

ITINERARIO

TRAPANI - MAZARA DEL VALLO

VARIANTE ALLA S.S.115 "SUD OCCIDENTALE SICULA"
DALLO SVINCOLO "BIRGI" SULLA A29/DIR AL COLLEGAMENTO ALLA S.S. 115 AL KM 48+000
1° STRALCIO FUNZIONALE MARSALA SUD - MAZARA DEL VALLO

PROGETTO DEFINITIVO

COD. PA757

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Ing. Antonio Scalamandrè
Ordine ing. di Frosinone n. 1063

GEOLOGO:

Dott. Flavio Capozucca
Ordine geologi del Lazio n. 1599

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Arch. Roberto Roggi

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Luigi Mupo

GEOTECNICA

Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

D **P** **P** **A** **0** **7** **5** **7** **D** **2** **2**

NOME FILE

P00GE00GETRE01_A

CODICE
ELAB.

P **0** **0** **G** **E** **0** **0** **G** **E** **T** **R** **E** **0** **1**

REVISIONE

A

SCALA:

-

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	Gennaio 2022			Scalamandrè
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE	4
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	4
2.2	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE	7
4.1	CAMPAGNA INDAGINI 2003	7
4.2	CAMPAGNA INDAGINI 2012	8
4.3	PROVE DI LABORATORIO	9
4.4	LIVELLI DI FALDA	11
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
5.1	MATERIALI INCOERENTI	12
5.1.1	DETERMINAZIONE DELLA DENSITÀ RELATIVA	12
5.1.2	DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO	13
5.1.3	DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ	14
5.1.3.1	Moduli elastici "operativi"	15
5.1.4	COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'	16
5.2	MATERIALI A GRANA FINE	16
5.2.1	CLASSIFICAZIONE	17
5.2.2	STATO INIZIALE DEL DEPOSITO	17
5.2.3	RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE	18
5.2.4	RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI CONDIZIONI DRENATE	19
5.2.5	DEFORMABILITA'	19
5.2.5.1	Parametri di deformabilità e di consolidazione da prove edometriche	19
5.2.5.2	Moduli elastici iniziali	19
5.2.6	COEFFICIENTI DI PERMEABILITA'	19
5.3	ROCCE TENERE	19
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	22

6.1	DEPOSITI ALLUVIONALI AR	22
6.2	SABBIE SA	24
6.3	CALCARENITI COMPATTE CA1	28
6.4	CALCARENITI DEBOLMENTE CEMENTATE CA2	32
6.5	ARGILLE SABBIOSE AP	39
6.6	PARAMETRI RIASSUNTIVI DEI LITOTIPI	42
7	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE	44
7.1	RILEVATI E TRINCEE	44
7.1.1	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	44
7.1.2	SCOTICO E BONIFICA	45
7.1.3	STIMA DEL POTENZIALE DEI CEDIMENTI	45
7.1.4	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEI RILEVATI	46
7.1.4.1	CRITERI DI VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE	46
7.1.4.2	CRITERI DI VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE	47
7.1.4.3	RISULTATI DELLE ANALISI	48
7.2	VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO	49
7.3	VERIFICHE GALLERIA ARTIFICIALE	49
7.4	VERIFICHE FONDAZIONI VIADOTTO SOSSIO	50
7.5	VERIFICHE DI FONDAZIONE CAVALCAVIA	50
8	PROBLEMATICHE GEOTECNICHE LEGATE ALLA PRESENZA DI CAVITA'	51
8.1	STIMA DELLO SPESSORE MINIMO DI COPERTURA DELLE CAVITÀ NECESSARIO PER LA STABILITÀ	51

1 PREMESSA

La Relazione Geotecnica in oggetto è parte integrante del Progetto Definitivo relativo al tratto conclusivo del progetto della variante alla SS 115 "Sud Occidentale Sicula" nel tratto Trapani - Mazara del Vallo, compreso tra lo svincolo "Birgi" sulla A29/dir e il collegamento alla SS.115 al Km 48+000 (1° stralcio funzionale Marsala Sud - Mazara del Vallo), ovvero quello che si sviluppa dal futuro Svincolo di Marsala Sud (con annesso raccordo con lo Scorrimento Veloce - VL01), fino a Mazara del Vallo.

Il progetto prevede l'adeguamento della sede stradale esistente alla categoria extraurbana di tipo C.

Il tracciato in oggetto, di circa 16,5 km, interessa i comuni di Marsala, Petrosino e Mazara del Vallo.

Le principali opere in progettazione sono costituite da 1 viadotto, da 1 galleria artificiale; 7 cavalcavia e 5 sottovia.

La Relazione Geotecnica Generale, sulla base delle caratteristiche geologiche e idrogeologiche riportate nella Relazione Geologica allegata al progetto, definisce la caratterizzazione geotecnica dei parametri fisico-meccanici e le scelte geotecnico-progettuali relative alle opere di competenza.

Essenzialmente lo studio è stato articolato sui seguenti aspetti:

- Investigare i terreni di imposta delle principali opere d'arte per progettare le fondazioni;
- Investigare i terreni interessati dalla messa in opera dei rilevati con particolare riguardo ai problemi di consolidazione degli stessi;
- Investigare i terreni interessati dalla realizzazione di trincee con particolare riguardo ai problemi di stabilità delle scarpate.

2 DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE

2.1 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [1] Relazione Geologica;
- [2] Monografie sondaggi e prove SPT in foro (2003);
- [3] Certificati di laboratorio, indagini sismiche e georadar (2003);
- [4] Documentazione indagini geognostiche e prove di laboratorio (2012);
- [5] Planimetria ubicazione indagini geognostiche;
- [6] Carta geologica;
- [7] Profilo geologico;
- [8] Profilo geotecnico;
- [9] Planimetria sismica.

2.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [1] Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). "Norme Tecniche riguardanti le indagini su terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- [2] Istruzioni relative alle "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
- [3] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018
- [4] EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"
- [5] Part 1: General rules
- [6] Part 2: Standards for laboratory testing
- [7] Part 3: Standards for field testing.
- [8] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) - Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche
- [9] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1994) - Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio
- [10] Pasqualini E. "Standard Penetration Test SPT" (1983), Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo, Atti Istituto Scienza delle Costruzioni n. 608.
- [11] Hoek, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstrac s. 12 (3), 227-229.
- [12] Marinos. P, and Hoek, E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Accep ed for publication in the Bulletin of the International Association of Engineering Geologists.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

La Sicilia occupa un settore del Mediterraneo centro-occidentale ed è un segmento del sistema alpino che si sviluppa lungo il limite di placca Africa-Europa.

Recenti indagini (Catalano et al., 1998 a, b; 2000 a, b) indicano che la catena siciliana (con l'esclusione dell'elemento calabro-peloritano) è caratterizzata da occidente ad oriente dalla sovrapposizione di corpi pellicolari derivanti dalla deformazione di originari domini meso-cenozoici di mare profondo (Sicilide, Imerese e Sicano) e delle loro coperture neogeniche, su un cuneo, spesso 8-9 km, di unità tettoniche derivanti dalla deformazione dell'originario dominio di piattaforma carbonatica. Il cuneo tettonico, così formato, poggia a sua volta sull'avampaese non deformato che affiora nel Plateau Ibleo e si continua nel Canale di Sicilia (avampaese ibleo-pelagiano).

Facendo specifico riferimento alla Sicilia occidentale, l'edificio tettonico mostra, dal basso:

- un cuneo spesso 7-8 km di scaglie di piattaforma carbonatica mesocenozoica (Unità Panormidi, Trapanese-Saccensi);
- un complesso spesso da 1 a 3 km di rocce carbonatiche e clastiche di bacino del Giurassico sup.- Miocene medio (Unità PrePanormidi) che sovrascorrono le Unità Trapanesi;
- successioni del Tortoniano sup.-Pleistocene medio che riempiono bacini sintettonici.

La ricostruzione dei movimenti reciproci tra mare e terre emerse, ricavata anche dallo studio delle successioni sedimentarie plio-pleistoceniche, mostra che la Sicilia occidentale doveva essere totalmente sommersa a partire dal Pliocene inferiore, come testimoniato dalla sedimentazione dei trubi. Alla fine del Pliocene inferiore, il passaggio a sedimenti sabbiosi o ad intercalazioni di sedimenti frantati negli stessi trubi è indice del sollevamento e dell'emersione di vaste aree, a causa di una fase tettonica compressiva indicata con il termine "Orogenesi medio-pliocenica", messa in evidenza dalla deformazione che subiscono i depositi a partire da quelli del Pliocene inferiore e più antichi. A questa fase in Sicilia sud-occidentale segue un periodo di quiete orogenica che dura fino all'inizio del Pleistocene inferiore, testimoniata dalla presenza della Formazione Marnoso-arenacea della valle del Belice, mentre nella Sicilia nord-occidentale la mancanza delle successioni nell'intervallo di tempo tra il Pliocene superiore e il Pleistocene inferiore suggerisce che, probabilmente, in quel periodo quell'area sia stata soggetta ad una più intensa erosione a causa di intense attività tettoniche. Nel Selinuntiano medio la quiete orogenica termina ed inizia una lenta regressione cui segue un collasso, un'ampia invasione marina, e infine una deposizione di sedimenti (Calcarene di Marsala) inizialmente di mare basso ma successivamente di ambiente più profondo. Successivamente, soprattutto nella Sicilia sud-occidentale, si verifica una nuova fase tettonica seguita da una lunga fase di quiete caratterizzata da un processo di peneplanazione della fascia costiera (Regressione Romana). A partire dal Crotoniano il livello del mare comincia a subire oscillazioni rapide e di notevole ampiezza, legate a fasi di espansione o di ritiro delle calotte glaciali (movimenti eustatici legati alle glaciazioni), ma anche a movimenti di sollevamento del suolo, testimoniati dalla presenza di depositi terrazzati a quote elevate (fino a 500 m) (Cosentino et al., 2008).

Dal punto di vista stratigrafico le sequenze dei terreni affioranti nella zona indagata sono rappresentate da rocce essenzialmente carbonatiche e, a partire dall'Oligocene inferiore, da depositi prevalentemente terrigeni. In discordanza su tali terreni, si sovrappone una formazione calcarenitica nota come "Calcarenite di Marsala". Questa formazione, costituita inferiormente da depositi di mare basso e superiormente talora da sedimenti di facies circa-litorale è deposta secondo una monoclinale inclinata di almeno 10° ed immersa verso SW, in relazione alla linea di costa del Siciliano. La "Calcarenite di Marsala" è costituita da clasti prevalentemente calcarei monometrici, di colore che va dal bianco al giallo al rossiccio, con scarsa presenza di fossili, intercalati da lenti sabbioso-argillose. La parte superiore, generalmente più compatta e ben cementata, viene ancora oggi cavata per la produzione di concii da costruzione.

La sedimentazione della Calcarenite di Marsala termina, alla fine del Pleistocene inferiore, a causa di una generale emersione che prelude alla "Regressione Romana". L'analisi delle strutture tettoniche presenti nella Sicilia Nord-occidentale mette in risalto una fase tettonica più antica che coinvolge i depositi miocenico pliocenici e ed una successiva fase che interessa anche i depositi quaternari. I sistemi di pieghe più evidenti assumono un orientamento prevalentemente NE-SW e, verso nord tendono a disporsi in direzione E - W. I depositi quaternari assumono invece una giacitura generalmente sub-orizzontale, dovuta essenzialmente alle fasi tettoniche post-siciliane, che causano un generale sollevamento dell'area.

La carta geologica, limitatamente all'area interessata direttamente dal tracciato in oggetto mostra la presenza della Calcarenite di Marsala, che poggia in discordanza sulla Formazione marnoso-arenacea della Valle del Balice, aventi spessori notevoli (superiori spesso ai 500 m e fino a 1.500 m), trattandosi dei depositi di colmamento di una depressione tettonica di vaste dimensioni che interessa la struttura geologica profonda caratteristica di tutta l'area Trapanese. Si riporta di seguito una breve descrizione geologica delle Formazioni interessate;

- **FORMAZIONE MARNOSO-ARENACEA DELLA VALLE DEL BELICE** - Depositi terrigeni pelitico-arenacei in strati di spessore decimetrico, nei quali si riscontrano, talora, intercalazioni torbiditiche e slumpings. La fauna è caratterizzata dalla presenza di foraminiferi e ostracodi. (PLIOCENE SUPERIORE);
- **CALCARENITE DI MARSALA** - Calcarenite inferiormente tenera, giallastra, con lenti sabbioso argillose, superiormente più compatta, scarsamente fossilifera (la fauna è caratterizzata dalla presenza di anellidi e lamellibranchi). Generalmente di colore giallo chiaro, con rari livelli argilloso-sabbiosi di spessore decimetrico. (PLEISTOCENE INFERIORE - Emiliano II - Siciliano).

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la ricostruzione del modello geotecnico interessato dal tracciato sono state prese in considerazione le indagini realizzate durante la progettazione preliminare del 2003 e le indagini effettuate nella fase di progettazione definitiva del 2013.

4.1 CAMPAGNA INDAGINI 2003

Le indagini della campagna geognostica relative al progetto preliminare sono state eseguite dalla società VAMIR Geologia ed Ambiente s.a.s. di Palermo e riguardavano anche il lotto precedente a quello in progetto. Relativamente a quest'ultimo, le indagini di interesse sono:

- n. 11 sondaggi geognostici verticali eseguiti a carotaggio continuo, con esecuzione di prove SPT in foro e prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 7 sondaggi eseguiti a distruzione di nucleo finalizzati alla definizione della sequenza stratigrafica delle litologie intercettate;
- n. 42 prove penetrometriche SPT;
- n. 20 prelievi di campioni (tra indisturbati e rimaneggiati), sia su terre che litoidi da sottoporre a prove di laboratorio geotecnico;
- n. 2 piezometri tipo Casagrande (nei sondaggi S20 e S22);
- n. 78 prospezioni sismiche a rifrazione;
- n. 78 rilievi georadar in 13 diverse aree lungo il tracciato.

Sigla	Tipo carotaggio	Quota m s.l. m	Profondità m	Prove SPT	Piezometri	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati
S19	continuo	88,5	30	5	-	2	-
S20	continuo	76,5	20	5	si	3	1
S21	continuo	76,4	21	5	-	1	1
S22	continuo	74,0	20	5	si	2	-
S23	continuo	47,9	25	6	-	2	1
S24	continuo	40,4	25	6	-	2	-
S25	continuo	43,9	10	3	-	3	-
S26	continuo	25,8	10	3	-	1	1
S27	continuo	22,2	11	3	-	1	-
S28	continuo	21,0	15	3	-	-	-
S29	continuo	20,8	15	3	-	-	-
SD30	a distruzione	48,1	10	-	-	-	-
SD31	a distruzione	48,1	10	-	-	-	-
SD32	a distruzione	40,4	10	-	-	-	-
SD33	a distruzione	44,8	10	-	-	-	-
SD34	a distruzione	44,8	10	-	-	-	-
SD35	a distruzione	44,8	15	-	-	-	-
SD36	a distruzione	52,1	10	-	-	-	-

Tabella 4.1 - sondaggi 2003

Per le prove di laboratorio realizzate si rimanda al paragrafo 4.3.

4.2 CAMPAGNA INDAGINI 2012

Nel 2012 è stata eseguita un'apposita campagna di indagine geognostica con l'obiettivo di definire in maniera più dettagliata il modello geotecnico di riferimento per la stesura del progetto definitivo effettuata dalla Geomerid s.r.l.

La campagna geognostica è stata così articolata:

- n° 11 sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- n° 5 sondaggi a distruzione di nucleo;
- 2 prove penetrometrie dinamiche SPT;
- n° 11 prelievi di campioni sia di terre che lapidei;
- n. 5 videoispezioni in foro, nei sondaggi contrassegnati dalla lettera T;
- n. 2 prove dilatometriche in foro (S5 - 12);
- n.1 indagine sismica down-hole (S1 - 12);
- n.2 prove di permeabilità di tipo Lugeon (S4 - 12);
- n.1 prova di permeabilità di tipo Lefranc (S6 - 12).

Sigla	Tipo catotaggio	Quota m s.l.m	Profondità m	Prove in foro	Piezometri	Campioni indisturbati	Campioni rimaneggiati
S1_12	continuo	27,2	30	DH	-	3	-
S1_12 bis	continuo	28,3	25	2 SPT	x	2	-
S2_12	continuo	47,2	9	-	-	1	1
S3_12	continuo	45,7	15	-	x	1	-
S4_12	continuo	20,3	10	Lugeon	-	2	-
S5_12	continuo	23,3	10	2 DL	-	1	-
S6_12	continuo	21,1	10	Lefranc	-	1	-
S7_12-T	continuo	41,6	15	-	-	-	-
S8_12-T	continuo	45,6	15	-	-	-	-
S9_12-T	continuo	47,5	15	-	-	-	-
S10_12-T	continuo	59,5	15	-	-	-	-
S11_12-T	continuo	39,7	10	-	-	-	-
ST01	a distruzione	42,7	11	-	-	-	-
ST05	a distruzione	44,6	10	-	-	-	-
ST08	a distruzione	54,4	6	-	-	-	-
ST9A	a distruzione	41,0	10	-	-	-	-
ST09B	a distruzione	41,4	10	-	-	-	-

Tabella 4.2 - Indagini 2012

Durante la realizzazione dei sondaggi, oltre al prelievo di campioni indisturbati, su terre e rocce, per le analisi di laboratorio, sono state effettuate prove SPT all'interno dei terreni sabbiosi per la determinazione dell'angolo di attrito interno e del grado di addensamento.

4.3 PROVE DI LABORATORIO

Per le prove di laboratorio si è proceduto suddividendo i campioni prelevati nelle terre e quelli su spezzoni di roccia.

Complessivamente, durante le 2 campagne di indagini, per il tratto in progetto, sono stati prelevati 13 campioni sulle terre di cui n° 11 campioni indisturbati e n° 2 rimaneggiati. Le tipologie di analisi eseguite sono le seguenti:

- determinazione dei parametri fisici;
- analisi granulometriche;
- limiti di Atterberg;
- prova triassiale UU e CiU;
- prova di taglio diretto;
- prova ad espansione laterale libera ELL.

Sigla	Campio- ne	Profon- dità campio- ne m da p.c.	Analisi granu- lometri- ca	Limiti di Atter- berg	Prova di Taglio diretto	Prova Triassiale UU	Prova Triassia- le CiU	Prova ELL
S19	CI1	9,7	x	-	x	-	-	x
S19	CI2	25,2	x	-	x	-	-	x
S20	CR1*	4,9	x	-	-	-	-	-
S20	CI1	5,2	x	-	-	-	-	-
S20	CI2	10,2	x	-	-	-	-	x
S20	CI3	15,2	x	-	-	x	x	-
S21	CI1	19,7	x	-	-	x	x	-
S21	CR1*	3,5	x	-	-	-	-	-
S1_12	CI1		x	-	-	x	-	-
S1_12	CI2		x	-	-	-	-	-
S1_12	CI3		x	-	-	x	-	-
S1_12 bis	CI1		x	-	-	-	-	-
S1_12 bis	CI2		x	x	-	x	-	-

*Campioni rimaneggiati

Tabella 4.3 - Prove di laboratorio terre

Per quanto riguarda i campioni litoidi, sono state eseguite, dove possibile:

- -determinazione dei parametri fisici;
- -analisi granulometriche;
- -prove a compressione semplice.

Durante la campagna di indagine geognostica del 2012, sono stati prelevati 8 spezzoni di roccia dalle pareti affioranti nelle aeree di cave e 6 di questi sono stati sottoposti a prove di compressione semplice come i campioni litoidi prelevati dai sondaggi e riportati in Tabella 4.4.

Sigla	Campione	Profondità campione m da p.c.	Analisi gra- nulometrica	Caratteristi- che fisiche	Prova a compressio- ne semplice
S22	CL1	2,0		x	x
S22	CL2	5,0		x	x
S23	CR1	2,6	x	x	-
S23	CL1	5,9		x	x
S23	CL2	10,3		x	-
S24	CL1	3,2		x	x
S24	CL2	3,6		x	x
S25	CL1	1,9		x	-
S25	CL2	2,2		x	x
S25	CL3	7,9		x	x
S26	CR1	7,7	x		-
S26	CL2	9,1		x	x
S27	CL1	3,6		x	x
S2_12	CL1	5,4			x
S3_12	CL1	13,1			x
S4_12	CL1	2,6			x
S5_12	CL1	3,8			x
S6_12	CL1	9,9			x

Tabella 4.4 - Prove di laboratorio rocce

Sigla	Profondità da p. c. m	Prova a compressio- ne DL
C3	21,0	x
C4	21,3	X
C5	21,0	x
C6	22,0	x
C7	21,6	x
C8	21,2	x

Tabella 4.5 - Prove di laboratorio su spezzoni di roccia

4.4 LIVELLI DI FALDA

Durante la campagna d' indagini geognostiche del 2003, nel periodo autunnale, è stata rilevata la falda nei sondaggi S20 e S22 rispettivamente alle profondità di 6,15 m e 14,50m da piano campagna. Nel tratto iniziale, infatti, sono presenti le sabbie per uno spessore compreso tra gli 8m e i 10m. Non si dispone di un periodo di monitoraggio significativo per valutare l'eventuale escursione della falda.

Si tratta, comunque, di una falda di base piuttosto estesa che si trova nel complesso calcarenitico e quindi presumibilmente soggetta a modeste oscillazioni stagionali. E' inoltre da considerare che nel tempo, per motivi sia antropici sia climatici, la falda si possa essere attestata a quote leggermente inferiori a quelle misurate nel 2003. Pertanto, allo stato attuale le letture disponibili si possono ritenere sufficientemente attendibili. Anche la misura dell'acqua nei pozzi limitrofi alla zona iniziale (ottobre 2019) sembra confermare tali letture.

Naturalmente un discorso a parte riguarda la valle del fiume Sossio; nel sondaggio S1_12 il livello di falda è stato misurato a 3,2m di profondità rispetto al piano campagna. In quel tratto sono presenti alluvioni di spessore di circa 20m.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica dei materiali sopra indicati sono stati distinti:

- i terreni coerenti ed incoerenti
- le formazioni litoidi.

L'individuazione del tipo di terreno, e quindi la scelta del metodo di caratterizzazione geotecnica da utilizzarsi, è stata fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle prove di classificazione sui campioni rimaneggiati ed indisturbati.

Nei paragrafi che seguono saranno esaminati i caratteri dei diversi litotipi, con particolare riguardo a quelli litologici e geotecnici di specifico interesse per la progettazione delle opere in esame.

5.1 MATERIALI INCOERENTI

Nel sito in esame i materiali a grana grossa (incoerenti) sono essenzialmente costituiti da sabbie con calcareniti e cementazione molto debole.

In conseguenza del fatto che nei terreni a grana grossa non è possibile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione effettuate su campioni rimaneggiati (analisi granulometrica e peso specifico dei grani).

L'interpretazione delle prove in sito è pertanto finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

5.1.1 DETERMINAZIONE DELLA DENSITÀ RELATIVA

La densità relativa (D_r) può essere ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Esistono molteplici correlazioni in letteratura che permettono di determinare il valore della densità relativa D_R sulla base dei valori di NSPT, della pressione geostatica verticale efficace σ'_{v0} e di OCR (grado di sovra-consolidazione). Nel caso in esame si è fatto riferimento a tre differenti correlazioni:

- $$D_R = 100 \sqrt{\frac{N_{SPT} C_N}{60}}$$
 (Skempton, 1986)

Con:

N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

C_N : coefficiente così stimato

<u>Sabbia fine</u>	<u>Sabbia grossa</u>
$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}$	$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}$

$p_a = 100$ kPa

σ'_{v0} = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kN/m²);

$$\bullet D_R = 100 \left\{ \sqrt{\frac{N_{SPT} \sqrt{\frac{98}{\sigma}}}{0.288\sigma + 32}} \right\} \quad (\text{Skempton, 1998})$$

Con:

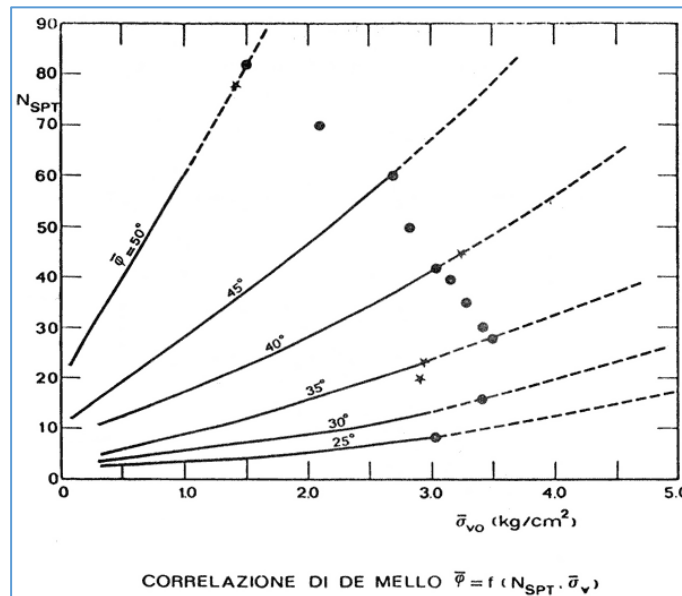
N_{SPT} = numero di colpi per 30 cm di infissione

σ = pressione verticale esistente in sito alla quota di esecuzione della prova SPT (kg/cm²);

5.1.2 DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO

Al fine di ricavare le caratteristiche di resistenza al taglio delle unità geotecniche esaminate, si è fatto riferimento a correlazioni tra l'angolo di attrito φ' e il numero di colpi NSPT e a correlazioni tra l'angolo di attrito φ' , il numero di colpi NSPT e la pressione geostatica verticale σ'_{v0} . In particolare sono state utilizzate quattro correlazioni empiriche:

- Metodo di correlazione indiretta proposto da De Mello (1971) che fornisce il valore di φ'_p noto il valore di N_{SPT} e della tensione litostatica efficace σ'_v ;



- $\phi' = 15 + \sqrt{15N_{SPT}}$ (Road Bridge Specification, 1982);
- $\phi' = 29,47 + 0,46 N_{SPT} - 0,004 N_{SPT}^2$ (Meyerhof, 1965 se <5% di limo)
- $\phi' = 23,7 + 0,57 N_{SPT} - 0,006 N_{SPT}^2$ (Meyerhof, 1965 se >5% di limo)

I valori dell'angolo di attrito ϕ_{cv}' possono essere inoltre ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti.

- Correlazione proposta da Schmertmann (1978) valida per le sabbie medie uniformi in funzione della Densità Relativa:

$$\phi' = 31,5 + 0,115D_R$$

Altre correlazioni utilizzate sono quelle di Shioi e Fukuni (1982) rispettivamente nel Road Bridge Specification e nel Japanese National Railway:

$$\phi = \sqrt{15 * N_{spt} + 15}$$

$$\phi = 0,3 * N_{SPT} + 27$$

5.1.3 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

I valori del modulo di taglio G_0 e del modulo di elasticità E_0 iniziali sono ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s) ottenute, ove possibile, direttamente mediante prove down-hole, o indirettamente a partire dai valori di NSPT e CPTU.

Prove SPT

La velocità delle onde di taglio V_s da prove SPT, può essere ricavata sulla base alla correlazione proposta da Ohta & Goto (1978):

- $V_S = 67.3 \cdot N_{60}^{0,171} \cdot z^{0,199} \cdot f_A \cdot f_G$

essendo:

z = profondità dal p.c. in metri

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedi Tabella 5.1)

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedi Tabella 5.2).

f_A	
1.0	1.3
Olocene	Pleistocene

Tabella 5.1 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_A

f_G				
Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
1.45	1.15	1.14	1.09	1.07

Tabella 5.2 - Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente f_G

5.1.3.1 Moduli elastici "operativi"

Il comportamento dei terreni risulta non lineare; i moduli elastici operativi equivalenti risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti p' sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo non lineari, i dati d'ingresso per le analisi sono essenzialmente:

- i moduli elastici iniziali di cui ai paragrafi precedenti;
- le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto.

Nel caso in cui la progettazione faccia ricorso a metodi di calcolo lineari, per la stima dei moduli di deformabilità "operativi" da associare al problema specifico, possono essere fatte le seguenti assunzioni:

- nel calcolo di opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa 1/10 di quelli iniziali E_0 ;
- nel calcolo dei cedimenti delle fondazioni i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa 1/10 di quelli iniziali E_0 ;
- nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi" E_{op} sono pari a circa 1/10 di quelli iniziali E_0 .

In accordo a Jamiolkowski et al. (1988), dalle prove SPT, può essere ricavato il valore di E'_{25} (modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%).

Il modulo si ricava dalle seguenti espressioni:

- $E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_R) \cdot \frac{N_{SPT}}{10}$ (MPa) nel caso dei terreni normalmente consolidati
- $E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot D_R) \cdot \frac{N_{SPT}}{10}$ (MPa) nel caso dei terreni sovraconsolidati

essendo:

D_R = densità relativa espressa come frazione dell'unità;

N_{SPT} = numero di colpi in prova SPT.

Si rileva che:

- per valori di densità relativa D_r inferiori a 50%
- per materiali ghiaioso-sabbiosi

Le espressioni suddette conducono generalmente ad una sottostima dei valori di E_{25}' .

5.1.4 COEFFICIENTE DI PERMEABILITA'

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili dai risultati delle prove di permeabilità Lefranc eseguite in foro di sondaggio.

5.2 MATERIALI A GRANA FINE

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine quali le argille limose o con limo e argille è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio, sia all'interpretazione delle prove in sito. Esse, infatti, sono state programmate ed effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i parametri di deformabilità;
- i coefficienti di permeabilità.

Si fa presente che, nella caratterizzazione dei materiali coesivi, si è in ogni caso dato maggiore peso ai risultati delle prove di laboratorio rispetto a quelli ottenuti dalle prove in sito.

5.2.1 CLASSIFICAZIONE

La classificazione dei terreni a grana fine è stata effettuata in modo convenzionale, facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- granulometria;
- peso di volume naturale e secco;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- contenuto d'acqua naturale;
- grado di saturazione;
- indice dei vuoti iniziale.

5.2.2 STATO INIZIALE DEL DEPOSITO

La valutazione dello stato tensionale iniziale è stata fatta sulla base dell'interpretazione delle prove di laboratorio (di classificazione ed edometriche). In particolare, lo stato tensionale in sito è stato stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico ($OCR = \sigma_{vmax}' / \sigma_{vo}'$, σ_{vo}' = tensione verticale efficace geostatica, σ_{vmax}' = tensione verticale efficace massima subita dal deposito) desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.

Si fa presente che, nell'ambito delle prove edometriche disponibili, sono state considerate valide ai fini dello studio del comportamento del materiale nell'intorno della tensione di preconsolidazione (quindi della valutazione del OCR) soltanto quelle prove con grado di disturbo accettabile, valutato sulla base delle indicazioni seguenti:

Specimen quality designation (SQD) da Terzaghi et al. (1996)

Volumetric strain $\varepsilon_{vol}(\%)$ (for oedometer tests $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{assiale}$)	SQD
<1	A (best)
1÷2	B
2÷4	C
4÷8	D
>8	E (worst)

Tabella 5.3 - Specimen quality designation (SQD) da Terzaghi et al. (1996)

Sample quality rating da Lunne et al. (1997). $\Delta e/e_0$ a σ'_{v0}

OCR = 1 ÷ 2	OCR = 2 ÷ 4	Rating
< 0.04	< 0.03	Very good to excellent
0.04 ÷ 0.07	0.03 ÷ 0.05	Good to fair
0.07 ÷ 0.14	0.05 ÷ 0.10	Poor
>0.14	>0.10	Very poor

Tabella 5.4 - Sample quality rating da Lunne et al. (1997). $\Delta e/e_0$ a σ'_{v0}

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_o , in condizioni di materiale normalconsolidato è stato stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_o = (1 - \sin \varphi')$$

essendo:

φ' = angolo di attrito in termini efficaci.

5.2.3 RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni argillosi limosi o con limo saturi è stata valutata facendo riferimento alle prove di laboratorio.

In questa sede si è fatto riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato la gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

5.2.4 RESISTENZA AL TAGLIO IN TERMINI DI CONDIZIONI DRENATE

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono stati estrapolati da prove di laboratorio di taglio diretto (TD) e triassiali consolidate non drenate (TX-CIU).

5.2.5 DEFORMABILITA'

5.2.5.1 Parametri di deformabilità e di consolidazione da prove edometriche

La deformabilità del materiale è stata valutata mediante l'analisi delle prove edometriche. Da queste stesse prove sono stati anche valutati i parametri di consolidazione primaria e secondaria.

5.2.5.2 Moduli elastici iniziali

I moduli iniziali di taglio (G_0) e di Young (E_0) iniziali, corrispondenti alle pressioni efficaci geostatiche medie p_0' , possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_{01} = \frac{\gamma_n}{9.81} \cdot (v_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

$$E_{01} = G_{01} \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_n = peso di volume naturale del terreno in kN/m^3

ν' = rapporto di Poisson del terreno = 0.15 ÷ 0.35

v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio in m/sec .

5.2.6 COEFFICIENTI DI PERMEABILITA'

Nella definizione delle caratteristiche di permeabilità si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio edometriche.

5.3 ROCCE TENERE

Le Calcareniti di Marsala si collocano tra i terreni a struttura complessa (calcareniti - sabbiose - limose) e rappresentano il passaggio tra le rocce lapidee e quelle sciolte. Queste calcareniti mostrano un doppio comportamento: rock - like e soil - like. Sono state da sempre utilizzate nelle costruzioni per la loro facilità di cavatura, lavorabilità e per le loro caratteristiche meccaniche. Hanno però bas-

se resistenze. I caratteri tessiturali e le proprietà meccaniche di queste calcareniti sono spesso variabili in orizzontale ed in verticale determinando brusche variazioni delle caratteristiche meccaniche e di resistenza. Si è proceduto:

- Configurazione strutturale e classificazione geotecnica;
- Confronto con la roccia integra destrutturata e la roccia destrutturata meccanicamente (a seconda dello stato tensionale medio ha un comportamento rock - like o soil - like);
- Individuazione delle superfici di snervamento e caratteristiche di resistenza in condizioni di rottura;

Esistono diversi criteri di classificazione del passaggio tra rocce sciolte e rocce lapidee:

- 1) Criteri che si basano sulla resistenza a compressione uniassiale,
- 2) Criteri basati sulla perdita di coesione quando la roccia viene immersa in acqua e sottoposta a sforzi di agitazione;
- 3) Criteri che si basano sullo sviluppo delle superfici di rottura, cioè i processi di rottura sono prevalentemente provocati dallo spostamento mutuo dei grani tipico di un sistema particellare o dalla propagazione della frattura.

Nel primo caso viene definito un intervallo di transizione tra le rocce sciolte e le rocce lapidee. Il British Standards Institution suggerisce di assumere come valore di transizione 12,5 MPa. Rocha (1975) propone di assumere come limite superiore il valore di resistenza a rottura pari a 20MPa. Anche l'ISRM propone 20 MPa e l'Associazione Geotecnica Italiana 25 MPa. Il limite inferiore dell'intervallo invece è stato proposto a partire dal valore di compressione uniassiale. Dobereiner (1984) utilizza 0.5 MPa nel caso in condizioni di saturazione (immergendo il provino sotto vuoto per raggiungere il 95% di saturazione).

Si riporta nella figura seguente il confronto tra i vari autori in funzione della resistenza a compressione uniassiale.

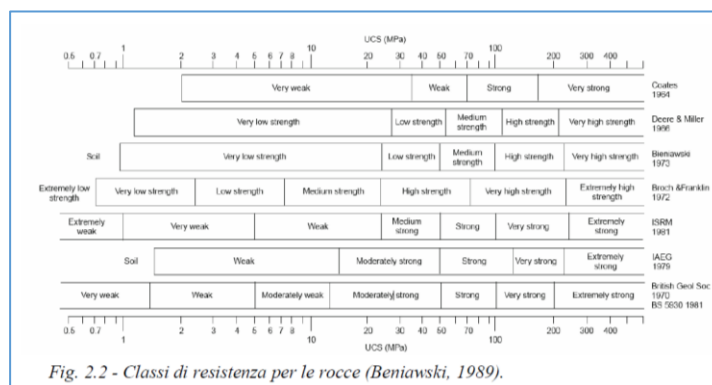


Fig. 2.2 - Classi di resistenza per le rocce (Beniawski, 1989).

Nel secondo caso si fa riferimento al grado di saturazione raggiunto durante l'immersione in fase distillata e al livello di disturbo a cui è stato sottoposto il campione. Questi 2 parametri influenzano il processo di disgregazione. Normalmente questo approccio si utilizza per i sedimenti argillosi, ma Morgestern e Eigenbrod (1974) lo hanno proposto anche per le rocce tenere. Questi autori, considerano la diminuzione di resistenza provocata dall'immersione in acqua. Se il campione immerso in acqua diminuisce la resistenza del 60% si deve considerare una roccia sciolta; se la riduzione è minore del 40% allora si tratta di una roccia lapidea.

Il terzo criterio è proposto da Dobereiner e De Freitas. Considerano la modalità di rottura per definire il passaggio da rocce sciolte a rocce lapidee. Si ritengono rocce lapidee se la rottura è preceduta da microfratture all'interno dei grani, mentre si considerano di bassa resistenza se la rottura è accompagnata dal rotolamento e dallo spostamento relativo dei grani. Introducono comunque il valore di 20 MPa come passaggio tra le 2 tipologie in termini di resistenza a compressione semplice.

Il comportamento meccanico delle rocce tenere è fortemente influenzato dal tipo di struttura, infatti sono definiti 'terreni strutturati'. Fondamentale è la microstruttura che può essere dovuta al fabric (orientazione, distribuzione e addensamento delle particelle) e/o al bonding (qualunque legame interparticellare). Gli effetti del fabric e del bonding sulla compressibilità dei terreni strutturati può essere compresa attraverso un confronto tra tensione ed indice dei vuoti relativi al materiale strutturato e a quello ricostituito.

Un importante caratteristica della struttura dei terreni è che non è permanente, ma si modifica gradualmente nel tempo e i processi di destrutturazione possono essere molto rapidi. La destrutturazione è l'indebolimento e spesso la totale rottura dei legami interparticellari. Quando avanza il processo di destrutturazione il terreno diventa sempre meno rigido e inizia la fase di "snervamento". Lo snervamento è graduale anche se talvolta può essere improvviso.

Dall'esame delle curve di compressione semplice si distinguono 3 fasi differenti. All'inizio la calcarenite mostra un comportamento elastico - lineare fino ad una pressione media efficace. Il comportamento della calcarenite (lapideo) è governato dalla cementazione intergranulare. Per tensioni maggiori infatti aumenta la deformazione e lo stato tensionale si mantiene piuttosto costante perché si verifica la destrutturazione. Nella terza fase la calcarenite assume un comportamento tipico di terreno granulare. La più frequente causa di destrutturazione è la deformazione meccanica. Quindi materiali con porosità elevata sono più esposti alla destrutturazione dovuta alla deformazione volumetrica rispetto a terreni naturali aventi bassa porosità. Di solito si ritiene che la deformazione induce destrutturazione solo dopo lo snervamento e che i percorsi di tensione al di sotto della pressione di plasticizzazione provocano un indebolimento della struttura.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica dei principali litotipi individuati è basata sui risultati:

- degli studi geologici e geomorfologici;
- dei profili geotecnici allegati al progetto;
- dell'interpretazione delle indagini geognostiche;
- delle prove di laboratorio sui campioni rimaneggiati ed indisturbati.

I terreni affioranti e presenti nel sottosuolo della fascia interessata dal tracciato appartengono a formazioni geologiche caratteristiche di un periodo che va dal Pliocene al Pleistocene.

I litotipi appartenenti a tali formazioni, in successione stratigrafica da quelli più recenti a quelli più antichi, possono così suddividersi:

- Depositi Alluvionali recenti ed attuali AR - Olocene;
- Sabbie SA - Pleistocene;
- Calcareniti compatte CA1 - Pleistocene;
- Calcareniti debolmente cementate con intercalazioni argilloso - sabbioso CA2 - Pleistocene;
- Argille sabbiose AP - Pliocene.

6.1 DEPOSITI ALLUVIONALI AR

Tale litotipo, rappresenta la formazione che si è depositata più recentemente; si rinviene nel fondo valle dell'area di progetto interessata dal Viadotto "Sossio" con spessori che raggiungono circa i 15 m. Tali terreni si attestano al di sopra delle argille di età Pliocenica. Le alluvioni recenti presentano per la maggior parte una certa omogeneità e da un punto di vista granulometrico possono essere classificate come limi sabbioso-argillosi (ved Figura 6.1).

Nei primi metri di profondità è stato rinvenuto anche il detrito di falda costituito da ciottoli e blocchi calcarenitici in matrice limoso - sabbiosa, ma tenendo conto degli spessori piuttosto modesti si è ritenuto di trascurarlo, comprendendolo all'interno dei depositi alluvionali.

Per la caratterizzazione geotecnica di questo litotipo si farà riferimento alle prove effettuate sui sondaggi S1 e S1bis relativi alla campagna indagini 2012.

Sulla base delle analisi granulometriche le percentuali di argilla, limo, sabbia e ghiaia possono variare come segue:

- argilla = 33% ÷ 54%
- limo = 39% ÷ 52%
- sabbia = 7% ÷ 15%
- ghiaia = 0%

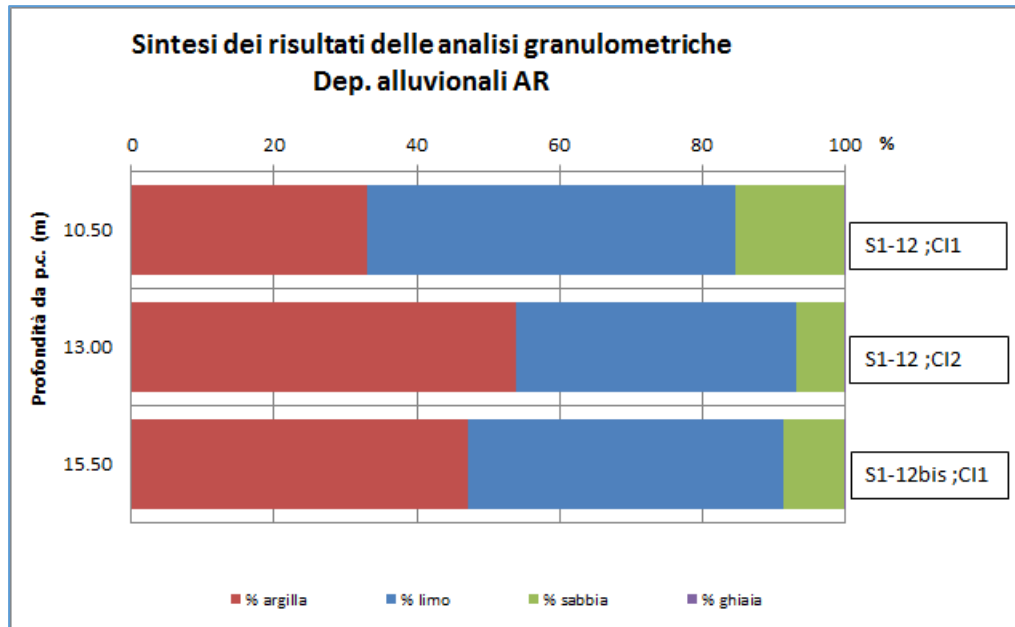


Figura 6.1 - Analisi granulometriche - litotipo AR

Sui campioni prelevati non sono state eseguite prove per la determinazione delle caratteristiche di plasticità (limite liquido LL, limite plastico LP e indice di plasticità IP).

La stima delle caratteristiche fisiche e dei parametri di resistenza al taglio è stata effettuata a partire dai risultati della prove di laboratorio sul CI1 prelevato nel sondaggio S1-2012.

In particolare sono stati determinati:

- Peso di volume $\gamma_n=18,9 \text{ kN/m}^3$;
- Contenuto d'acqua naturale $w_n=29,76\%$;
- Indice dei vuoti iniziale $e_0=0,82$;
- Porosità $n=45,04\%$;
- Grado di saturazione $S_r=96,25\%$;
- Dalla prova triassiale non consolidata non drenata TXUU si è determinata la resistenza al taglio in condizioni non drenate $c_u=36 \text{ kPa}$.

Per i parametri di deformabilità si è fatto riferimento alla prova down - hole che mostra un valore medio di $v_s = 200 \text{ m/sec}$. In questo caso si ottiene dal valore del modulo di taglio iniziale, il valore del modulo di elasticità $E_{0p}=35 \text{ MPa}$.

6.2 SABBIE SA

La parte iniziale del tracciato è caratterizzata dalla presenza di sabbie da poco a mediamente ad-
 densate con elementi biocalcarenitici e livelli debolmente cementati di spessori centimetrici. Il litoti-
 po costituito dalle sabbie, sono intercettate nei sondaggi S19, S20 e S21 (realizzati nel 2003) con uno
 spessore compreso tra i 10m - 12m.

I campioni prelevati, rimaneggiati, sono stati sottoposti ad analisi fisiche e granulometriche.

Dalle analisi granulometriche si è ricavato che:

- argilla = 0 - 22%
- limo = 14,4% ÷ 38%
- sabbia = 48% ÷ 66,3%
- ghiaia = 0% - 21,5%

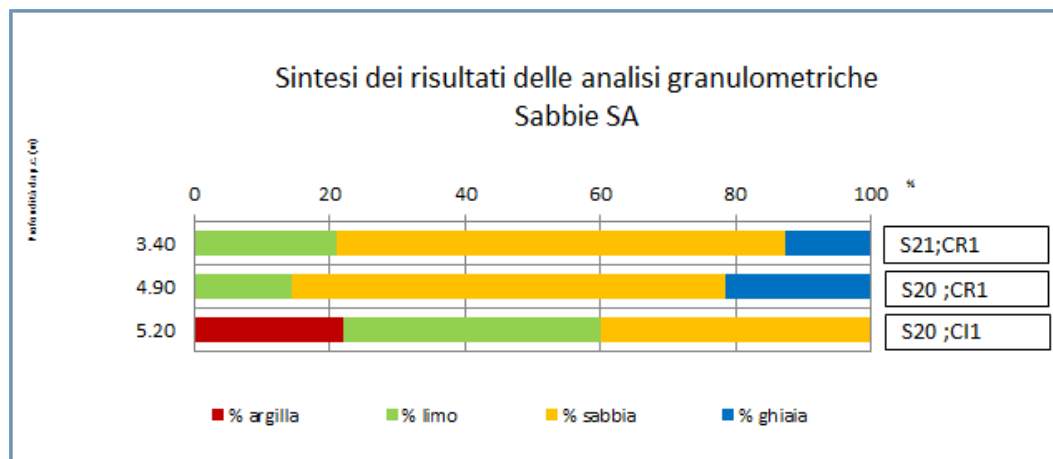


Figura 6.2 - Analisi granulometriche Sabbie SA

Dalle prove fisiche si è ricavato che:

- Peso di volume $\gamma=17,7 - 18,76 \text{ kN/m}^3$;
- Contenuto d'acqua naturale $w_n=20,6\%$;
- Grado di saturazione $S_r=71,4\%$;

Non sono state effettuate prove di laboratorio. I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono stati desunti a partire dalle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Di seguito si riportano le figure che mostrano l'andamento dei valori di N_{SPT} realizzati nelle sabbie e la stima della Densità Relativa definita tramite le elaborazioni ricavate da Skempton (1986 e 1998).

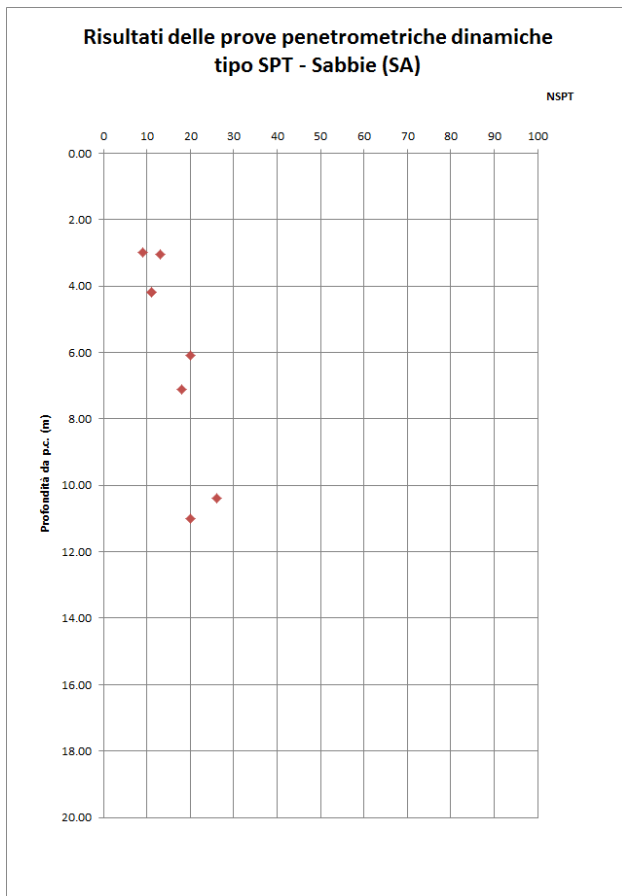


Figura 6.3 – Risultati delle prove SPT nelle sabbie SA

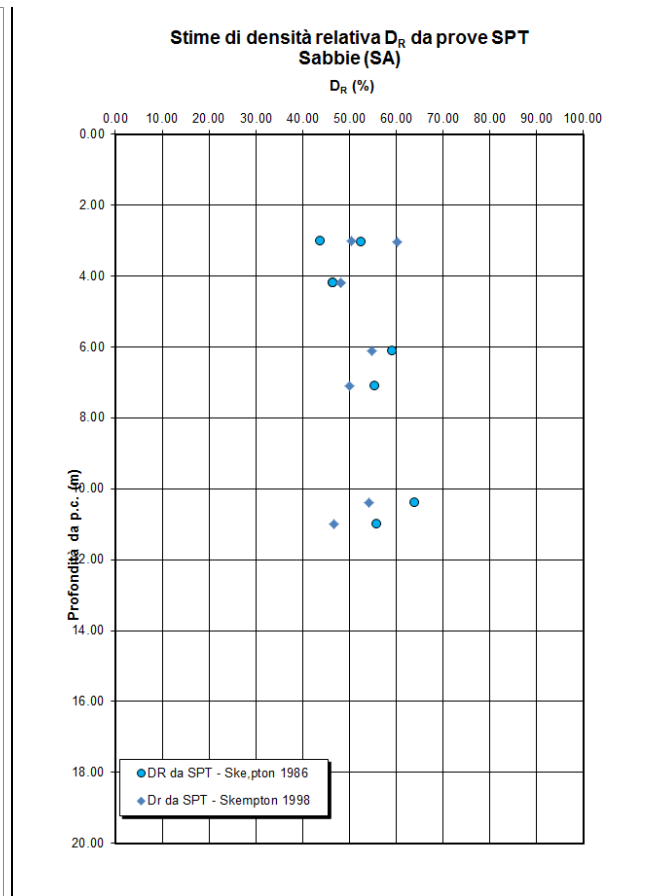


Figura 6.4 – Valori di D_R da prove SPT nelle Sabbie SA

Nelle seguenti figure (Figura 6.5 Figura 6.6) si riportano i valori ottenuti per l'angolo di attrito a partire dai valori delle prove penetrometriche dinamiche SPT e dalla densità relativa.

Come evidenziato, i valori di angolo di resistenza al taglio ricavati in base alla correlazione proposta da De Mello e da Schmertmann tendono ad essere sovrastimati; mentre quelli proposti da Shioi e Fukuni presentano un range di variabilità che sembra più attendibile con la natura dei materiali in studio.

Per le sabbie SA si assume $\phi = 30^\circ - 32^\circ$.

La coesione efficace c' è da considerarsi poco più che nulla in base alla natura dei terreni.

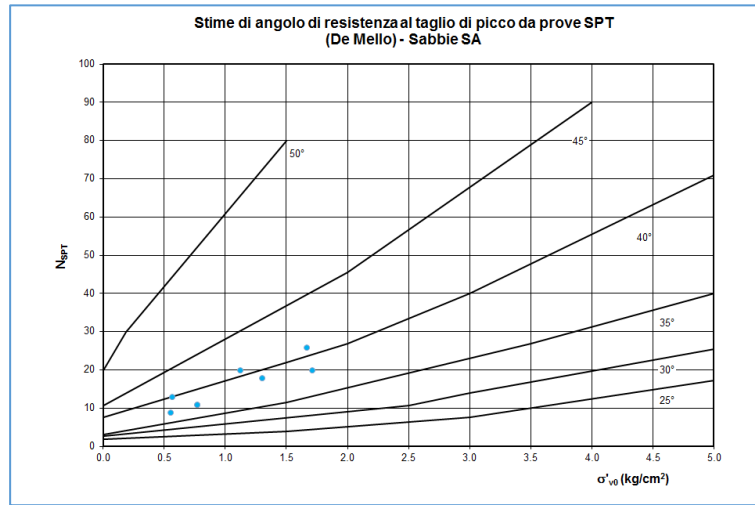


Figura 6.5 – Angolo di resistenza al taglio di picco da SPT – Sabbie SA

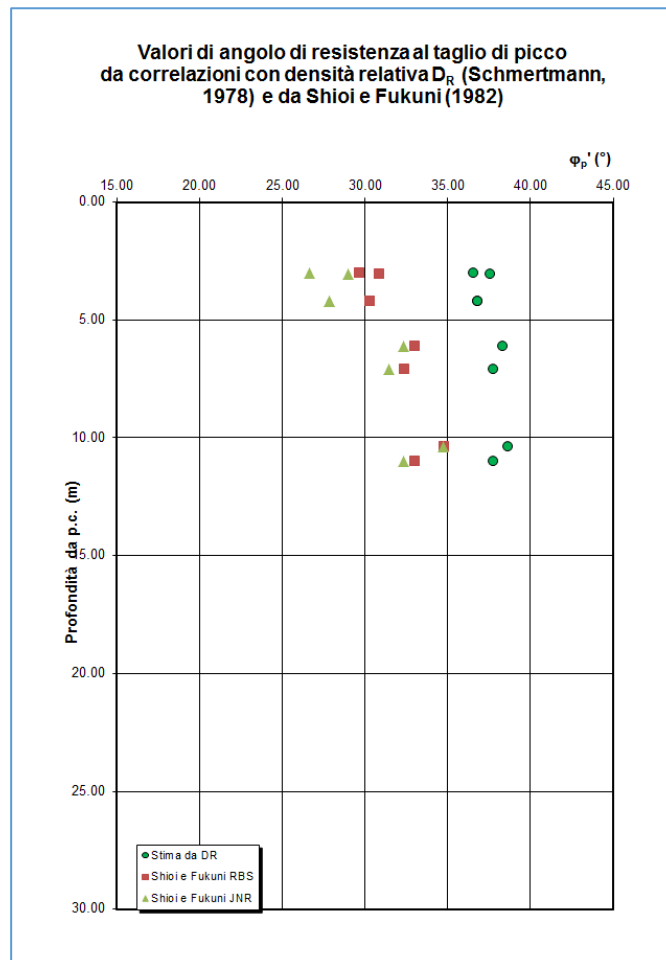


Figura 6.6 – Angolo di resistenza al taglio di picco _ Sabbie SA

Per le caratteristiche di deformabilità, In accordo a Jamiolkowski et al. (1988), dalle prove SPT, può essere ricavato il valore di E'_{25} (modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%).

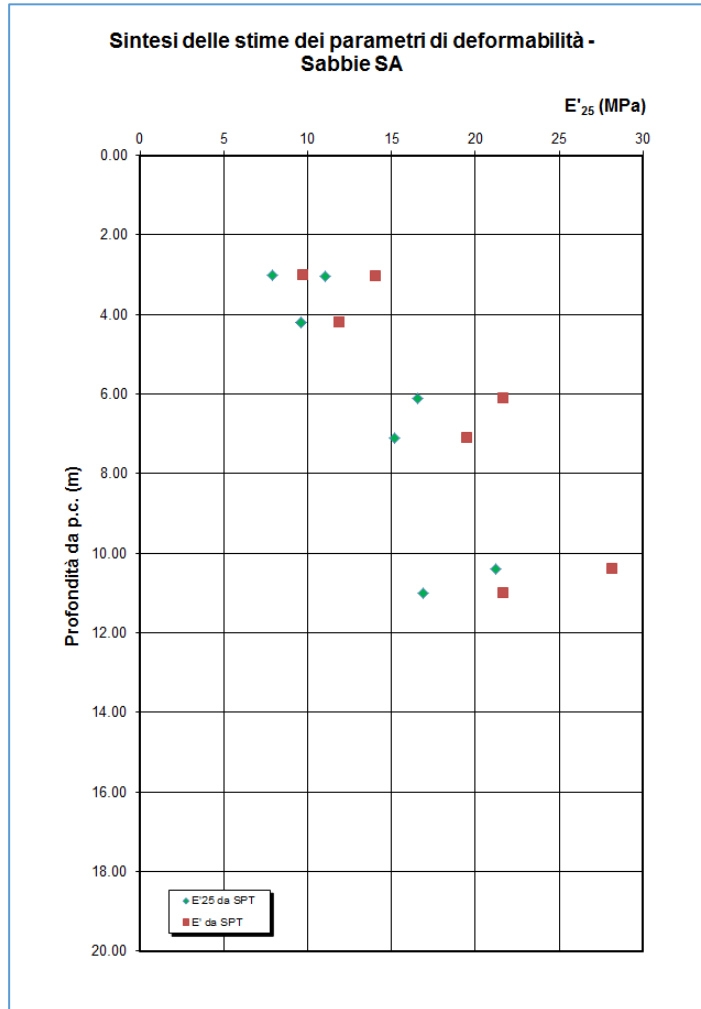


Figura 6.7 - Stima dei parametri di deformabilità delle Sabbie SA

Per le sabbie si ha:

$$E'_{25} = 8 - 20 \text{ MPa}$$

$$E = 10 - 30 \text{ MPa}$$

Non risultano effettuate misure di permeabilità in questi terreni, per cui si può assumere $k = 10^{-3}$ cm/sec.

6.3 CALCARENITI COMPATTE CA1

Viene denominata calcarenite compatta (CA1) la parte più compatta, cementata e scarsamente fossilifera della Formazione definita "Calcarenite di Marsala". Si tratta di calcarenite organogena avana a granulometria prevalentemente grossolana, ben cementata e con aspetto litoide. Si riscontra sia lungo quasi tutto il tracciato sia in affioramento che a profondità maggiori di 10m, quasi sempre intervallata dalla parte meno cementata della stessa Formazione, denominata CA2 (definita nel paragrafo successivo).

La natura di questi terreni è tendenzialmente granulare come si può osservare chiaramente dall'unica prova granulometrica disponibile.

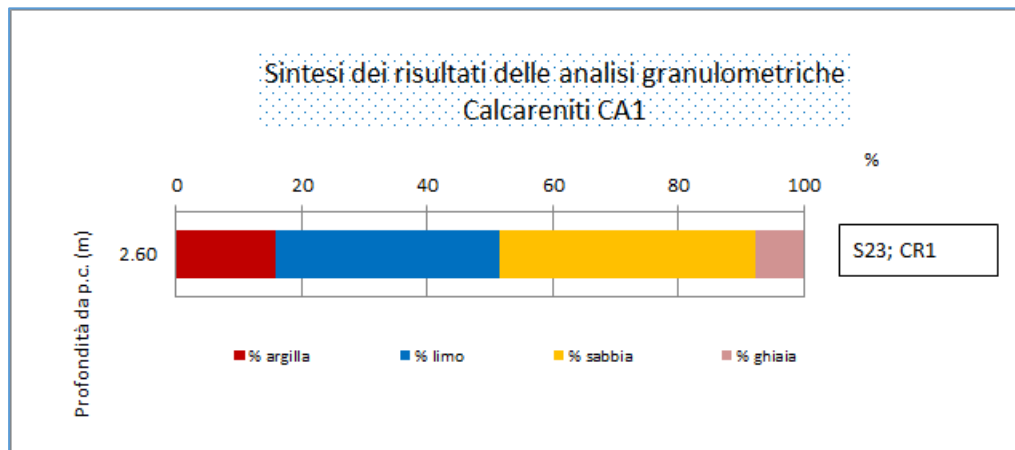


Figura 6.8: Analisi granulometrica Calcareniti compatte CA1

Il peso di volume stimato si attesta mediamente attorno ai 19 kN/m³.

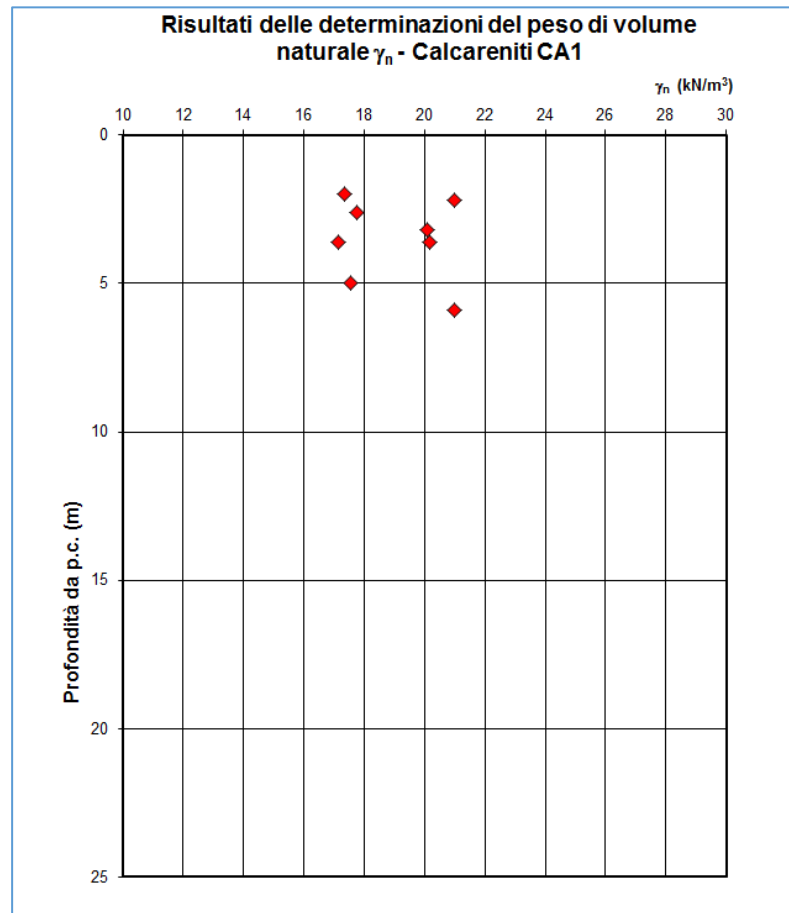


Figura 6.9: Peso dell'unità di volume - Calcareniti compatte CA1

Come detto in precedenza, i materiali appartenenti alla formazione calcarenitica **CA1** hanno caratteristiche fisico meccaniche assimilabili a quelle di vere e proprie rocce. Attraverso l'applicazione della classificazione G.S.I. (Hoek & Marinos, 2001), per le formazioni a carattere litoide strutturalmente complesse e attraverso l'uso dei parametri di resistenza che caratterizzano il modello di Hoek-Brown, si sono ricavati, attraverso interpolazione, gli intervalli equivalenti dei parametri di resistenza al taglio relativi al modello di Mohr-Coulomb. La stima è avvenuta a partire dai risultati delle prove ELL (espansione laterale libera) e dalle caratteristiche geologiche mediante il software RocLab. I risultati delle prove a compressione uniaassiale sono sintetizzati nella Figura 6.10 riportata di seguito.

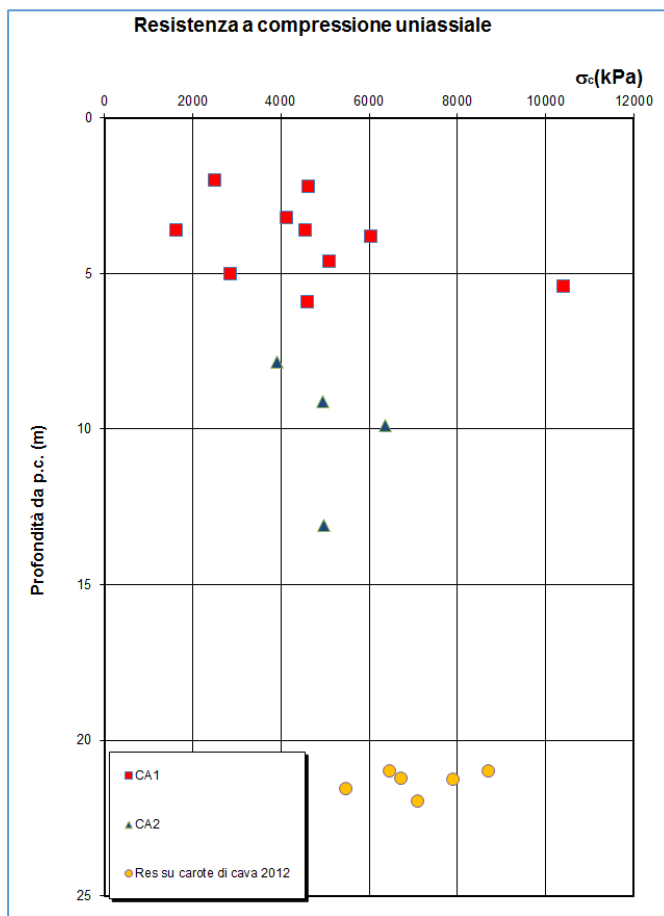


Figura 6.10: Resistenza a compressione uniassiale - Calcareniti CA1 e CA2

Come si può notare sono stati riportati anche i valori di resistenza a compressione uniassiale ottenuti per le calcareniti poco cementate CA2, perché dal punto di vista meccanico i valori sono del tutto confrontabili. Durante la campagna indagini svoltesi nel 2012, le prove di compressione semplice dono state fornite anche le curve sforzi - deformazioni. La rottura per le rocce tenere, infatti, è preceduta dallo snervamento; è stato quindi possibile individuare e distinguere il tratto lineare a comportamento rock-soil ed il tratto successivo piuttosto curvilineo prima di arrivare al valore di rottura, come riportato nella figura Figura 6.11. I due valori per ciascun campione sono significativamente diversi.

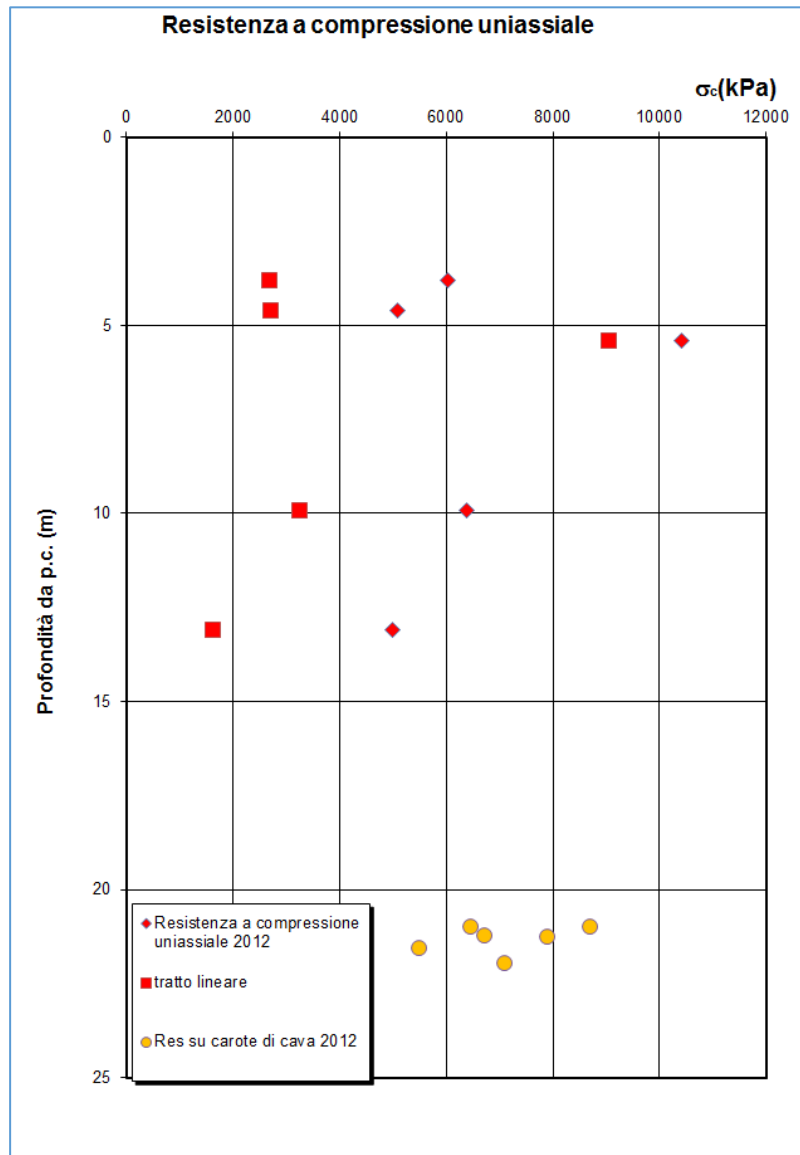


Figura 6.11: Resistenza a compressione uniassiale con indicazione del tratto lineare - Calcareniti

In base ai risultati ottenuti si è assunto un valore di resistenza a compressione uniassiale pari a 2,5 MPa.

Di seguito, Tabella 6.1, si riportano le caratteristiche geo - meccaniche stimate per l'ammasso calcarenitico CA1.

Litologia	GSI	σ _c [MPa]	γ [kN/m ³]	Caratteristiche di resistenza		E [MPa]
				C' [ka]	φ	
CA1	60	2,5	19	150	36	130

Tabella 6.1: Caratteristiche meccaniche Calcarenite Ca

Nel sondaggio S5_12 è stata effettuata anche una prova dilatometrica che mostra un valore del modulo di deformazione di 135 MPa.

All'interno del sondaggio S4-12 è stata effettuata una prove di permeabilità di tipo Lugeon che ha permesso di stimare un valore medio del coefficiente di permeabilità di $1,4 \cdot 10^{-5}$ cm/s. Tale stima è stata fatta utilizzando la seguente formula (AGI, 1975):

$$k = \frac{Q \gamma_w}{P_e c}$$

dove:

$$c = 2\pi D \frac{\sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}}{\ln \left[\left(\frac{L}{D}\right) + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1} \right]}$$

P_e = è la pressione nelle cavità, tenendo conto cioè delle pressioni lette al manometro, dell'altezza della colonna d'acqua, delle perdite di carico nelle tubazioni e della eventuale presenza della falda freatica;

D = diametro della perforazione;

L = lunghezza del tratto di prova;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

Q = portata assorbita.

6.4 CALCARENITI DEBOLMENTE CEMENTATE CA2

Le calcareniti debolmente cementate, indicate CA2, rappresentano la parte della "Formazione di Marsala" meno compatta che comprende anche intercalazioni argilloso-sabbiose di spessore decimetrico. E' presente lungo quasi tutto il tracciato in successione alla componente della Formazione più compatte. Localmente, verso la fine del tracciato risulta anche affiorante.

Questo litotipo è stato caratterizzato come un terreno sciolto di natura granulare. Tale assunzione è confermata dal risultato della prova granulometrica di seguito riportata Figura 6.12, che mostra la quasi totalità di sabbia e ghiaia.

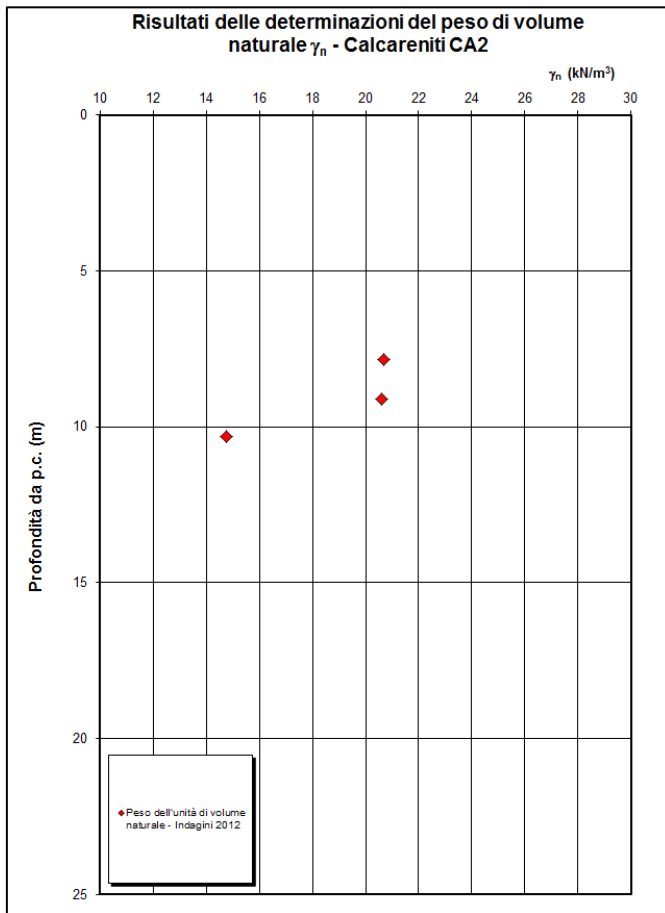


Figura 6.12: Analisi granulometrica - Calcareniti CA2

Dai campioni è stato stimato un peso di volume naturale di circa 19 kN/m^3 .

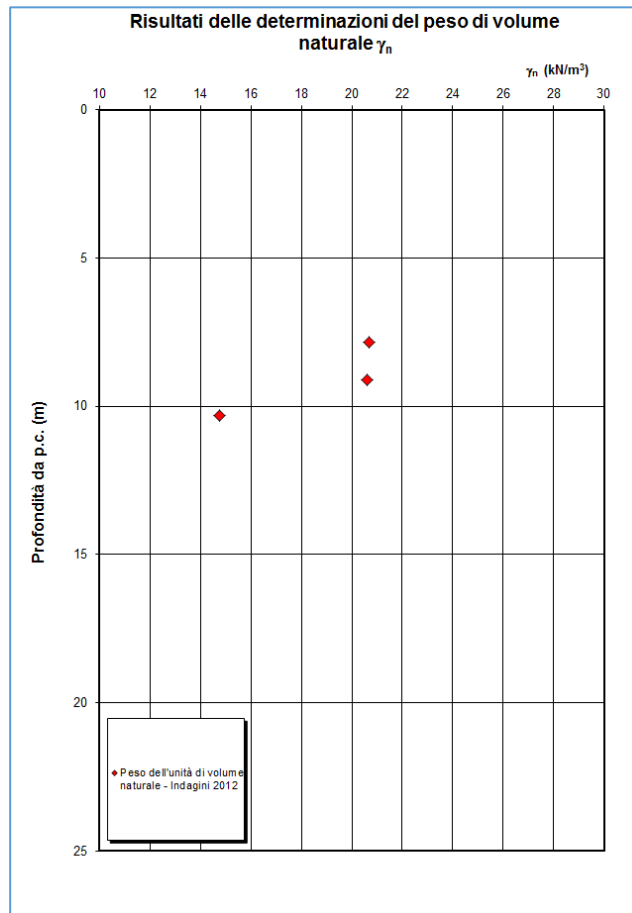


Figura 6.13. Peso dell'unità di volume - Calcarenite CA2

Per la caratterizzazione meccanica di questo litotipo sono state utilizzate le prove penetrometriche dinamiche SPT effettuate nei fori di sondaggio. Si riporta nella Figura 6.14 il grafico relativo alle prove SPT.

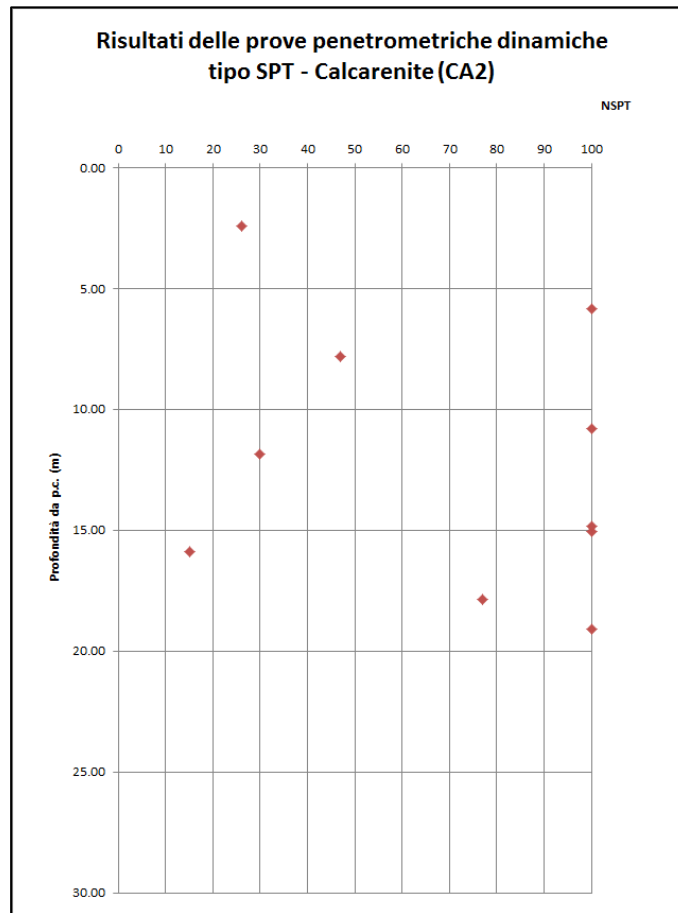


Figura 6.14: Prove SPT - Calcareniti CA2

Per le prove SPT, in particolare, si è utilizzata la nota correlazione di De Mello fra il valore di N_{SPT} , la tensione verticale efficace (e quindi la profondità da p.c.) e l'angolo di resistenza al taglio di picco. Detta correlazione, in via generale, tende a sovrastimare anche sensibilmente il valore di angolo di resistenza al taglio di picco, in particolare per bassi valori della tensione verticale efficace (Figura 6.15).

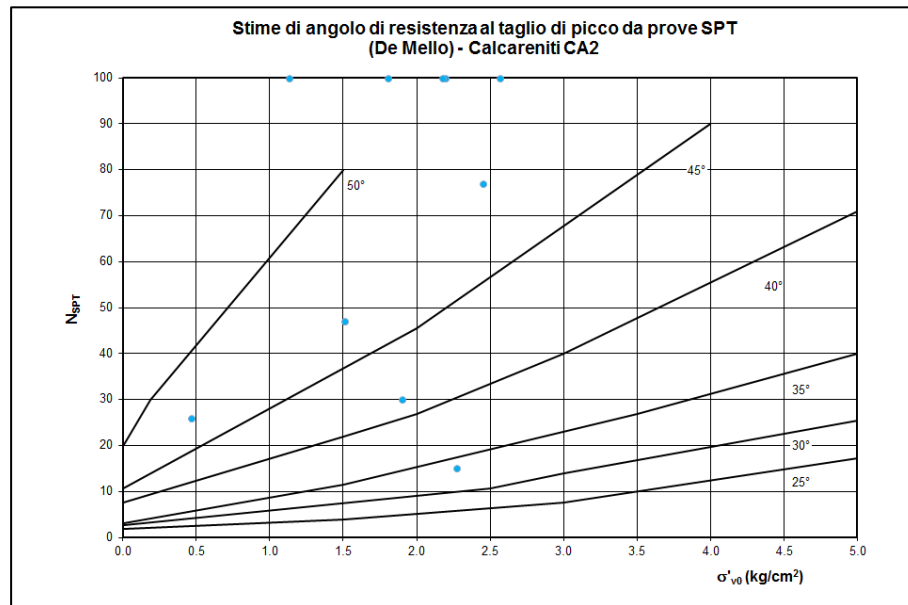


Figura 6.15: Angolo di resistenza al taglio da prove SPT - Calcareniti CA2

Un' ulteriore stima dell'angolo di resistenza al taglio è stata effettuata a partire dai valori di densità relativa (Schmertmann,1978), anche in questo caso i valori tendono ad essere sovrastimati.

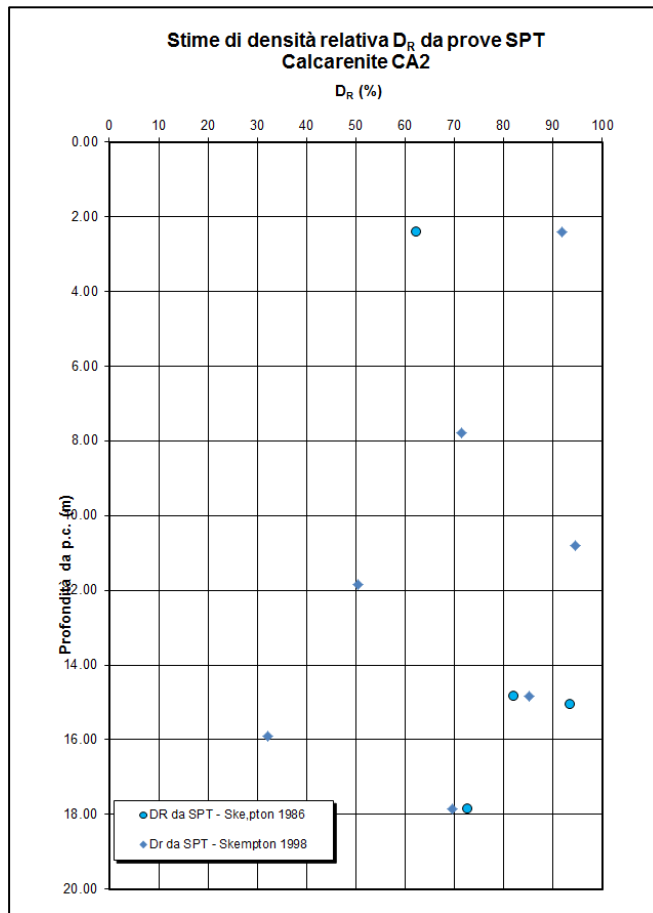


Figura 6.16: Densità Relativa da SPT - Calcareniti CA2

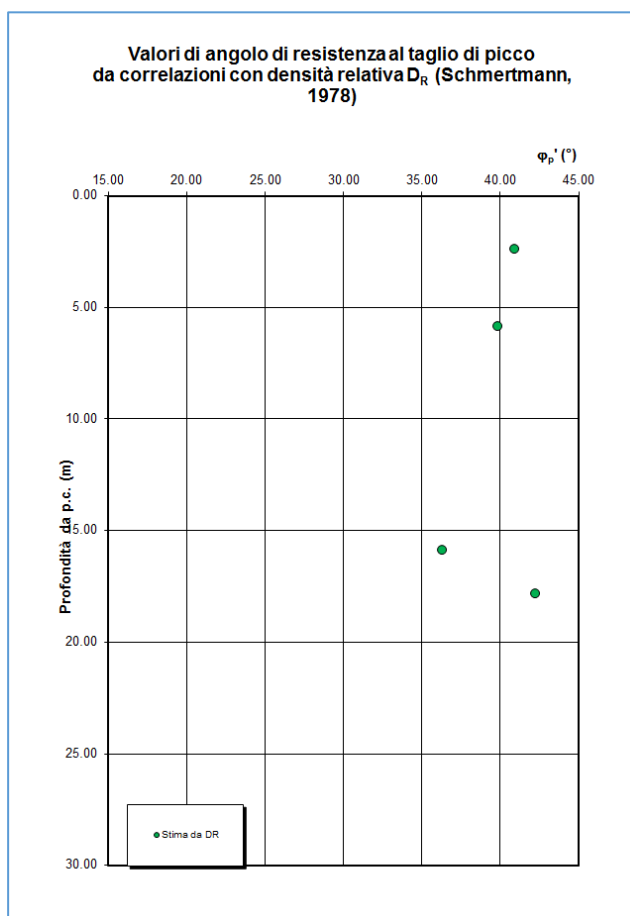


Figura 6.17: Angolo di resistenza al taglio da Densità Relativa – Calcareniti CA2

Valutando complessivamente i risultati ottenuti è ragionevole assumere, in relazione alla natura dei terreni esaminati ed in relazione alla sovrastima dei parametri meccanici ricavati da prove in sito, che il litotipo CA2 (calcareniti sabbiose) sia caratterizzato da un valore di coesione efficace nullo e da un valore di angolo di resistenza al taglio di 32°- 34°.

I parametri di deformabilità e compressibilità del litotipo CA2 sono stati ricavati dai risultati di prove SPT. Nel caso in esame, il modulo elastico di Young E, è stato stimato a partire dai valori di densità relativa D_r e NSPT attraverso le seguenti correlazioni:

$$E = N_{SPT}[10,5 - (3,5D_r)] \text{ in kg/cm}^2$$

I risultati sono illustrati nella figura seguente (Fig.13).

6.5 ARGILLE SABBIOSE AP

Le argille sabbiose e limose grigio azzurre di età Pliocenica costituiscono il substrato alla formazione delle 'Calcareniti di Marsala' e si riscontrano generalmente a profondità superiori ai 30m. Sono state intercettate dai sondaggi all'inizio del tracciato (S19, S20 e S21) e nella valle del fiume Sossio (S1_12 e S1_12bis).

Dalle analisi granulometriche emerge la quasi totalità della componente coesiva di questo terreno trattandosi di argilla con limo o limosa e solo in un caso di argilla con sabbia:

- argilla = 44 - 65%
- limo = 21% ÷ 47%
- sabbia = 0% ÷ 32%
- ghiaia = 0%

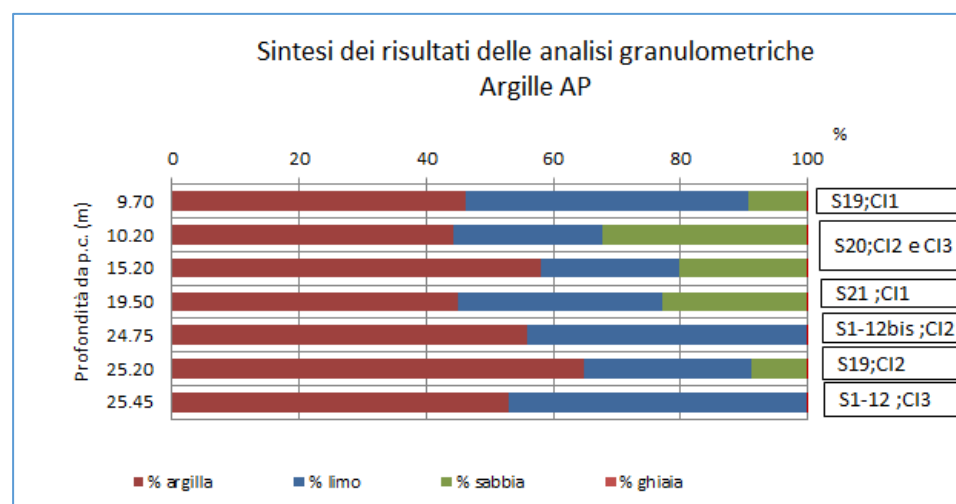


Figura 6.18 - Analisi granulometriche Argille AP

Sui campioni disponibili, indisturbati, sono state eseguite le prove fisiche dalle quali si è ricavato:

- Peso di volume $\gamma_n = 18 - 20 \text{ kN/m}^3$;
- Contenuto d'acqua naturale $w_n = 21\% \text{ e } 37\%$ (valore medio 30%);
- Peso dei grani $G_s = 24,7 - 26,7 \text{ kN/m}^3$ (valore medio 25,8 kN/m^3);
- Indice dei vuoti iniziale = 0,63 - 0,72 /disponibile su 2 campioni);
- Porosità $n = 38,7\% \text{ e } 48,3\%$ (valore medio 42,9%);
- Limite liquido: LL = 43,2% (effettuato su un solo campione);
- Limite plastico: LP = 18,4% (effettuato su un solo campione);
- Indice plastico: IP = 24,8%;
- Grado di saturazione $S_r = 91,3 \text{ e } 100\%$;

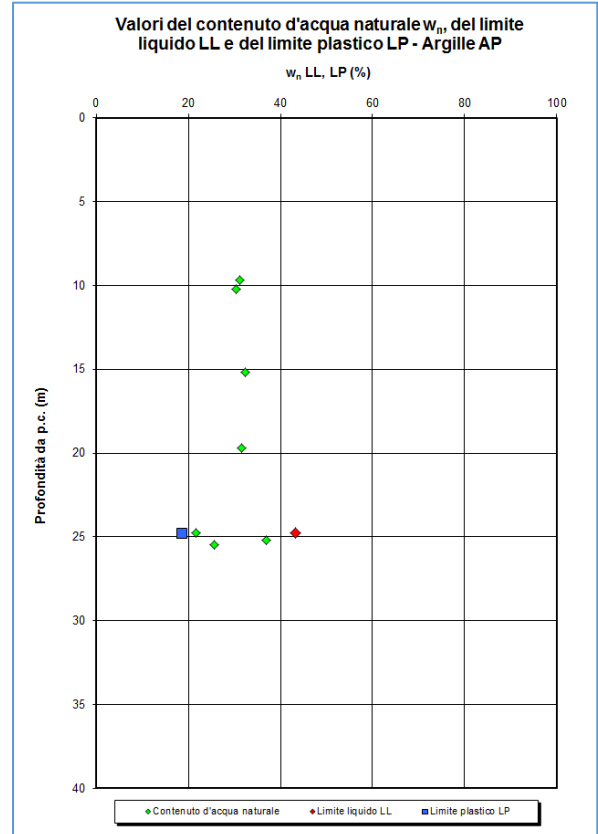
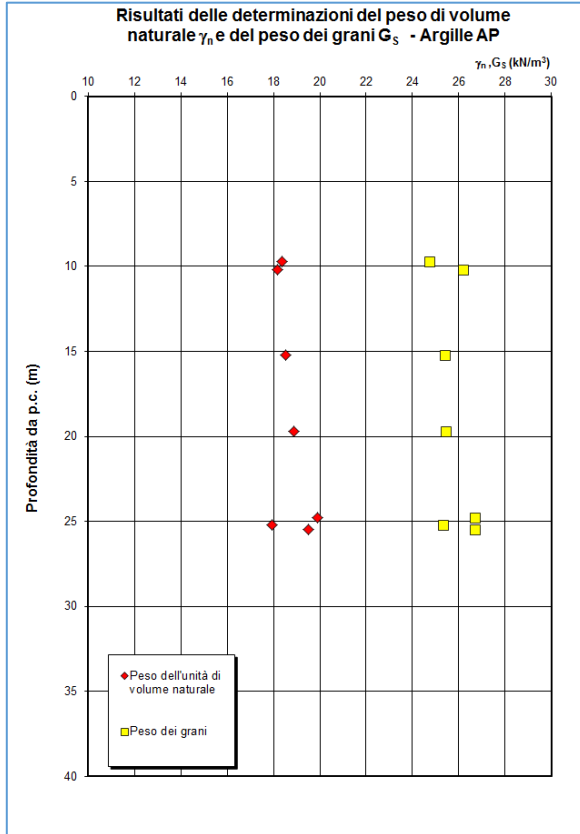


Figura 6.19 – Peso dell'unità di volume e Peso dei grani - Argille AP

Figura 6.20 – Contenuto naturale d'acqua e limiti - Argille AP

Per la caratterizzazione meccanica di questo litotipo sono state utilizzate sia le prove di laboratorio TxUU che le prove ad espansione laterale libera (ELL) che hanno permesso di stimare i parametri di resistenza al taglio in condizioni non drenate. Nella Figura 6.21 anche alcune prove speditive come il pocket penetrometer (PP) ed il vane test (VT) come confronto dei valori ottenuti.

Per questo litotipo si stima un valore "operativo" della resistenza al taglio in condizioni non drenate c_u compreso tra 120 kPa - 180 kPa. In particolare tra 10 e 20m di profondità cautelativamente si può assumere il valore di 120 kPa, mentre per le profondità superiori ai 20m, il valore di 150 kPa.

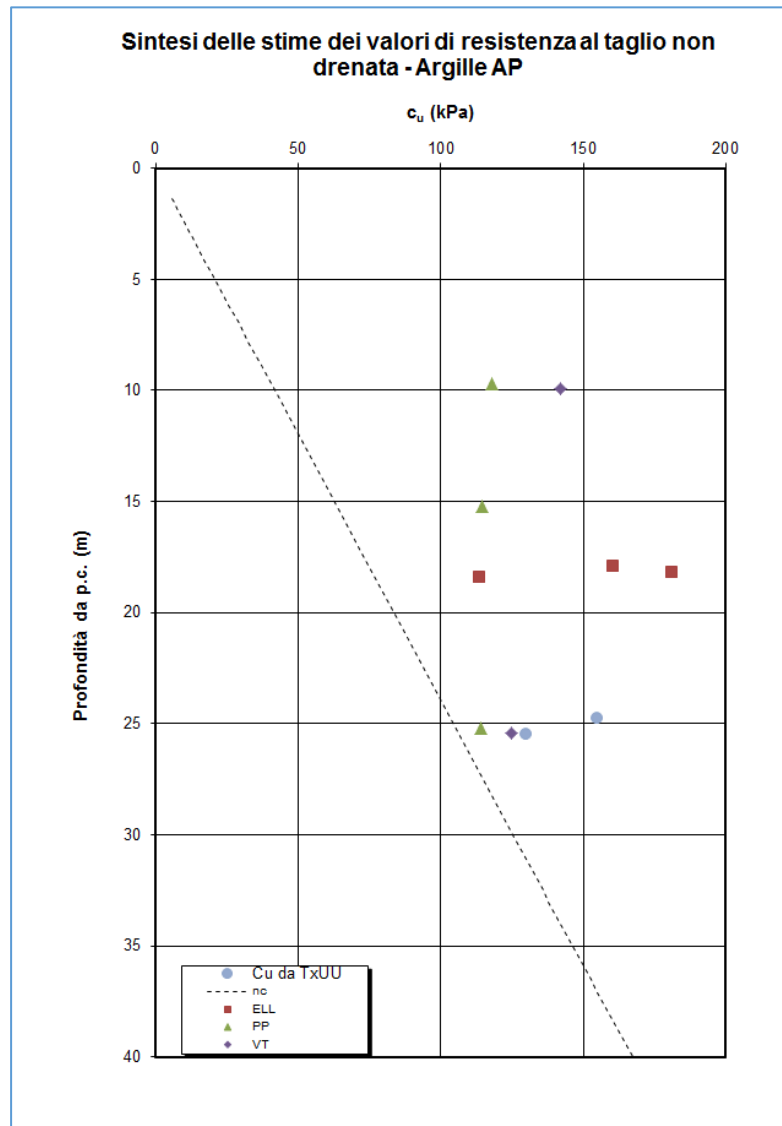


Figura 6.21 - Resistenza al taglio non drenata Argille AP

I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate, sono stati determinate da 2 prove di taglio diretto, dalle quali è stato possibile definire:

$$c' = 19,5 - 42,8 \text{ kPa};$$

$$\phi' = 23^\circ - 25^\circ$$

Per i parametri di deformabilità si è fatto riferimento ai valori ottenuti sia dalle prove penetrometriche dinamiche SPT (per le argille più superficiali), che dalla prova down - hole.

Infatti, assumendo un valore medio di N_{spt} di 15 alla profondità di 12m ed applicando:

$$V_s = C * N_{SPT}^{0,171} * z^{0,199} * f_A * f_G \quad [\text{m/sec}]$$

Dove:

- $C = 67,5$;
- f_A pari per 1 depositi Pliocenici;
- f_G pari ad 1 per depositi coesivi.

Si ottiene $V_s = 176$ m/sec, di conseguenza il modulo di taglio iniziale $G_0 = 59,5$ MPa ed $E_0 = 137$ MPa, per cui $E_{op} = 27,4$ MPa.

Per le argille a profondità maggiori di 20m, si ha a disposizione la prova down hole in foro del sondaggio S1_12, dalla quale si ricava un valore di 200 - 300 m/sec. In questo caso G_0 risulta pari a 77,5 - 174,3 MPa. Il modulo di elasticità $E_0 = 178 - 400$ MPa da cui $E_{op} = 35,6 - 80$ MPa.

Non sono disponibili dati relativi ai coefficienti di permeabilità, ma in base alla natura dei materiali si può stimare un valore di permeabilità pari a 10^{-6} cm/sec.

6.6 PARAMETRI RIASSUNTIVI DEI LITOTIPI

Sulla base di quanto presentato e discusso nei paragrafi precedenti, nella Tabella seguente vengono riassunti i parametri medi caratteristici dei materiali interferenti con il tracciato:

Parametri caratteristici					
	AR	SA	CA1	CA2	AP
γ_n (kN/m ³)	19	18,5	19	19	19
c_u (kPa)	36	-	-	-	120 10<z<20 150 z>20
c' (kPa)	-	0 - 5	100 - 200	10 - 20	20 - 30
ϕ' (°)	-	30° - 32°	36 - 38	32 - 34	23 - 25
k (cm/s)	-	$1 \cdot 10^{-3}$			$1 \cdot 10^{-6}$
v_s (m/s)	~200	-			200
G_0 (MPa)	~77	-			~77,5
E_0 (MPa)	~177				~177
$E_0/10$ (MPa)	~30 - 35	10 - 30	130	35 - 40	35 - 40

Tabella 6.2- Parametri geotecnici medi caratteristici

Simbologia

- γ_n = peso di volume naturale;
- c_u = resistenza al taglio non drenata;
- c' = intercetta di coesione in termini di tensioni efficaci;
- ϕ' = angolo di attrito in termini di tensioni efficaci;
- k_v = coefficiente di permeabilità in direzione verticale;
- G_0 = Modulo di taglio a piccole deformazioni;
- E_0 = Modulo elastico a piccole deformazioni;
- $E_0/10$ = Modulo elastico operativo.

7 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Il tracciato in progetto che ha una lunghezza di circa km 16 + 600, è articolato prevalentemente in rilevato. Le opere principali sono una galleria artificiale che sottopassa la SS 115 in prossimità dell'Ospedale di Marsala e il viadotto Sossio per superare l'incisione del fiume Sossio, oltre a 7 cavalcavia di attraversamento o di svincolo e 5 sottopassi.

Per i parametri sismica si rimanda alla Relazione Sismica allegata al Progetto.

7.1 RILEVATI E TRINCEE

Le pendenze definitive dei rilevati sono previste 3/2 (H/V) e nel caso di rilevati di altezza maggiore di 5m, è prevista una berma. I rilevati sull'intera tratta sono di altezza variabile, ma nella parte finale sono piuttosto elevati ($h \gg 2m$). La maggior parte del tracciato ricade su tratte in cui, a partire dal piano campagna, si trova terreno vegetale o un materiale piuttosto scadente per uno spessore medio di 1 m - 1,5 m. Di conseguenza deve essere previsto un adeguato strato di bonifica, per il quale si rimanda a quanto riportato nella Relazione Geologica allegata al presente Progetto.

In alcune aree - tra il km 4+100 al km 4+200, tra il km 6+550 al km 6+800, tra il km 8+100 al km 8+200, tra il km 8+300 al km 8+375 - sarà necessario allontanare del materiale di risulta derivante dalle attività di cava (ved. la planimetria geologica allegata al progetto). Questo materiale è stato stoccato in cumuli al di sopra del piano campagna e si presenta piuttosto eterogeneo essendo composto da blocchi decimetrici di calcarenite in matrice prevalentemente sabbiosa. Il materiale appartenente ai cumuli sarà riutilizzato, previa adeguata caratterizzazione geotecnica, per la formazione del corpo dei rilevati oltre i 2 m di altezza. I primi 2 m dei rilevati infatti saranno realizzati con idoneo materiale proveniente da cava e solo la parte compresa (dove presente) tra i 2m ed il piano campagna, con materiale proveniente dal materiale dei cumuli o di scavo adeguatamente selezionato.

Per le trincee si adottano pendenze 3/2 nel tratto iniziale (fino a km 0+725), dove è presente il litotipo SA, mentre si può adottare una pendenza 1/3 (H/V) in tutti gli altri casi essendo presenti le calcarenite CA1. a meno del primo metro di scavo laddove risulti presente terreno vegetale o scadente per i quali la pendenza da adottare è 2/3 (H/V).

Nel caso degli scavi provvisori, nel litotipo CA1 si può arrivare ad adottare pendenze degli scavi dell'ordine di 1/5, mentre nel caso del litotipo CA2 è consigliabile una pendenza dell'ordine di 3/2 (H/V).

7.1.1 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

In accordo alla caratterizzazione geotecnica descritta nei paragrafi precedenti, le analisi sono state effettuate considerando per i terreni in sito e per il corpo dei rilevati i parametri geotecnici caratteristici e di progetto riportati nelle Tabella 7.1 - Tabella 7.2 e Tabella 7.3.

Come riportato nei paragrafi precedenti, la falda è piuttosto profonda a meno delle tratte interessa-
te dalla galleria artificiale e dal viadotto Sossio. Nelle tratte interessate dai rilevati, la falda si consi-
dera assente.

Terreni Tipo	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [°]	E [MPa]
Calcareniti (CA2)	19	0	32	35

Tabella 7.1- Parametri geotecnici caratteristici.

Terreni Tipo	γ [kN/m ³]	c'_d (M2) kPa	ϕ_d (M2) [°]
Calcareniti (CA2)	19	0	26,6

Tabella 7.2- Parametri geotecnici di progetto.

Per la sezione più elevata è stata ricavata la stratigrafia corrispondente.

Sezione	Terreni Tipo	Z iniziale m	Z finale m
286 - km 11+700	Calcareniti (CA2)	0.0	10.7

Tabella 7.3- Stratigrafia

7.1.2 SCOTICO E BONIFICA

La presenza di terreno vegetale e di materiale con caratteristiche meccaniche molto scadenti gene-
ralmente per profondità dell'ordine di 1,00 m - 1,50 m a partire dal piano campagna, rende necessa-
rio prevedere adeguati spessori di bonifica oltre allo scotico su tutto il tracciato.

Infatti oltre allo scotico di 20 cm previsto in corrispondenza dei rilevati stradali, si prevede uno spes-
sore di bonifica variabile da 0,50 m a 1,00m. Per i dettagli si rimanda alla Relazione Geologica allega-
ta al presente progetto.

Le calcareniti presenti lungo tutto il tracciato presentano un modulo elastico compatibile con il mo-
dulo di deformazione Md richiesto dalle norme tecniche Anas, essendo $E = 0,6 - 0,7 \text{ Md}$, con $E \gg 30$
MPa.

7.1.3 STIMA DEL POTENZIALE DEI CEDIMENTI

Per i rilevati è necessario verificare anche le condizioni di funzionalità. Infatti, il cedimento teorico da
scontare a termine lavori deve risultare inferiore al 10% del totale a fine consolidazione e comunque
inferiore a 5 cm così come indicato nelle norme tecniche ANAS.

Nel caso del presente progetto, in base alle caratteristiche delle formazioni interessate, gli eventuali cedimenti dei rilevati sono previsti di entità trascurabile e di decorso immediato. Essi quindi si esauriranno durante la realizzazione dell'opera stessa e comunque prima della messa in opera degli strati legati della pavimentazione stradale.

7.1.4 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEI RILEVATI

Per le verifiche di stabilità globale dei rilevati in progetto è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE. Come previsto da NTC 2018 le verifiche sono state condotte sia in condizioni statiche (§6.8.2) sia in condizioni sismiche (§7.11.4). Il calcolo è stato eseguito ricorrendo alla teoria dell'equilibrio limite (metodo di Bishop).

7.1.4.1 CRITERI DI VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

In accordo al § 6.8.2 delle NTC18, le verifiche di stabilità di manufatti di materiali sciolti devono essere effettuate:

- rispettando la condizione $E_d \leq R_d$ (ove E_d è il valore di progetto dell'azione, ed R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico) e verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici;
- seguendo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) e tenendo conto dei seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale (A2)
	-	-
Permanenti	favorevole	1.0
	sfavorevole	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	0.0
	sfavorevole	1.3
Variabili	favorevole	0.0
	sfavorevole	1.3

Tabella 7.4- Coefficienti parziali sulle azioni

PARAMETRO	Coefficiente Parziale (M2)
$\tan \varphi_k$	1.25
c'_k	1.25
c_{uk}	1.4
γ_y	1.0

Tabella 7.5 - Coefficienti parziali sui parametri

γ_R	1.1
------------	-----

Tabella 7.6 - Coefficienti parziali sulle resistenze

7.1.4.2 CRITERI DI VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

In accordo al § 7.11.4 delle NTC18, l'analisi delle condizioni di stabilità dei rilevati può essere eseguita mediante metodi pseudostatici. Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come

$$F_h = k_h \times W \text{ ed } F_v = k_v \times W,$$

I coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tabella 7.7):

SLV	SLD
β_s	β_s
0.38	0.47

Tabella 7.7 - Coefficiente β_s (§7.11.4 - DM 17/01/2018).

La verifica di stabilità globale costituisce una verifica di Salvaguardia della Vita (SLV), pertanto i coefficienti sismici riportati nella tabella seguente sono relativi ad un evento con tempo di ritorno pari a 949 anni. I valori dell'accelerazione massima sono stati determinati dalle analisi sismiche riportate nella relazione sismica, con categoria di suolo B:

Stato Limite	a_{\max} [g]	T_R [anni]	k_h [g]	k_v [g]
SLV	0.092	949	0.035	± 0.018

Tabella 7.8 - Valori dell'accelerazione equivalente di progetto k_h per le verifiche di stabilità globale.

7.1.4.3 RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi delle condizioni di stabilità globale dei rilevati sono state svolte ricorrendo alla teoria dell'equilibrio limite, mediante l'ausilio del programma di calcolo GeoStudio 2012; tra i metodi di calcolo proposti è stato scelto il metodo di Bishop.

Come già esplicitato, le verifiche sono state condotte in accordo alla normativa vigente (NTC 2018), sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche nella sezione ritenuta più significativa considerando l'altezza maggiore nelle condizioni stratigrafiche peggiori.

Per le analisi in condizioni statiche è stata considerata la presenza di un sovraccarico stradale ($q_k = 20$ kPa) che, in accordo con i coefficienti riportati in Tabella 7.4 è stato amplificato del fattore 1.3 ($q_d = 26$ kPa).

La verifica a stabilità globale si considera soddisfatta quando la superficie di scorrimento più critica fra quelle possibili corrisponde ad un fattore di sicurezza ≥ 1.1 in condizioni statiche e ≥ 1.2 in presenza di sisma; ovvero, in accordo alla terminologia della normativa (Par. 6.2.4 delle NTC 2018):

$$R_d / E_d \geq \gamma_R$$

Nelle figure seguenti si riportano le superfici di scorrimento critiche, dalle quali si evince che la stabilità globale dei rilevati è sempre verificata, essendo:

- Condizioni statiche: $R_d / E_d = 1.244 > 1.1$
- Condizioni sismiche (k_v positivo): $R_d / E_d = 1.442 > 1.2$
- Condizioni sismiche (k_v negativo): $R_d / E_d = 1.438 > 1.2$

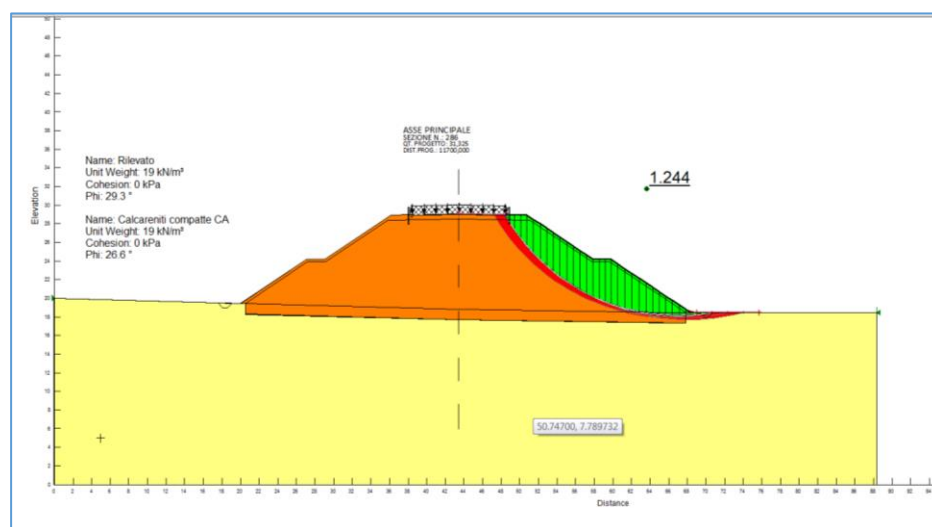


Figura 7.1- Sezione 286: verifica di stabilità globale in condizioni statiche.

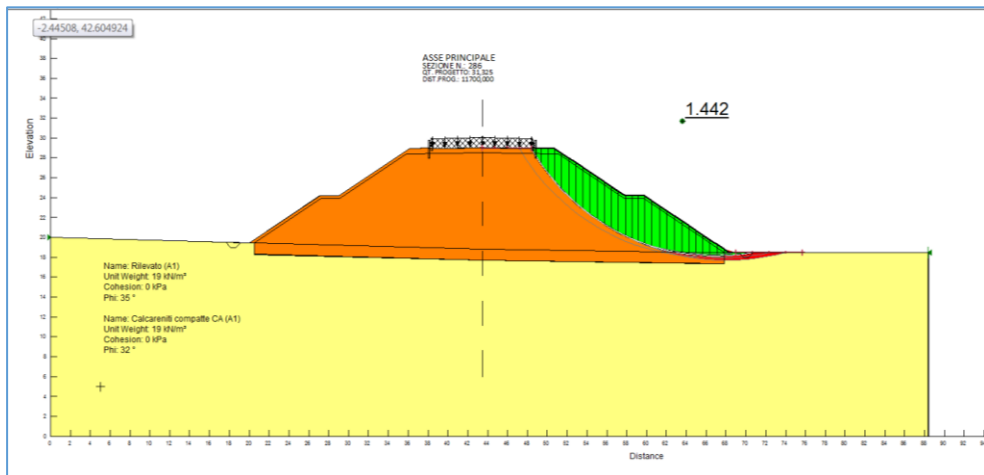


Figura 7.2 – Sezione 286 : verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (k_v positivo).

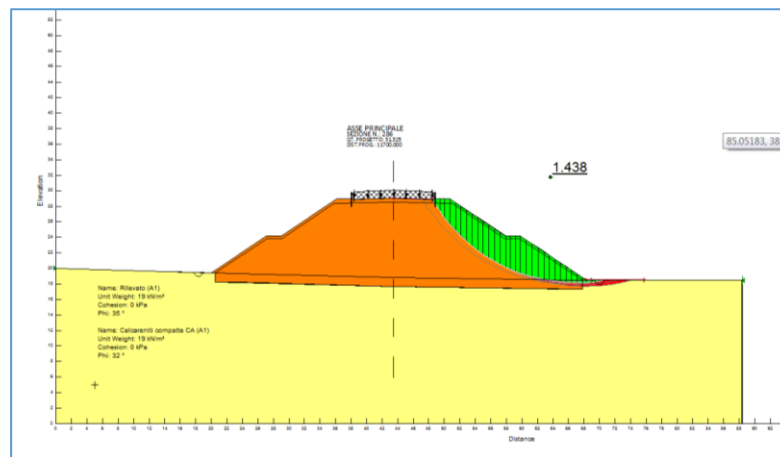


Figura 7.3 :Sezione 286: verifica di stabilità globale in condizioni sismiche (K_v negativo).

7.2 VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO

Per le verifiche dei muri di sostegno e sottoscampa e per le opere provvisorie delle opere minori (sottovia e muri) si rimanda alle specifiche Relazioni di calcolo allegate al presente Progetto.

7.3 VERIFICHE GALLERIA ARTIFICIALE

Le verifiche delle opere provvisorie e definitive relative alla galleria artificiale sono state riportate, in base a quanto definito nella presente Relazione Geotecnica, in specifiche relazioni di calcolo.

7.4 VERIFICHE FONDAZIONI VIADOTTO SOSSIO

Le verifiche delle fondazioni del viadotto sono state riportate, in base a quanto definito nella presente Relazione Geotecnica, nella specifica relazione di calcolo che comprende anche le verifiche delle opere di sostegno provvisoriale per la realizzazione degli scavi quali palancole e tute.

7.5 VERIFICHE DI FONDAZIONE CAVALCAVIA

Lungo il tracciato sono previsti 7 cavalcavia riportati nella *Tabella 7.9*:

CAVALCAVIA		Chilometrica di progetto
CV01	Svincolo Marsala Sud	1 + 670,12
CV02	Viabilità IN01	2 + 019,32
CV03	Viabilità IN02	2 + 935,82
CV04	Viabilità IN04	6 + 836,85
CV05	Viabilità IN06	10 + 247,50
CV06	Viabilità IN08	13 + 391,83
CV07	Viabilità IN09	14 + 810,66

Tabella 7.9: Elenco cavalcavia in progetto

Le fondazioni sono previste di tipo diretto e le verifiche, tenendo conto di quanto riportato in questa Relazione, sono allegate nelle specifiche Relazioni di calcolo delle opere.

8 PROBLEMATICHE GEOTECNICHE LEGATE ALLA PRESENZA DI CAVITA'

Una caratteristica del tracciato, oltre ai cumuli citati in precedenza, è la presenza delle cavità sepolte e delle cave a cielo aperto, legate all'attività estrattive del distretto di "Santo Padre delle Perriere-Ciavolotto".

Durante le fasi delle attività di progettazione si è cercato di adottare piccole varianti planimetriche per evitare ogni interferenza con le cave dismesse visibili. Nonostante questo accorgimento potrebbe esistere la possibilità di intercettare cavità sepolte, sia vuote che parzialmente riempite di entità estremamente variabile.

Le indagini realizzate per la presente fase progettuale non hanno mostrato la presenza di cavità interferenti con il tracciato. Durante le prossime fasi progettuali, ulteriori indagini potranno meglio individuare la presenza ed eventualmente l'estensione.

Nell'eventualità fosse riscontrata la presenza di cavità, dovranno essere valutate le condizioni di stabilità così come indicato nel successivo paragrafo.

8.1 STIMA DELLO SPESSORE MINIMO DI COPERTURA DELLE CAVITÀ NECESSARIO PER LA STABILITÀ

La stima dello spessore minimo di copertura delle cavità è stata effettuata mediante il metodo di Terzaghi. Questa teoria è stata studiata per il calcolo del carico agente sul rivestimento di una galleria. Agendo in maniera inversa è possibile stimare lo spessore della copertura per il quale il carico agente è nullo, questo corrisponderà allo spessore minimo richiesto per la stabilità. Di seguito vengono riportati dei cenni sul metodo di Terzaghi.

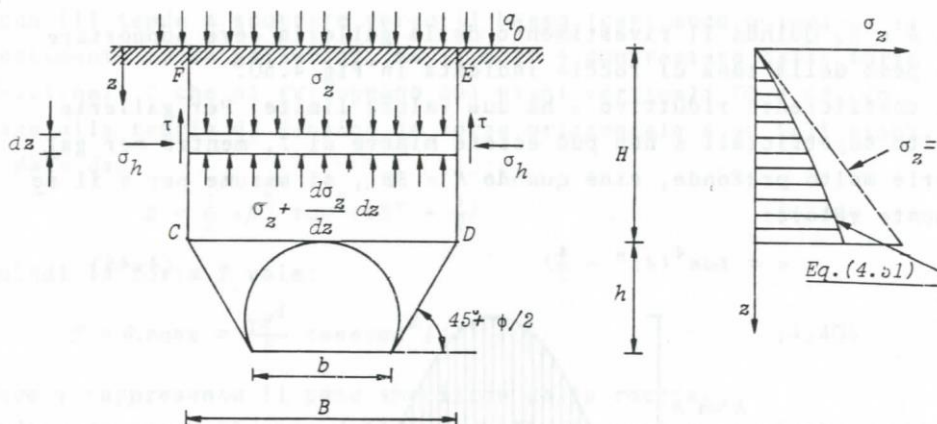


Figura 4.61 - Schema per il calcolo del carico sul rivestimento di una galleria secondo Terzaghi.

$$\tau = c + \sigma_h \tan \phi \quad (4.47)$$

L'equilibrio verticale di un elemento di altezza dz della zona CDEF può scriversi come:

$$\sigma_z B + \gamma B dz - (\sigma_z + \frac{d\sigma_z}{dz} dz) B - 2\tau dz = 0 \quad (4.48)$$

Sostituendo le eq.(4.46) e (4.47) nella (4.48) si ottiene

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = \gamma - \frac{2c}{B} - \sigma_z \frac{2K}{B} \tan \phi \quad (4.49)$$

che integrata, assumendo $\sigma_z = q_0$ per $z = 0$, fornisce la seguente equazione:

$$\sigma_z = \frac{B\gamma - 2c}{2K \tan \phi} (1 - e^{-a}) + q_0 \cdot e^{-a} \quad (4.50)$$

dove

$$a = -\frac{2Kz}{B} \tan \phi ; B = n + 2h \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

I parametri geotecnici delle Calcareniti compatte CA2 utilizzati per le verifiche sono stati cautelativamente ridotti rispetto a quelli riportati in relazione geotecnica. In particolare sono stati utilizzati i seguenti valori:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

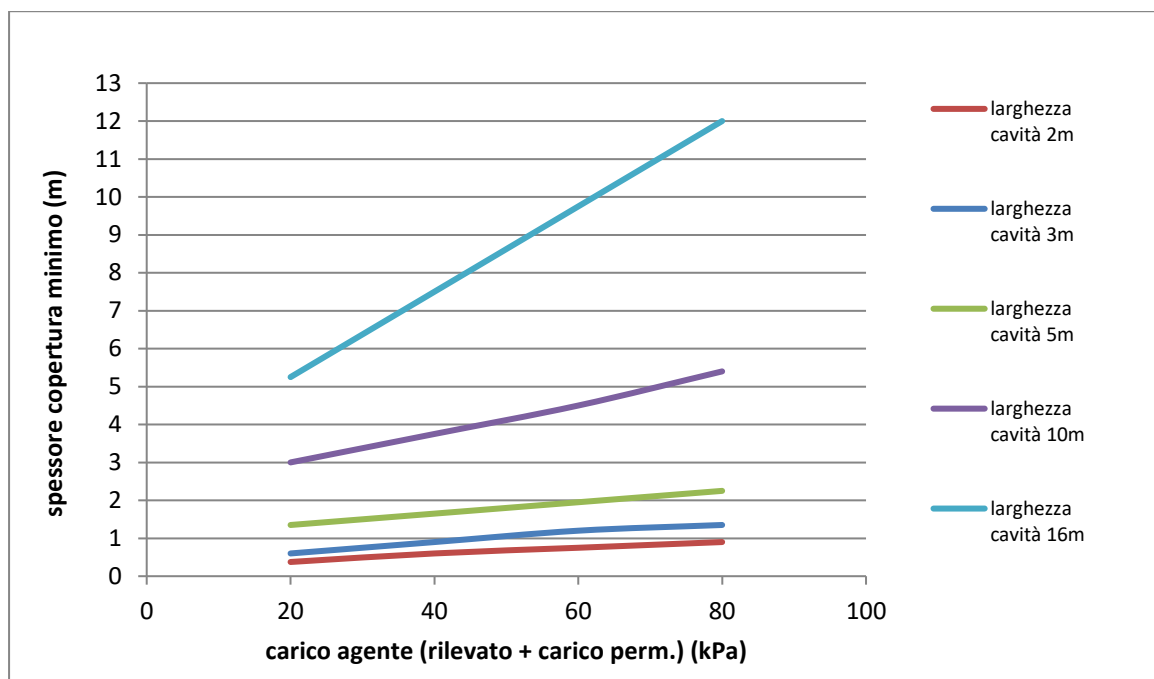
$$c' = 250 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$k = k_0 \approx 0,4$$

Data la variabilità dei carichi agenti, dovuta principalmente all'altezza variabile dei rilevati, i risultati verranno presentati in un grafico contenente il carico agente (peso rilevato + carico permanente) - spessore minimo della copertura relativamente a diverse larghezze delle cavità riscontrabili. Dato

che la normativa non regola questo genere di verifiche, agli spessori stimati è stato applicato un fattore di sicurezza $FS=1,5$ considerandolo alla stregua di un corpo rigido. Qualora si dovessero riscontrare cavità al di sotto del piano stradale sarà possibile quindi verificare se lo spessore è sufficiente per garantire la stabilità. Qualora ciò non fosse verificato dovranno essere adottati specifici accorgimenti così come riportato di seguito.



- 1) Nel caso di cavità superficiali (coperture < 2,5 m) con volumi < di 600m³, esse verranno portate alla luce demolendo la copertura esistente, avendo cura di garantire la sicurezza dell'operazione. Una volta sbancate le coperture esse verranno riempite con materiale granulare idoneo (ad esempio gli scarti della lavorazione delle cave presenti nella zona), avendo cura di mettere in opera strati di 0,5 m massimo adeguatamente compattati sugli ultimi 2 m.
- 2) Nel caso di cavità profonde (coperture > 2,5 m) con volumi < di 600m³, esse verranno intasate mediante materiale inerte a piccola pezzatura messo in opera attraverso perforazioni a grande diametro (800-1000 mm), eseguibili con le apparecchiature per esecuzione pali. Per garantire la riuscita dell'intasamento, saranno eseguite iniezioni cementizie da tubi valvolati, con pressione ed interasse da stabilire con campi di prova. In alternativa, il materiale inerte potrebbe essere messo in opera previa miscelazione con acqua e cemento al fine di rendere più agevole il raggiungimento di zone della cavità articolate.
- 3) Nel caso di camere di coltivazioni di grandi dimensioni, esse saranno superate mediante la realizzazione di un viadotto. Tale eventualità comporterà naturalmente uno studio specifico per determinare la capacità portante dei terreni e per posizionare adeguatamente le spalle di modo che il volume interessato dal sovraccarico non interferisca con la cavità.

Nell'eventualità che le cavità di piccole dimensioni siano parzialmente riempite da materiale detritico grossolano, esse saranno trattate in maniera analoga.

larghezza cavità	2m				
sovraccarico [kPa]	20	40	60	80	
spessore copertura [m]	0.25	0.4	0.5	0.6	
spessore copertura x FS [m]	0.375	0.6	0.75	0.9	
larghezza cavità	3m				
sovraccarico [kPa]	20	40	60	80	
spessore copertura [m]	0.4	0.6	0.8	0.9	
spessore copertura x FS [m]	0.6	0.9	1.2	1.35	
larghezza cavità	5m				
sovraccarico [kPa]	20	40	60	80	
spessore copertura [m]	0.9	1.1	1.3	1.5	
spessore copertura x FS [m]	1.35	1.65	1.95	2.25	
larghezza cavità	10m				
sovraccarico [kPa]	20	40	60	80	
spessore copertura [m]	2	2.5	3	3.6	
spessore copertura x FS [m]	3.0	3.8	4.5	5.4	
larghezza cavità	16m				
sovraccarico [kPa]	20	40	60	80	
spessore copertura [m]	3.5	5	6.5	8	
spessore copertura x FS [m]	5.3	7.5	9.8	12.0	

Si ribadisce che in base alle informazioni in possesso durante l'attuale fase di progettazione non ci sono elementi tali da prevedere gli interventi descritti in precedenza. Esse sono solo delle possibili soluzioni nel caso venissero riscontrate delle cavità, geologicamente compatibili con le attività estrattive della zona. Si ritiene che le soluzioni proposte siano in grado di garantire adeguatamente i necessari requisiti di sicurezza, stabilità, durabilità e robustezza richiesti dalla normativa di riferimento.