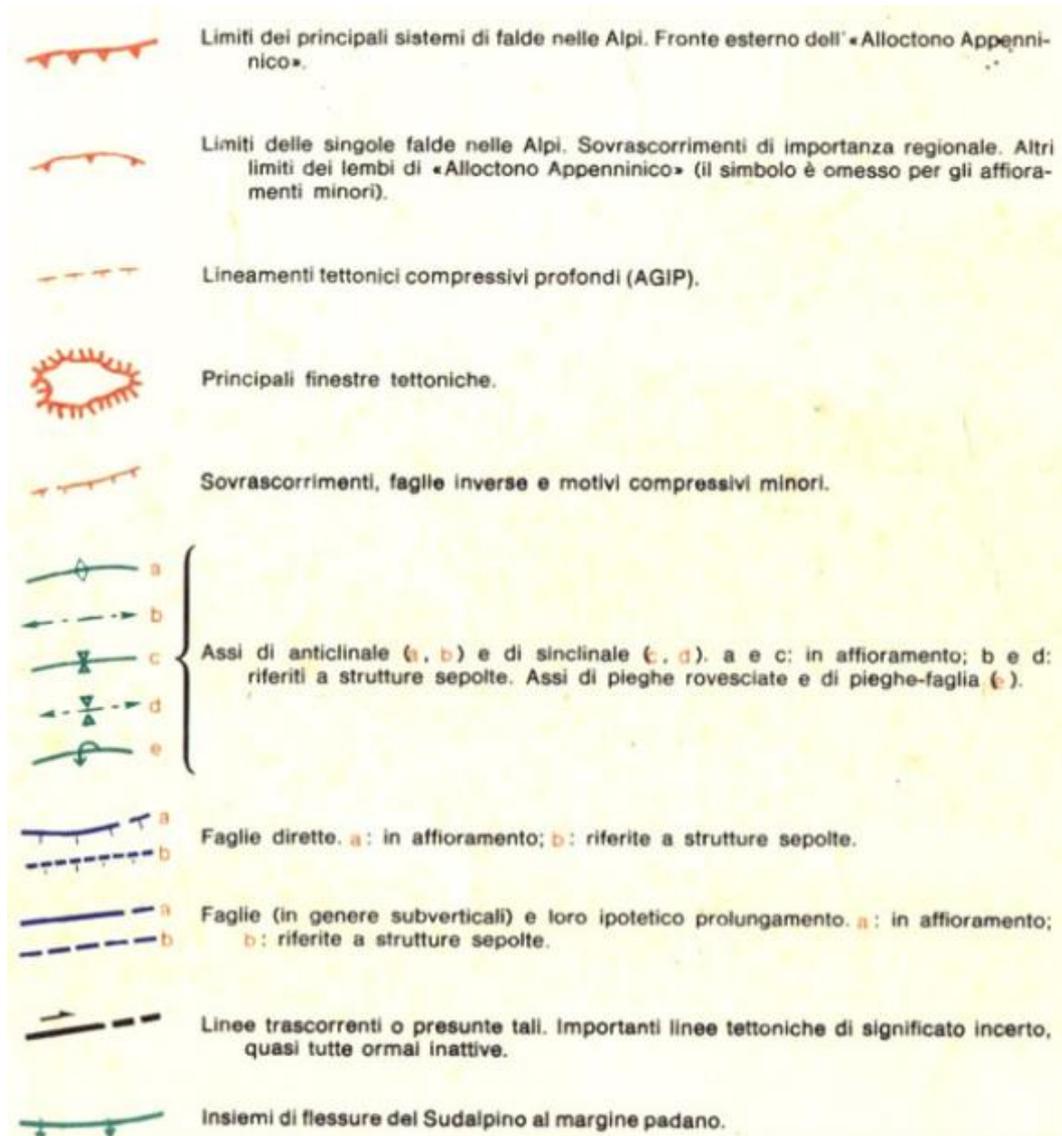


Figura 3: Legenda Carta Tettonica d'Italia – Progetto finalizzato GEODINAMICA CNR – sca 1:500.000

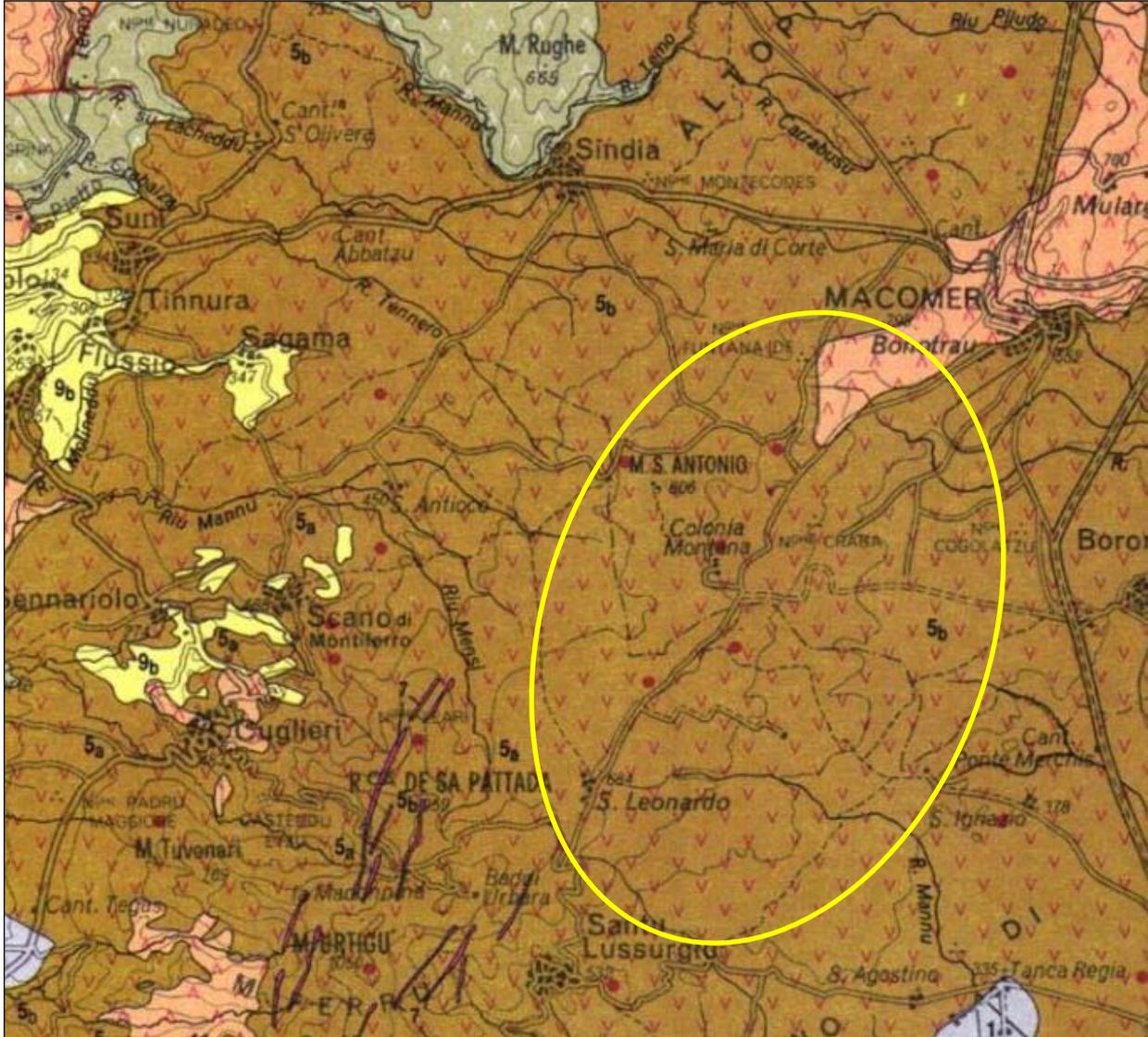
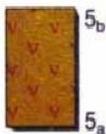


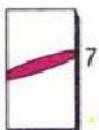
Figura 5: Stralcio Carta Geologica della Sardegna in scala 1:200.000. Fonte [Cartografia geologica | Ordine Regionale dei Geologi della Sardegna](#).



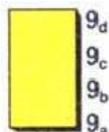
5_b Basalti alcalini e transizionali, basaniti, trachibasalti e hawaiiiti, talora con noduli peridotitici; andesiti basaltiche e basalti subalcalini; alla base, o intercalati, conglomerati, sabbie e argille fluvio-lacustri (es. **Formazione di Nuraghe Casteddu**) (Montiferro; Campeda; Baronie; Orosei; Marmilla; M.te Arci; etc.); coni di scorie basaltiche (Logudoro; etc.) **5_b**. **Pliocene - Pleistocene.**

5_a Trachiti, trachiti fonolitiche, fonoliti, fonoliti tefritiche e tefriti fonolitiche in cupole e colate, talora in bancate scoriacee (Montiferro; Marmilla; M.te Arci; Sarrabus; Capo Ferrato) **5_a**. **Pliocene.**

*Alkaline and transitional basalts, basanites, trachybasalts and hawaiites with peridotitic nodules; basaltic andesites and subalkaline basalts; at the bottom, and between lava flows, fluvial-lacustrine conglomerates, sands and clays (e.g. **Nuraghe Casteddu Formation**) (Montiferro; Campeda; Baronie; Orosei; Marmilla; Monte Arci; etc.); cones of scoriaceous basalts (Logudoro; etc.) **5_b**. **Pliocene - Pleistocene.** Trachytes, phonolitic trachytes, phonolites, thephritic phonolites, phonolitic thephrites in lava domes and scoriaceous lava flows (Montiferro; Marmilla; Monte Arci; Sarrabus; Capo Ferrato) **5_a**. **Pliocene.***



Filoni a composizione trachibasaltica, alcalibasaltica e hawaiiitica (Montiferro) **7**. **Pliocene - Pleistocene.**
Dikes with trachybasaltic, alkalibasaltic and hawaiitic composition (Montiferro) **7**. **Pliocene - Pleistocene.**



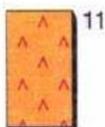
9_d Arenarie marnose, siltiti, calcareniti sublitorali, con Foraminiferi planctonici delle zone N 12 e N 13, Molluschi (*Amusiopecten spinulosus*, *Flabellipecten fraterculus*, *Pecten benedictus*) (formazione delle Arenarie di Pirri Auct.) (Campidano: Cagliari; Sassarese; Logudoro) **9_d. Serravalliano medio - ? sup.**

9_b Marne e marne arenacee epibatiali, con Foraminiferi planctonici delle zone N 8 - N 11 / N 12, Molluschi pelagici (*Vaginella austriaca*, *Clio distefanoi*, *C. caralitana*, *C. pulcherrima*), Molluschi bentonici (*Abra longicallus*, *Ficus conditus*), Coralli Bianchi (formazione di Fangario Auct.) (Campidano: Cagliari; Logudoro; Marmilla) **9_b. Langhiano medio-sup. - Serravalliano inf.**

9_c Marne arenacee e siltose, arenarie, conglomerati, calcareniti e sabbie silicee sublitorali-epibatiali, con Foraminiferi planctonici delle zone N 7 e N 8, Molluschi pelagici (*Vaginella austriaca*, *V. rotundata*, *Clio pulcherrima*), Molluschi bentonici (*Gigantopecten ziziniiae*, *Pecten jossilingi*, *Amusiopecten baranensis*, *Aequipecten submalviniae*, *Ficus conditus*, *Abra longicallus*, etc.), Echinoidi (*Schizaster* sp.), Coralli Bianchi; (formazione delle Marne di Gesturi, formazione della Marmilla p.p. Auct.) (Marmilla, Trexenta, Campidano, Sassarese, Logudoro, Gallura) **9_c. Burdigaliano sup. - Langhiano medio-sup.**

9_a Conglomerati e sabbie a matrice argillosa, con elementi del basamento ercinico e subordinate vulcaniti terziarie (Logudoro: Oppia Nuova, Tula); conglomerati e arenarie deltizi (Baronie: Orosei) **9_a. Burdigaliano sup. - ? Serravalliano.**

Ciclo vulcanico calcalalino oligo-miocenico (14 - 32 Ma)
Oligocene-Miocene calcalkaline volcanic cycle (14-32 Ma)



11 Rioliti, riodaciti, daciti e subordinatamente comenditi, in espandimenti ignimbrici, cupole di ristagno e rare colate, a cui si associano prodotti freatomagmatici ("fall" e "surge"); talora livelli epiclastici intercalati (Sulcis; Mandrolisai; Allai, Asuni, Ruinas; Oristanese; Paulilatino; Valle del Tirso; Fordongianus; Logudoro; Anglona; Planargia) **11. Oligocene sup. - Miocene inf. medio.**

Ignimbrites, lava domes and rare lava flows of rhyolitic, rhyodacitic, dacitic and locally comenditic composition, with fall and surge deposits; intercalations of sedimentary and epiclastic deposits (Sulcis; Mandrolisai; Allai, Asuni, Ruinas; Oristanese; Paulilatino; Valle del Tirso; Fordongianus; Logudoro; Anglona; Planargia) 11. Upper Oligocene - Lower Middle Miocene.



12 Andesiti, andesiti basaltiche e rari basalti ad affinità tholeiitica e calcalalina, talora brecciati, in colate, cupole di ristagno (Planargia: Montresta, Tresnuraghes; Oristanese: Bauladu; Marmilla: Aies; Sulcis: Narcao, S. Antioco); lave dacitiche e andesitiche in cupole e filoni (Valle del Cixerri; Campidano: Monastir; Planargia: C. Marargiu; Sulcis: Pula, Carbonia, Sarroch); andesiti, basalti andesitici e latiti ad affinità da calcalalina alta in K a shoshonitica (Anglona); localmente gabbri e gabbronoriti in corpi ipoabissali (Arburese: M. Arcuentu, M. Nureci); quarzodioriti porfiriche (porfiriti di alghero Auct.), (Nurra: Calabona) **12. Oligocene sup. - Miocene inf.**

Figura 6: Legenda Carta Geologica della Sardegna in scala 1:200.000; [Cartografia geologica | Ordine Regionale dei Geologi della Sardegna.](#)

3.2. ASSETTO GEOLOGICO-STRATIGRAFICO LOCALE

Il dettaglio delle condizioni geologiche può essere desunto attraverso la cartografia geologica ufficiale disponibile; in mancanza della cartografia in scala 1:50.000 si farà quindi riferimento alla cartografia in scala 1:100.000, che pur datata, rappresenta comunque la cartografia di riferimento. Nell'area sono affioranti quindi i seguenti terreni, riportandone la nomenclatura come nella cartografia appena citata:

βp^1 Basalti alcalini grigi con intercalati trachibasalti e basalti devolmente alcalini. talora porfirici per la presenza di cristalli di olivina; pur non essendo terreni di fondazione di WTG risultano molto prossimi alle M2_04 e M2_08 e M2_03.

βp^2 Basalti debolmente alcalini e trachibasalti con microcristalli e noduli olivinici e pirossenici; tale litologia rappresenta quella più diffusa in tutta l'area e costituisce i terreni di riferimento delle WTG M2_02, M2_05, M2_07.

βmp^1 Basalti alcalini e trachibasalti di colore grigio perla a grana fine, con noduli peridotitici; costituisce i terreni di riferimento delle WTG M2_01, M2_04, M2_06, M2_08;

βmp^2 Basalti alcalini e trachibasalti a grossi fenocristalli di plagioclasti; sono presenti a



Engineering & Construction



EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE

12 di/of 38

Il maggior dettaglio delle conoscenze geologiche dell'area proviente dai tematismi digitalizzati disponibili nei database geotopografici della Regione Sardegna, che rende disponibili in formato vettoriale i tematismi litologici alla scala 1:50.000.

Tutta l'area di impianto ricade nell'Unità nell'Unità dei Basalti dei Plateau e quasi totalmente nella Subunità di Funtana di Pedru Oe (BASALTI DELLA CAMPEDA-PLANARGIA): basalti debolmente alcalini e trachibasalti, a grana minuta, porfirici per fenocristalli di Plagioclasio, Olivina, Pirosseno; in estese colate. Tutte le WTG ricadono in questa Subunità, eccettuata la M2_05, che ricade nella Subunità di Sindia (BASALTI DELLA CAMPEDA-PLANARGIA): Basalti debolmente alcalini olocristallini, porfirici per fenocristalli di Olivina, Plagioclasio, e rari xenocristalli quarzosi; in colate. Presenti inoltre trachibasalti, trachibasalti debolmente alcalini, da olocristallini ad ipocristallini.

più a est dell'area di impianto affiorano i terreni della Subunità di Dualchi (BASALTI DELLA CAMPEDA-PLANARGIA): Andesiti basaltiche subalcaline, porfiriche per fenocristalli di Plagioclasio, Clinopirosseno, Ortopirosseno, Olivina; in estesi espandimenti. Trachibasalti e basalti debolmente alcalini, porfirici per fenocristalli di Plagioclasio, Clinopirosseno, Olivina.

Sono anche presenti affioramenti, poco estesi, dell'UNITÀ DI NURAGHE GENNA UDA: andesiti basaltiche subalcaline (Genna Uda, M.te Urtigu, N.ghe Aranzola e N.ghe Tradori). Plio-Pleistocene.

i terreni più recenti sono rappresentati dai depositi delle coltri eluvio-colluviali: detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti, arricchiti in frazione organica. OLOCENE.

Di seguito si riportano gli stralci elaborati in ambiente GIS della carta geologica costruita con i tematismi della Regione Sardegna.

Nelle figure le sigle si riferiscono alle seguenti Unità o Subunità:

b2 Coltri eluvio-colluviali

BPL2 Subunità di Dualchi (BASALTI DELLA CAMPEDA-PLANARGIA): Andesiti basaltiche subalcaline, porfiriche;

BPL3 Subunità di Funtana di Pedru Oe (BASALTI DELLA CAMPEDA-PLANARGIA): basalti debolmente alcalini e trachibasalti, a grana minuta, porfirici;

BPL4 Subunità di Sindia (BASALTI DELLA CAMPEDA-PLANARGIA): Basalti debolmente alcalini olocristallini, porfirici;

GUD UNITÀ DI NURAGHE GENNA UDA (APPARATO VULCANICO DEL MONTIFERRO): andesiti basaltiche subalcaline.

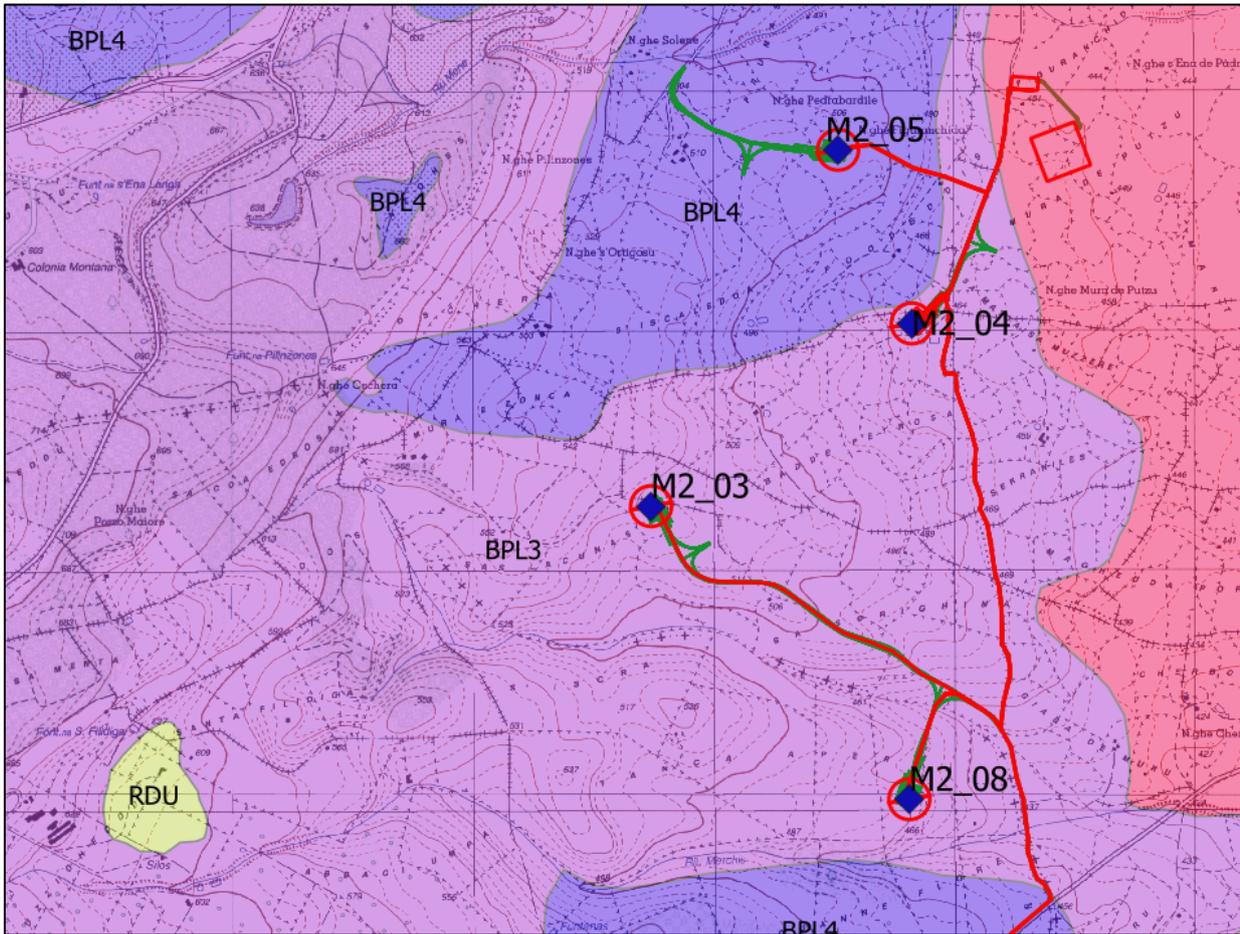


Figura 8: Carta Litologica: Subunità di Funtana di Pedru Oe (BPL3) e Subunità di Sindia (BPL4). Fonte SITR Sardegna ed elaborazione in ambiente GIS.

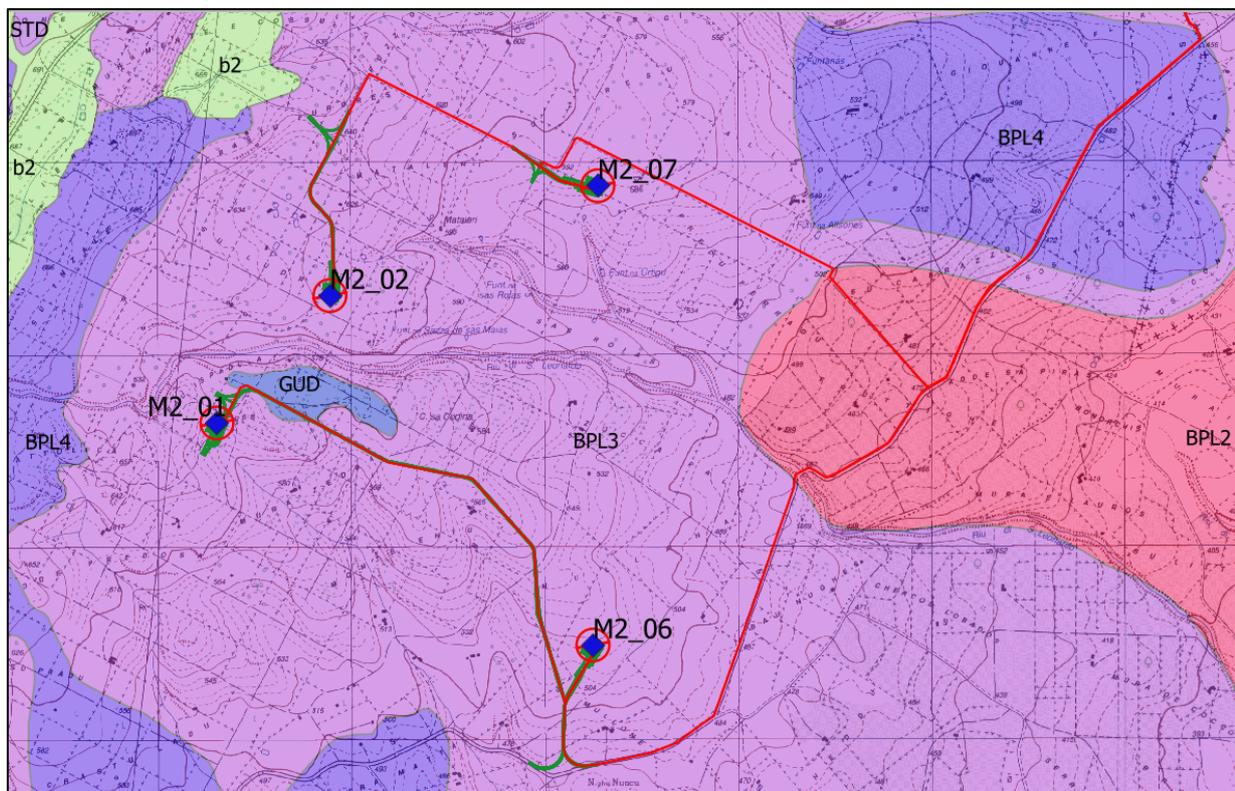


Figura 9: Subunità di Funtana di Pedru Oe (BPL3), Subunità di Sindia (BPL4), depositi eluvio-colluviali (b2) e Unità di Nuraghe Genna Uda. Fonte SITR Sardegna ed elaborazione in ambiente GIS.



Figura 10: Basalti-trachibasalti della Subunità di Funtana di Pedro Oe, qui in parte fortemente vescicolati; circa 700 m dalla WTG M2_06.

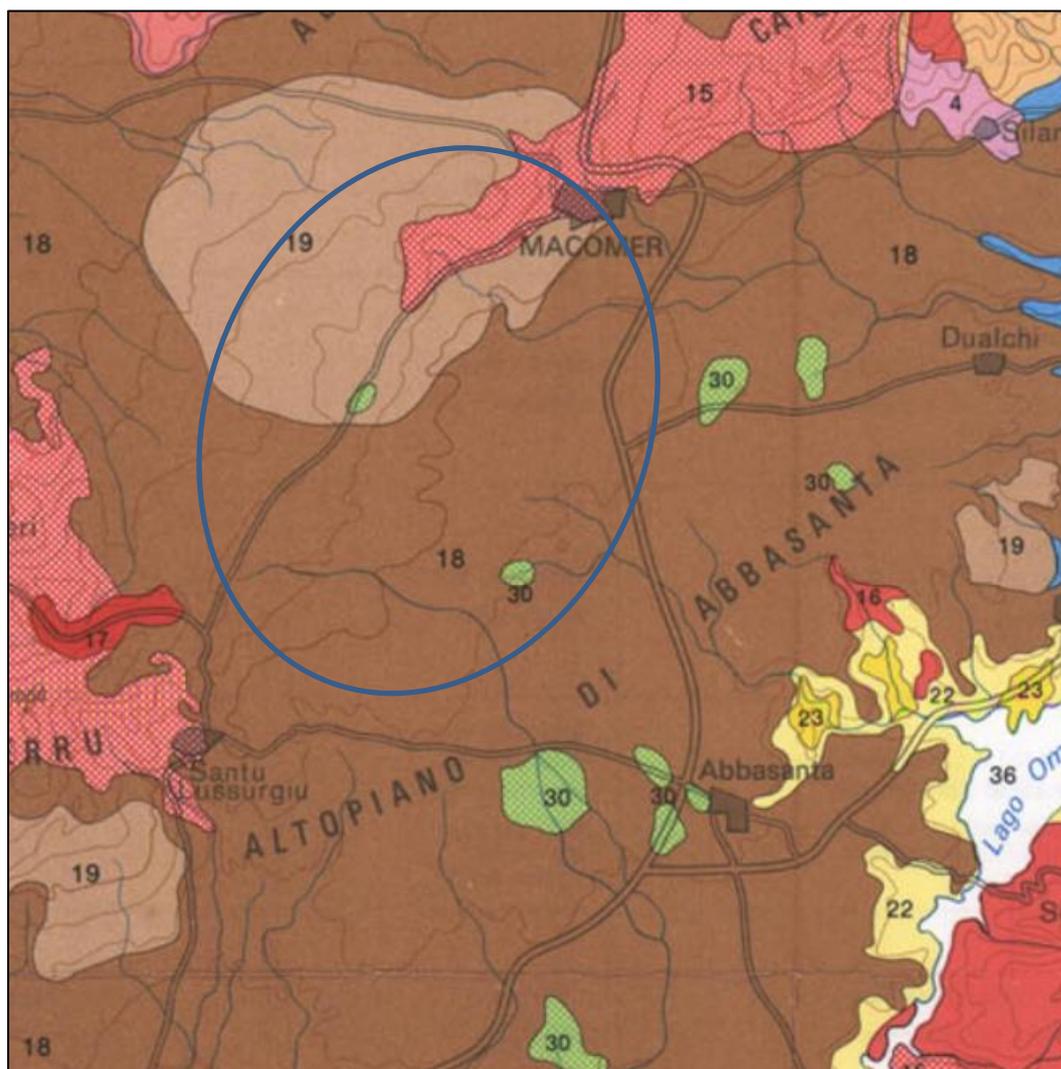


Figura 11: Basalti-trachibasalti della Subunità di Funtana di Pedro Oe, qui in parte molto fratturati, con fratturazione irregolare a circa 700 m dalla WTG M2_06.



Figura 12: Trachibasalti della Subunità di Funtana di Pedro Oe, molto fratturati, parzialmente alterati, con fratturazione irregolare, posti a circa 490 m dalla WTG M2_08.

La Sardegna è dotata di una cartografia pedologica ad ampia scala, che di seguito si riporta, nella quale si può osservare che l'intera zona è caratterizzata sostanzialmente da due classi di suolo, riportati con la numerazione 18 e 19, suoli evolventisi su rocce effusive basiche e relativi depositi colluviali e di versante, che rappresentano il substrato roccioso nudo (lithic xerorthents, 18) e typic e lithic xerochrepts (19), mentre rari sono i suoli evolventisi su substrati alluvionali (30).



E Paesaggi su rocce effusive basiche (basalti) del Pliocene superiore e del Pleistocene e relativi depositi di versante e colluviali Landscapes on basic effusive rocks (basalts) of the Upper Pliocene and Pleistocene and their slope and colluvial deposits		
18	Rock outcrop Lithic Xerorthents	Rock outcrop Eutric e Lithic Leptosols
19	Typic e Lithic Xerochrepts Typic e Lithic Xerorthents	Eutric Cambisols Eutric e Lithic Leptosols
L Paesaggi su alluvioni (a), (b), (c) e su conglomerati, arenarie eoliche e crostoni calcarei (d) dell'Olocene Landscapes on alluvial deposits (a), (b), (c) and conglomerates, eolian deposits and calcareous crusts (d) of the Holocene		
29	Typic, Vertic, Aquic e Mollic Xerofluvents	Eutric, Calcaric e Mollic Fluvisols
30	Typic Pelloxererts Typic Chromoxererts	Eutric e Calcic Vertisols

Figura 13: Stralcio carta dei suoli della Sardegna e relativa legenda (A. Aru et alii, 1989).



Figura 14: Suolo rosso piuttosto evoluto su *parental material* basaltico a circa 550 m dalla WTG M2_02.

4. CARATTERISTICHE SISMICHE GENERALI

4.1. SISMICITÀ E TETTONICA ATTIVA

Come ampiamente noto la Sardegna è priva di sorgenti sismogenetiche note e caratterizzata da una sismicità storica pressoché assente, legata esclusivamente al risentimento locale di sismi a grande distanza.

4.1.1. LE SORGENTI SISMOGENETICHE

Il primo passo per la definizione dell'azione sismica è quella di individuare le "sorgenti sismiche capaci" caratterizzanti l'area di studio. Per il presente studio si è fatto riferimento al DISS 3.2.1 (Database of Potential Sources for Earthquakes larger than M 5.5 in Italy) che individua per l'area oggetto del presente studio le sorgenti sismogenetiche.

Dall'osservazione della cartografia su WebGis è possibile osservare che l'area sarda non è caratterizzata dalla presenza di sorgenti sismogenetiche; le sorgenti all'intorno sono posizionate a centinaia di chilometri e le più prossime sono **Northern Africa offshore East** (magnitudo massima 7,0), **Imperia Promontory** (magnitudo massima 6,6) e la **Southern Tyrrhenian** (magnitudo massima 6,5), seguono quindi tutte le sorgenti sismogenetiche appenniniche. a causa della grande distanza nessuna di queste sorgenti è in grado di indurre deformazioni nel territorio o danni nel patrimonio antropico di rilievo.

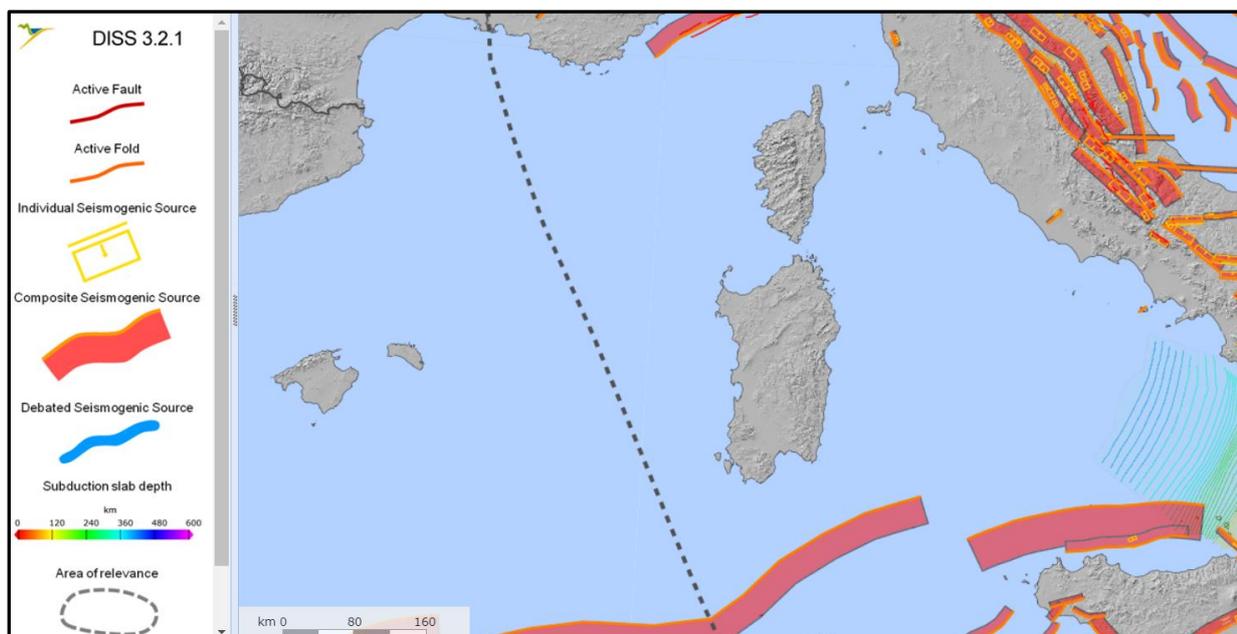


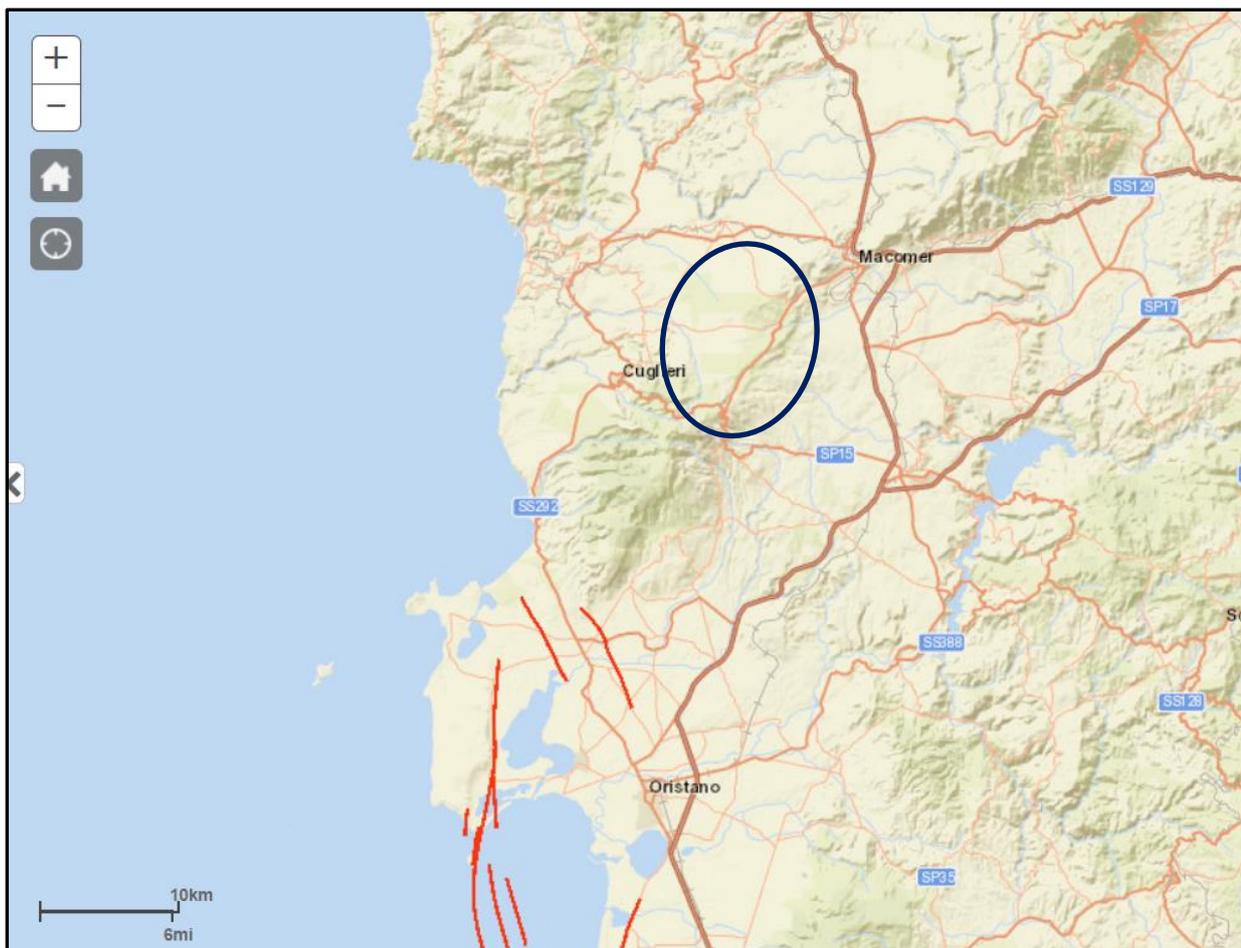
Figura 15 - Le Sorgenti Sismogenetiche nell'intorno della Sardegna contenute nella nuova versione del "Database of Potential Sources for Earthquakes larger than M 5.5 in Italy"; per l'ubicazione dell'area in esame (progetto DISS - <http://diss.rm.ingv.it/dissmap/dissmap.phtml>).

4.1.2. ITHACA – DATABASE DELLE FAGLIE CAPACI

Il catalogo ITHACA (ITaly HAZard from CApable faults) colleziona le informazioni disponibili sulle faglie capaci, cioè le faglie con attività almeno pleistocenica che potenzialmente possono creare deformazione tettonica permanente in superficie, che interessano il territorio italiano. ITHACA è uno strumento fondamentale per l'analisi di pericolosità ambientale e sismica, per la comprensione dell'evoluzione recente del paesaggio, per la pianificazione territoriale e per la gestione delle emergenze di Protezione Civile.

L'area di diretto interesse non è interessata da faglie capaci, che vengono riportate nell'area più a sud-ovest, presso Oristano, in cui vengono riportate: la faglia di Baratili, una faglia cieca di attività pleistocenica a cinematiso normale del Graben del Campidano, con 8,7 km di sviluppo, la faglia di Stagno de is Bénas-Isca Maiori (7,3 km di sviluppo, cinematiso normale, *blind fault*) e la faglia Sinis 1, sempre a cinematiso normale, sub-verticale, anch'essa cieca, con sviluppo di circa 12,9 km.

Nessuno deisegmenti di faglia appena citati è collegato ad attività sismica in epoca storica.



Kinematics

- Unknown
- Normal Fault
- ... Oblique Fault
- - Reverse Fault
- - Strike Slip

Figura 16 - Le faglie capaci presenti in prossimità dell'area di studio, contenute nel database ITHACA (GeoMapView, ISPRA - <http://sgi2.isprambiente.it/ithacaweb/viewer/>)

4.2. SISMICITÀ STORICA

Per l'esame della sismicità storica sono disponibili le informazioni reperibili nel database INGV del progetto Emidius (https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_place/), nel quale vengono riportati i terremoti per ciascuna località italiana.

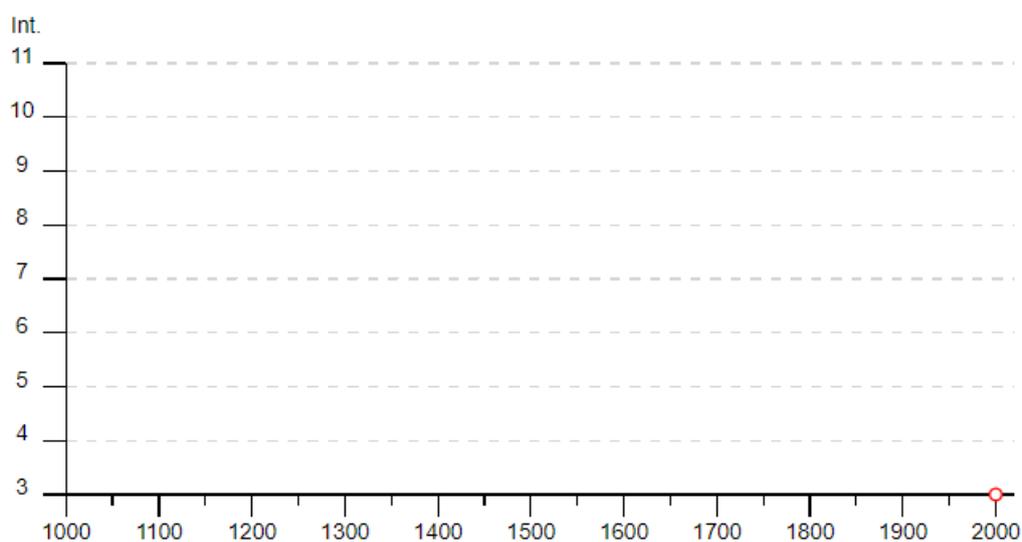
Sono state verificate le località dell'area di impianto e per tutta l'area l'unico evento segnalato nel database è un sisma nell'area tirrenica; si riporta il tabulato per il comune di Macomer, ma i medesimi dati sono validi anche per gli altri comuni (Santu Ludssurgiu e Borore). Il risentimento macrosismico locale non è

definito a causa dell'intensità troppo bassa risentita in situ.

Macomer



PlaceID IT_68488
 Coordinate (lat, lon) 40.265, 8.779
 Comune (ISTAT 2015) Macomer
 Provincia Nuoro
 Regione Sardegna
 Numero di eventi riportati 1



► Personalizza il diagramma

Effetti	In occasione del terremoto del							NMDP	Io	Mw
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale			
3	2000	04	26	13	37	4	Tirreno centrale	265		4.77

Figura 17 – Storia sismica di Macomer (NU); in ordinata: Intensità al sito (Is); in ascissa: anni; in alto in formato tabellare; non sono presenti sismi e l'unico riportato ha intensità locale non definita. Fonte CPTI15-DBMI15 v3.0 (ingv.it).

4.3. MACROZONAZIONE SISMICA - PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

In data 24 ottobre 2005 entra in vigore il D.M. 14/09/2005 “Norme Tecniche per le Costruzioni”. La norma suddivide il territorio in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore di parametro a_g , che rappresenta l'accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A. L'area in esame ricade nei comuni di Mcomer, Santu Lussurgiu e Borore, e rientra in zona sismica 4, a rischio sismico molto basso.

Zona sismica	Fenomeni riscontrati	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
1	Zona con pericolosità sismica alta . Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_g \geq 0,25g$
2	Zona con pericolosità sismica media , dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_g < 0,25g$
3	Zona con pericolosità sismica bassa , che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_g < 0,15g$
4	Zona con pericolosità sismica molto bassa . E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_g < 0,05g$

Figura 18 - Livello di pericolosità delle zone sismiche suddivise in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido (OPCM 3519/06).

Le accelerazioni a_g attese su suolo di categoria A, in tutta l'area di impianto (e in generale in tutta la Sardegna), rientrano nel range 0,025-0,050 g.

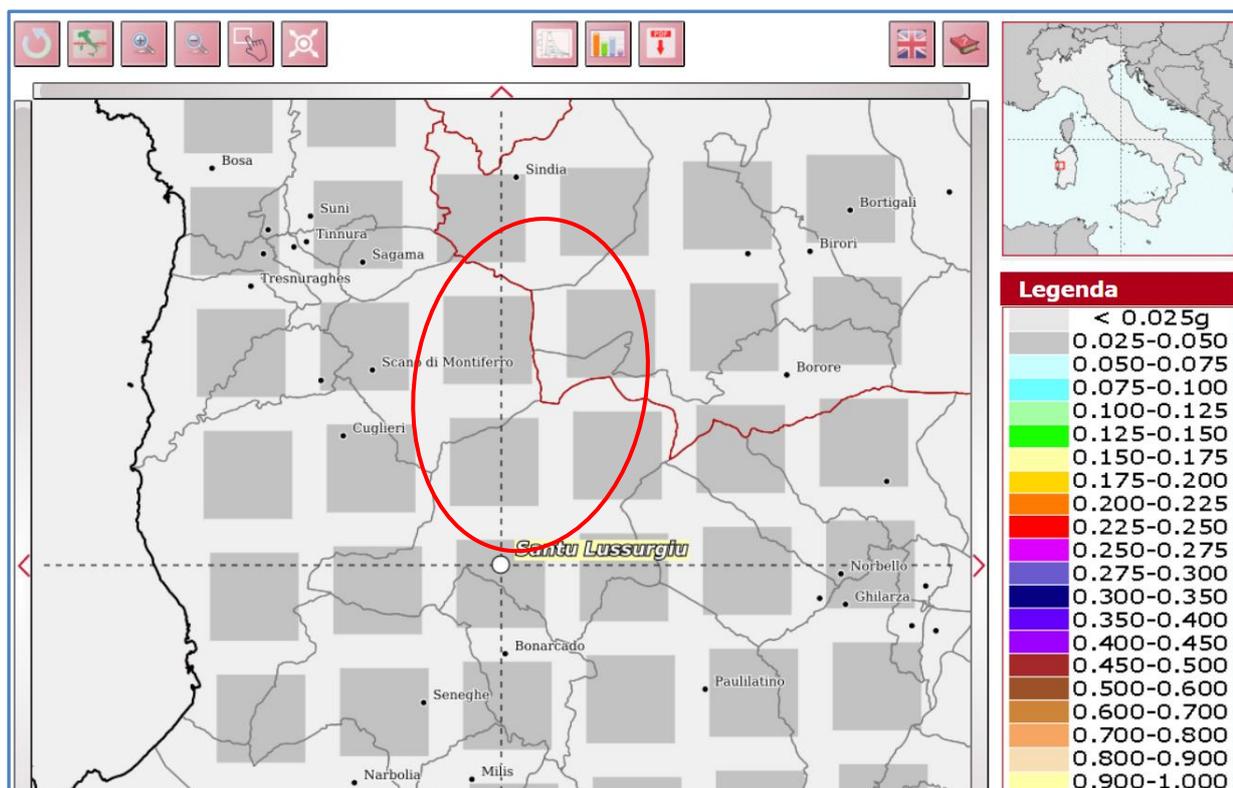


Figura 19 – accelerazioni al suolo attese per suolo di categoria A nel Modello di pericolosità sismica MPS04-S1 dell'Istituto Nazionale Italiano di Geofisica e Vulcanologia (fonte Modello di pericolosità sismica MPS04 (ingv.it)).

5. LIQUEFAZIONE

Valutazioni circa la possibilità o meno di sviluppo di fenomeni di liquefazione durante eventuali attività sismiche vanno svolte in presenza di terreni granulari saturi, con fuso granulometrico a dominanza

sabbiosa. La liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo, durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

L'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018), così come già indicato nelle NTC 2008, indica che le verifiche alla liquefazione per le opere possono essere omesse quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero inferiori a 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e per strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 23(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 23(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

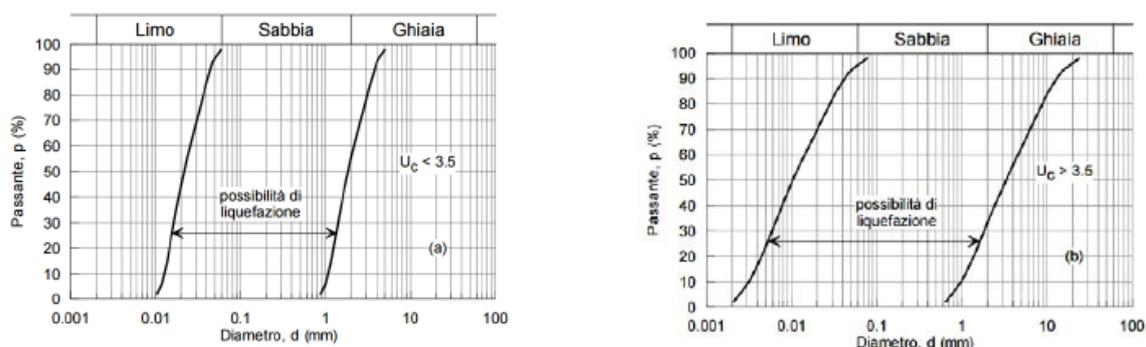


Figura 20 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione ai sensi delle NTC

Alla luce delle caratteristiche sismiche dell'area, caratterizzata da sismicità molto bassa e dalle caratteristiche litologiche dei terreni, prevalentemente basaltici e trachibasaltici, si esclude che vi possano essere fenomeni di liquefazione dei sottofondi.

6. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella tabella seguente, si può fare riferimento a un

approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio “Vs”. I valori di Vs sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all’approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio VSeq (in m/s), definita dall’espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

- hi spessore dell’i-esimo strato;
- VS,i velocità delle onde di taglio nell’i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell’opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio Vs,eq è definita dal parametro Vs,30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l’utilizzo dell’approccio semplificato sono definite nella tabella seguente.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle

Categoria	Descrizione
	proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 1 - Categorie di sottosuolo ai sensi delle NTC vigenti

La caratterizzazione di tale importante parametro di progetto è demandata alla successiva fase progettuale. Situazioni geologiche simili conducono solitamente a categoria di tipo B se con copertura rilevante oppure A se l'ammasso vulcanico è in affioramento o quasi (situazione prevalente); decisamente improbabile che si possa ottenere una categoria "C". Tali asserzioni saranno verificate mediante opportune tecniche geofisiche.

6.1. CATEGORIA TOPOGRAFICA

Per quanto attiene la categoria topografica, l'area ricade in un contesto collinare a bassa-moderata pendenza; tutte le WTG sono ubicate in contesto di versante, eccettuata la M2_07, collocata su una blanda dorsale, caratterizzata però da un ridotto risalto morfologico e molto ampia, tale da configurarsi come categoria T1.

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

Figura 21 – Categori topografiche ai sensi delle NTC 2018

In definitiva tutte le WTG ricadono in aree a categoria topografica T1.

7. RICOSTRUZIONE LITOSTRATIGRAFICA LOCALE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI INDAGATI

Non essendo disponibili in tale fase progettuale indagini geognostiche, è possibile fornire per i terreni in oggetto solamente delle valutazioni di larga massima delle caratteristiche geotecniche. In linea generale sono presenti due grandi categoria di terreno differenti, una afferente alla grande famiglia delle rocce di origine vulcanica, ovvero i basalti, le daciti, le riodaciti, ecc., mentre la seconda categoria è quella dei terreni sedimentari olocenici, rappresentati dalle alluvioni fluviali e dai prodotti eluvio-colluviali.

Le rocce vulcaniche sono inoltre interessate dai fenomeni di alterazione superficiale (weathering) e non si presentano quindi sempre nella forma litoide originaria; quando l'alterazione è sufficientemente profonda esse perdona l'aspetto di una roccia e si comportano geotecnicamente come una terra. Sarà precipuo compito delle indagini geognostiche verificare anche lo stato di alterazione dei litotipi vulcanici

per verificarne il comportamento geotecnico. Di seguito viene riportata una tabella con i principali valori geotecnici per i terreni previsti. Talora si possono avere accumuli localizzati anche significativi di coltri eluvio-colluviali, in particolare nelle aree depresse o a bassa pendenza.

<i>Complesso</i>	<i>Descrizione</i>	ϕ (°)	C (kPa)	c_u (kPa)	γ (t/m ³)	<i>Modulo elastico E</i> (Mpa)
<i>Vulcanico integro/poco alterato</i>	Basalti, andesiti, trachibasalti poco o nulla alterati, a consistenza litoide	36-42	100	250	2,7	95.000
<i>Vulcanico molto alterato</i>	Basalti, andesiti, trachibasalti molto alterati, privi di consistenza litoide	30-34	10	20	2,2	100
Coltri eluvio-colluviali	Coltri eterogranulari, molto variabili, mediamente limoso-sabbiose e in parte ghiaioso-argillose	22	5	12	1,7	9

Tabella 2 – Parametri geotecnici di massima

Sulla scorta di quanto verificato in base alla cartografia ufficiale disponibile è possibile esprimere un parere di massima sulle strutture di fondazione da adottare, che dovrà essere puntualmente verificato sulla scorta delle necessarie indagini in situ. Le affermazioni di seguiti riportate hanno quindi un valore di larga massima.

M2-01 Fondazioni superficiali (da verificare le condizioni morfologiche, che potrebbero indurre scavi non trascurabili)

M2-02 Fondazioni superficiali

M2-03 Fondazioni superficiali

M2-04 Fondazioni superficiali

M2-05 Fondazioni superficiali

M2-06 Fondazioni superficiali

M2-07 Fondazioni superficiali

M2-08 Fondazioni superficiali (da verificare le condizioni morfologiche, che potrebbero indurre scavi non trascurabili).

8. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo

generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi)$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- j angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$



Engineering & Construction



EGP CODE
GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE
28 di/of 38

- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove : se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove : } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono

(caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

8.1. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \operatorname{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)

- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

8.2. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "u", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

8.3. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:



Engineering & Construction



EGP CODE
GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE
33 di/of 38

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

8.4. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento



Engineering & Construction



WE ENGINEERING

EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE

34 di/of 38

- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico



Engineering & Construction



EGP CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE

35 di/of 38

- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di $Q_{lim\ q}$, $Q_{lim\ g}$, $Q_{lim\ c}$ e di $Q_{res\ P}$ (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ q}$ termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ g}$ termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ c}$ termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{res\ P}$ termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- T_{Blim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- T_B / T_{Blim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- T_{Llim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento



Engineering & Construction



EGP CODE
GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE
36 di/of 38

- TL / TLlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{lib.}$)

8.5. PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Brinch - Hansen
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :



Engineering & Construction



EGP CODE
GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE
37 di/of 38

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan f (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1

- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

8.6. VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.11070000 N/mm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 6.76709400 + 2.99021500 + 1.09262600 + 0.00000000

Qmax / Qlim = 0.48052510 / 10.84993000 = 0,044 Ok (Cmb. n. 001)

TB / TBlim = 6837278.0 / 43891760.0 = 0,156 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLim = 1120575.0 / 43891760.0 = 0,026 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.		mm	mm	N	N	N	N/mm ²	N/mm ²	



Engineering & Construction



EGP CODE
GRE.EEC.R.25.IT.W.15067.00.056.00

PAGE
38 di/of 38

001 SLU STR No 6844.581121.06 6837278.0 1120575.0 -61502300.0 0.19240990 -0.48052510

9. CONCLUSIONI

Alla base di quanto descritto nei capitoli precedenti della presente relazione, le opere di fondazione risultano essere idonee allo scopo per le quali sono state progettate.

Le verifiche descritte nella presente relazione si basano su un modello geotecnico cautelativo, basato su quanto disponibile in letteratura scientifica e di settore.

Nelle successive fasi progettuali dovranno essere dettagliate le caratteristiche geolitologiche, geotecniche e sismostratigrafiche mediante una campagna di indagini appositamente realizzata, il cui scopo precipuo sarà dettagliare i litotipi presenti (le formazioni geologiche presenti sono alquanto variabili) e fornirà i parametri geotecnici di progetto.

Solo a valle delle indagini in situ le verifiche geotecniche assumeranno valore definitivo ed affidabile.