



Aeroporto di Elmas

PROGETTO DI REALIZZAZIONE AMPLIAMENTO BHS

ELABORATO
092018_R.GEO_00

SCALA
-

DATA
Settembre 2018

Relazione sulle indagini geognostiche
Relazione Geologica e Geotecnica

COMMITTENTE



RESPONSABILE/DIRETTORE LAVORI

Ing. Massimo Rodriguez

Dott.ssa Geol. Cosima Atzori
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA SARDEGNA - Sezione A n°656

N° Revisione	Data revisione	Autore Elaborato	Controllato	Approvato	NOTE
00	07.09.2018	CAT			A4

Naturali
Innovazioni

Dott.ssa Geol.
COSIMA ATZORI

Studio Tecnico di Geologia
Applicata all'Ingegneria e all'Ambiente

Sede Legale: Via Bologna, 30
09033 - DECIMOMANNU (CA)

Sede Operativa: Casa Spadaccino - Loc. Su Loi
S.S. 195 Sulcitana, 09012 Torre degli Ulivi CA

T +39 070 734 6008

F +39 070 734 5998

Mob. +39 345 788 28 14

info@gaiac consulting.eu
posta-certificata@pec.gaiac consulting.eu

INDICE

1. PMESSA E QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	4
2. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO	4
2.1. Studi ed indagini di riferimento.....	4
2.2. Inquadramento geografico generale	5
2.3. Descrizione degli interventi.....	6
3. CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE – 24-25 LUGLIO 2018	7
3.1.1. Sondaggi e prove in foro.....	8
3.1.2. Campionamenti	8
3.1.3. Realizzazione dei piezometri	9
3.1.4. Analisi di laboratorio	9
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
4.1. Descrizione del contesto geologico dell'area vasta oggetto di intervento	11
4.2. Situazione geologica e litostratigrafica dell'area interessata dall'intervento	14
4.3. Caratteri geostrutturali: geometria e caratteristiche delle superfici di discontinuità in genere e degli ammassi rocciosi in particolare	14
5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	14
5.1. Caratteri geomorfologici e processi morfogenetici: dissesti in atto o potenziali e loro tendenza evolutiva	14
5.2. Definizione dell'area geomorfologicamente significativa	16
6. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO	17
6.1. Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.....	17
7. INQUADRAMENTO METEO-CLIMATICO	17
7.1. Pluviometria	17
7.2. Temperatura.....	18
7.1. Altri Dati	19
8. INQUADRAMENTO SISMICO.....	20
8.1. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE NTC2008	20
8.1.1. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	20
8.1.2. Amplificazione stratigrafica e topografica:.....	21
8.1.3. Categorie di sottosuolo	22
8.1.4. Parametri di pericolosità sismica.....	22
9. MODELLAZIONE GEOLOGICA.....	23
9.1. Modello geologico del sito (§6.2.1 NTC 2018)	23

10. CARATTERIZZAZIONE DELLE TERRE E DELLE ROCCE DA SCAVO	24
11. CONDIZIONI RAPPRESENTATIVE DEGLI STATI TENSIONALI ATTUALI E MODELLO GEOTECNICO DEL SITO	25
11.1. <i>Modello Geotecnico 01</i>	26
11.2. <i>Modello Geotecnico 02</i>	26
12. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	26
13. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE	27
13.1. <i>10. VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)</i>	29
14. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	32

CS&D

ALLEGATI

- ALLEGATO 1** – Stratigrafie dei sondaggi
- ALLEGATO 2** – Documentazione fotografica
- ALLEGATO 3** – Certificati delle analisi di laboratorio
- ALLEGATO 4** – Relazione di calcolo

0380

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1- Ubicazione dell'area di intervento (STRALCIO IGM 1:25.000 e DBMP 1:10.000)	5
Figura 2 - Area di intervento.....	6
Figura 3 - Ubicazione delle indagini.....	7
Figura 4 - Schema tettonico [1], Carta Geologica d'Italia Fg. 557 1:50.000 [2], Stralcio della Carta Geologica 1:10000 [3]	12
Figura 5 - Vista panoramica area di intervento - fonte Google Earth.....	15
Figura 6 - Inquadramento PAI - (SardegnaMappePAI,2018)	16
Figura 7.1: Andamento delle precipitazioni medie mensili durante l'anno della stazione Cagliari Aggregata	18
Figura 7.2: Andamento delle temperature medie mensili durante l'anno della stazione Cagliari Aggregata.....	19
Figura 7.3 - Rete Stazioni e Bacino Idrografico di interesse	19
Figura 8.1 - Parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito	22
Figura 11 - Modello geologico del sito	23
Figura 12 - SO1 - ubicazione del sondaggio - cassette catalogatrici nr.01 e nr.02	36
Figura 12 – SO2 - ubicazione del sondaggio - cassette catalogatrici nr.01 e nr.02.....	37

1. PMESSA E QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

La Società di Gestione dell'Aeroporto di Cagliari – Elmas, SOGAER S.p.A., nella persona del R.U.P e Direttore Lavori – **Ing. Massimo Rodriguez**, nell'ambito della progettazione dell'Ampliamento del Centro Smistamento Bagagli aeroportuale (BHS), ha conferito alla scrivente **Geol. Cosima Atzori**, regolarmente iscritta all'Albo Professionale dei Geologi della Sardegna al n°656, con polizza RC professionale LLOYD'S n°CQ150048100 e con studio in Decimomannu (CA) – Via Bologna 30, C.F. TZRC5M72H41B354F e P.I.V.A. 03191600927, a mezzo di **Processo Verbale di Avvio all'Esecuzione dei Lavori in via d'Urgenza del 24.07.2018**, l'incarico per l'esecuzione delle indagini geotecniche da eseguire entro il **26.07.2018** e la stesura delle relative relazioni tecniche la cui consegna è stata fissata entro e non oltre il **19.09.2018**.

La presente è redatta in ottemperanza a quanto stabilito dalla vigente normativa in materia, con particolare riferimento a:

- D.lgs. 50/2016 e s.m.i - Codice dei Contratti Pubblici;
- D.P.R. 207/2010 - Regolamento di Attuazione del Codice dei Contratti Pubblici;
- D.M LL.PP. 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 in applicazione della Legge 02.02.1974 n°64.
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24.09.1988 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. LL.PP.11.03.1988.
- Raccomandazioni, programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1975 – Associazione Geotecnica Italiana.
- D.M. Infrastrutture 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni. (6.2.1 – Caratterizzazione e modellazione geologica del sito, 6.4.2 Fondazioni superficiali).

2. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO

2.1. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO

Le informazioni topografiche e geologiche di base dell'area oggetto della presente, sono state ricavate dalla cartografia tematica esistente. Si elencano di seguito:

- Carta Topografica I.G.M. scala in 1:25000
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000
- RAS - Modello digitale del Terreno con passo 1m
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:100.000, foglio 226 "Cagliari"
- Cartografia Geologica di base della R.A.S. in scala 1:25.000
- RAS - Carta dell'Uso del Suolo della Regione Sardegna, 2008

- I.S.P.R.A - Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (legge 464/84)
- RAS – Studio dell’Idrologia Superficiale della Sardegna, annali idrologici 1922-2009
- RAS – ARPA – Dati meteorologici 1971-2000 e 2014
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio d’Assetto Idrogeologico
- RAS – Autorità di Bacino - Piano di Tutela delle Acque
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio delle Fasce Fluviali
- Analisi orto-fotogrammetrica

I dati a disposizione sono stati integrati con le informazioni derivanti da studi effettuati dalla scrivente nella zona di interesse. A titolo di esempio si citano i più rilevanti per localizzazione e contesto geologico:

2012 – SOGAER - Realizzazione di un deposito carburanti all’interno del compendio di strutture a servizio dell’Aeroporto di Elmas in località “Buronargius”.

2.2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE

L’area che interessa le opere in progetto è situata nel territorio comunale di Elmas, nelle aree di pertinenza aeroportuale, tra il Centro Direzionale SOGAER e l’Aerostazione.

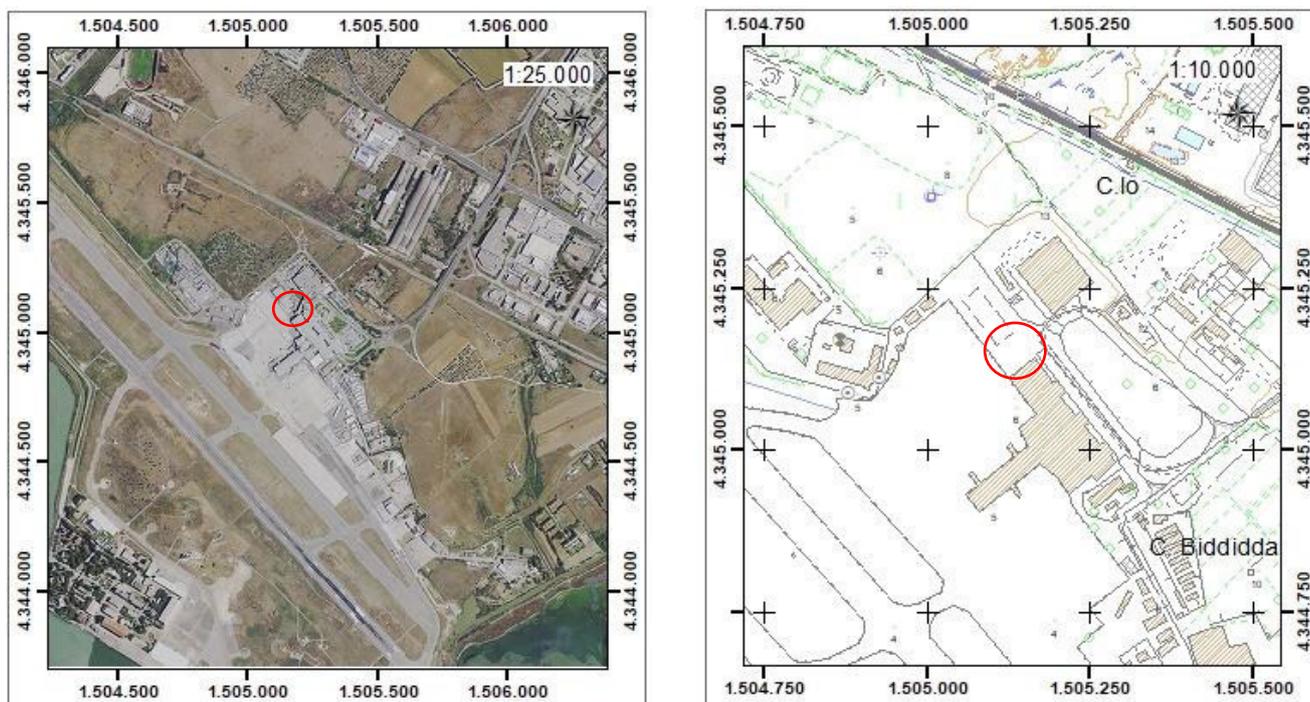


Figura 1- Ubicazione dell'area di intervento (STRALCIO IGM 1:25.000 e DBMP 1:10.000)

L'inquadramento cartografico di riferimento è il seguente:

- Cartografia ufficiale dell'Istituto Geografico Militare (I.G.M. Serie 25) scala 1:25.000, tavoletta 557/III "Cagliari";
- Carta Tecnica Regionale della Sardegna – scala 1:10000 – Sez. n. 557090 e n. 557130;

Le coordinate dell'ipotetico centroide nel sistema di riferimento WGS84 sono:

4 345 076 N 505 133 E

2.3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La Committente prevede l'ampliamento dell'attuale centro di smistamento bagagli (BHS) con la realizzazione di un fabbricato nello spazio attualmente destinato alla movimentazione carrelli.



Figura 2 - Area di intervento

Le opere di fondazione, oggetto di verifica geotecnica, saranno realizzate mediante plinti a base quadrata delle dimensioni 2,00m x 2,00m per un'altezza di 0,70m fondati a circa 1,50m dall'attuale piano campagna. Gli stessi saranno quindi tra loro collegati strutturalmente mediante cordoli in c.a.

RELAZIONE SULLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

3. CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE – 24-25 LUGLIO 2018

È stata realizzata una campagna di indagini geognostiche al fine di determinare con maggiore accuratezza e puntualità le caratteristiche litostratigrafiche e idrogeologiche di sito, altresì finalizzata al prelievo di campioni per la caratterizzazione geotecnica in laboratorio dei terreni di fondazione.

Le indagini in sito sono state realizzate il 24 e il 25 luglio 2018 dalla **Ditta Dr. Antonello Angius** con sede in Cagliari – Via Italia, 143;

Le analisi di laboratorio sono state realizzate dal **Laboratorio Geotecnico SOILTECH** con sede in Quartu Sant'Elena - Via G. Parini 71a/b.

Nello specifico il piano delle indagini prevedeva quanto segue:

1. **n.2 sondaggi a carotaggio continuo della profondità di 10,00 mt** con l'esecuzione di prove SPT in foro a diverse quote ed eventuale prelievo di campioni indisturbati;
2. allestimento a **piezometro a tubo aperto** dei fori di sondaggio
3. prelievo di campioni di carota a quote definite e successiva **caratterizzazione geotecnica dei terreni con analisi in laboratorio**

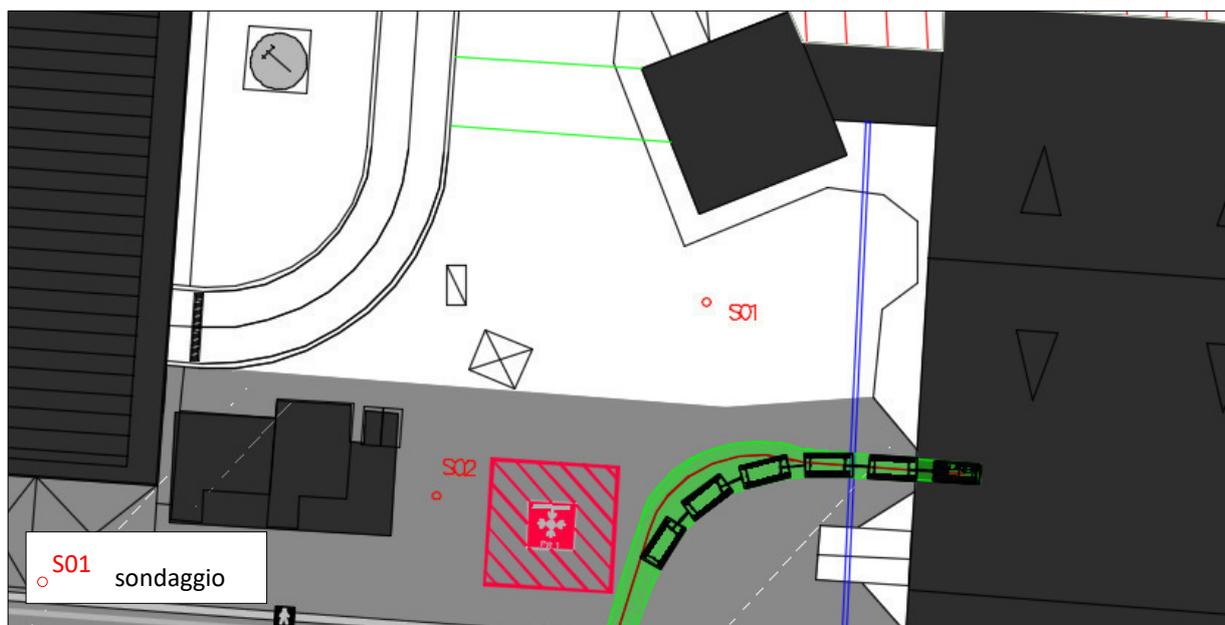


Figura 3 - Ubicazione delle indagini

3.1.1. SONDAGGI E PROVE IN FORO

Le operazioni di sondaggio sono state eseguite mediante sonda HYDRA Mod. Joy 3, montata su autocarro. Tale configurazione, messa a disposizione dalla Ditta di trivellazioni, ha reso possibile garantire il regolare traffico legato alla movimentazione dei carrelli senza quindi dover optare sul lavoro notturno mantenendo comunque i posizionamenti delle verticali di sondaggio funzionali al progetto.

Durante l'esecuzione dei sondaggi, secondo profondità definite nel piano indagine, sono state eseguite n.4 prove SPT (Standard Penetration Test) per la misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica chiusa mediante infissione prodotta dalla caduta di un maglio del peso di 63,5kg da un'altezza standard di 76cm dei terreni. Viene misurato il numero di colpi necessario all'infissione della punta per tre avanzamenti di 15cm di altezza ciascuno. La resistenza alla penetrazione N è data dalla somma del numero di colpi corrispondente al secondo e terzo avanzamento ($N=N_2+N_3$)

Di seguito si riportano in sintesi i dati salienti delle perforazioni e delle prove SPT eseguite in foro:

ID Prova	Tipologia	Metodologia	Coordinate (WGS 84)	Diametro (mm)	Quota (m.s.l.m.mm)	Profondità raggiunta (m)
S01	Sondaggio	Carotaggio continuo	505 142 E 4 345 068 N	101	5.50	10.00
S02	Sondaggio	Carotaggio continuo	505 122 E 4 345 074 N	101	5.50	10.00

ID sondaggio	SIGLA	Profondità (m da p.c.)	N° colpi	N
S01	SPT_S01_01	1,50-1,95	9-16-27	43
	SPT_S01_02	4,20-4,65	15-23-28	94
S02	SPT_S02_01	2,00-2,45	11-13-14	27
	SPT_S02_02	7,70-8,05	6-7-9	16

3.1.2. CAMPIONAMENTI

Dalle carote di terreno estratte sono stati prelevati alcuni campioni da destinare al laboratorio, le cui sigle e profondità di campionamento vengono riportate nella tabella seguente:

ID sondaggio	SIGLA	Tipo	Profondità (m da p.c.)
S01	S1C1	Tratto di carota integro	3,60-4,00
	S1C2	Tratto di carota integro	8,30-8,60
S02	S2C1	Indisturbato (in fustella)	2,00-2,40
	S2C2	Tratto di carota integro	4,70-4,95
	S2C3	Tratto di carota integro	9,20-9,40

3.1.3. REALIZZAZIONE DEI PIEZOMETRI

Successivamente all'esecuzione dei sondaggi, nei perfori precedentemente alesati con diametro 128mm si è provveduto alla posa del tubo piezometrico ed alla messa in opera dei tubi ciechi e tubi filtro necessari: sono stati realizzati due piezometri a tubo aperto costituiti da tubazione in PVC fenestrato e/o cieco da 3", con fondo chiuso.

Le teste pozzo risultano essere più basse del piano viabile per garantire la transitabilità in sicurezza del piazzale e ispezionabili attraverso pozzetto carrabile.

L'intercapedine tra perforo e tubo piezometrico è stata riempita con materiale drenante costituito da ghiaietto siliceo pulito e selezionato di diametro compreso tra 2 e 5 mm per tutta la lunghezza del tratto fenestrato mentre il tratto cieco è stato riempito con boiaccia di cemento.

	ID sondaggio	Profondità (m)	Quota (m.s.l.m.mm)	Materiale	Diametro (inch)	Tratto cieco (m)	Tratto fenestrato (m)
Piezometro PZ_01	S01	10,00	5.20	PVC atossico	3"	0,00 - 1,00	1,00 - 10,00
Piezometro PZ_02	S02	10,00	5.20	PVC atossico	3	0,00 - 1,00	1,00 - 10,00

Per le stratigrafie e la documentazione fotografica si rimanda agli Allegati 1 e 2 alla presente.

3.1.4. ANALISI DI LABORATORIO

I campioni prelevati sono stati consegnati al Laboratorio Geotecnico SOILTECH in data 25.07.2018. Sugli stessi sono state effettuate:

- nr.2 analisi granulometriche per setacciatura (via umida)
- nr.2 determinazioni dei limiti di Atterberg
- nr.2 prove di taglio diretto consolidata drenata in Scatola di Casagrande su provini non ricostruiti
- nr.1 prova edometrica

Si riporta, nelle tabelle seguenti, la sintesi dei risultati ottenuti:

ID campione	ID Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Classificazione					
			Classificazione CNR UNI 10006	Limiti di Atterberg			Classe USCS	Umidità (%)
L.L.	L.P.	I.P.						
S1C2	S01	2,00-2,40	A2-4	nd	nd	Non plastico	SM – sabbia limosa	21,9
S2C1	S02	8,30-8,60	A6	38,4			CL – Argilla sabbiosa di bassa plasticità	20,2

ID campione	ID Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Prova di taglio in scatola di Casagrande	
			Angolo di resistenza al taglio di picco (°)	Coesione (kPa)
S1C1	S01	3,60 – 4,00	26,47	17,20
S1C2	S01	8,30-8,60	20,30	35,30
S2C1	S02	2,00-2,40	26,74	7,40

Sigla campione	Sigla sondaggio	Profondità prelievo <i>m da p.c.</i>	Descrizione sintetica del campione	Risultati della prova			
				<i>Peso di volume</i> <i>g/cmc</i>	<i>Massa volumica reale</i> <i>g/cmc</i>	Umidità %	Grado di saturazione %
S2C1	S2	2,0 - 2,4	Argilla grigia con diffuse venature ocree, molto consistente	2,052	2,686	21,9	98,8
S2C2	S2	4,7 - 4,95	Argilla grigia consistente, presenza di clasti centimetrici e nuclei biancastri carbonatici	2,040	2,708	22,0	96,2
S2C3	S2	9,2 - 9,4	Sabbia limo-argillosa grigia	2,067	2,686	24,7	106,9
S1C1	S1	3,6 - 4,0	Argilla grigia con venature ocree, molto consistente	2,145	2,700	18,3	101,0
S1C2	S1	8,3 - 8,6	Argilla bruna molto consistente	2,108	2,682	20,2	102,3

Prova edometrica								
ID campione	ID Sondaggio	Profondità (m da p.c.)	Contenuto d'acqua (%)	Peso di volume (g/cmc)	Peso di volume secco (g/cmc)	Indice dei vuoti e0	Indice di compressione (Cc)	Pressione di rigonfiamento (kPa)
S2C2	S02	4,70-4,95	22	1,951	1,599	0,694	0,19	30,6

RELAZIONE GEOLOGICA

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Con la presente, vengono definiti i caratteri geologici, geomorfologici, geostrutturali e idrogeologici generali dell'area oggetto di studio con particolare riguardo alla caratterizzazione e la modellazione geologica delle aree di intervento in supporto alla progettazione.

Così come indicato anche nella D.M. 17 gennaio 2018 citata in premessa, lo studio geologico è stato esteso ad un'area più vasta rispetto a quella interessata dal progetto così da poter fornire un quadro d'insieme più chiaro e completo in merito alle condizioni geolitologiche, all'assetto geomorfologico e ai lineamenti idrogeologici.

4.1. DESCRIZIONE DEL CONTESTO GEOLOGICO DELL'AREA VASTA OGGETTO DI INTERVENTO

Nell'area circostante il lotto interessato dai lavori in progetto, affiorano principalmente litologie di età quaternaria.

Durante il Quaternario l'area è stata ricoperta da materiali di origine sedimentaria trasportati in massima parte dai corsi d'acqua e costituiti principalmente da conglomerati, sabbie e argille più o meno compatti, disposti in terrazzi e conoidi. Si tratta di un complesso di termini alluvionali con rapporti di eteropia di facies, talvolta poco distinguibili da quelli di età più antica, che determinano frequenti quanto graduali variazioni granulometriche sia in senso verticale, sia orizzontale.

Infine, la successione stratigrafica si conclude con la presenza di alluvioni recenti di natura esclusivamente sedimentaria: si tratta di terreni sovraconsolidati, da mediamente consistenti a molto consistenti, all'interno dei quali sono interstratificate lenti di sabbie grossolane e ghiaie, talora ben cementate a formare veri e propri conglomerati.

Al di sopra questo complesso, in affioramento si ritrova ovunque una coltre pedogenizzata che può raggiungere anche spessori importanti. In tutta la zona, in ragione della sovrapposizione stratigrafica di terreni costituiti da formazioni ciottoloso/ghiaioso permeabili e livelli marnoso argillosi impermeabili, e della presenza quindi di più acquiferi sovrapposti, si è sviluppata nel tempo la pratica dell'escavazione di pozzi di varia profondità per l'approvvigionamento idrico delle colture orticole, che rappresentano la più importante attività economica per la zona.

Dal punto di vista tettonico, ci troviamo lungo il bordo meridionale occidentale del graben campidanese il cui limite è rappresentato dai rilievi paleozoici della zona di Capoterra-Villacidro. Le colline di Cagliari, di età miocenica, rappresentano dei pilastri tettonici rimasti emersi dal resto della fossa tettonica, la quale venne appunto colmata con i prodotti alluvionali succitati.

La successione stratigrafica delle formazioni che interessano l'area (dal Cenozoico al Quaternario) è stata oggetto di numerosi studi specialistici, a cui si fa esplicito riferimento anche nelle Note Illustrative alla carta Geologica d'Italia alla scala 1: 50.000, foglio 557 "Cagliari" (Servizio Geologico d'Italia, realizzato dalla

Regione Autonoma della Sardegna), utilizzate come base di conoscenze per la stesura della presente relazione.

Nell'area vasta affiorano le seguenti litologie:

h1r - Depositi antropici. Materiali di riporto e aree bonificate. OLOCENE

e5 - Depositi palustri. Limi ed argille limose talvolta ciottolose, fanghi torbosi con frammenti di molluschi. OLOCENE

b2 - Coltri eluvio-colluviali. Detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti, arricchiti in frazione organica. OLOCENE

bnA - Depositi alluvionali terrazzati. Ghiaie con subordinate sabbie. OLOCENE

bnB - Depositi alluvionali terrazzati. Sabbie con subordinati limi ed argille. OLOCENE

ADP – ARENARIE DI PIRRI. Arenarie, arenarie marnose e/o siltose e siltiti grigio-verdastre, calcareniti giallastre, con molluschi, echinidi irregolari, alghe (“Lithothamnium”) e foraminiferi planctonici; sabbie biancastre, lenti di conglomerati a clasti eterogenei.

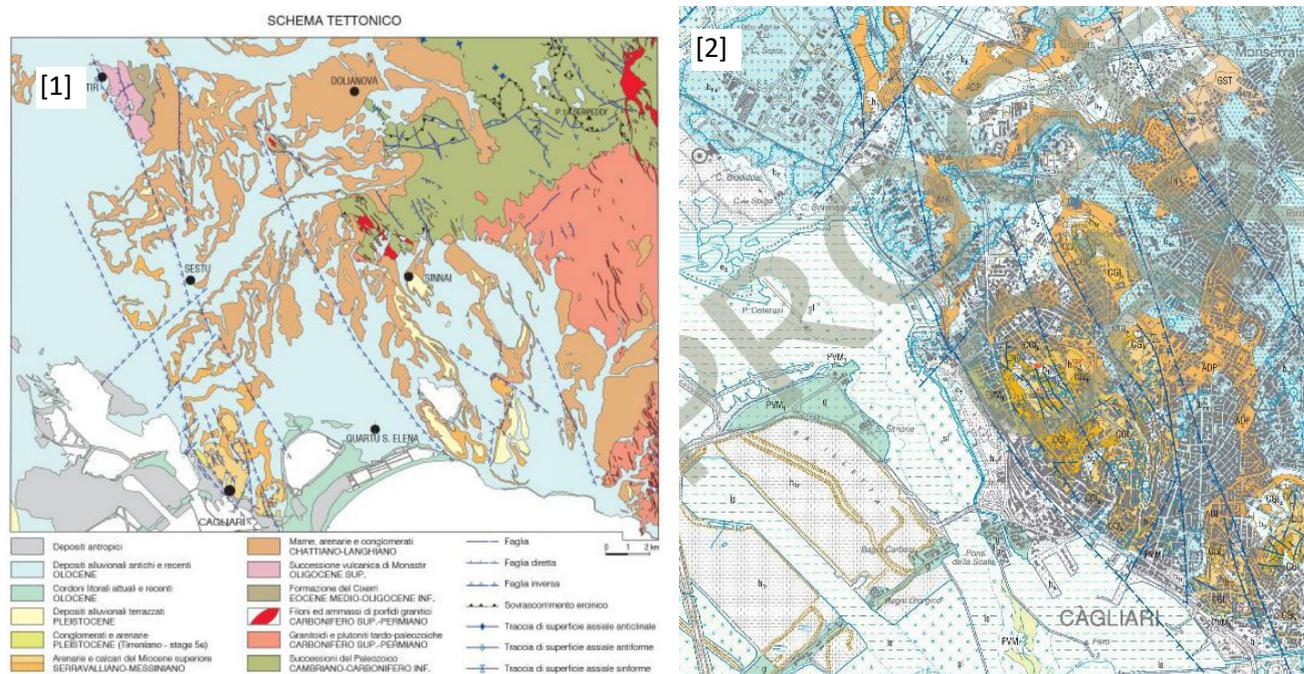
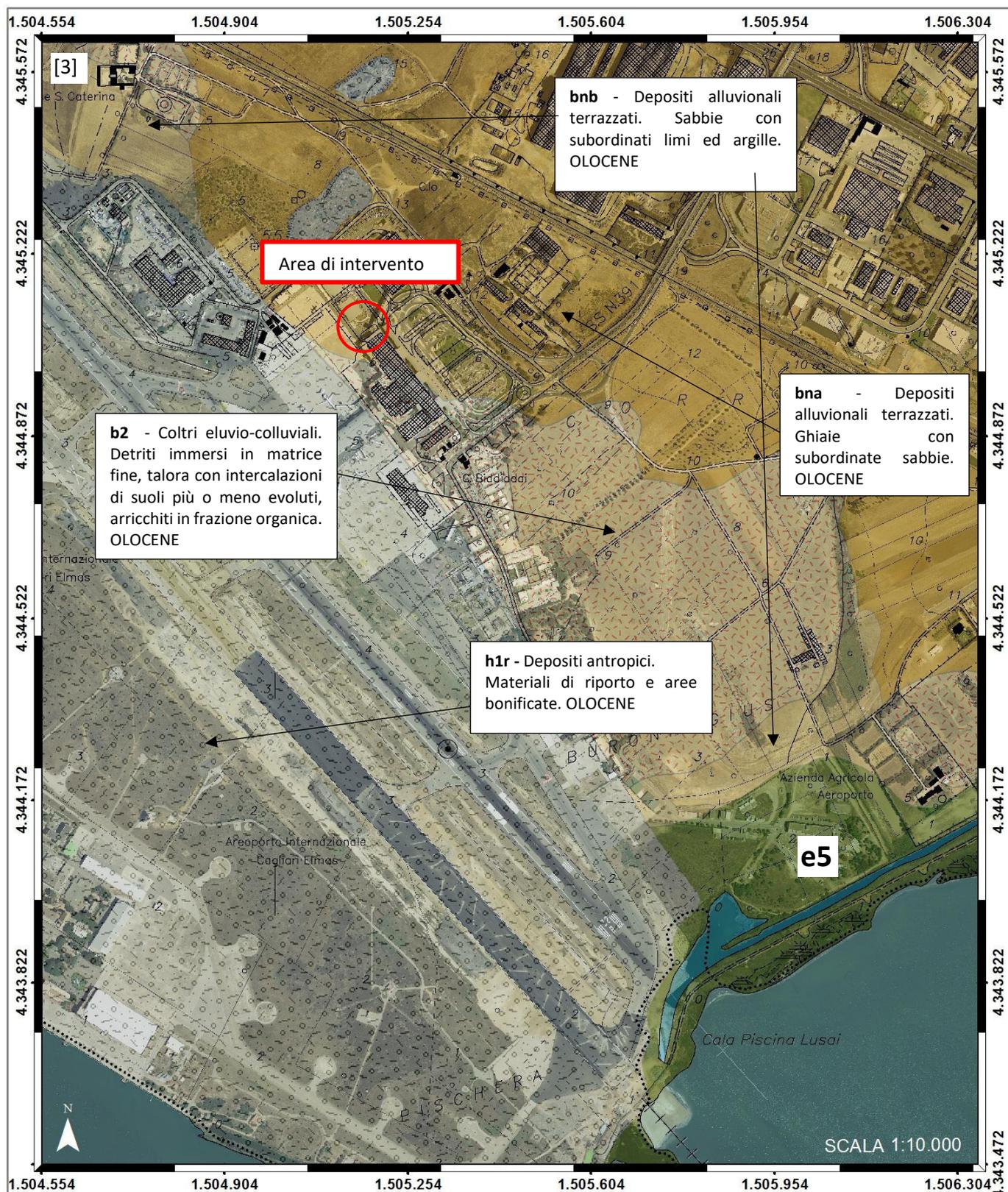


Figura 4 - Schema tettonico [1], Carta Geologica d'Italia Fig. 557 1:50.000 [2], Stralcio della Carta Geologica 1:10000 [3]



4.2. SITUAZIONE GEOLOGICA E LITOSTRATIGRAFICA DELL'AREA INTERESSATA DALL'INTERVENTO

In successione stratigrafica dal più antico al più recente troviamo:

1. Terreni di riporto: tali depositi consistono in buona parte in accumuli di materiali di varia natura, antichi e recenti che in generale in tali aree si ritrovano in appoggio ai limi argillo-sabbiosi di origine palustre.
2. Coltri eluvio-colluviali. Detriti immersi in matrice fine, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti, arricchiti in frazione organica.
3. Depositi palustri. La formazione affiorante di età olocenica e denominata "Formazione degli stagni di S.Gilla, Molentargius e del porto" è costituita da alternanze di orizzonti sabbiosi- argillosi di origine fluviale e di livelli conglomeratici e calcarenitici sedimentati in ambiente lagunari e costiero. Le argille di colore grigio- scure più o meno sabbiose si ritrovano fino a circa 50 metri sotto il livello del mare e per uno spessore di 30/50 metri e datate Fiandriano- Versiliano (Pecorini e Pomesano Cherchi). La formazione nel suo complesso è notevolmente estesa ma in buona parte è sommersa e laddove è emersa è spesso ricoperta da terreni di riporto.
4. Alluvioni terrazzate antiche e recenti: si tratta di un complesso di depositi di natura fluviale costituito dai prodotti di smantellamento dei rilievi circostanti paleozoici, ben costipate e cementate, in matrice ferrettizzata e argillosa, localmente stratificata e con incrostazioni calcaree. Caratterizzano con la loro presenza la sponda orientale dello stagno di Santa Gilla.

4.3. CARATTERI GEOSTRUTTURALI: GEOMETRIA E CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICI DI DISCONTINUITÀ IN GENERE E DEGLI AMMASSI ROCCIOSI IN PARTICOLARE

I terreni alluvionali direttamente interessati dall'intervento non presentano generalmente fratturazione primaria o secondaria. Le superfici di discontinuità rilevabili sono quelle di natura deposizionale legate alla sedimentazione alternata di strati da grossolani (ghiaie e sabbie) a più sottili (limi e argille) e dal diverso grado di cementazione/consolidamento dei materiali.

5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

5.1. CARATTERI GEOMORFOLOGICI E PROCESSI MORFOGENETICI: DISSESTI IN ATTO O POTENZIALI E LORO TENDENZA EVOLUTIVA

Dal punto di vista morfologico, il territorio che da Assemmini si estende verso Elmas fino a Cagliari è caratterizzato da estrema regolarità superficiale e da un intenso grado di utilizzazione agricola, favorita dalla fertilità del suolo e dalla presenza di numerosi corsi d'acqua anche a carattere stagionale, tributari dello stagno di Santa Gilla.

I terreni olocenici recenti ed attuali, rappresentati da depositi detritici di pendio in prossimità dei rilievi, nella piana sono costituiti dai depositi alluvionali del Rio Cixerri e del Flumini Mannu e da depositi marini e palustri che si interdigitano in maniera complessa e discontinua, in relazione ai ripetuti fenomeni alluvionali e di erosione, in tipiche facies di ambiente transizionale.

Relativamente all'idrografia superficiale di area vasta, essa è caratterizzata dalla presenza della zona umida dello Stagno di Santa Gilla, di estensione pari circa a 1300 ettari, la quale costituisce il recettore finale dei due principali corsi d'acqua Fluminimannu e Rio Cixerri, che sottendono un bacino idrografico complessivo pari a circa 2400 km². Sino a metà circa del secolo scorso il Rio Cixerri confluiva nel Fluminimannu, pochi chilometri a monte della Laguna. Importanti interventi di sistemazione, realizzati a difesa dalle piene che colpivano i centri urbani prossimi, regolarizzano ed arginano le tratte terminali dei due fiumi immettendoli indipendentemente nella Laguna.

Il regime idraulico dei due principali fiumi è influenzato da più opere d'invaso, da opere di presa e da opere di trasporto che interconnettono il sistema idrografico del Fluminimannu-Cixerri con quelli del Flumendosa, del Sulcis e del Tirso, rendendo assai complessa la previsione degli apporti idrici alla Laguna.

Oltre ai corsi d'acqua ed agli invasi sopra descritti, l'area vasta di Elmas è solcata da alcuni rii minori alimentati da bacini di media e piccola estensione. Questi bacini presentano tutti caratteristiche idrologiche simili, con una morfologia sub-pianeggiante o caratterizzata da deboli pendenze, una copertura vegetale simile ed una stessa esposizione agli eventi meteorici.

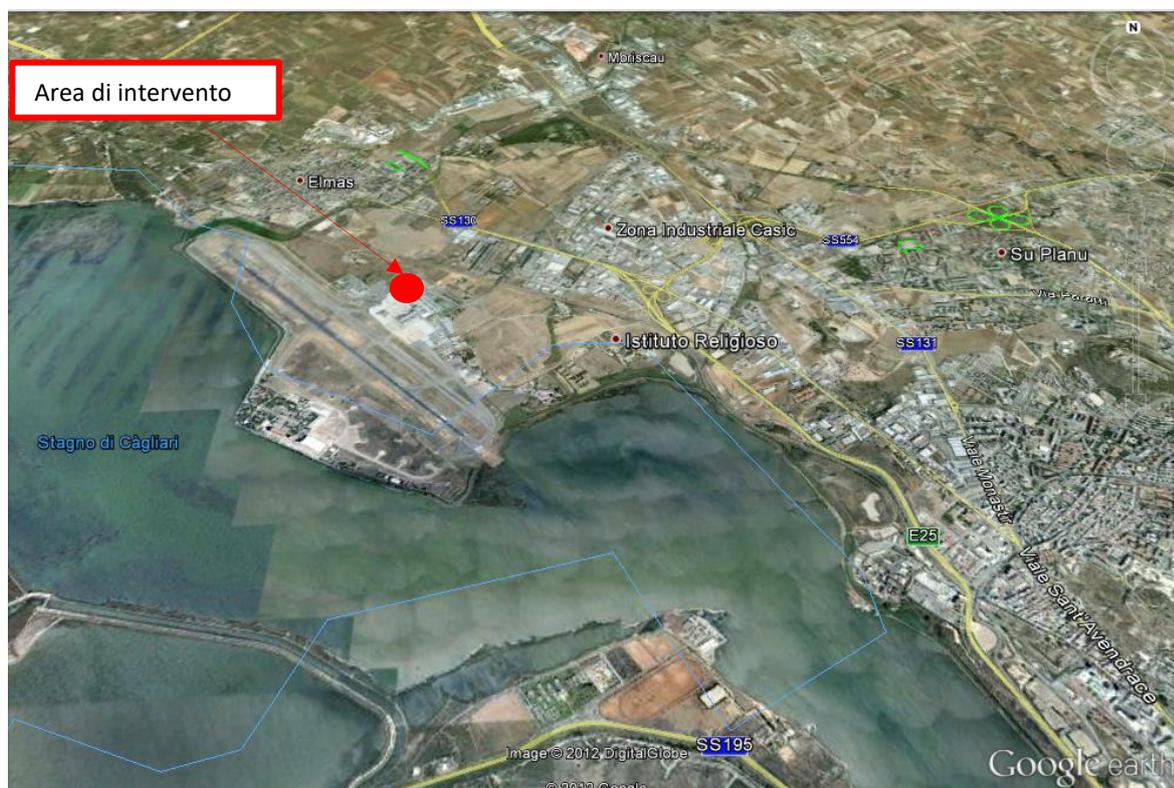


Figura 5 - Vista panoramica area di intervento - fonte Google Earth

Le principali dinamiche morfogenetiche caratterizzanti l'area oggetto di studio, si possono essenzialmente ricondurre alla formazione e all'accumulo di depositi di sedimenti mobilitati dal deflusso laminare delle acque superficiali e locali erosioni in corrispondenza di ruscellamento concentrato e al regime idraulico del Rio Cixerri e del Fluminimannu.

Per quanto concerne l'analisi dei principali strumenti pianificatori in merito alle dinamiche idrogeologiche in atto si evidenzia, e si riporta stralcio dell'inquadramento PAI relativo all'ultimo aggiornamento con gli studi ex art.8 c.2 delle NTA PAI, secondo il quale l'area oggetto di intervento è esterna a zone a pericolosità idraulica e/o da frana.

Le uniche aree vicine soggette a pericolo idraulico riguardano i tratti terminali del Rio Fangario e del Rio Sestu.



Figura 6 - Inquadramento PAI - (SardegnaMappePAI,2018)

5.2. DEFINIZIONE DELL'AREA GEOMORFOLOGICAMENTE SIGNIFICATIVA

Rappresenta il luogo in cui si realizzano i processi geomorfologici dominanti e d'interesse agli obiettivi dell'intervento e pertanto, nel caso specifico, si configura sostanzialmente come tale l'area sottesa dal dominio idrografico pertinente.

6. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO

6.1. SCHEMA DELLA CIRCOLAZIONE IDRICA SUPERFICIALE E SOTTERRANEA

Dal punto di vista idrogeologico, l'assetto geolitologico sopradescritto origina, soprattutto relativamente ai depositi di età quaternaria, cicliche alternanze di sedimenti a granulometria eterogenea, separati da potenti livelli argillosi, con possibilità di formazione di esigue falde acquifere sospese, che in ogni caso non consentono l'immagazzinamento di rilevanti volumi d'acqua.

Le caratteristiche granulometriche delle formazioni sopracitate conferiscono a tali sedimenti una permeabilità da media a medio-bassa, in funzione del contenuto di componenti limo-argillose, più o meno elevato. Tuttavia i depositi a spiccata componente sabbioso-ghiaiosa sono sede di un acquifero di tipo freatico, la cui superficie piezometrica si attesta mediamente a circa 6-8 m al piano di campagna. Si evidenzia anche che, poiché la deposizione dei sedimenti è avvenuta ciclicamente, nell'alternarsi dei momenti eustatici, l'acquifero è caratterizzato da livelli sabbiosi e livelli a granulometria più fine, depositatisi nei momenti di maggiore e minore energia. Ciò determina sempre e comunque una permeabilità variabile, a seconda della granulometria.

Come per tutto il Campidano meridionale, sono rare le emergenze sorgentizie degne di nota e quelle presenti sono impostate al contatto tra litotipi impermeabili e litotipi più permeabili, tipicamente in questa zona tra i termini argillosi e quelli arenacei dei banchi marnosi o anche tra questi ultimi e le coperture alluvionali.

7. INQUADRAMENTO METEO-CLIMATICO

Al fine di completare il quadro delle conoscenze fisico-ambientali della zona indagata, si ritiene opportuno dare evidenza delle caratteristiche meteorologiche relative all'area vasta, con particolare riferimento ai dati inerenti la pluviometria e la temperatura. A tal fine sono stati utilizzati:

RAS - Studio dell'Idrologia Superficiale della Sardegna - annali idrologici 1922-1992

RAS ARPA - Dati meteorologici 1971-2000, 2016

7.1. PLUVIOMETRIA

Le precipitazioni medie mensili registrate consentono di ricavare gli apporti medi afferenti all'area in studio e soprattutto permettono di individuare il regime pluviometrico caratterizzante l'intera area vasta.

La zona di intervento ricade all'interno delle aree d'influenza delle stazioni pluviometriche ubicate all'interno della città di Cagliari, indicata con il termine Cagliari Aggregata. Il valore è infatti ottenuto dalla media di tutte i valori registrati nelle differenti stazioni pluviometriche interne all'hinterland cittadino per gli anni dal 1922 al 1992.

Anno	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic	Media
1922÷1992	47,5	46,6	39,5	35	30,4	9,3	3	7,4	32,9	59,7	57,4	61,5	430,1

Tab. 1: Medie delle precipitazioni mensili, relative agli anni 1922-1992, della stazione Cagliari Aggregata

Il valore di precipitazione media annua è pari a 430 mm mentre il diagramma riportato di seguito sintetizza l'andamento delle precipitazioni registrate nelle stazioni pluviometriche di Cagliari Aggregata durante il corso dell'anno. La figura mostra come gli afflussi siano pressoché nulli durante il periodo estivo mentre nei mesi invernali il valore massimo viene raggiunto nel mese di Dicembre e risulta pari a circa 61 mm. È noto tuttavia come quest'area sia soggetta a fenomeni intensi e di durata concentrata tali da riversare anche 300 mm/h.

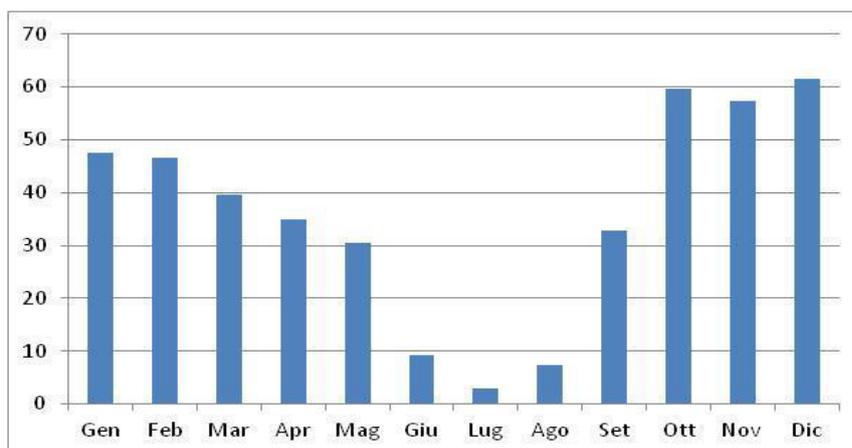


Figura 7.1: Andamento delle precipitazioni medie mensili durante l'anno della stazione Cagliari Aggregata

7.2. TEMPERATURA

Si sono scelti come punti di registrazione delle temperature medie mensili le stazioni di misura ubicata in prossimità di Cagliari. Il valore riportato in tabella è ottenuto dalla media delle stazioni presenti all'interno del centro di Cagliari e viene denominato sinteticamente come Cagliari Aggregata. Le temperature riportate di seguito, espresse in C° sono state rilevate nel periodo dal 1924 -1992.

Anno	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic	Media
1924÷1992	10,6	10,9	12,7	14,9	18,4	22,6	25,3	25,5	23,1	19,3	15,1	11,9	17,6

Tab. 2: Medie delle temperature mensili, relative agli anni 1924-1992, della stazione Cagliari Aggregata

Il grafico mostra come le temperature siano elevate nei mesi estivi di Luglio e Agosto e non particolarmente basse nei mesi invernali rispettando le caratteristiche climatiche del Mediterraneo

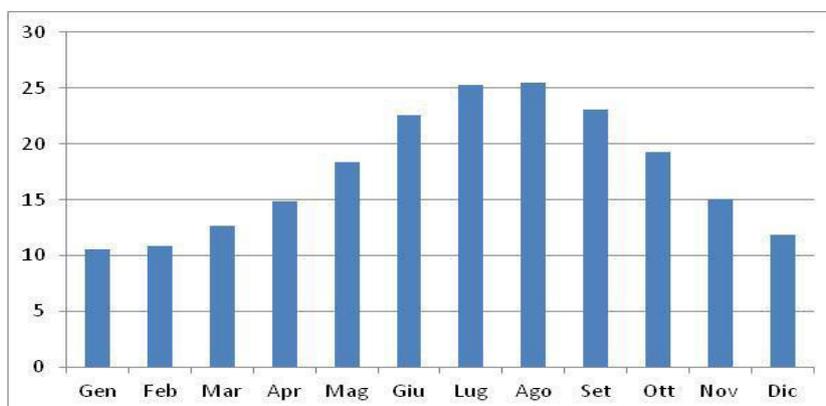


Figura 7.2: Andamento delle temperature medie mensili durante l'anno della stazione Cagliari Aggregata

7.1. ALTRI DATI

Si è provveduto inoltre ad un'analisi dei dati più recenti di precipitazioni, temperature medie, ed evapotraspirazione messi a disposizione dall'Agenzia Regionale per la Protezione dell'Ambiente della Regione Sardegna (ARPAS) - Dipartimento Idrometeorologico sulla propria rete stazioni per un periodo di riferimento 1971-2000, 2016.

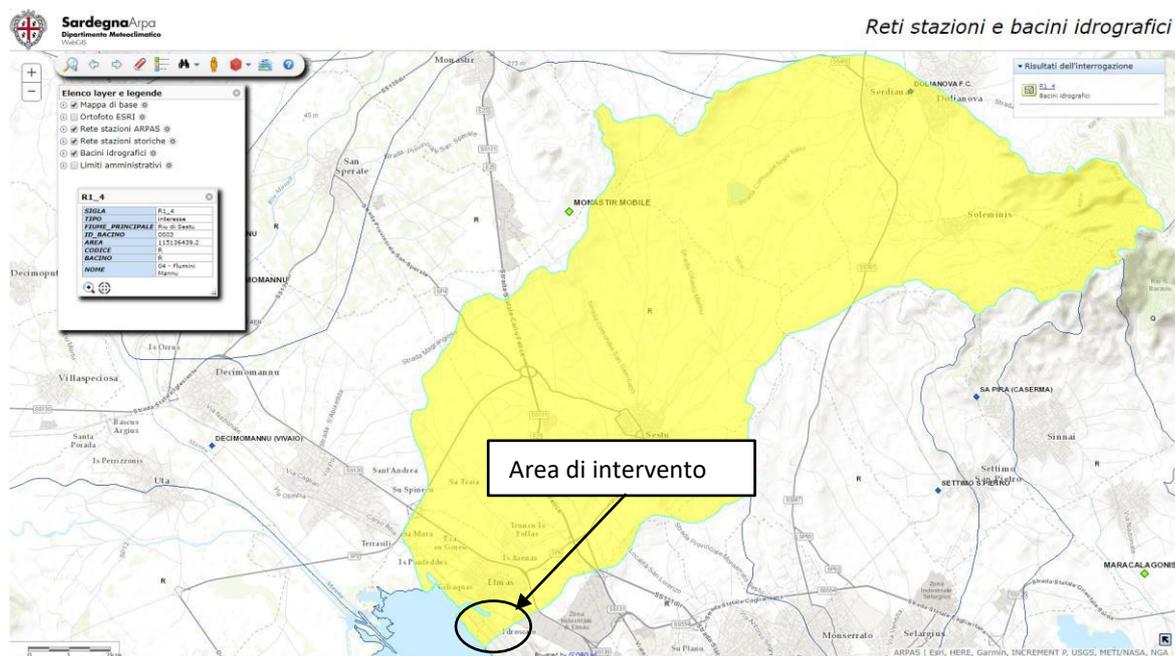


Figura 7.3 - Rete Stazioni e Bacino Idrografico di interesse

Ne risulta quanto segue:

Precipitazioni medie annuali – nel 2016 il valore cumulato risulta di 500 mm, poco al di sotto della media annuale del periodo di riferimento 1922-1992;

Temperature medie annuali - nel 2016 il valore medio registrato risulta di 18°C poco al di sopra della media annuale del periodo di riferimento 1922-1992;

Evapotraspirazione potenziale annuale - nel 2016 il valore medio registrato risulta 1300mm.

8. INQUADRAMENTO SISMICO

8.1. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE NTC2008

8.1.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La tipologia di costruzioni previste in progetto (NTC2018 - par.2.4) ha vita nominale ≥ 100 anni e appartiene alla **classe d'uso IV**.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. Nel Caso specifico $C_U = 2$.

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

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

Il valore del periodo di riferimento è $V_r = 100$

8.1.2. AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA:

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica

La **categoria topografica è la T1** a cui corrisponde un valore del fattore di amplificazione pari a 1.0.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
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 $i > 30^\circ$

Al fine di definire l'azione sismica di progetto, basata sull'identificazione della categoria del sottosuolo di riferimento, si è voluto definire il parametro fondamentale per la "classificazione sismica dei terreni", e quindi per la determinazione della categoria, corrispondente alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio VS 30, valutata entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna.

Per tale scopo, in accordo agli approcci semplificati proposti dal D.M. 14/01/2008 - Tab. 3.2.II, la determinazione del parametro delle onde di taglio VS 30 viene qui stimato in funzione del parametro NSPT (Numero di colpi) che si ricava dall'omonima prova SPT Standard Penetration Test eseguita e descritta nel precedente paragrafo, sulla base di molteplici equazioni empiriche che mettono in relazione VS 30 e NSPT.

In funzione dei valori numerici NSPT ricavati mediante le prove penetrometriche dinamiche, è stata utilizzata la correlazione empirica di Ohta & Goto (1978), che si ritiene in questo caso la più cautelativa nel calcolo del parametro VS, rispetto alle correlazioni di altri autori come Imai (1977), Yoshida e Motonori (1988) e Iysan (1996), le quali determinano valori maggiori del parametro VS.

La formula di Ohta e Goto (1978), valida per tutti i tipi di terreni, è di seguito rappresentata:

$$V_s = 85,35 \text{ NSPT}^{0,348}$$

I valori di VS così ricavati nel sito di indagine, per i primi strati di terreno rilevati, su cui sono state eseguite le prove dinamiche, sono elencati nella seguente tabella:

ID sondaggio	SIGLA	Profondità (m da p.c.)	N° colpi	Nspt	Vs (m/sec)
S01	SPT_S01_01	1,50-1,95	9-16-27	43	315,97
	SPT_S01_02	4,20-4,65	15-23-28	94	414,81
S02	SPT_S02_01	2,00-2,45	11-13-14	27	268,73
	SPT_S02_02	7,70-8,05	6-7-9	16	223,99

8.1.3. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. Dai dati di Nspt è stato possibile determinare il valore di Vs, pertanto la classe di sottosuolo risulta essere la **C**. (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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 proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>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.</i>

8.1.4. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

In base ai dati di localizzazione, tipologia dell'opera e classe d'uso si sono calcolati i parametri sismici relativi alle verifiche SLO, SLD, SLV e SLC. (SW AZTEC Sisma 10.0 e GEOSTRU PS):

Parametri sismici	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [--]	T_C^* [s]
SLO	120	0,327	2,757	0,310
SLD	201	0,385	2,820	0,322
SLV	1898	0,689	3,058	0,393
SLC	2475	0,733	3,090	0,401

Figura 8.1 - Parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito

dove:

Stati limite di esercizio
Stato Limite di Operatività (SLO)
Stato Limite di Danno (SLD)

Stati limite ultimi
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

a_g accelerazione orizzontale massima al sito
 F_0 valore massimo del fattore di ampl.dello spettro in accelerazione orizzontale
 T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in acc.orizzontale

9. MODELLAZIONE GEOLOGICA

9.1. MODELLO GEOLOGICO DEL SITO (§6.2.1 NTC 2018)

Le informazioni raccolte hanno permesso di ricostruire il modello geologico di sito riassunto nello schema sottostante:

1. **LITOTIPO 0** - Terreni di riporto: consistono in buona parte in accumuli di materiali di varia natura, antichi e recenti che in generale in tali aree si ritrovano in appoggio ai limi argillo-sabbiosi di origine palustre. Spessore 1,00m-1,20m
2. **LITOTIPO A** - Depositi palustri: costituito da alternanze di orizzonti sabbiosi- argillosi di origine fluviale e di livelli conglomeratici e calcarenitici sedimentati in ambiente lagunari e costiero. La formazione nel suo complesso è notevolmente estesa ma in buona parte è sommersa e laddove è emersa è spesso ricoperta da terreni di riporto.

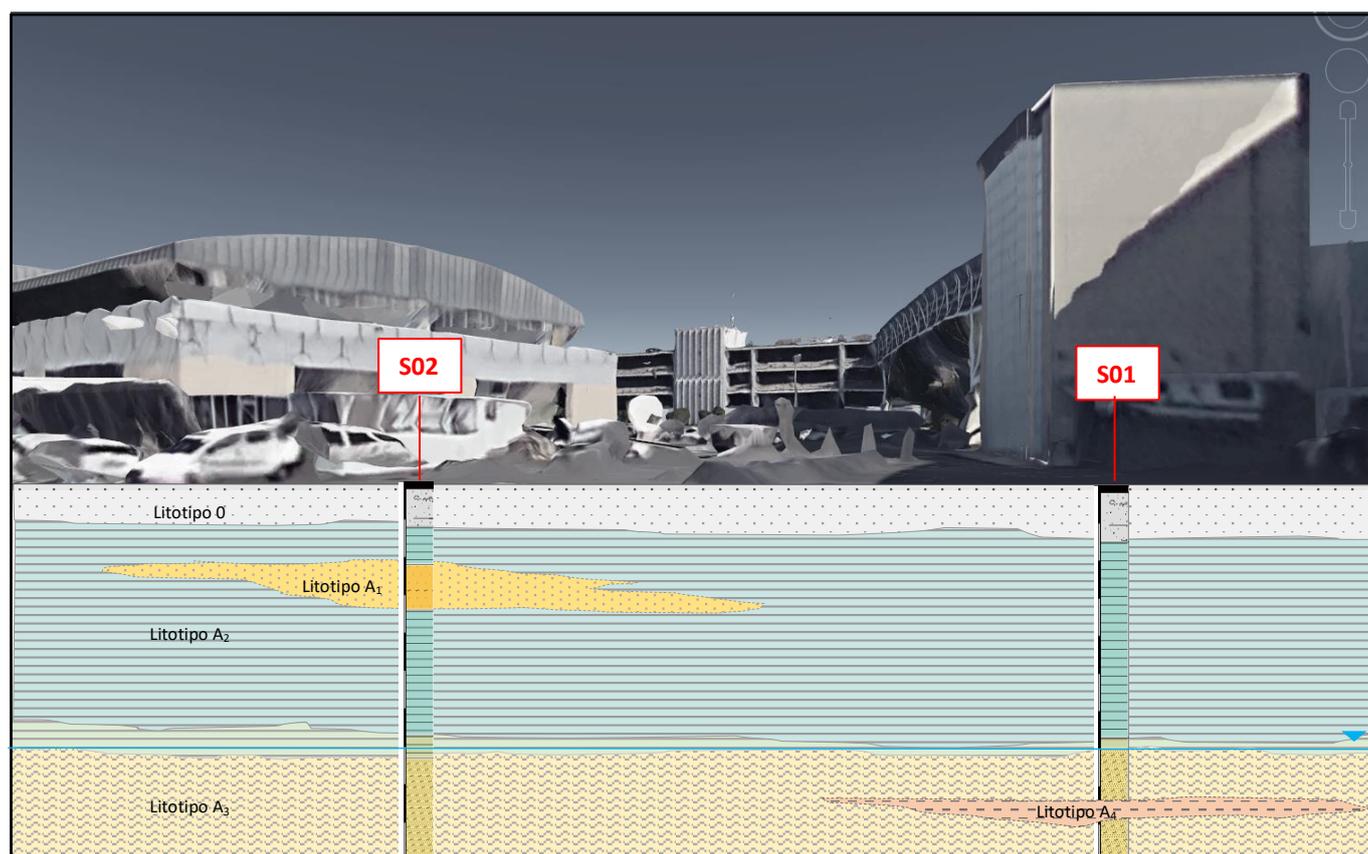


Figura 11 - Modello geologico del sito

È presente per tutto lo spessore indagato in facies differenti aventi caratteristiche geotecniche diverse:

- LITOTIPO A₁ – facies sabbiosa-limosa, presente per uno spessore di circa 1,20m solo sul S02, da debolmente compatta a sciolta con rari ciottoli eterogenei centimetrici - umida

- LITOTIPO A₂ – facies argillosa grigia con striature giallastre e noduli biancastri di natura carbonatica, spessore da 3,30m (S02) a 5,20m (S01) – consistente.
- LITOTIPO A₃ – facies sabbiosa costituita da sabbie medio-grossolane limoso argillose debolmente plastiche da localmente compatta a sciolta, spessore 3m (fino a fondo foro).
- LITOTIPO A₄ - facies argillosa bruna spessore 0,40m– consistente

La circolazione idrica sotterranea interessa i litotipi A₁ e A₃ a granulometria maggiore.

10. CARATTERIZZAZIONE DELLE TERRE E DELLE ROCCE DA SCAVO

Il DPR n. 120 del 13/06/2017 stabilisce la nuova disciplina sulla gestione delle terre e rocce da scavo ed è in vigore dal 22/08/2017.

Il regolamento riunisce in un unico testo le regole sul riutilizzo delle terre e rocce da scavo come sottoprodotti abrogando sia il DM 161/2012 sia l'art. 41bis del D.L. 69/2013 convertito in L. 98/2013.

Regolamenta inoltre l'utilizzo nel sito di produzione delle terre e rocce da scavo escluse dalla disciplina dei rifiuti (art. 185 c.1, lett. c) e le terre e rocce provenienti dai siti oggetto di bonifica e introduce infine un apposito regime per il deposito temporaneo delle terre e rocce da scavo qualificate come rifiuti.

L'art. 4 del DPR 120/2017 stabilisce i requisiti generali affinché le terre e rocce da scavo possano essere sottoposte al regime dei sottoprodotti. Si rimanda quindi alla normativa vigente in merito alla caratterizzazione dei materiali ed eventuale redazione di un Piano di Utilizzo delle Terre e Rocce da scavo..

RELAZIONE GEOTECNICA

L'obiettivo dell'analisi dell'assetto geologico è stato quello di caratterizzare l'area ove sorgerà il fabbricato con particolare riferimento alle condizioni del piano di posa delle fondazioni e delle sue potenziali interazioni con le condizioni al contorno (dinamica geomorfologica, circolazione idrica superficiale e sotterranea, rapporti fra le componenti litologiche interessate) attraverso:

- Definizione dell'assetto geologico-strutturale e idrogeologico di area vasta e dell'area geomorfologicamente significativa;
- Definizione dell'assetto stratigrafico dell'area di sedime delle opere;
- Definizione del modello geologico di sito;

Nell'approccio progettuale, stante il contesto geologico si evidenziano le seguenti criticità a cui è necessario prestare la opportuna attenzione nella progettazione dell'opera e nelle varie fasi di realizzazione. L'analisi di tali fattori è funzionale alla progettazione e ha lo scopo di valutare la risposta del terreno ai nuovi carichi ed individuare azioni correttive o accorgimenti tali da limitarne gli effetti. Nello specifico:

1. Azioni sulle pareti e stabilità dei fronti di scavo per la realizzazione del piano di posa delle fondazioni. Verrà realizzato uno scavo per la posa delle fondazioni ad una quota da piano campagna verosimilmente di 1,50m. Lo scavo stesso, in quanto genera depressione, può innescare locali smottamenti in corrispondenza degli orizzonti meno competenti a causa di fenomeni di detensionamento determinati dall'asportazione del materiale durante lo scavo. Si faccia particolare riferimento all'assetto stratigrafico ricostruito in corrispondenza del sondaggio S02 in cui si evidenzia la presenza di sabbie da debolmente compatte a sciolte da entro le quali potrebbe crearsi un flusso idrico indotto dallo scavo.
2. Circolazione idrica sotterranea e/o stagnazione di acque di pioggia – vanno considerati gli effetti dell'eventuale presenza d'acqua alla quota di imposta delle fondazioni. In tal caso, in fase esecutiva, sarà opportuno provvedere a mantenere lo scavo asciutto mediante l'installazione di pompe adeguatamente dimensionate per la portata da emungere.

11.CONDIZIONI RAPPRESENTATIVE DEGLI STATI TENSIONALI ATTUALI E MODELLO GEOTECNICO DEL SITO

Il modello geologico del sito, descritto al paragrafo 9.1, definisce le condizioni litostratigrafiche e idrogeologiche nonché i rapporti geometrici tra le formazioni che definiscono l'assetto geologico-strutturale del terreno di sedime dell'opera in progetto.

Le opere di fondazione, oggetto di verifica geotecnica, saranno realizzate mediante plinti a base quadrata delle dimensioni 2,00m x 2,00m per un'altezza di 0,70m fondati a circa 1,50m dall'attuale piano campagna. Gli stessi saranno quindi tra loro collegati strutturalmente mediante cordoli in c.a.

Le fondazioni quindi poggeranno su terreno naturale che sarà rappresentato dal litotipo A₂.

Le verifiche verranno condotte su due modelli geotecnici del sito e descritti di seguito:

11.1. MODELLO GEOTECNICO 01

	Litotipo	Spessore (m)	Descrizione
da 0,00m a 1,50m	0	1,50	Materiale antropico di riporto
da 1,50m a 7,00m	A ₂	5,50	Argilla grigia striata, consistente
da 7,00m a 8,20m	A ₃	3,00	Sabbia medio-grossolana mediamente compatta
da 8,20m a 8,60m	A ₄	0,40	Argilla bruna consistente
da 8,60m a 10,00m	A ₃	3,00	Sabbia medio-grossolana mediamente compatta

La falda verrà considerata a partire da -7,00m, tuttavia nelle verifiche si terrà in considerazione il grado di saturazione dei materiali derivato dalle analisi di laboratorio.

11.2. MODELLO GEOTECNICO 02

	Litotipo	Spessore (m)	Descrizione
da 0,00m a 1,20m	0	1,50	Materiale antropico di riporto
da 1,50m a 2,20m	A ₂	5,50	Argilla grigia striata, consistente
da 2,20m a 3,40m	A ₁	1,20	Sabbia limosa da debolmente compatta a sciolta
da 1,50m a 7,00m	A ₂	5,50	Argilla grigia striata, consistente
da 7,00m a 10,00m	A ₃	3,00	Sabbia medio-grossolana mediamente compatta

La falda verrà considerata a partire da -7,00m, tuttavia nelle verifiche si terrà in considerazione il grado di saturazione dei materiali derivato dalle analisi di laboratorio.

12. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE E DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle indagini effettuate in sito e in laboratorio, si riportano di seguito i parametri geotecnici dei singoli litotipi sia essi ricavati in maniera diretta che attraverso l'elaborazione delle prove SPT mediante l'uso di correlazioni empiriche.

LITOTIPO	γ_d (g/cm ³)	γ_{sat} (g/cm ³)	W (%)	e	n (%)	Nspt	Dr (%)	ϕ (°)	c' (kg/cm ²)	c_u (kg/cm ²)	E_d (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	ν	K0	k (m/s)
0	1.8	2	-	-	-	-	-	30	0	0	-	-	-	-	-
A ₁	2,1	2.5	-	-	-	27	56,73 (Meyerhof)	35 (Sowers)	0	0	83 (Begemann)	99 (Bowles)	0.27	0.43	-
A ₂	2.052	2.50	22	45	0.8	43- 51	-	26.47- 26.74	0.075- 0.175	4.30 (Terz.Peck)	430 (Buisman)	523 (Schultze)	-	0.56	7.13*10 ⁻⁸
A ₃	2.067	2.6	25	52	1.1	16	44 (Meyerhof)	31 (Meyerhof)	0	0	60 (Begemann)	66 (Bowles)	0.32	0.48	-
A ₄	2.108	2.53	20	42	0.7	-	-	20.14	0.36	-	-	-	-	-	-

13. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI: IDENTIFICAZIONE DEI RELATIVI STATI LIMITE

Per tipologia costruttiva e classe d'uso le verifiche delle opere e dei sistemi geotecnici verranno eseguite, secondo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6 delle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni.

[...] Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.1.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.1. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

[...]

Nel caso specifico di fondazioni superficiali come quella in progetto [6.4.2] “si considerano azioni sull'opera di fondazione quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

Per quanto concerne i sovraccarichi si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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_γ	1,0	1,0

13.1. 10. VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)

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

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

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

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

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

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

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.

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

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- **Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

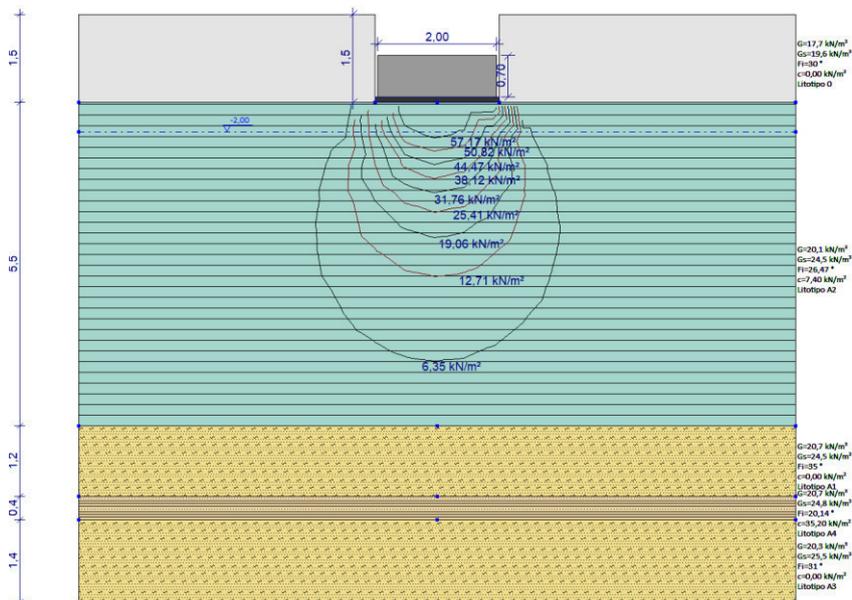
Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel caso in esame le verifiche saranno condotte secondo l'approccio 1 combinazione 2.

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte per i due modelli geotecnici mediante l'ausilio del software di calcolo GEOSTRU Loadcap 2018.

Si rimanda all'Allegato 4 - Relazioni di calcolo per i dati specifici.

Modello Geotecnico 01



CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult] 187,67 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd] 81,6 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 2,3

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 7506,8 kN/m³

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

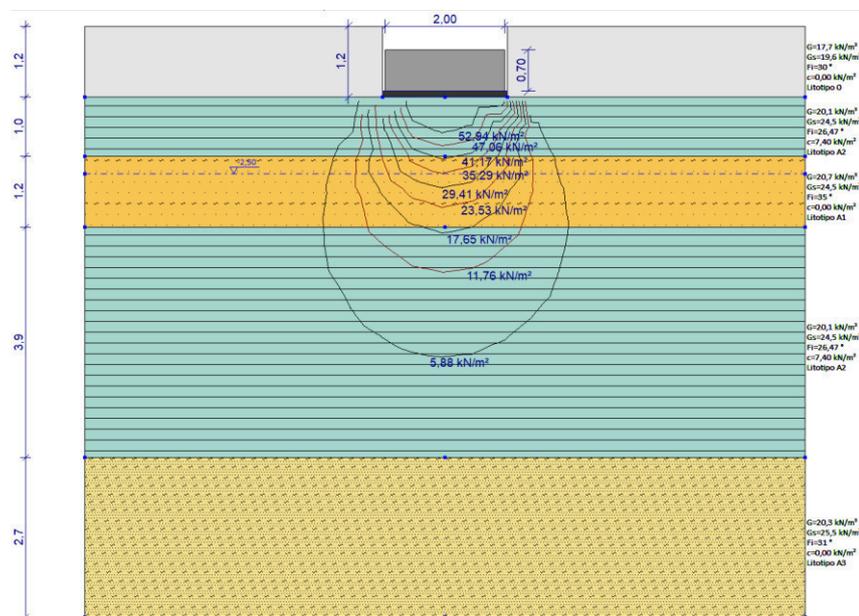
*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto 63,0 kN/m²
Cedimento dopo T anni 15,0
Distanza 0,02 m
Angolo 0,00°
Cedimento totale 0,159 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4,25	69,639	8,172	Edometrico	0,1066	--	0,1066
3	7,6	118,928	1,969	Edometrico	0,029	--	0,029
4	8,4	130,756	1,555	Edometrico	0,0018	--	0,0018
5	9,3	144,742	1,227	Edometrico	0,0215	--	0,0215

Modello Geotecnico 02



CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	164,52 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	71,53 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6580,72 kN/m³

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	94,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15,0
Distanza	0,02 m
Angolo	243,66 °
Cedimento totale	0,837 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1,7	31,24	68,294	Edometrico	0,162	--	0,162
3	2,8	51,921	34,626	Edometrico	0,5105	--	0,5105
4	5,35	89,439	8,042	Edometrico	0,0744	--	0,0744
5	8,65	139,315	2,674	Edometrico	0,0902	--	0,0902

14. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La Società di Gestione dell'Aeroporto di Cagliari – Elmas, SOGAER S.p.A., ha in corso la progettazione dell'Ampliamento del Centro Smistamento Bagagli aeroportuale (BHS) dell'aeroporto di Elmas (CA).

Al fine di definire i caratteri geologici e geotecnici dei terreni di sedime delle fondazioni, in data 24-25 luglio 2018 è stata eseguita una campagna di indagini geognostica con l'esecuzione di nr.2 sondaggi a carotaggio continuo della profondità di 10m e con l'esecuzione di prove in foro tipo SPT e analisi di laboratorio per la determinazione dei parametri geotecnici dei terreni.

Le informazioni raccolte hanno permesso di ricostruire il modello geologico di sito riassunto nello schema sottostante:

3. **LITOTIPO O** - Terreni di riporto: consistono in buona parte in accumuli di materiali di varia natura, antichi e recenti che in generale in tali aree si ritrovano in appoggio ai limi argillo-sabbiosi di origine palustre. Spessore 1,00m-1,20m
4. **LITOTIPO A** - Depositi palustri: costituito da alternanze di orizzonti sabbiosi- argillosi di origine fluviale e di livelli conglomeratici e calcarenitici sedimentati in ambiente lagunari e costiero. La formazione nel suo complesso è notevolmente estesa ma in buona parte è sommersa e laddove è emersa è spesso ricoperta da terreni di riporto.

È presente per tutto lo spessore indagato in facies differenti aventi caratteristiche geotecniche diverse:

- **LITOTIPO A₁** – facies sabbiosa-limosa, presente per uno spessore di circa 1,20m solo sul S02, da debolmente compatta a sciolta con rari ciottoli eterogenei centimetrici - umida
- **LITOTIPO A₂** – facies argillosa grigia con striature giallastre e noduli biancastri di natura carbonatica, spessore da 3,30m (S02) a 5,20m (S01) – consistente.
- **LITOTIPO A₃** – facies sabbiosa costituita da sabbie medio-grossolane limoso argillose debolmente plastiche da localmente compatta a sciolta, spessore 3m (fino a fondo foro).
- **LITOTIPO A₄** - facies argillosa bruna spessore 0,40m– consistente

La circolazione idrica sotterranea interessa i litotipi A₁ e A₃ a granulometria maggiore.

Si sono individuati due modelli geologici che meglio rappresentano le condizioni di sito. Sulla base di questi si sono quindi definiti due modelli geotecnici di riferimento alla verifica delle fondazioni proposte dalla committente costituite plinti a base quadrata delle dimensioni 2,00m x 2,00m per un'altezza di 0,70m fondati a circa 1,50m dall'attuale piano campagna.

Dalle verifiche eseguite, secondo le indicazioni delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 le fondazioni risultano verificate per carichi di 63 kN/m^2 (Modello geotecnico 01) e 94 kN/m^2 (Modello geotecnico 02).

I cedimenti edometrici complessivi (su 10m) a 15anni risultano nell'ordine del centimetro.

Dott.ssa Geol. Cosima Atzori

ORDINE DEI GEOLOGI DELLA SARDEGNA - Sezione A n°656

ALLEGATO 1
Stratigrafie dei sondaggi

ALLEGATO 2

Documentazione fotografica

ID Prova	Tipologia	Metodologia	Coordinate (WGS 84)	Diametro (mm)	Quota (m.s.l.m.mm)	Profondità raggiunta (m)
S01	Sondaggio	Carotaggio continuo	505 142 E 4 345 068 N	101	5.50	10.00



Figura 3 - S01 - ubicazione del sondaggio - cassette catalogatrici nr.01 e nr.02

ID Prova	Tipologia	Metodologia	Coordinate (WGS 84)	Diametro (mm)	Quota (m.s.l.m.mm)	Profondità raggiunta (m)
S02	Sondaggio	Carotaggio continuo	505 122 E 4 345 074 N	101	5.50	10.00



Figura 4 – S02 - ubicazione del sondaggio - cassette catalogatrici nr.01 e nr.02

ALLEGATO 3

Certificati delle analisi di laboratorio

DOCUMENTO DI PROVAData consegna campione: 26-lug-18Certificato n° : 9581/18COMMITTENTE : Dott. Geol. Cosima AtzoriProgetto : Lavori di ampliamento BHS Aeroporto di Elmas**PESO DI VOLUME** (metodo della pesata idrostatica - CNR Anno VII N°40) - **UMIDITA` DI UNA TERRA** (CNR UNI 10008)

Sigla campione	Sigla sondaggio	Profondità prelievo <i>m da p.c.</i>	Descrizione sintetica del campione	Risultati della prova			
				Peso di volume <i>g/cmc</i>	Massa volumica reale <i>g/cmc</i>	Umidità <i>%</i>	Grado di saturazione <i>%</i>
S2C1	S2	2,0 - 2,4	Argilla grigia con diffuse venature ocree, molto consistente	2,052	2,686	21,9	98,8
S2C2	S2	4,7 - 4,95	Argilla grigia consistente, presenza di clasti centimetrici e nuclei biancastri carbonatici	2,040	2,708	22,0	96,2
S2C3	S2	9,2 - 9,4	Sabbia limo-argillosa grigia	2,067	2,686	24,7	106,9
S1C1	S1	3,6 - 4,0	Argilla grigia con venature ocree, molto consistente	2,145	2,700	18,3	101,0
S1C2	S1	8,3 - 8,6	Argilla bruna molto consistente	2,108	2,682	20,2	102,3

Data: **8-ago-18**

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

DOCUMENTO DI PROVA

Certificato n° : 9575/18

Committente: Dott. Geol. Cosima Atzori

Data consegna campione: 26/07/18

Progetto : Lavori di ampliamento BHS Aeroporto di Elmas

Sigla del campione : S2C1

Profondità (m dal p.c.): 2,0 - 2,4

ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR BU N°23 - CNR UNI 10014 - CNR UNI 10006

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida)

Aperture mm	Pass.cum. %
200,0	100,0
100,0	100,0
71,0	100,0
60,0	100,0
40,0	100,0
20,0	100,0
10,0	100,0
5,0	100,0
2,00	100,0
1,00	99,9
0,400	99,6
0,250	90,7
0,18	55,5
0,075	28,7

Umidità : % 21,9

Indice di consistenza : -

Limiti di consistenza

Limite di liquidità : % ND

Limite di plasticità : % ND

Indice di plasticità : % non plastico

Classi granulometriche (ASTM)

Contenuto in ciottoli (> 75 mm) : % 0

Contenuto in ghiaia (4,75-75 mm) : % 0

Contenuto in sabbia (0,075-4,75 mm) : % 71

Contenuto in limo + argilla (<0,075mm): % 29

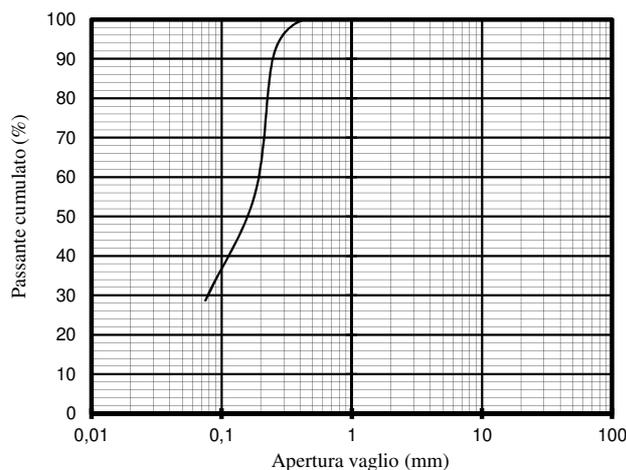
CLASSE (UNI 10006): A2-4

CLASSE (ASTM - USCS): SM

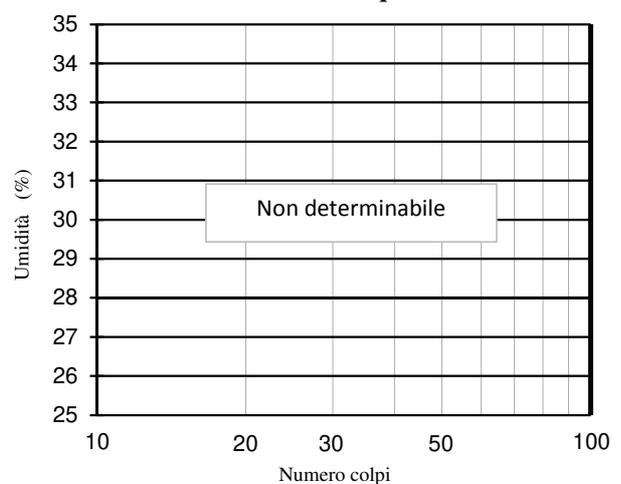
Descrizione tecnica (USCS)

Sabbia limosa

Curva granulometrica



Limite di liquidità



DATA: 8-ago-18



DOCUMENTO DI PROVA

Certificato n° : 9579/18

Committente: Dott. Geol. Cosima Atzori

Data consegna campione: 26/07/18

Progetto : Lavori di ampliamento BHS Aeroporto di Elmas

Sigla del campione : S1C2

Profondità (m dal p.c.): 8,3 - 8-6

ANALISI GRANULOMETRICA - LIMITI DI ATTERBERG - CLASSIFICAZIONE

ASTM D421 D422 D2217 - ASTM 4318 - CNR BU N°23 - CNR UNI 10014 - CNR UNI 10006

Analisi granulometrica eseguita per setacciatura (via umida)

Aperture mm	Pass.cum. %
200,0	100,0
100,0	100,0
71,0	100,0
60,0	100,0
40,0	100,0
20,0	100,0
10,0	100,0
5,0	99,4
2,00	97,3
1,00	92,9
0,400	76,2
0,250	69,7
0,18	65,9
0,075	55,9

Umidità : % 20,2

Indice di consistenza : 0,8

Limiti di consistenza

Limite di liquidità : % 38,4

Limite di plasticità : % 14,9

Indice di plasticità : % 23,5

Classi granulometriche (ASTM)

Contenuto in ciottoli (> 75 mm) : % 0

Contenuto in ghiaia (4,75-75 mm) : % 1

Contenuto in sabbia (0,075-4,75 mm) : % 43

Contenuto in limo + argilla (<0,075mm): % 56

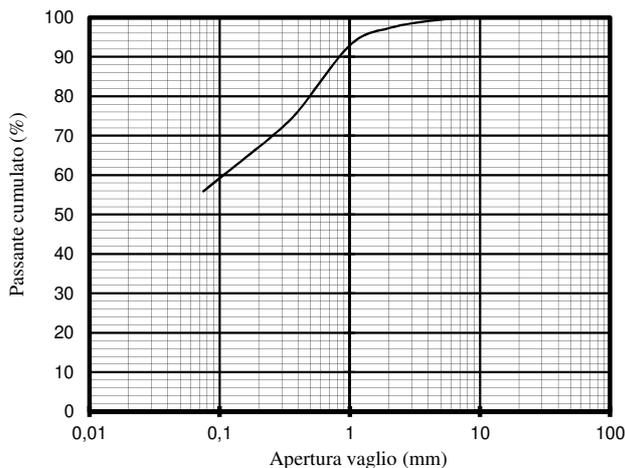
CLASSE (UNI 10006): A6

CLASSE (ASTM - USCS): CL

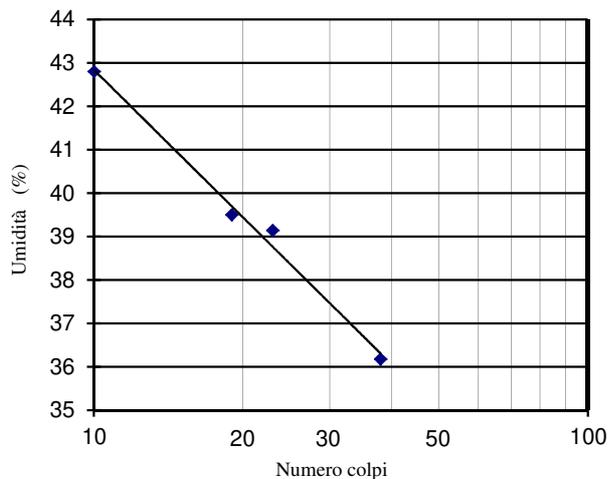
Descrizione tecnica (USCS)

Argilla sabbiosa di bassa plasticità

Curva granulometrica



Limite di liquidità



DATA: 8-ago-18



DOCUMENTO DI PROVARif. Laboratorio : 9577/18Pagina: 1/3Committente: Dott. Geol. Cosima Atzori Data consegna campione: 26/07/18Progetto: Lavori di ampliamento BHS Aeroporto di ElmasSondaggio: S2 Campione: S2C2 Profondità (m dal p.c.): 4,7 - 4,95**PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (IL - incremento di carico controllato)****Raccomandazioni AGI 1994 - esecuzione prove geotecniche****CARATTERISTICHE FISICHE INIZIALI DEL CAMPIONE**

Contenuto d'acqua (%)	<u>22,0</u>
Peso di volume (g/cmc)	<u>1,951</u>
Peso di vol. secco (g/cmc)	<u>1,599</u>
Indice dei vuoti e_0	<u>0,694</u>

Descrizione del campione: Argilla grigia consistente, presenza di clasti e nuclei biancastri carbonaticiApparecchiatura di prova: Edometro a fulcro fissoDimensioni della cella: altezza (mm) 20,00 diametro (mm) 71,45**RISULTATI DELLA PROVA**

press. kPa	cedimento mm	cedimento %	indice dei vuoti	Eed kPa	Cv cmq/sec	k cm/sec
34	0,050	0,250	0,690			
49	0,102	0,510	0,685	5867,9		
98	0,276	1,380	0,671	5597,0	8,03E-04	1,44E-08
196	0,640	3,200	0,640	5304,1	6,77E-04	1,28E-08
392	1,140	5,700	0,597	7580,3	5,40E-04	7,13E-09
783	1,760	8,800	0,545	11910,6	3,49E-04	2,93E-09
1566	2,480	12,400	0,484	19838,3	2,77E-04	1,39E-09

Eed= modulo edometrico, Cv= coefficiente di consolidazione, k= coefficiente di permeabilità

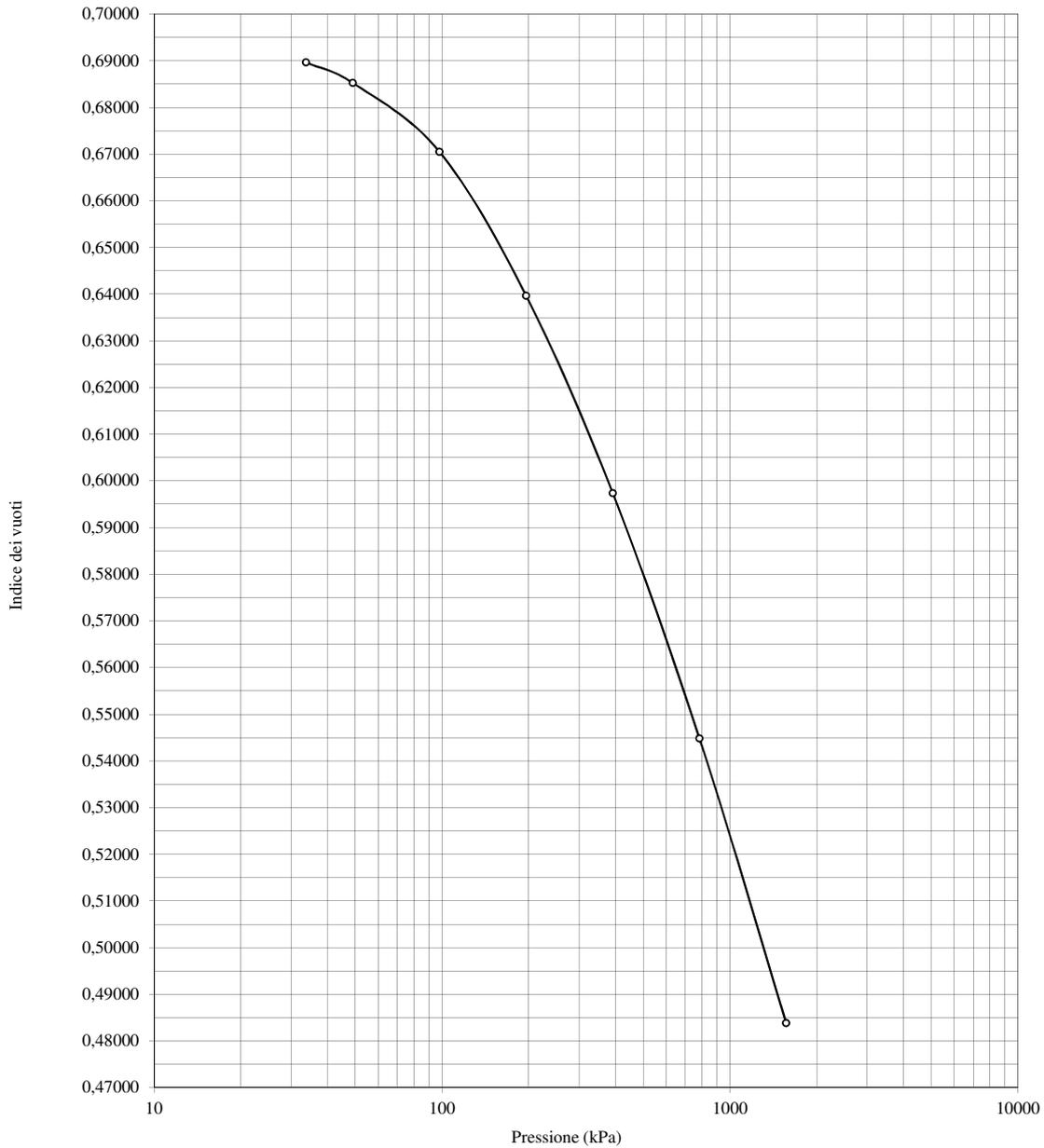
Indice di compressione (Cc): 0,190
Pressione di rigonfiamento (kPa): 30,6DATA: 08/08/18

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Rif. : 9577/18

Pagina: 2/3

CURVA PRESSIONE - INDICE DEI VUOTI



DATA: 08/08/18

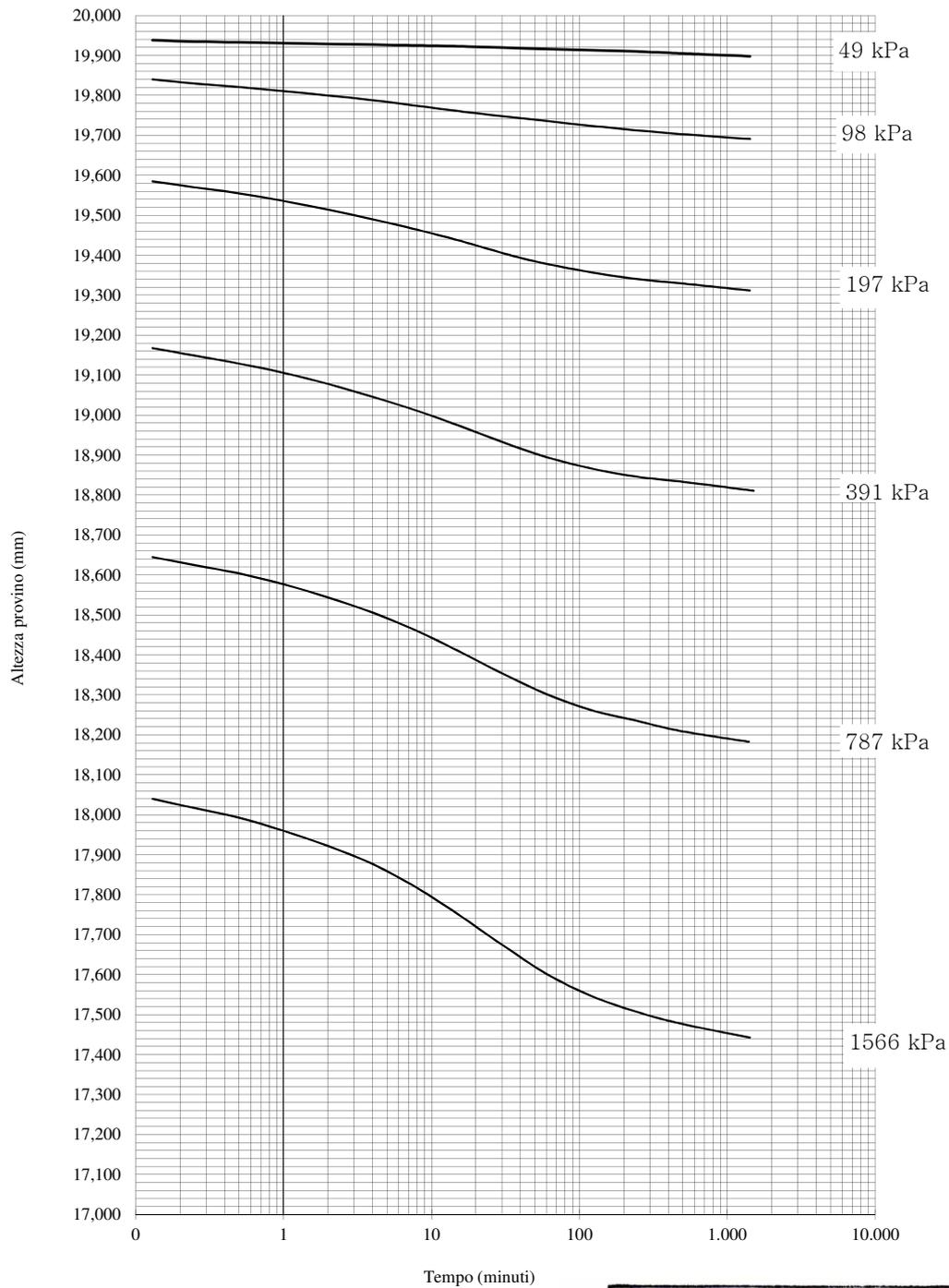
soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Rif. : 9577/18

Pagina: 3/3

CURVE CEDIMENTI-TEMPO



DATA: 08/08/2018



DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 9576/18

Committente: Dott. Geol. Cosima Atzori

Data consegna campione: 26/07/18

Provenienza campione : Lavori di ampliamento BHS Aeroporto di Elmas

Sondaggio : S2

Sigla campione: S2C1

Profondità (m dal p.c.): 2,0 - 2,4

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

ASTM D 3080 - 98 / UNI CEN ISO/TS 17892-10

Descrizione del campione : Argilla grigia con diffuse venature ocracee, molto consistente

Caratteristiche della prova : Consolidata drenata su provini non ricostruiti

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio :

si	no
----	----

Caratteristiche del provino

	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	20,4			
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	1,839	1,886	1,908	1,858

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min	25,0			
Tempo minimo di durata della prova	min	317,5			
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min	0,0189			

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53	103	199	304
Resistenza massima al taglio	kPa	36,4	62,7	95,8	166,9
Deformazione orizzontale alla rottura	%	3,4	11,0	11,1	11,0
Velocità di prova	mm/min	0,0100			

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

ANGOLO DI RESISTENZA AL
TAGLIO
26,74 °

COESIONE
7,4 kPa

Data : 08/08/2018

Pag. : 1/2

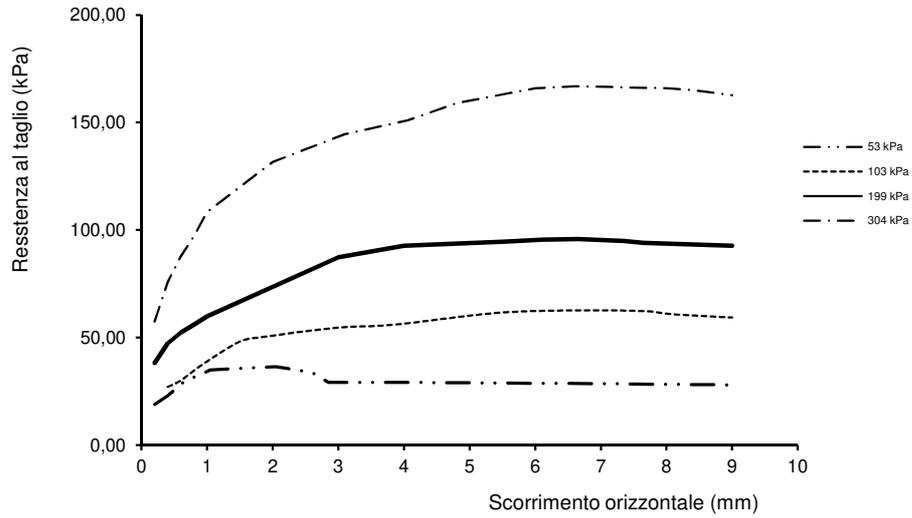
soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

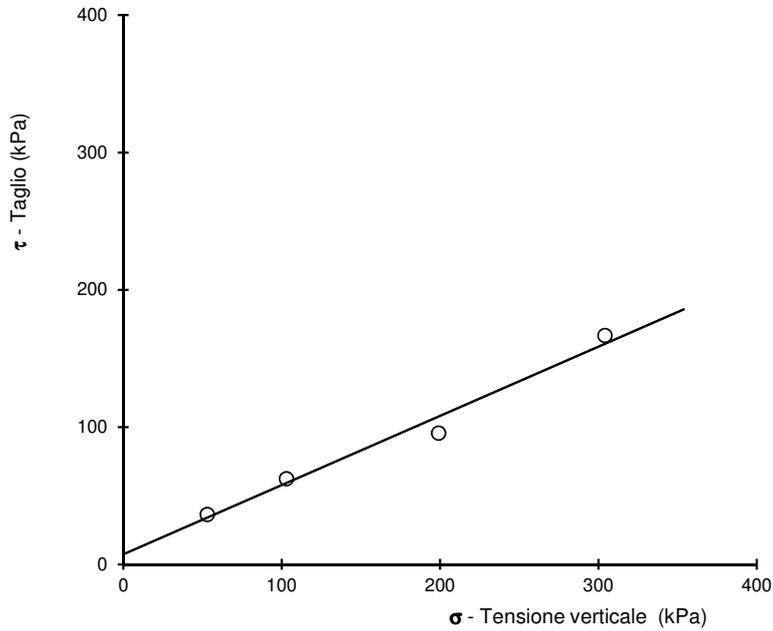
ASTM D 3080 - 98

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

DIAGRAMMA SFORZI - DEFORMAZIONI



INVILUPPO DI ROTTURA



Data : 08/08/2018

Pag. : 2/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 9578/18

Committente: Dott. Geol. Cosima Atzori

Data consegna campione: 26/07/18

Provenienza campione : Lavori di ampliamento BHS Aeroporto di Elmas

Sondaggio : S1

Sigla campione: S1C1

Profondità (m dal p.c.): 3,6 - 4,0

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

ASTM D 3080 - 98 / UNI CEN ISO/TS 17892-10

Descrizione del campione : Argilla grigia con diffuse venature ocracee, molto consistente

Caratteristiche della prova : Consolidata drenata su provini non ricostruiti

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio :

si	no
----	----

Caratteristiche del provino

	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%			18,3	
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	1,957	1,964	1,941	1,976

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min			22,1	
Tempo minimo di durata della prova	min			280,5	
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min			0,0214	

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53	103	199	304
Resistenza massima al taglio	kPa	36,4	79,8	111,7	169,0
Deformazione orizzontale alla rottura	%	15,0	8,3	6,7	7,6
Velocità di prova	mm/min			0,0200	

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO 26,47 °

COESIONE 17,2 kPa
--

Data : 08/08/2018

Pag. : 1/2

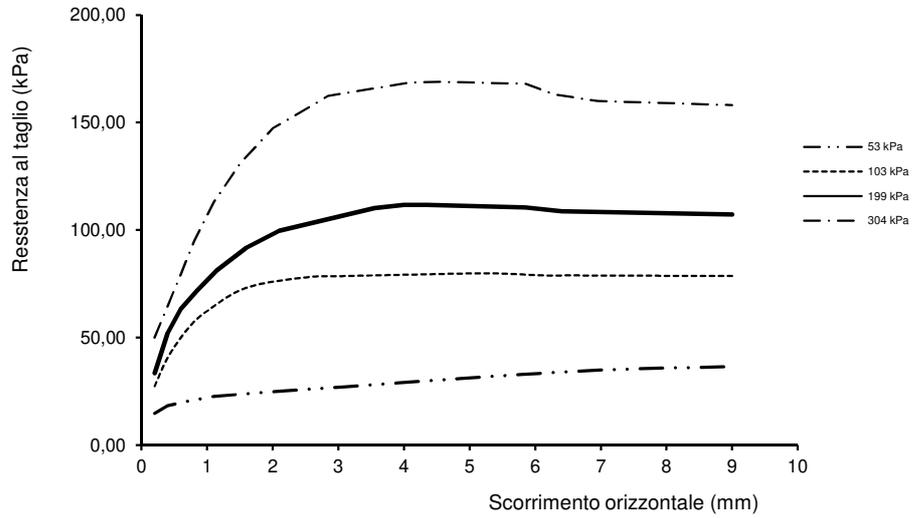
soiltech s.n.c. Laboratorio prove geotecniche Il Responsabile della Sperimentazione Dott. Geol. Paolo Caula

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

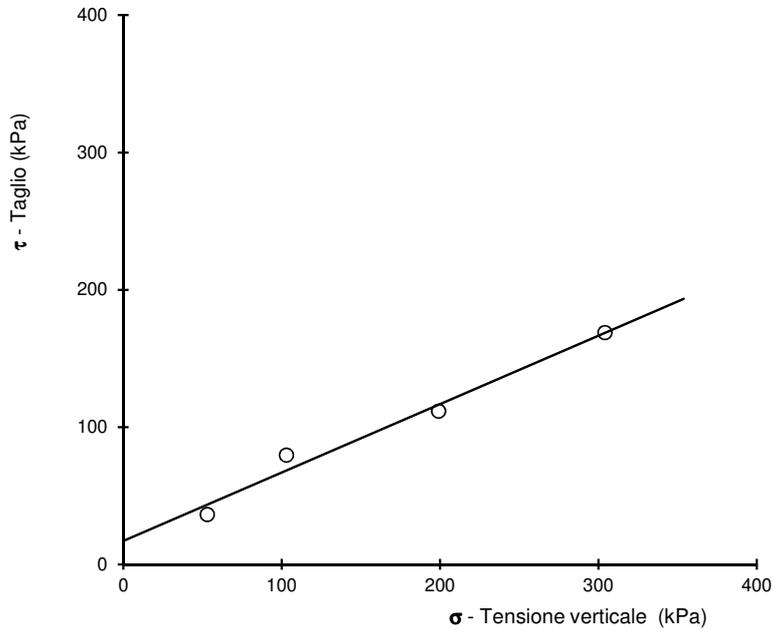
ASTM D 3080 - 98

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

DIAGRAMMA SFORZI - DEFORMAZIONI



INVILUPPO DI ROTTURA



Data : 08/08/2018

Pag. : 2/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

DOCUMENTO DI PROVA

Rif. Lab. : 9580/18

Committente: Dott. Geol. Cosima Atzori

Data consegna campione: 26/07/18

Provenienza campione : Lavori di ampliamento BHS Aeroporto di Elmas

Sondaggio : S1

Sigla campione: S1C2

Profondità (m dal p.c.): 8,3 - 8.6

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

ASTM D 3080 - 98 / UNI CEN ISO/TS 17892-10

Descrizione del campione :

Argilla bruna molto consistente

Caratteristiche della prova :

Consolidata drenata su provini non ricostruiti

Immersione in acqua del provino durante la consolidazione e la fase di taglio :

si	no
----	----

Caratteristiche del provino

	Provino n°	1	2	3	4
Contenuto d'acqua iniziale	%	20,2			
Peso di volume umido iniziale	g/cmc	2,103	2,051	2,033	2,069

DATI DELLA CURVA DI CONSOLIDAZIONE

	Provino n°	1	2	3	4
Tempo al 100% della consolidazione primaria	min	25,0			
Tempo minimo di durata della prova	min	317,5			
Velocità massima di esecuzione calcolata	mm/min	0,0063			

TAGLIO

Tensione verticale applicata	kPa	53	103	199	304
Resistenza massima al taglio	kPa	58,1	71,1	103,9	149,7
Deformazione orizzontale alla rottura	%	5,8	4,7	4,2	4,3
Velocità di prova	mm/min	0,0060			

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PICCO

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO 20,14 °

COESIONE 35,3 kPa
--

Data : 08/08/2018

Pag. : 1/2

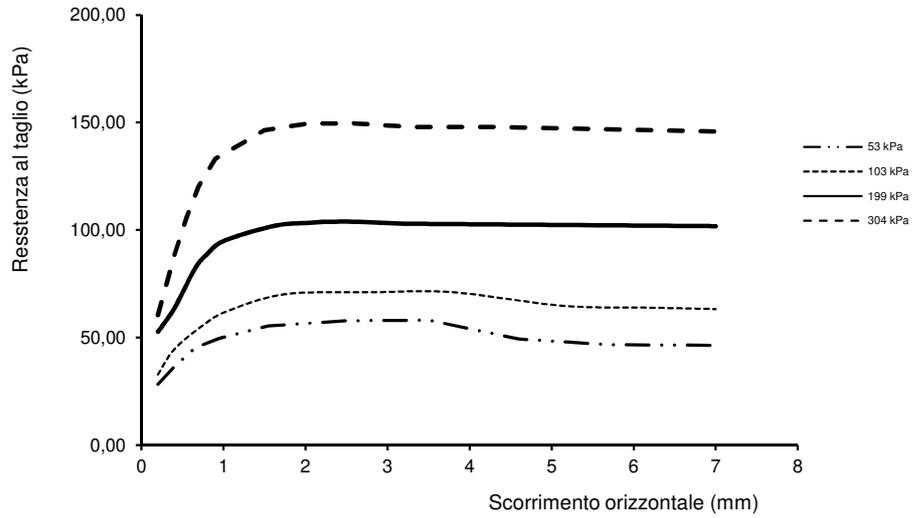
soiltech s.n.c. Laboratorio prove geotecniche Il Responsabile della Sperimentazione Dott. Geol. Paolo Caula

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

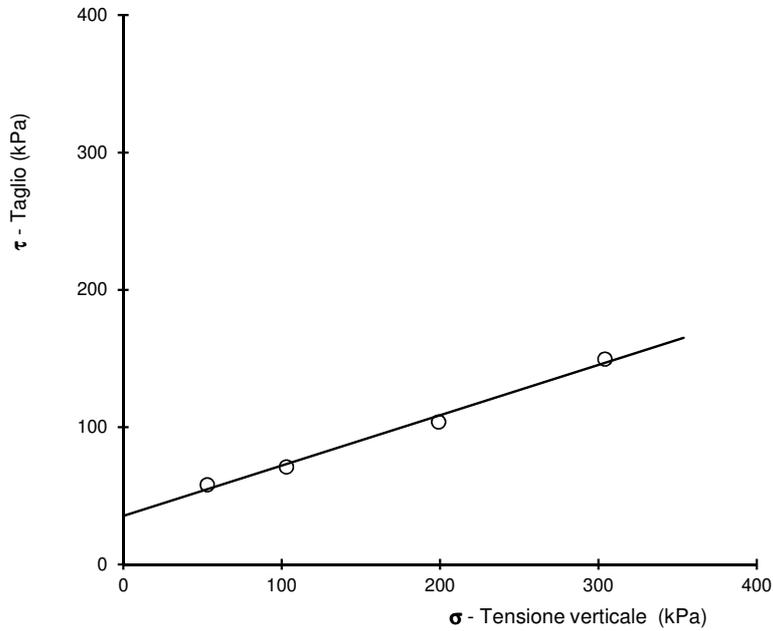
ASTM D 3080 - 98

(Direct Shear Test Under Consolidated Drained Conditions)

DIAGRAMMA SFORZI - DEFORMAZIONI



INVILUPPO DI ROTTURA



Data : 08/08/2018

Pag. : 2/2

soiltech s.n.c.
Laboratorio prove geotecniche
Il Responsabile della Sperimentazione
Dott. Geol. Paolo Caula

ALLEGATO 4

Relazione di calcolo

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamneto alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

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:

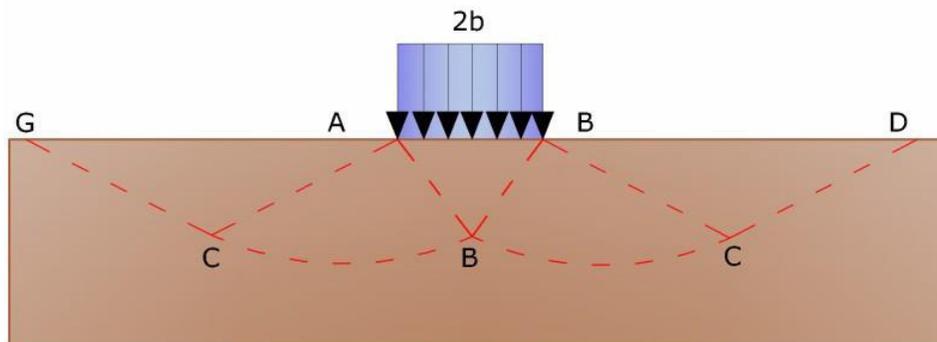
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

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



Meccanismo di rottura di Prandtl

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.

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

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:

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

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 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:

$$tg \varphi_{rid} = 2/3 \times tg \varphi \quad e \quad c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

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

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i 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.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} & \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} & \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

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

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

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

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

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

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

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

dove :

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

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 $D/B < 1$

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

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

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

Fattore di forma:

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

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

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

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

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

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)

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

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

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

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:

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

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 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:

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

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

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

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \cdot \text{sen} \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

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

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

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

Dove:

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

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

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).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ($c = 0$) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B approfondita D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza H non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello mn . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

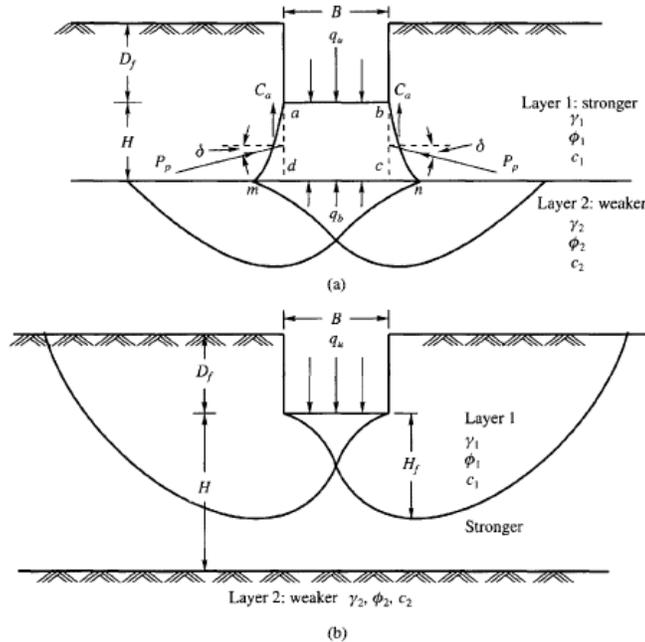


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1

$N_{c2}, N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è molto maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

q_b = carico limite nello strato 2

P_p = spinta passiva

C_a = adesione

δ =inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_p$$

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:

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

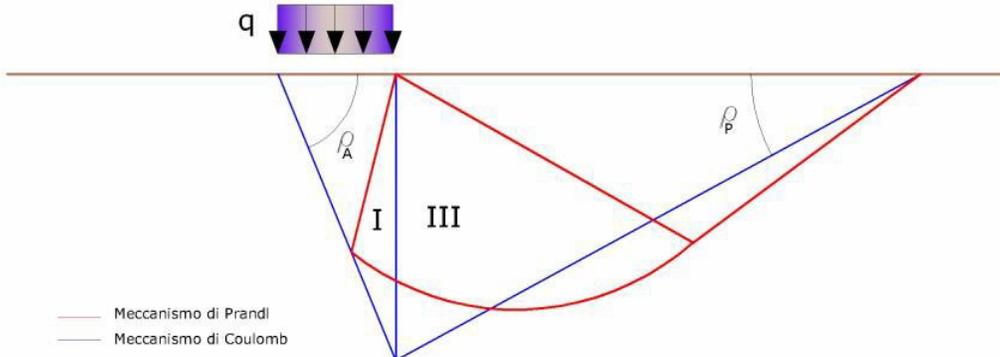
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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:

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

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:

— $\phi = 30^\circ$ $\delta = 15^\circ$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	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 CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d -pressioni agenti alla base della fondazione

R_d -capacità portante di calcolo

γ_{RV} -coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d -azione normale di progetto

$A_{ef} = B_R \cdot L'$ -area ridotta

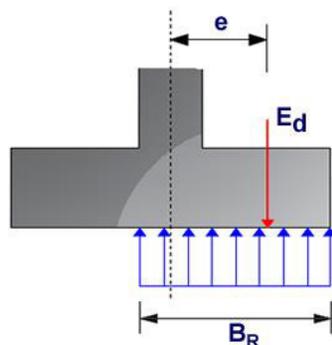
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef} = B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

$e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

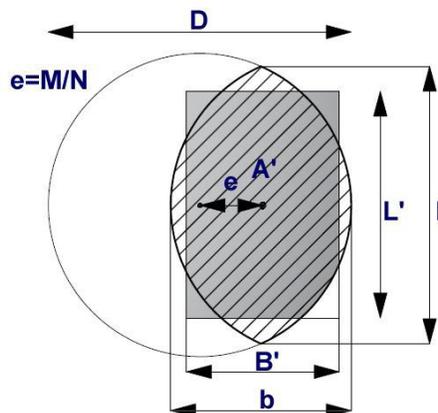
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico

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 dall'utente.

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

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

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

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:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

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:

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

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:

$$k_h = a_{gR} \gamma_I S / (g)$$

a_{gR} : 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).

$$a_g = a_{gR} \gamma_I$$

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

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

EDIMENTI 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:

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

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

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

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

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

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

dove:

- RR Rapporto di ricompressione;
 CR Rapporto di compressione;
 H_0 Spessore iniziale dello strato;

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 E' l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α E' 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.

MODELLO GEOTECNICO 01

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Zona	ELMAS
Larghezza fondazione	2,0 m
Lunghezza fondazione	2,0 m
Profondità piano di posa	1,5 m
Profondità falda	2,0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,05/0,1 m
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,05
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1,5	17,65	19,61	30,0	0,0	0,0	10000,0	10000,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo 0
5,5	20,12	24,52	26,47	7,4	421,0	51289,0	42168,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo A2
1,2	20,69	24,52	35,0	0,0	0,0	9708,0	8139,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo A1
0,4	20,67	24,81	20,14	35,2	0,0	40000,0	35000,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo A4

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

1,4	20,27	25,5	31,0	0,0	0,0	9000,0	8000,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo A3
-----	-------	------	------	-----	-----	--------	--------	-----	-----	-----	-------------

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

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. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	2,3	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	2,3	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	187,67 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	81,6 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 7506,8 kN/m³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	13,47
Fattore [Ng]	1,09
Fattore forma [Sc]	1,41
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,33
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	300,08 kN/m ²
Resistenza di progetto	300,08 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Fattore [Nq]	6,33
Fattore [Nc]	15,97
Fattore [Ng]	4,1
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	330,96 kN/m ²
Resistenza di progetto	330,96 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	13,47
Fattore [Ng]	0,73
Fattore forma [Sc]	1,39
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,19
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,19
Fattore profondità [Dg]	1,0
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	281,99 kN/m ²
Resistenza di progetto	281,99 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	13,47
Fattore [Ng]	2,11
Fattore forma [Sc]	1,41
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,33
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	311,29 kN/m ²
Resistenza di progetto	311,29 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	13,47
Fattore [Ng]	1,46
Fattore forma [Sc]	1,39
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,32
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
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	302,9 kN/m ²
Resistenza di progetto	302,9 kN/m ²

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	10,18
Carico limite strato 2 (qb)	7974,69 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	3797,78 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	2315,5 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	0,05
Carico limite	3797,78 kN/m ²
Resistenza di progetto	3797,78 kN/m ²

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,57
Fattore forma [Sc]	1,36
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,0

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	196,71 kN/m ²
Resistenza di progetto	85,53 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	4,42
Fattore [Nc]	12,81
Fattore [Ng]	2,52
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	220,18 kN/m ²
Resistenza di progetto	95,73 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,38
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,17
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,17
Fattore profondità [Dg]	1,0
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	187,67 kN/m ²
Resistenza di progetto	81,6 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	1,29
Fattore forma [Sc]	1,36
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,0

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	204,62 kN/m ²
Resistenza di progetto	88,97 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,77
Fattore forma [Sc]	1,35
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,26
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
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	198,77 kN/m ²
Resistenza di progetto	86,42 kN/m ²

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	10,18

Carico limite strato 2 (qb)	7974,69 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	3797,78 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	2315,5 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	0,05

Carico limite	3797,78 kN/m ²
---------------	---------------------------

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Resistenza di progetto 1651,21 kN/m²

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,57
Fattore forma [Sc]	1,36
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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 196,71 kN/m²
Resistenza di progetto 85,53 kN/m²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	4,42
Fattore [Nc]	12,81
Fattore [Ng]	2,52
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 220,18 kN/m²
Resistenza di progetto 95,73 kN/m²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,38
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,17
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,17
Fattore profondità [Dg]	1,0
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

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Carico limite	187,67 kN/m ²
Resistenza di progetto	81,6 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	1,29
Fattore forma [Sc]	1,36
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	204,62 kN/m ²
Resistenza di progetto	88,97 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,77
Fattore forma [Sc]	1,35
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,26
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
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	198,77 kN/m ²
Resistenza di progetto	86,42 kN/m ²

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	10,18
Carico limite strato 2 (qb)	7974,69 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	3797,78 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	2315,5 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	0,05
=====	
Carico limite	3797,78 kN/m ²
Resistenza di progetto	1651,21 kN/m ²
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	63,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15,0
Distanza 0,02	m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	0,159 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4,25	69,639	8,172	Edometrico	0,1066	--	0,1066
3	7,6	118,928	1,969	Edometrico	0,029	--	0,029
4	8,4	130,756	1,555	Edometrico	0,0018	--	0,0018
5	9,3	144,742	1,227	Edometrico	0,0215	--	0,0215

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

MODELLO GEOTECNICO 02

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Zona	ELMAS
Larghezza fondazione	2,0 m
Lunghezza fondazione	2,0 m
Profondità piano di posa	1,2 m
Profondità falda	2,5
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,05/0,1 m
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,05
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1,2	17,65	19,61	30,0	0,0	0,0	10000,0	10000,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo 0
1,0	20,12	24,52	26,47	7,4	421,0	51289,0	42168,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo A2
1,2	20,69	24,52	35,0	0,0	0,0	9708,0	8139,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo A1
3,9	20,12	24,52	26,47	7,4	421,0	51289,0	42168,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo A2
2,7	20,27	25,5	31,0	0,0	0,0	9000,0	8000,0	0,0	0,0	0,0	Litotipo A3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

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. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	2,3	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	2,3	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	164,52 kN/m²
Resistenza di progetto [Rd]	71,53 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	--

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6580,72 kN/m³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	13,47
Fattore [Ng]	1,09
Fattore forma [Sc]	1,41
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,33
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	262,92 kN/m ²
Resistenza di progetto	262,92 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,33
Fattore [Nc]	15,97
Fattore [Ng]	4,1
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	305,61 kN/m ²
Resistenza di progetto	305,61 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	13,47
Fattore [Ng]	0,73
Fattore forma [Sc]	1,39
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,19
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,19
Fattore profondità [Dg]	1,0
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

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Carico limite	249,46 kN/m ²
Resistenza di progetto	249,46 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	13,47
Fattore [Ng]	2,11
Fattore forma [Sc]	1,41
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,33
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	275,65 kN/m ²
Resistenza di progetto	275,65 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	5,49
Fattore [Nc]	13,47
Fattore [Ng]	1,46
Fattore forma [Sc]	1,39
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,32
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
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	267,15 kN/m ²
Resistenza di progetto	267,15 kN/m ²

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	10,18
Carico limite strato 2 (qb)	2609,76 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	3790,43 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	421,0 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	0,05
=====	
Carico limite	3006,24 kN/m ²
Resistenza di progetto	3006,24 kN/m ²
=====	

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,57
Fattore forma [Sc]	1,36
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	171,28 kN/m ²
Resistenza di progetto	74,47 kN/m ²
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	4,42
Fattore [Nc]	12,81
Fattore [Ng]	2,52
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	201,8 kN/m ²
Resistenza di progetto	87,74 kN/m ²
=====	

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,38
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,17
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,17
Fattore profondità [Dg]	1,0
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	164,52 kN/m ²
Resistenza di progetto	71,53 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	1,29
Fattore forma [Sc]	1,36
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	180,26 kN/m ²
Resistenza di progetto	78,37 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,77
Fattore forma [Sc]	1,35
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,26
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Fattore forma [Sg]	0,7
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	174,01 kN/m ²
Resistenza di progetto	75,66 kN/m ²

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	10,18

Carico limite strato 2 (qb)	2609,76 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	3790,43 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	421,0 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	0,05

Carico limite	3006,24 kN/m ²
Resistenza di progetto	1307,06 kN/m ²

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,57
Fattore forma [Sc]	1,36
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	171,28 kN/m ²
Resistenza di progetto	74,47 kN/m ²

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	4,42
Fattore [Nc]	12,81
Fattore [Ng]	2,52
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	201,8 kN/m ²
Resistenza di progetto	87,74 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,38
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,17
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,17
Fattore profondità [Dg]	1,0
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	164,52 kN/m ²
Resistenza di progetto	71,53 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	1,29
Fattore forma [Sc]	1,36
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	180,26 kN/m ²
Resistenza di progetto	78,37 kN/m ²

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	3,92
Fattore [Nc]	10,94
Fattore [Ng]	0,77
Fattore forma [Sc]	1,35
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,26
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
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	174,01 kN/m ²
Resistenza di progetto	75,66 kN/m ²

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	10,18

Carico limite strato 2 (qb)	2609,76 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	3790,43 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	421,0 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	0,05

Carico limite	3006,24 kN/m ²
Resistenza di progetto	1307,06 kN/m ²

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	94,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	15,0
Distanza,0,02	m
Angolo	243,66 °
Cedimento totale	0,837 cm

092018_R.GEO_00

Relazione sulle indagini geognostiche - Relazione Geologica - Relazione Geotecnica

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1,7	31,24	68,294	Edometrico	0,162	--	0,162
3	2,8	51,921	34,626	Edometrico	0,5105	--	0,5105
4	5,35	89,439	8,042	Edometrico	0,0744	--	0,0744
5	8,65	139,315	2,674	Edometrico	0,0902	--	0,0902