



"MIADONNA"

1	PROGETTO REV 00	MR	11/21	
REV.	DESCRIZIONE E REVISIONE	Sigla	Data	Firma
EMESSO				

<p>GVC SERVIZI DI INGEGNERIA</p> <p>Via della Pineta 1 - 85100 - Potenza email: info@gvcingegneria.it - website: www.gvcingegneria.it C.F. e P.IVA 01737760767 P.E.C.: gvc srl@gigapec.it</p> <p>Direttore Tecnico: dott. ing. MICHELE RESTAINO</p> <p>Collaboratori GVC s.r.l. per il progetto: dott. ing. GIORGIO MARIA RESTAINO dott. ing. CARLO RESTAINO dott. ing. ATTILIO ZOLFANELLI</p> <p>GVC s.r.l. Direttore Tecnico Ing. Michele Restaino</p>	<p>Nuova Atlantide soc. coop. a r.l.</p> <p>Località Palazzo snc - 75011 Accettura - Matera email: progettazione@nuovaatlantide.com</p> <p>Direttore Tecnico: geol. ANTONIO DI BIASE</p> <p>Collaboratore per il progetto: geol. TOMMASO SANTOCHIRICO</p> <p>"Nuova Atlantide" Società Cooperativa Località Palazzo, s.n.c. - 75011 Accettura (MT)</p> <p><i>Antonio Di Biase</i></p> <p><i>Tommaso Santochirico</i></p> <p>ORDINE DEI GEOLOGI DI BASILICATA N. Iscrizione 257</p>	<p>Dott. Antonio Bruscella</p> <p>Piazza Alcide De Gasperi 27 - 85100 - Potenza email: antonio Bruscella@hotmail.it</p> <p>Dott. Antonio Bruscella <i>Antonio Bruscella</i></p> <p>ANTONIO BRUSCELLA Architetto Piazza Torio De Amato, 27 - 85100 Potenza Tel. 0971/262000 E-mail: antonio Bruscella@hotmail.it P.I. 01737760767</p>	<p>Dott. agr. Paolo Castelli</p> <p>Viale Croce Rossa 25 - 90144 - Palermo email: paolo.castelli@hotmail.it P.IVA 0546509826</p> <p><i>Paolo Castelli</i></p> <p>ORDINE DEI GEOMETRI E DOTTORE FORESTALI DOTT. PAOLO CASTELLI N. 1988 ALBO SEZ. A ORDINE DEI GEOMETRI E FORESTALI PALERMO</p>
--	---	--	--

<p>AMBRA SOLARE 44 s.r.l. Via Tevere n.41 - 00198 ROMA, Italia ambrosolare44srl@legalmail.it C.F. e P.IVA 16221101005 SOCIETA' DEL GRUPPO POWERDIS s.r.l.</p>	<p>Powerdis Via Tevere, 41 - 00198 ROMA, Italia www.powerdis.com</p>	<p>Soltec Via Tevere, 41 - 00198 ROMA, Italia www.soltech.com</p>
--	---	--

Comune	COMUNE DI CRACO (MT)	COD. RIF	G/139/07/A/01/PD		
		ELABORATO		FILE	
Opera	PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI POTENZA NOMINALE PARI A 19.994,88 kWp DENOMINATO "MIADONNA" - UBICATO NEL COMUNE DI CRACO (MT) - REGIONE BASILICATA	Categoria	N.°		
		PD		Scala	-----
Oggetto	PROGETTO DEFINITIVO		A.3		

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

Questo disegno è di nostra proprietà riservata a termine di legge e ne è vietata la riproduzione anche parziale senza nostra autorizzazione scritta

Committente
AMBRA SOLARE 17 S.r.l.
Via XX Settembre, 1
0 187 ROMA
Società del gruppo POWERTIS s.r.l.
ambrasolare17srl@legalmail.it

Nuova Atlantide soc. coop. a r.l.
Località Palazzo snc
75011 Accettura (MT)
Geol. TOMMASO SANTOCHIRICO
Direttore Tecnico Geol. Antonio Dibiase
progettazione@nuovaatlantide.com

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI
POTENZA NOMINALE PARI A 19.994,88 kWp DENOMINATO "MIA
DONNA" - UBIcato NEL COMUNE DI CRACO (MT) –
REGIONE BASILICATA

RELAZIONE GEOLOGICA

Il Committente

AMBRA SOLARE 17 S.r.l.

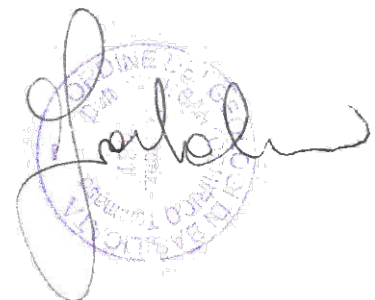
"Nuova Atlantide"
Società Cooperativa
Località Palazzo, s.n.c. 75011 Accettura (MT)
Antonio Dibiase

Il Progettista

Nuova Atlantide soc. coop. a r.l.

Il Geol. Dott. Tommaso Santochirico

Il Direttore Tecnico Dott. Antonio Dibiase



1. PREMESSA

Eseguita su incarico di Ambra Solare 17 s.r.l., questa relazione riferisce i risultati di un'indagine geologica, geomorfologica ed idrogeologica, condotta in Località "Mia Donna", sita in agro di Craco (Matera).

L'indagine mira alla caratterizzazione delle successioni litologiche ivi affioranti in quanto la committenza intende realizzare un parco fotovoltaico.

Il sito individuato si colloca in un'area definita in catasto al Foglio 41 p.lle 27,150,30,114,143,141,112,140,126,39,130,110,33,32,101,104,102,103,113,100,128,29.

Lo studio è quindi finalizzato alla definizione delle implicazioni che le lavorazioni che si intendono realizzare avranno rispetto all'equilibrio generale dell'area su cui si esse si svilupperanno.

A tale scopo si è proceduto al rilievo geologico di dettaglio della zona interessata dagli interventi, allargando opportunamente il raggio dell'indagine al fine di ricostruire l'assetto idrogeologico delle successioni che affiorano in loco.

Per la definizione degli assetti stratigrafici e i rapporti tra le litologie costituenti il substrato si è provveduto a recuperare i dati geognostici presenti in bibliografia ed è stata eseguita una indagine geognostica indiretta consistente in:

- N° 1 indagine penetrometrica continua DPSH
- N° 1 profilo sismico con metodologia MASW

L'esame delle caratteristiche sopra descritte consente di esprimere una serie di considerazioni sui terreni di sedime interessati dalle opere in progetto, in modo da valutare il loro comportamento in relazione con le lavorazioni che il committente intende realizzare.

L'acquisizione dei dati tiene conto della vigente normativa tecnica D.M. 11.03.1988, della L.R. n.38 del 06/08/1997, dell'Ordinanza del P.C.M n. 3274/2003 modificata dall'Ordinanza del P.C.M n. 3431 del 03/05/05 ed in ottemperanza alle norme dell'Autorità di Bacino Regionale Campania sud ed interregionale per il bacino idrografico del fiume Sele riguardanti le Aree a Rischio Idrogeologico, nonché il succitato R.D.L. 2367/23 e la Legge regionale 10 novembre 1998 n. 42 "Norme in materia forestale, art. 16 comma 2.

Lo studio inoltre esamina i problemi geologico tecnici connessi con la fattibilità dell'intervento di progetto, con particolare riferimento a:

- *Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii notevoli e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle terre e delle opere di fondazione (D.M. 11.03.1988)*
- *Norme tecniche per la costruzione in zona sismica, disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica (D.M. 24.01.1986);*
- *Decreto 14/01/2008 del Ministero delle Infrastrutture (GU n.29 del 04/02/2008)*
- *(NTC 2018) di cui al DECRETO 17 gennaio 2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni" (GU n. 42 del 20-03-2018- Suppl. Ordinario)*

Le risultanze delle indagini condotte, di seguito esposte, sono sintetizzate e visualizzate negli allegati grafici prodotti:

- Allegato A.2.1. RELAZIONE GEOLOGICA GENERALE
- Allegato A.2.2. CARTA GEOLOGICA
- Allegato A.2.3. SEZIONI GEOLOGICHE
- Allegato A.2.4. CARTA GEOMORFOLOGICA
- Allegato A.2.5. CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO
- Allegato A.2.6. CARTA IDROGEOLOGICA
- Allegato A.2.7. ANALISI DI STABILITA' DEI PENDII
- Allegato A.2.8. REPORT DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Al fine di avere un chiaro quadro circa gli assetti stratigrafici caratterizzante il sito esaminato, risulta utile accennare al contesto geo strutturale in cui la zona in cui sorge l'area di sedime si colloca.

L'intera zona si colloca nel dominio strutturale costituito dall'Avanfossa Bradanica.

Essa è un bacino sedimentario che si estende dal margine orientale appenninico fino al bordo occidentale dell'avampaese murgiano. Il basamento dell'Avanfossa è costituito dai calcari murgiani Cretacei che si immergono in profondità con una serie di faglie normali con direzione principale NO/SE e, in sottordine, in direzione ortogonale (NE/SO).

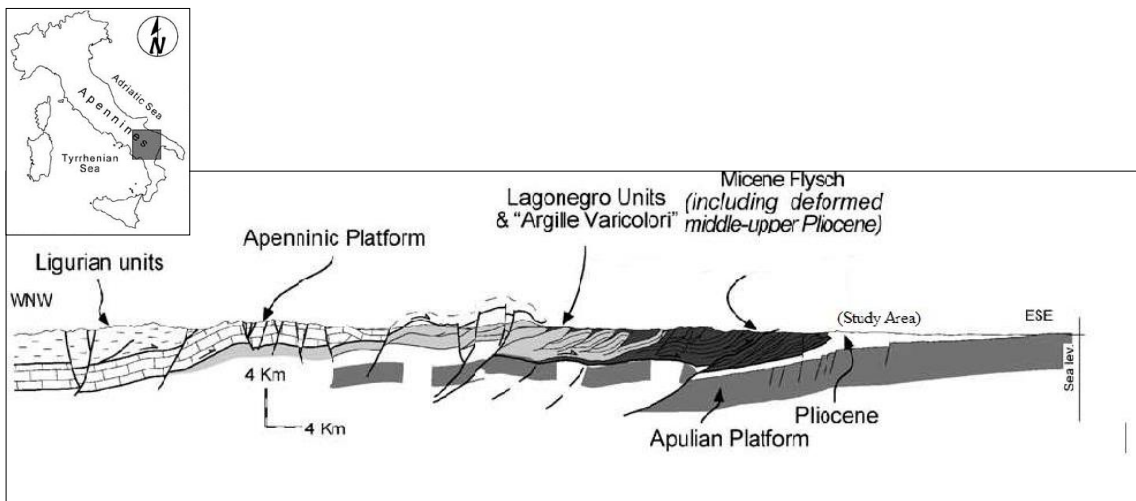


Figura 1. Sezione geologica dell'Appennino Meridionale (da Prosser et al., 1996)

Essa è riempita da una successione argilloso-sabbiosa plio-pleistocenica, che raggiunge spessori di oltre 2000 m. Alla base è talora riconoscibile, al di sotto del cuneo alloctono della catena, un intervallo marnoso-argilloso, localmente sabbioso, del Pliocene inferiore (Zancleano), sul quale poggia in blanda discordanza una potente successione di argille con intercalazioni sabbiose del Pliocene (Piacenziano-Gelasiano). Il tutto è ricoperto dai sedimenti del Gelasiano-Pleistocene, che costituiscono una monotona successione di argille azzurre passanti, nella parte sommitale, a sabbie argillose e conglomerati del Pleistocene (SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA, 1969; RICCHETTI, 1980).

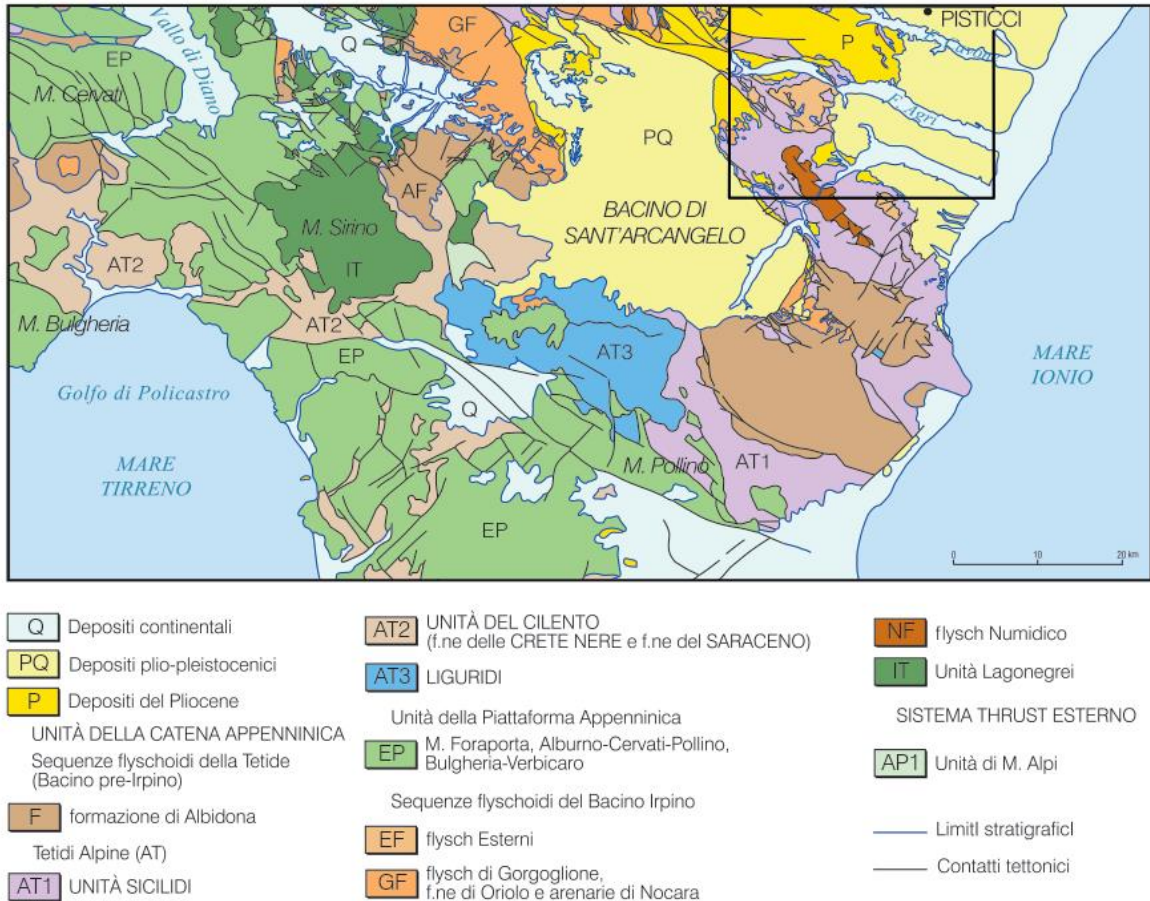


Figura 2. Schema di inquadramento regionale del settore campano-lucano dell'Appennino meridionale e del confine calabro-lucano (il riquadro evidenzia la posizione del Foglio 507 – Pisticci – della Carta geologica d'Italia scala 1:50.000, in cui rientra l'areale di interesse)

Sul bordo appenninico i sedimenti plio-pleistocenici sono caratterizzati da diverse discordanze, di cui quelle più marcate e a carattere regionale cadono nella parte alta del Pliocene inferiore (Zancleano) e nella parte sommitale del Pliocene superiore (Gelasiano) (v. LENTINI, 1968, 1969a, 1969b, 1971).

Sono stati quindi individuati vari "cicli", che si estendono via via a ricoprire le porzioni più interne della catena. Sul bordo esterno dell'avanfossa invece, per effetto di un generale appoggio in onlap della successione plio-pleistocenica al disopra del top carbonatico apulo, ben evidente nei

profili di sismica a riflessione, vanno a poggiare progressivamente gli orizzonti più recenti (CELLO et alii, 1988). In questo contesto le calcareniti tipo “panchina” (ad es. Calcareniti di Gravina) rappresentano la facies eteropica delle argille azzurre pleistoceniche del settore centrale dell’avanfossa.

La geometria dei depositi plio-pleistocenici indica una flessurazione del margine del Blocco Apulo. MALINVERNO & RYAN (1986), ROYDEN et alii (1987) e DOGLIONI (1991) hanno connesso lo sviluppo della fossa alla “subduzione appenninica” rivolta verso ovest e alla conseguente sensibile retroflessione verso est della placca adriatica, che ha determinato, nell’ambito dell’avanfossa, lo sviluppo sul margine esterno di una rampa regionale subsidente ad ampia inclinazione che si immerge sotto la Catena Appenninica.

Sul versante appenninico, il cuneo alloctono della catena, inserito all’interno della successione pelitico-sabbiosa plio-pleistocenica dell’avanfossa, è stato denominato da OGNIBEN (1969) Falda di Metaponto (Fig. 3).

Essa è formata in prevalenza da terreni delle Unità Sicilidi, dai Flysch Esterni miocenici, da modesti lembi di evaporiti messiniane e dagli stessi orizzonti pliocenici coinvolti nel trasporto tettonico.

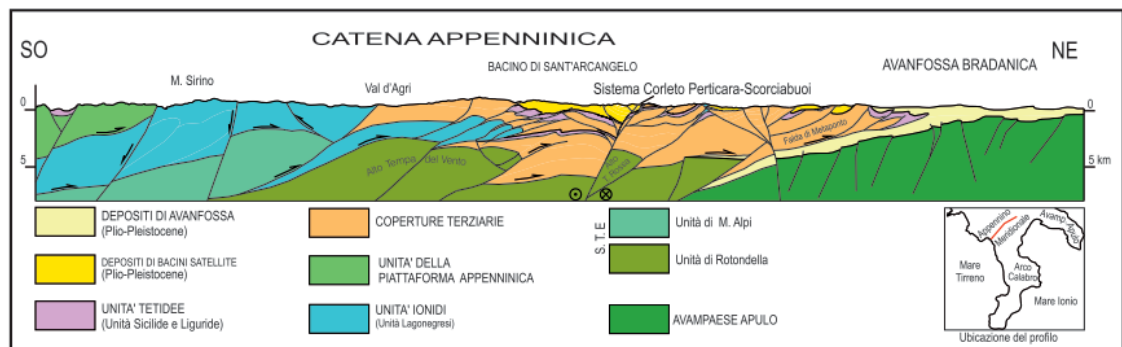


Figura 3. Sezione schematica attraverso l’Appennino Lucano e l’Avanfossa Bradanica, ricostruita da dati geologici di superficie e da dati dell’esplorazione petrolifera (da FINETTI et alii, 2005, modificato)

Gli orizzonti del Pliocene (Piacenziano-Gelasiano) sono parzialmente ricoperti tettonicamente dai terreni dello stesso substrato pre-pliocenico; il tutto viene in gran parte suturato dai depositi sabbiosi (sabbie di Tursi) ed argillosi (argille subappennine) del Pleistocene (Calabrian), che presentano delle chiare geometrie di tipo onlap.

Il sollevamento regionale, fase tardiva degli eventi tettonici che hanno caratterizzato i bacini di provenienza dei terreni flyscioidi appenninici, nell'area in esame può essere collocato in un'epoca tardo Calabriana con emersione, anche a più riprese, dei sedimenti terrigeni. L'assenza di elementi caratteristici delle azioni tettoniche, quali pieghe, scagliosità, intensa fratturazione ecc., fa pensare ad un movimento verticale positivo dell'intera area. Le leggere inclinazioni di strato sono connesse o a motivi deposizionali (conformazione del fondo del bacino) o a leggere differenziazioni nell'ambito del sollevamento.

In alcuni casi, i sedimenti terrigeni di riempimento del bacino sono interessati da faglie normali di piccolo rigetto per effetto del riaggiustamento strutturale a seguito del sollevamento regionale.

3. STRATIGRAFIA GENERALE

I terreni rilevati si distinguono sia da un punto di vista chimico-mineralogico che granulometrico in ordine alle aree di provenienza ed alle modalità di trasporto.

I terreni plio-pleistocenici si sono sedimentati sotto un continuo controllo tettonico locale ed eustatico regionale e sono distribuiti in fasce al fronte del thrust belt (Bacini di Sant’Arcangelo, Calvello, Potenza, dell’Alto Ofanto) o all’interno della Catena (Bacini di Eboli e del Tanagro); in seguito al loro totale isolamento dai depositi di avanfossa hanno assunto il ruolo di depositi di bacini intrappenninici.

Nell’Appennino meridionale sono distinguibili almeno tre “cicli” sedimentari (Fig. 4): quello di Craco del Pliocene inferiore (Zancleano), esposto lungo la dorsale omonima, il ciclo di Calindro databile dallo Zancleano (parte alta) al Gelasiano, e quello di Sant’Arcangelo del Gelasiano-Ioniano. I primi due cicli corrispondono in parte all’Unità di Ariano (Zancleano-Piacenziano), ampiamente affiorante in Irpinia. I depositi relativi ai vari cicli ricoprono progressivamente aree sempre più interne dell’edificio a falde.

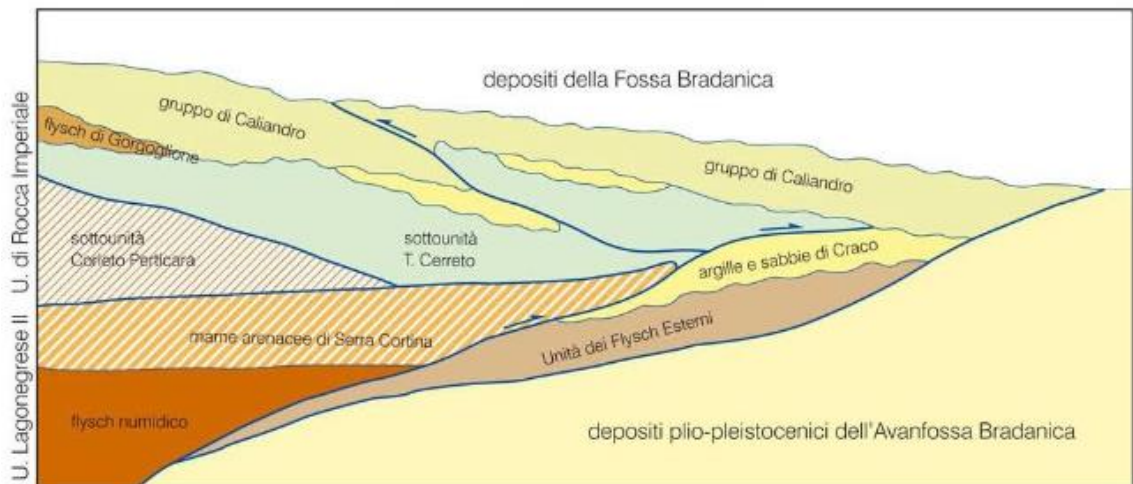


Figura 4. Schema dei rapporti tettonoci-stratigrafici nell'avanfossa bradanica

I tre cicli possono presentare, a seconda dei contesti paleoambientali, anche notevoli variazioni litologiche e moderate diacronie, ma ciò che li accomuna, a prescindere dalle litofacies, è la presenza alla base di ognuno di essi di una discordanza di primo ordine.

Il primo ciclo (LENTINI, 1969a; 1969b) è dato da conglomerati e da calcareniti fossilifere di ambiente litorale e da argille con livelli di sabbie quarzose, da diatomiti e da calcareniti a stratificazione incrociata.

Il secondo ciclo (VEZZANI, 1966; CARTA GEOLOGICA DEL BACINO DEL FIUME AGRI, 1991; PIERI et alii, 1994a), comprende una successione, potente circa 800 m, tipicamente ciclica nelle zone più interne, con un intervallo basale conglomeratico-sabbioso, passante ad un caratteristico orizzonte diatomitico e ad argille marnose azzurre; nelle aree esterne, sul fronte del thrust belt, le argille marnose azzurre sono ricoperte tettonicamente dai terreni pre-pliocenici, ovvero in discordanza dai depositi plio-quadernari (LENTINI, 1969a, 1969b).

La successione di Caliandro si è deposta in seguito ad una profonda ingressione marina, verificatasi nella parte alta dello Zancleano, che ha interessato tutto il sistema orogenico fino al margine delle aree di culminazione assiale della catena.

Sui depositi del ciclo di Caliandro, o direttamente sui terreni pre-pliocenici, giace il ciclo di Sant'Arcangelo, corrispondente in parte al ciclo dell'Agri di PIERI et alii (1994a), dato da una potente successione di argille azzurre passanti verso l'alto e lateralmente a sabbie e conglomerati di ambiente da marino a continentale (Bacino di Sant'Arcangelo), con litofacies di ambiente marino prevalentemente argillose verso est.

I depositi plio-pleistocenici hanno risentito dell'evoluzione tettonica del substrato carbonatico apulo e dell'adeguamento delle coltri alloctone: i depositi dei cicli pliocenici sono conservati in depressioni create successivamente alla fase di sollevamento della catena (fase di duplexing) e hanno subito un'intensa fase d'erosione, mentre i depositi del ciclo plio-pleistocenico sembrano rivestire il significato di riempimento dei "bacini" e complessivamente sono di età più recente dell'accavallamento delle coltri alloctone sulle successioni apule.

Gli areali rilevati si contraddistinguono per l'affioramento esclusivo di litologie prevalentemente pelitiche afferenti i vari cicli di riempimento della fossa bradanica.

Maggiori approfondimenti negli allegati **A.2.2. Carta Geologica** e **A.2.3. Sezioni Geologiche**.

Di seguito una succinta descrizione delle formazioni individuate:

3.1 Argille e sabbie di Craco

I depositi della formazione di Craco registrano l'inizio della sedimentazione marina nelle aree frontali dell'orogene, successivamente ad una prolungata fase di emersione, avvenuta durante le fasi iniziali di accavallamento della catena alloctona sul substrato carbonatico apulo. L'età di questi depositi è in larga parte coeva a quella dei depositi di avanfossa presenti al disotto del sole-thrust appenninico.

Orizzonti coevi vengono altresì incontrati dal sondaggio Capo Rotondo 1 (ubicato in prossimità del km 141,5 della SS 103 Craco-Stigliano); essi risultano tettonicamente intrappolati nel sistema a thrust della catena. Ciò suggerisce che la successione del Pliocene inferiore (Zancleano) di Craco ha largamente partecipato alla messa in posto di tutto l'edificio alloctono sulle successioni apule. Corrisponde alle "Sabbie e Conglomerati di Serra del Cavallo" di MOSTARDINI et alii (1966), al "Complesso conglomeratico-argilloso-sabbioso" di LENTINI (1969b, 1980) e al gruppo di Craco p.p. del Foglio "Sant'Arcangelo" (SERVIZIO GEOLOGICO D'ITALIA, 2005), in cui la formazione è stata suddivisa in due membri.

Affiora lungo una fascia orientata circa NO-SE dai dintorni di Serra di Croce- Tempa del Muto fino a Serra del Cavallo, sulla sponda sinistra dell'Agri. In questo tratto l'unità è caratterizzata da litofacies litorali alla base e al tetto. A sud ovest di questo allineamento non si hanno più affioramenti, per cui si ritiene che i sedimenti litorali di base rappresentino la massima ingressione marina durante il Pliocene inferiore (Zancleano).

Più a nord-est, in corrispondenza dell'abitato di Craco, riaffiorano depositi in facies litorale, mentre a T.pa Petrolla i sedimenti sono costituiti per lo più da argille con sottili intercalazioni sabbiose di ambiente marino più profondo.

Si tratta di una formazione clastica, in cui è possibile riconoscere tre litofacies eteropiche: conglomeratica, eteropica ad argille marnoso-sabbiose, che passano verso l'alto alla litofacies sabbioso-calcarenitica .

La litofacies conglomeratica è costituita da clasti calcarei, marnosi e arenacei di 2-30 cm, in matrice sabbioso-argillosa, da poco a mediamente cementati; affiora a Craco e a T.pa S. Lorenzo, poco a sud dell'area di indagine.

La litofacies marnoso sabbiosa è costituita da argille marnoso-sabbiose di colore grigio-biancastre o giallastre, talora diatomitiche. Sabbie quarzose e calcareniti giallastre grossolane a stratificazione incrociata, talora bioclastiche a molluschi, brachiopodi e briozoi caratterizzano la litofacies sabbioso calcarenitica. Le sabbie sono generalmente distribuite in più livelli intercalati alle argille.

La formazione giace in appoggio trasgressivo discordante, con diversi litotipi, sulle Unità Sicilidi ed è a sua volta interessata da sovrascorrimenti delle argille varicolori sicilidi e, localmente, della formazione di Serra Palazzo.

3.2 Argille marnosa del Torrente Sauro

Si tratta di un'ampia successione che caratterizza sostanzialmente quasi tutto l'areale di indagine. Essa è rappresentata da argille azzurre o grigio-verdi a frattura concoide, inglobanti, nella parte medio-alta, da fitte e sottili (5-20 cm) intercalazioni torbiditiche sabbiose giallastre, raramente superiori al metro.

Nell'areale di interesse, la parte media della formazione, mostra la presenza di alcuni orizzonti tuffitici di colore grigio-nerastro al taglio fresco, o biancastri in seguito ad alterazione, talora associati a diatomiti, spessi fino a 3 m, che costituiscono ottimi livelli guida nella monotona serie pelitica (LENTINI, 1969b, 1971, 1980).

Lo spessore complessivo della formazione raggiunge i 600 m.

A causa della geometria onlap del contatto di base, le argille poggiano sui vari termini della formazione di Craco o direttamente sul substrato pre-pliocenico.

L'ambiente deposizionale della formazione è da circa a infralitorale

3.3 Sedimenti continentali e terrazzi marini

I sedimenti dei terrazzi marini sono costituiti da sabbia (ocracea talvolta rossastra, con grana da fine a grossa, ricca di arnioni arenacei e livelli di ghiaia, talvolta presenta stratificazione incrociata) e da conglomerato e ghiaia; quasi sempre ferrettizzati.

Lungo l'allineamento Montalbano Ionico – Recoleta è presente una successione di sei ordini di terrazzi marini che passano, attraverso quote progressivamente decrescenti, alla pianura costiera con quote comprese fra 300 a 12 metri.

I terrazzi di ordine inferiore formano ampie spianate degradanti verso Est che sono interrotte da gradini più o meno netti. I sedimenti dei terrazzi mostrano a volte di essere stati rielaborati dall'azione dei fiumi e si ha così un ulteriore terrazzamento nel corpo dello stesso terrazzo marino. I fossili non sono frequenti; in alcuni sono stati rinvenuti molluschi e brozoi.

3.4 Depositi alluvionali recenti e attuali

Le alluvioni recenti sono rappresentate dal deposito distribuito lungo le aste fluviali principali presenti nella zona di indagine. In genere l'estensione trasversale di questi depositi è funzione della dimensione degli alvei e varia da qualche metro a qualche decina di metri.

Nell'insieme il deposito è costituito da sabbie e limi; generalmente presenta una superficie terrazzata suborizzontale, che lungo gli impluvi principali si raccorda perfettamente con le alluvioni attuali, dalle quali è separato da gradini morfologici, di norma circa un metro, eccezionalmente fino a 5 m, disposti parallelamente all'alveo dei corsi d'acqua.

La composizione e la granulometria del deposito è naturalmente influenzata dalla litologia dei terreni affioranti nelle vicinanze del corso fluviale, sebbene non manchino gli apporti clastici relativi a tutto il corso idrico e alle relative aree sorgenti.

Composizionalmente e tessituralmente il deposito è costituito da sabbie e da limi argillosi; lo spessore è modesto.

Le alluvioni attuali rappresentano il deposito in evoluzione in alveo, continuamente rimodellato dalle piene dei corsi d'acqua e fortemente influenzato da fenomeni di crollo o da colamento di frane, da coni detritici o alluvionali. Anch'essi denotano una composizione prevalentemente

limoso sabbiosa e spessori molto modesti.

3.5 Corpi di frana e depositi di versante

Rappresentano il prodotto della degradazione superficiale in "situ" di un substrato costituito dalle argille, e rielaborato per gravità o per dilavamento.

Si tratta per lo più di materiale detritico limoso-sabbioso di colore nerastro, nel quale talora sono immersi clasti angolosi centimetrico-decimetrici di calcareniti, derivanti dai costoni terrazzati laddove presenti.

Gli spessori dei depositi di versante oscillano da qualche decimetro al metro stante la sostanziale assenza di profili pedologici ben organizzati sui terreni prevalentemente argillosi. Quelli dei corpi di frana possono raggiungere la potenza di diversi metri in funzione dell'estensione ed il grado di evoluzione del fenomeno gravitativo.

4. GEOMORFOLOGIA GENERALE

L'area di sedime su cui si sviluppa l'impianto fotovoltaico, è collocata ad ovest dell'abitato vecchio di Craco, lungo la strada comunale Craco-Stigliano, ad una quota variabile da circa 215 m s.l.m. a 175 m s.l.m. e in generale mostra evidenti segni di una complessa evoluzione geomorfologica; questa, nonostante si sia innescata in tempi remoti, non sembra essersi del tutto esaurita.

I fenomeni di tale evoluzione si esplicano attraverso processi di tipo gravitativi essenzialmente riconducibili a movimenti franosi propriamente detti. Le abbondanti precipitazioni concentrate in brevi periodi rendono particolarmente grave il problema della stabilità di queste aree, sia per l'economia agricola di questi territori che per stessa stabilità della rete viaria.

Non poca incidenza ha altresì assunto l'azione antropica, concretatasi nei secoli scorsi mediante disboscamenti a vasto raggio che hanno accentuato le manifestazioni erosive e negli ultimi anni con l'inserimento di strutture civili che, sia pure localmente, hanno modificato l'originaria configurazione del paesaggio. Il settore studiato è costituito da materiali sostanzialmente da materiali a comportamento coesivo propri delle formazioni pelitiche di riempimento della fossa bradanica. Il paesaggio è quindi caratterizzato da forme dolci e regolari, talora intervallate da scarpate ripide su cui insistono forme di erosione calanchiva.

La fitta rete di drenaggio delle acque meteoriche ha prodotto soluzioni di continuità in seno ai pianori, spesso interrotti da strette vallecole dai fianchi molto ripidi.

I fondovalle dei maggiori corsi d'acqua sono fiancheggiati da terrazzi fluviali e da ampie golene sede di coltivazioni intensive ed altamente produttive, costituenti la principale fonte di reddito delle popolazioni residenti.

Nelle aree interessate dalle argille plioceniche sono osservabili tutti gli stadi di evoluzione morfogenetica tipica di questi terreni, che conferisce al paesaggio pregi naturalistici non comuni. Si hanno infatti sistemi di calanchi con creste sottili, profili di fondo estremamente ripidi e testate in erosione rimontate; forme più mature tipo rilievi "a dorso di elefante", cupole e piramidi di argilla; sistemi molto fitti e ramificati di incisioni in erosione giovanile "a lame di coltello".

I versanti esposti a SE sono molto spesso intaccati dai calanchi, mentre quelli rivolti nella direzione opposta mostrano tale fenomeno più di rado e forme di degradazione palesemente connesse a movimento di massa superficiali e talvolta profondi.

Le manifestazioni calanchive, nel nostro settore, sono solo accennate e le ritroviamo lungo l'alveo del fiume Sinni. Quelle di maggiore interesse paesaggistico e naturalistico si trovano nella fascia compresa tra Gannano e Craco, nei dintorni della S.S. 176 tra Craco Peschiera e Pisticci ed in destra Agri, poco a valle del santuario di S. Maria di Anglona.

Da un punto di vista strutturale, essendo l'area molto prossima al margine appenninico dell'Avanfossa, è caratterizzata da un regime tettonico fortemente condizionato da questo contesto. L'assetto delle formazioni affioranti è costituito da lievi monoclinali immergenti verso SW o SE intervallate da faglie normali orientate perpendicolarmente.

Molte delle superfici di discontinuità legate a movimenti gravitativi profondi sono impostate in corrispondenza di lineamenti tettonici.

Si tratta di grandi scivolamenti rotazionali determinati dal particolare assetto stratigrafico strutturale che vede le argille alla base e le sabbie e i conglomerati al tetto. Le falde freatiche, inglobate nei termini permeabili, contribuiscono ad aumentarne il peso e a comprometterne le caratteristiche di resistenza meccanica. Inoltre esse infiltrandosi attraverso le discontinuità stratigrafiche e tettoniche presenti nella coltre argillosa ne compromette la resistenza con conseguente cedimento della stessa lungo superfici di taglio che, a causa dei differenti angoli di declivio delle successioni coinvolte, assumono la tipica morfologia a cucchiaio.

Spesso, in queste depressioni, si instaurano condizioni di flusso superficiale caratterizzati da alti poteri erosivi per le notevoli pendenze acquisite e per la scarsa o nulla permeabilità del substrato argilloso. Si originano così profondi fossi che attraverso la loro azione erosiva scalzano al piede i corpi di frana antichi contribuendo alla loro riattivazione parziale o totale.

Nell'eaborato cartografico **Allegato A.2.4.** sono evidenziate ed approfondite le considerazioni sopra espresse

5. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE E PERICOLOSITÀ IDROGEOLOGICA DELL'AREA

Generalmente, il fattore maggiormente responsabile dell'instabilità dei versanti è costituito dalla natura litologica dei terreni. Gli altri fattori con i quali eventuali fenomeni gravitativi vanno messi in relazione sono l'evoluzione neotettonica, le condizioni climatiche, l'azione dell'acqua cadente e dilavante, la forte acclività, la sismicità, il disboscamento intenso, l'abbandono generalizzato dei terreni coltivati e tutti gli interventi antropici peggiorativi sull'attuale assetto idrogeologico.

Per quanto riguarda l'analisi geomorfologica e maggiormente la predisposizione al dissesto dei versanti prospicienti le opere in oggetto è stato consultato il **Piano Stralcio delle Aree di versante redatto dall'Autorità di Bacino di Basilicata**. Gli areali presenti in tale piano sono stati opportunamente georeferenziati e sono state riprodotte nella "Carta del rischio idrogeologico" alla scala 1 : 2.000 (**Allegato A.2.5**).

Dall'osservazione delle DELLE NORME DI ATTUAZIONE DELL'AUTORITÀ DI BACINO DELLA BASILICATA, dette aree vengono disciplinate dall'articolo 15 comma 2, che recita: *"In conformità al DPCM del 29 settembre 1998, il Piano considera quattro classi di rischio, secondo la seguente classificazione: molto elevato R4, elevato R3, medio R2, moderato R1."*

Alcune porzioni del sedime di progetto rientrano in aree perimetrate, nell'ambito della Carta di Pericolosità da Frana, in zona, R2 ed R1.

Per queste zone valgono le indicazioni di cui agli articoli 17,18 e 19 delle suddette norme di attuazione, qui di seguito riportati:

ARTICOLO 18 - 3.1. *Nelle aree a rischio idrogeologico medio sono consentiti gli interventi di cui all'art.17, c.3, punto 3.1, secondo le procedure previste al punto 3.2, nonché interventi di nuova edificazione, completamento o ampliamento di manufatti esistenti, così come definiti dalla legislazione vigente, realizzati con modalità che non determinano situazioni di pericolosità idrogeologica.*

ARTICOLO 19 - 3.1. *Nelle aree a rischio idrogeologico moderato sono consentiti gli interventi di cui all'art.17, c.3, punto 3.1, nonché interventi di nuova costruzione, di ampliamento e*

Committente
AMBRA SOLARE 17 S.r.l.
Via XX Settembre, 1
0 187 ROMA
Società del gruppo POWERIS s.r.l.
ambrosolare17srl@legalmail.it

Nuova Atlantide soc. coop. a r.l.
Località Palazzo snc
75011 Accettura (MT)
Geol. TOMMASO SANTOCHIRICO
Direttore Tecnico Geol. Antonio Dibiasi
progettazione@nuovaatlantide.com

completamento di opere esistenti, così come definiti dalla legislazione vigente, realizzati con modalità che non determinino situazioni di pericolosità idrogeologica

6. IDROLOGICA ED IDROGEOLOGICI

6.1 Considerazioni sull'idrografia della zona

La circolazione delle acque di precipitazione che raggiungono il suolo è legata al grado di permeabilità dei terreni affioranti, alle pendenze ed alla presenza di ostacoli naturali o artificiali, quali vegetazione, manufatti, lavorazione del terreno agrario ecc., pertanto quando si prevede la realizzazione di interventi antropici in aree ricadenti o immediatamente adiacenti alvei fluviali o canali di scolo di qualsiasi natura, è buona norma verificare preliminarmente la possibilità di realizzare l'opera senza provocare impatti rilevanti sull'ambiente naturale, in modo tale che essa non sia potenzialmente esposta all'azione distruttrice degli elementi naturali.

Per il caso in specie, considerato che i campi fotovoltaici di progetto occuperanno una superficie rilevante, e che, come accennato al paragrafo precedente, detta superficie è interessata dalla presenza di alcuni impluvi che, seppur di modesta entità, potrebbero esercitare azioni erosive capaci di ingenerare danni agli impianti di progetto, risulta opportuno verificarne i parametri idraulici così da poter eventualmente prevedere interventi di presidio e/o mitigazione.



Figura 6.1. veduta panoramica dell'area di impianto.

Caratteri meteoclimatici dell'area

Per un corretto inquadramento dei fenomeni meteoclimatici si è fatto riferimento agli annali editi dal Servizio Idrografico Nazionale.

I dati climatici e pluviometrici sono stati ottenuti mediando le misure per il sessantennio 1921-1980. Inoltre sono stati presi in considerazione i dati ricavati dal sito istituzionale dell'AdB interregionale di Basilicata, riferiti alla serie storica 2001/2014 e consultabile online al seguente indirizzo: www.adb.basilicata.it/adb/.../Serie_Storiche_dati_pluvio-metrici.pdf

In base ai dati consultati è possibile inquadrare la zona esaminata in un regime climatico di tipo semiarido mediterraneo, caratterizzato da inverni miti ed estati abbastanza calde e soventemente siccitose.

La distribuzione delle temperature medie annue è stata riportata nella figura sottostante, da questa è possibile dedurre che i valori caratterizzanti l'area esaminata ricadono tra i 15° e i 16° C.

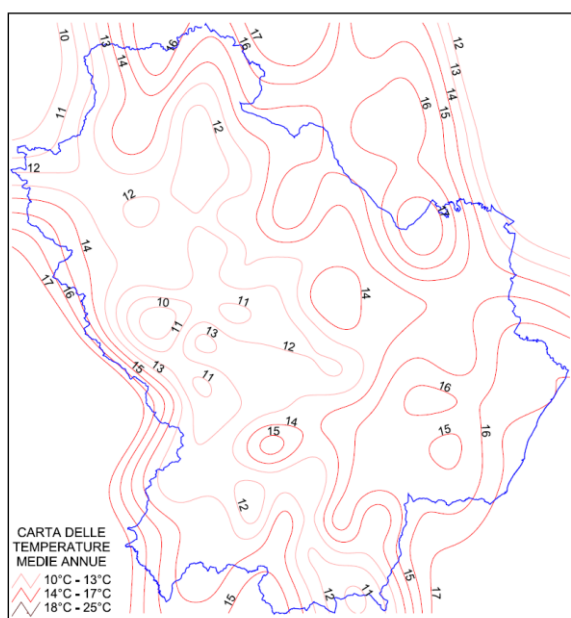


Figura 6.2 Distribuzione delle isoterme in Basilicata (piano aib regione Basilicata anno 2011)

La distribuzione temporale e spaziale delle piogge è evidenziata nella figura e nel grafico successivi in cui sono evidenziati rispettivamente, la distribuzione media annua delle piogge nell'intera Regione Basilicata.

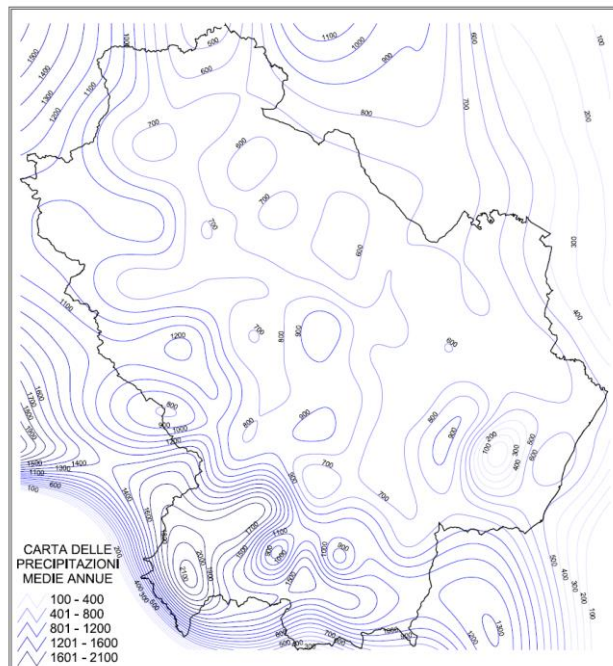


Figura 6.3 Distribuzione delle isoiete in Basilicata (piano aib regione Basilicata anno 2011)

Dalla osservazione della carta delle distribuzioni pluviometriche annuali nella Regione Basilicata si denota che la zona grossomodo corrispondente all'area studiata rientra nella sua interezza tra le isoiete 600 e 650.

Un resoconto più dettagliato ci è fornito dal grafico riportante i millimetri di pioggia registrati alle stazioni pluviometriche site nelle vicinanze di Craco: Ferrandina, Pisticci, Pomarico e Bernalda; gli apparati di misura sono posti rispettivamente alle quote 496 m s.l.m., 364 m s.l.m., 455 m s.l.m. e 127 m s.l.m.:

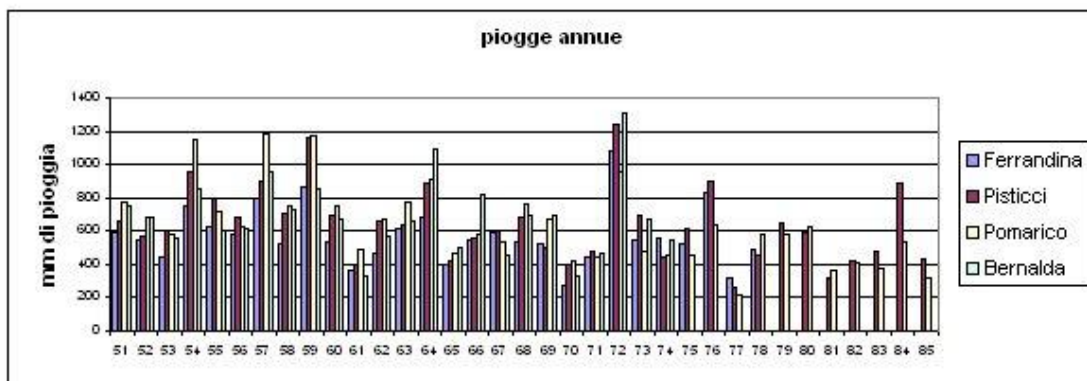


Fig. 6.4: precipitazioni totali annue per le quattro stazioni di riferimento

La maggior parte delle precipitazioni annue si verificano nei mesi autunno-invernali, generalmente da ottobre a febbraio, con valori medi mensili che non superano i 100 mm (Fig 6.5); il periodo estivo è invece caratterizzato da precipitazioni molto scarse che favoriscono l'essiccazione delle coltri superficiali dei terreni argillosi. In questo modo, le piogge immediatamente successive al periodo estivo trovano le condizioni ottimali per l'infiltrazione in profondità nelle coltri, attraverso le fratture prodotte nel terreno dal ritiro dei materiali argillosi essiccati.

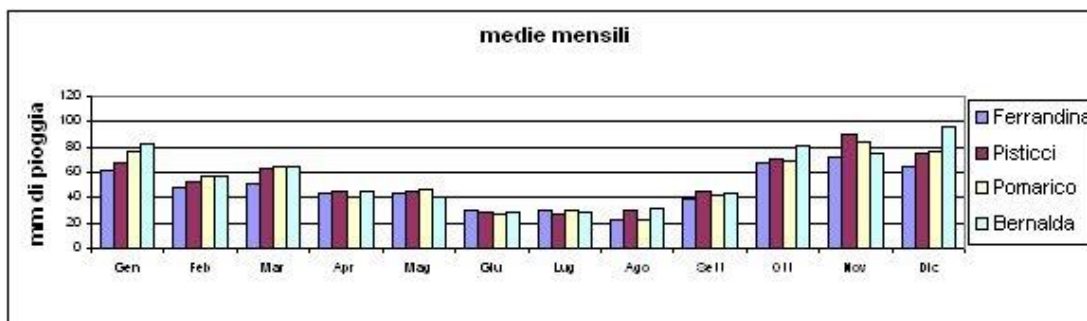


Fig.6.5: precipitazioni medie mensili per le quattro stazioni di riferimento

Il dato ricavato è abbastanza rappresentativo dell'area studiata in quanto le stazioni pluviometriche sono posizionate nella zona in cui essa si sviluppa.

Osservando le precipitazioni mensili riportate nei soprastanti grafici si ha una conferma di quanto già detto in precedenza, cioè che le piogge risultano concentrate nei mesi invernali, mentre in quelli estivi si ha un netto calo delle precipitazioni.

Dal rapporto mmp/giorni piovosi è possibile avere una stima approssimata della intensità delle precipitazioni. L'approssimazione è legata all'incertezza riguardo al fattore temporale. Infatti il tempo in cui si contiene un evento piovoso non è lo stesso tutti i giorni, ed in particolare si può verosimilmente affermare che risulterà certamente più ristretto nei mesi estivi rispetto a quelli autunnali o invernali, per cui la stima ricavata in base ai dati disponibili risulterà in difetto rispetto al dato reale. Questo dato è di fondamentale importanza in quanto legato alla capacità di immagazzinamento delle rocce del substrato. Infatti piogge brevi ed intense favoriscono il ruscellamento e quindi l'allontanamento dal bacino di alimentazione dell'acquifero delle acque meteoriche, mentre precipitazioni deboli e prolungate incentivano l'infiltrazione e quindi la ricarica dell'acquifero. L'andamento delle curve relative a questo rapporto evidenzia un lieve aumento delle intensità piovose nei mesi estivi ed invernali rispetto a quelli autunnali e primaverili.

6.2 Considerazioni sull'Idrogeologia della zona

L'idrogeologia dell'area preposta per l'intervento è influenzata dai complessi geologici affioranti che per le loro caratteristiche intrinseche conferiscono al settore una complessiva scarsa predisposizione all'accumulo idrico sotterraneo. Quasi Tutta l'area è formata da sedimenti terrigeni caratterizzata impermeabile o scarsamente permeabili.

Nell'area di studio si possono distinguere vari litotipi con caratteristiche idrogeologiche differenti:

- argille e argille sabbiose,
- sabbie argillose da fitte a sottili
- depositi alluvionale

Argille e argille sabbiose: sono ampiamente distribuite su tutta l'area di sedime, contribuendo nella maggior misura alla caratterizzazione del sito. Da un punto di vista idrogeologico, tali terreni sono individuati come terreni scarsamente permeabili per porosità ed hanno un grado di permeabilità medio ($10^{-6} > K > 10^{-8}$);

sabbie argillose: Si tratta di un'ampia successione che caratterizza sostanzialmente quasi tutto l'areale di indagine. Essa è rappresentata da argille azzurre o grigio-verdi a frattura concoide, inglobanti, nella parte medio-alta, da fitte e sottili (5-20 cm) intercalazioni torbiditiche sabbiose giallastre, raramente superiori al metro. Nell'areale di interesse, la parte media della formazione, mostra la presenza di alcuni orizzonti tuffitici di colore grigio-nerastro al taglio fresco, o biancastri in seguito ad alterazione, talora associati a diatomiti, spessi fino a 3 m, che costituiscono ottimi livelli guida nella monotona serie pelitica (LENTINI, 1969b, 1971, 1980)., tali terreni sono individuati come terreni scarsamente permeabili per porosità ed hanno un grado di permeabilità medio ($10^{-5} > K > 10^{-7}$);

Depositi alluvionali: sono solitamente costituiti da depositi sabbiosi o sabbiosi ciottolosi e più raramente da terreni sabbiosi argillosi. Da un punto di vista idrogeologico, tali terreni sono individuati come terreni poco permeabili per porosità ed hanno un grado di permeabilità medio basso ($10^{-1} > K > 10^{-4}$);

Data la morfologia assunta dal versante su cui sorge il sedime di interesse e la litologia dei terreni affioranti, si prescrive che le acque di ruscellamento idrico direttamente battente sul terreno o rivenienti dallo scolo del pannello, vengano incanalate e accompagnate lungo i versanti ed immessi nei fossi di scolo.

7. MODELLO GEOLOGICO DELL'AREALE DI SEDIME

Anche se le lavorazioni previste nel progetto non implicano importanti interazioni con i terreni costituenti il substrato, trattandosi sostanzialmente di strutture leggere costituite da pannelli fotovoltaici ancorati a supporti metallici ancorati al terreno per mezzo di tiranti della lunghezza dell'ordine del metro, si ritiene opportuno descrivere i parametri geotecnici di riferimento, utili alla determinazione della scelta tipologico-dimensionale delle opere. Questi sono stati estratti dai dati in possesso dallo scrivente, ricavati da analisi geotecniche eseguite su campioni simili analizzati per aree limitrofe e da dati bibliografici della letteratura ufficiale.

I valori derivanti dalle analisi dei campioni consultati non si discostano in maniera indicativa dai valori medi prelevati dalla bibliografia ufficiale, pertanto risultano sicuramente adottabili per i calcoli geotecnici eventualmente occorrenti.

Di seguito, si riportano i valori dei parametri geotecnici dei terreni costituenti la porzione superficiale del substrato argilloso sabbioso, ovvero lo strato di terreno direttamente interessato dalle opere di progetto.

Ai fini delle verifiche di calcolo di stabilità del versante, di cui al successivo paragrafo, si è provveduto all'acquisizione dei valori afferenti i principali parametri fisico meccanici dei terreni che costituiscono la formazione pliocenica al letto della coltre superficiale argillosa sabbiosa. Valori desunti dalla Prova Penotrometrica Dinamica eseguita durante la campagna di indagine. I valori ricavati sono i seguenti:

DEPOSITI ARGILLE SABBIOSE PLIOCENICHE (STRATO SUPERFICIALE)

Peso di volume naturale	$\gamma = 18.00 \text{ KN/m}^3$
Peso di volume saturo	$\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ KN/m}^3$
Coesione non drenata	$c_u = 38 \text{ KPa}$
Angolo d'attrito interno	$\phi' = 22^\circ$
Coesione	$c' = 5.00 \text{ KPa}$

DEPOSITI ARGILLE SABBIOSE PLIOCENICHE (STRATO PROFONDO)

Peso di volume naturale	$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$
Peso di volume saturo	$\gamma \text{ sat} = 22.00 \text{ KN/m}^3$
Coazione non drenata	$C_u = 100 \text{ KPa}$
Angolo d'attrito interno	$\phi' = 26^\circ$
Coazione	$c' = 19.50 \text{ KPa}$

Per quanto riguarda l'attitudine al cedimento dei terreni, l'uso del metodo di Winkler, tra i metodi più diffusi per lo studio dell'interazione tra fondazione e terreno, richiede un'attenta valutazione del valore di K da utilizzare a seconda dei casi.

Il tipo di indagine più semplice e più indicativo per indagare sul comportamento di una fondazione superficiale, ed in particolare sul valore del coefficiente di reazione K, è la prova di carico su modello in scala ridotta, ovvero la cosiddetta prova di carico su piastra. Tuttavia, dall'applicazione delle prove di carico su piastra si possono ottenere indicazioni, oltre che su K, anche sul valore del modulo elastico equivalente per la fondazione in vera grandezza, ovvero del rapporto tra i cedimenti della fondazione reale ed i cedimenti relativi alla prova. Quindi in un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato, dalle proprietà del terreno medesimo, nonché dalla forma e dalle dimensioni della fondazione. Ne consegue, pertanto, che il coefficiente di reazione non è una proprietà del terreno, e quindi ha un senso solamente indicativo fornire valori tipici per terreni tipici.

Per completezza di informazione si riporta una tabella di riferimento di valori indicativi della costante di Winkler – K (Kg/cm^3):

Terreno	Min	Max
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80

Sabbia argillosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia limosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terreno argilloso con $qu < 2$ Kg/cm ^q	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < qu < 4$ Kg/cm ^q	2.20	4.80
Terreno argilloso con $qu > 2$ kg/cm ^q	>4.80	

Per il caso in esame, non conoscendo la distribuzione degli scarichi conseguenti agli interventi di progetto né le dimensioni e forma degli eventuali interventi sulle fondazioni, ma solo i terreni di sottofondazione (assimilabili a argille sabbiose mediamente compatte) è impossibile definire in maniera esatta il valore di K, ma si può individuare solamente un range bibliografico che è quello riprodotto in tabella.

Lo stato di alterazione caratterizzante la porzione superficiale della successione litologica studiate non permette di poter acquisire un modello matematico che descriva appieno il comportamento tecnico e quindi i dati a disposizione sono necessariamente interpretativi nonché incompleti per le note difficoltà che si hanno per la interpretazione delle risultanze rivenienti dalle convenzionali analisi geotecniche per queste tipologie litologiche.

8. SISMICITA' DELL'AREA

L'Appennino campano lucano è compreso in quella fascia dell'Appennino meridionale interessata nel passato da grandi processi deformativi la cui evoluzione ha portato, a partire dal Pliocene (5 milioni d'anni fa), alla nascita dei principali lineamenti strutturali. Questi sono prevalentemente rappresentati da sistemi di faglie distensive orientati in direzione appenninica (Nord-Ovest Sud-Est) (Scandone et al., 1990). In particolare la regione Ba-silicata è direttamente interessata da due faglie principali con tale orientamento (quella irpino-lucana e quella della Val d'Agri), dove è concentrata la sismicità di magnitudo maggiore, e da una serie di faglie minori in direzione antiappenninica.

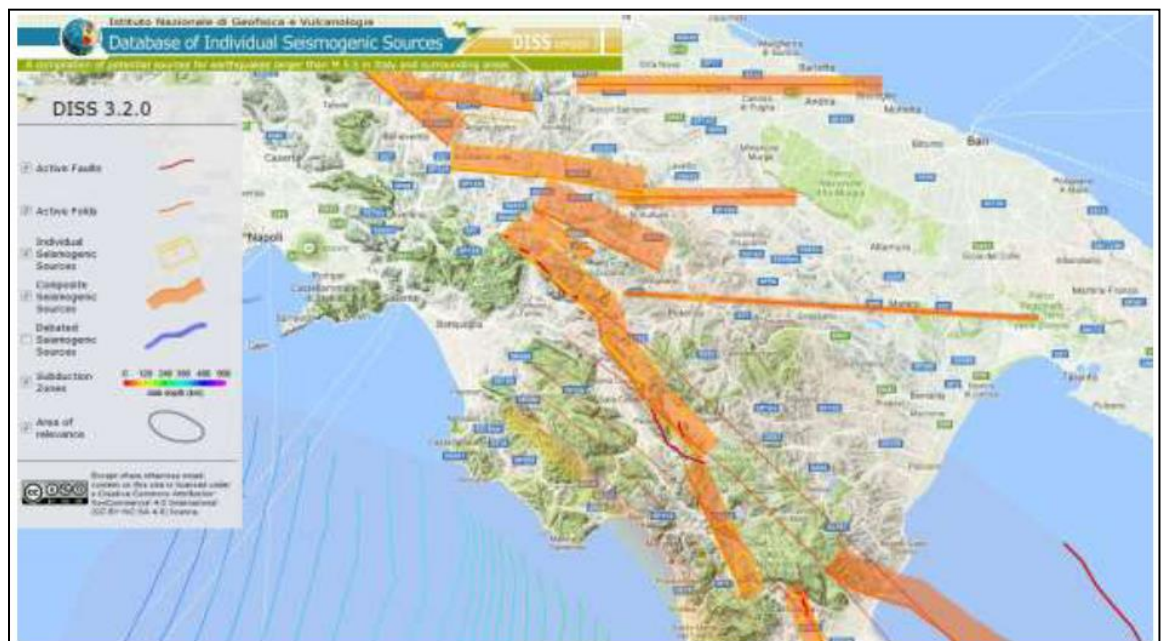


Figura 8.1 Distribuzione delle maggiori strutture sismogenetiche riconosciute nell'Appennino Meridionale
FONTE: <http://diss.rm.ingv.it/dissGM/>

Queste ultime sono state responsabili di numerosi eventi di più bassa energia, ma con periodi di ritorno più brevi. La carta neotettonica italiana (CNR-PFG, 1983), redatta sulla base dell'analisi dei dati neotettonici, gravimetrici e sismici, distingue l'Appennino meridionale nelle tre seguenti zone procedendo dal Tirreno verso l'Adriatico:

- Fascia costiera campana
- Fascia Appenninica
- Fascia Adriatica

Fascia costiera campana

Attualmente questa fascia può essere considerata stabile ad eccezione dell'area dei Campi Flegrei, in quanto presenta una sismicità notevolmente bassa.

Fascia Appenninica

Comprende anche la catena costiera, l'altopiano silano ed i bacini intrappenninici, sia marini (Ariano Irpino, Ruvo del Monte, Potenza, S. Arcangelo, valle del Crati, piana di Crotona) che continentali (Vallo di Diano, valli del Noce e del Mercure, alta Val d'Agri). Tale fascia è sempre stata caratterizzata da sollevamenti ancora in atto, come confermano i fenomeni di terrazzamento in depositi alluvionali recenti.

La sismicità è molto elevata con epicentri localizzati in corrispondenza di faglie estensionali ad andamento longitudinale. Tali faglie, il cui movimento estensionale è stato anche confermato dai meccanismi focali determinati per recenti terremoti (Pantosti e Valensise, 1990; Amato e Selvaggi, 1993; Azzara et. al., 1993), hanno generato eventi distruttivi con intensità maggiore al X grado della scala Mercalli, Cancani, Sieberg (MCS), quali il terremoto del 1857 nella Val d'Agri e quello irpino del 23 novembre 1980 di magnitudo Ms 6.8, calcolata sulle onde superficiali (CNRPFG, 1981). A quest'ultimo evento è stato associato un complesso sistema di fratturazione consistente in almeno tre segmenti di faglia (fig. 4) (Crosson et al., 1986; Westaway & Jackson, 1987; Bernard & Zollo, 1989; Pantosti & Valensise, 1990; Pingue & De Natale, 1993).

L'evento irpino ha dato luogo al maggior rilascio d'energia sismica seguito solo dal terremoto di Potenza del 5 maggio 1990 di magnitudo locale (ML) 5.2 (CNRPFG, 1981).

Fascia Adriatica

Questa fascia può essere definita asismica, fatta eccezione per il territorio garganico.

La sismicità storica della Basilicata è ricca d'eventi anche di forte intensità. Le notizie che seguono, sono stati tratti dal Catalogo dei forti terremoti in Italia dal 461 a.C. al 1900 (Boschi et al., 1997).

Il primo evento che le fonti storiche riportano, è quello del 1273 che causò gravi danni a Potenza e danni non precisati nell'area della Basilicata. All'evento è attribuita un'intensità del VIII-IX grado MCS. Nel 1561, due forti scosse, avvenute il 31 luglio e il 19 agosto e numerose repliche di minore intensità colpirono l'area. La prima, valutata del IX grado della scala MCS, ebbe effetti distruttivi sul paese di Buccino (SA), e provocò danni nell'avellinese e nelle zone circostanti. La seconda, valutata del X grado, distrusse i paesi di Tito (PZ), Sant'Arzenio (SA) e San Pietro al Tanagro (SA). L'abitato di San Rufo (SA) fu investito da una frana innescata dal terremoto con conseguenti gravi danni agli edifici. Il giorno 8 settembre del 1694 una scossa molto forte, seguita da un'altra violentissima replica e da una sequenza d'eventi d'intensità equiparabile, colpì una vasta area dell'Italia meridionale. La Campania, la Basilicata e la Puglia subirono danni ingenti e perirono più di 6.000 persone. Gli effetti sull'ambiente furono notevoli: la scossa innescò frane e crolli di massi. Vennero anche osservate onde anomale nel mare in prossimità della costa di Brindisi. Il primo febbraio 1826 un terremoto ascrivibile al IX grado MCS, colpì l'area a Nord-Ovest della provincia di Potenza. Nei dintorni di Tito (PZ) (paese maggiormente danneggiato) si ebbero frane e scaturirono nuove sorgenti. Potenza, Satriano di Lucania (PZ) e Tramutola (PZ) subirono numerosi crolli d'abitazioni.

Nella zona del massiccio del monte Sirino, al confine tra la Campania e la Basilicata, il 20 novembre 1836 si verificò un evento del IX grado MCS. Il paese che subì i maggiori danni fu Lagonegro (PZ) dove quasi tutte le abitazioni furono distrutte o danneggiate.

Un altro forte terremoto (X grado MCS) che causò più di mille morti, avvenne il 14 agosto 1851. La scossa principale fece crollare quasi tutti gli edifici di Barile (PZ) e Melfi (PZ). A distanza di un'ora dalla precedente, una seconda scossa di minore entità colpì l'area, gravando ulteriormente sugli edifici già lesionati.

L'area di maggiore risentimento si estese verso Est, in direzione della valle d'Ofanto, e verso Nord. Molti paesi irpini subirono gravi danni e la scossa fu avvertita anche in Campania, Abruzzo e Salento.

Nel 1857 altri due importanti eventi sismici colpirono la Basilicata. Il primo (XI MCS), occorso il 16 dicembre e di maggiore rilevanza, devastò un'ampia zona della provincia di Potenza e di Salerno. Le fonti ufficiali riportano più di diecimila vittime, il 90% delle quali nell'area potentina.

Un'area di più di 3.000 kmq fu completamente rasa al suolo. In molte zone furono riportati vasti movimenti franosi, smottamenti, abbassamenti del terreno e ampie spaccature, di cui una di 270 m a Polla (SA).

La seconda scossa, avvenuta dopo dieci giorni dalla prima, ebbe com'epicentro l'attuale Montemurro (PZ), che già fu tra le aree maggiormente colpite dal precedente terremoto. A quest'evento è attribuito un'intensità pari al VII-VIII grado della scala MCS.

Nel 1930 nella zona montuosa compresa tra Melfi (PZ) e Ariano Irpino (AV), durante la notte del 23 luglio, occorre un evento del X grado MCS.

Il 23 novembre del 1980 un terremoto d'intensità pari al X-XI grado MCS e di magnitudo Ms6.8 colpì gravemente, alle 20:34 italiane, l'Irpinia e la Basilicata. Questo movimento tellurico causò poco meno di tremila vittime, diecimila feriti e i senzatetto si avvicinarono ai 300.000. Una trentina di paesi, e innumerevoli frazioni, compresi in un'ampia area (comprendente Napoli, Salerno, Potenza e S. Angelo dei Lombardi (AV) furono distrutti.

L'area di danneggiamento fu stimata di circa 3.500 kmq. Alla scossa principale ne seguirono molte altre anche di lunga durata (intorno ai due minuti) che contribuirono all'opera di distruzione.

Altri terremoti hanno interessato la regione, ricordiamo quello di Potenza del 5 maggio 1990 di Ms 5.4 e quello del 9 settembre 1998 di Magnitudo 5.5 con epicentro nella zona di Castelluccio.

Nella mappa che segue si riportano i maggiori terremoti avvenuti lungo la catena appenninica e che hanno interessato la regione.

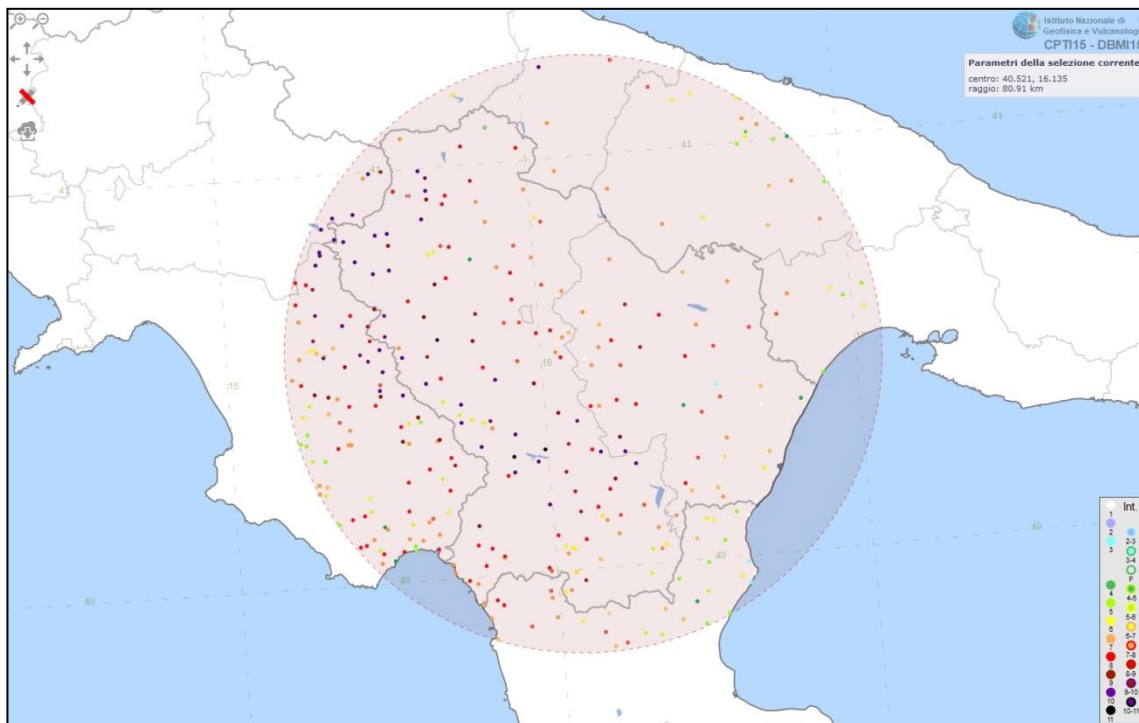
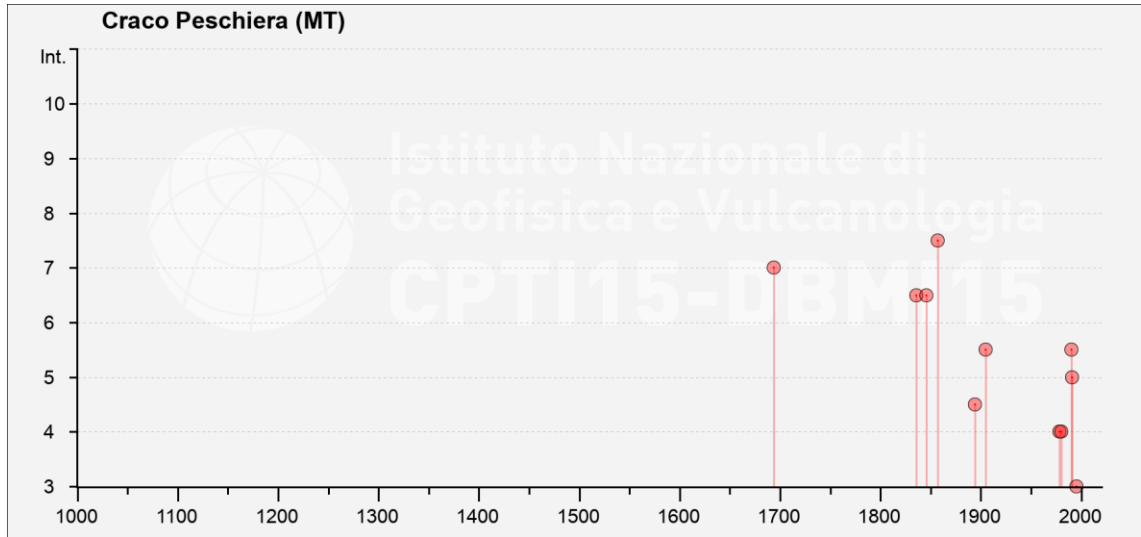


Figura 8.2. Distribuzione degli epicentri dei principali terremoti che hanno interessato la Basilicata (fonte INGV)

8.1 STORIA SISMICA DI CRACO

File downloaded from CPTI15-DBMI15 v2.0
 Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani - Database Macrosismico Italiano
 Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

PlacelD					IT_63406
Coordinate (lat, lon)					40.377, 16.439
Comune (ISTAT 2015)					Craco
Provincia					Matera
Regione					Basilicata
3-4	2004 02 24 05 21 26.53	Appennino lucano	140	5	4.21
5-6	2004 09 03 00 04 12.75	Potentino	156	5	4.41
NF	2006 05 29 02 20 06.26	Gargano	384		4.64



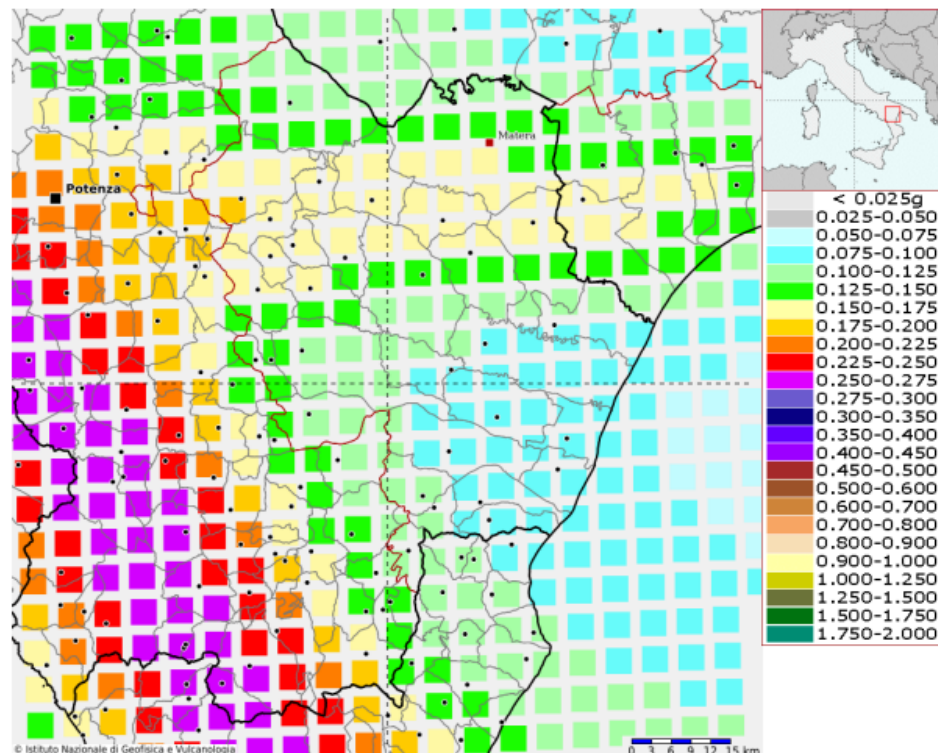
8.2 PERICOLOSITA' SISMICA

La pericolosità sismica di un territorio è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità.

Viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (Pga) di nostro interesse. Per la determinazione dei valori della pericolosità sismica, il territorio nazionale è stato suddiviso in molteplici griglie aventi passo di 0.05°.

Nelle figure e nelle tabelle riprodotte le mappe e i parametri caratteristici dell'areale in cui si colloca il sedime di intervento con i valori di pericolosità sismica (dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia).

Modello di pericolosità sismica del territorio nazionale MPS04-S1 (2004)
Informazioni sul nodo con ID: 35231 - Latitudine: 40.348 - Longitudine: 16.376

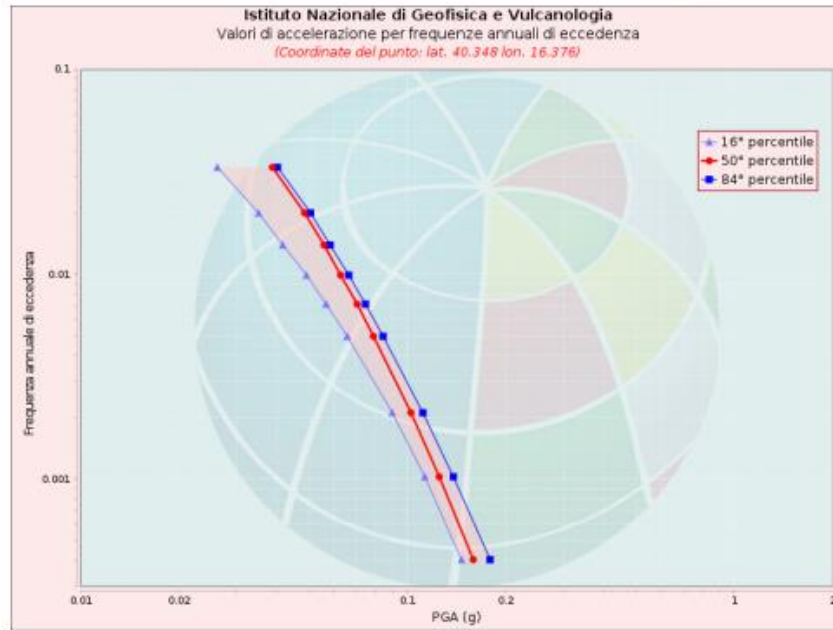


La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A, Vs30 > 800 m/s) e pianeggiante.

Le coordinate selezionate individuano un nodo della griglia di calcolo identificato con l'ID **35231** (posto al centro della mappa). Per ogni nodo della griglia sono disponibili numerosi parametri che descrivono la pericolosità sismica, riferita a diversi periodi di ritorno e diverse accelerazioni spettrali.

Curva di pericolosità

La pericolosità è l'insieme dei valori di scuotimento (in questo caso per la PGA) per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). La tabella riporta i valori mostrati nel grafico, relativi al valore mediano (50mo percentile) ed incertezza, espressa attraverso il 16° e l'84° percentile.

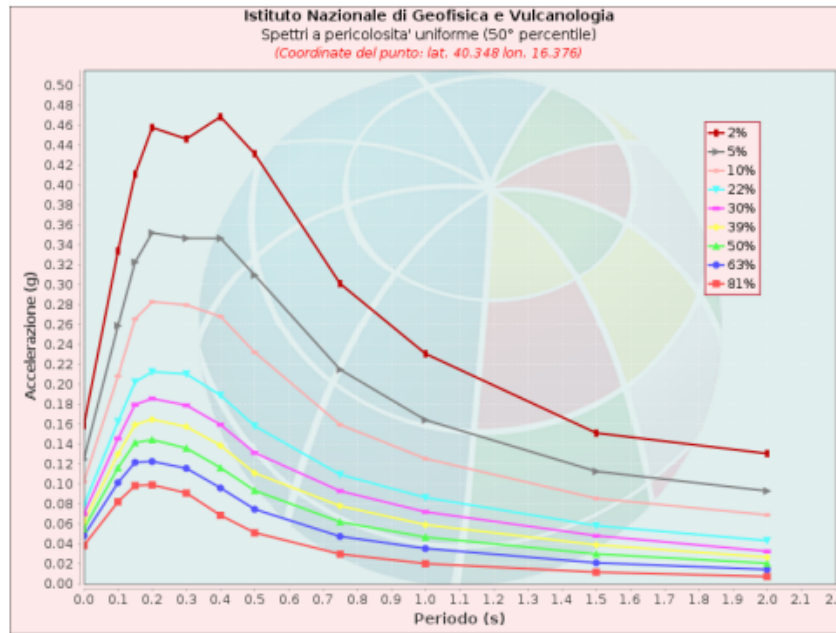


Valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza			
Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.146	0.159	0.179
0.0010	0.113	0.125	0.138
0.0021	0.090	0.103	0.112
0.0050	0.065	0.079	0.084
0.0071	0.056	0.070	0.074
0.0099	0.049	0.062	0.066
0.0139	0.042	0.056	0.058
0.0199	0.035	0.048	0.051
0.0332	0.026	0.039	0.040

Spettri a pericolosità uniforme

Gli spettri indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50mo percentile) proposte dal modello di pericolosità.

I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico.

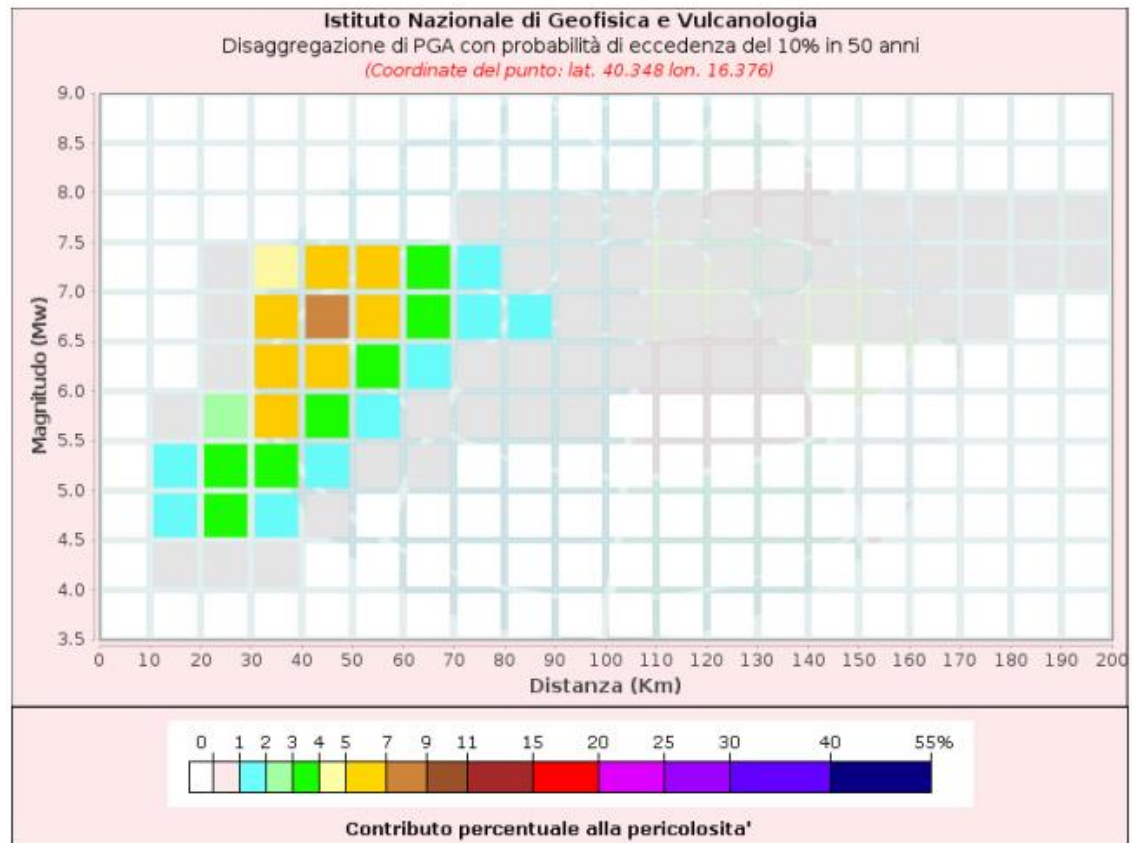


Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)											
PoE	Accelerazione (g)										
in 50	Periodo (s)										
anni	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.159	0.334	0.411	0.458	0.446	0.469	0.432	0.301	0.231	0.152	0.131
5%	0.125	0.259	0.323	0.352	0.347	0.347	0.310	0.215	0.165	0.113	0.093
10%	0.103	0.209	0.266	0.283	0.280	0.268	0.233	0.160	0.126	0.086	0.069
22%	0.079	0.163	0.203	0.213	0.211	0.189	0.159	0.110	0.087	0.059	0.044
30%	0.070	0.146	0.180	0.186	0.179	0.160	0.132	0.093	0.072	0.049	0.033
39%	0.062	0.130	0.160	0.165	0.158	0.139	0.111	0.078	0.059	0.039	0.027
50%	0.056	0.117	0.142	0.145	0.136	0.117	0.094	0.062	0.047	0.030	0.021
63%	0.048	0.102	0.122	0.123	0.116	0.096	0.075	0.048	0.036	0.021	0.015
81%	0.039	0.083	0.099	0.099	0.091	0.069	0.052	0.030	0.021	0.012	0.008

Grafico di disaggregazione

Il grafico rappresenta il contributo percentuale delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità del nodo, rappresentata in questo caso dal valore della PGA mediana, per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

La tabella riporta i valori mostrati nel grafico ed i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon.



Committente
 AMBRA SOLARE 17 S.r.l.
 Via XX Settembre, 1
 0 187 ROMA
 Società del gruppo POWER TIS s.r.l.
ambrasolare17srl@legalmail.it

Nuova Atlantide soc. coop. a r.l.
 Località Palazzo snc
 75011 Accettura (MT)
 Geol. TOMMASO SANTOCHIRICO
 Direttore Tecnico Geol. Antonio Dibiasi
progettazione@nuovaatlantide.com

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni											
Distanza in Km	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	0.5510	1.4800	1.2900	0.6690	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.8920	3.2600	3.7400	2.4300	0.2290	0.2410	0.1500	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0377	1.2100	3.4600	5.0200	5.5500	6.5700	4.5000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0543	1.1800	3.1000	5.0700	7.1200	5.5600	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.2040	1.5800	3.5600	5.8900	5.1700	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0048	0.5100	1.7400	3.3500	3.0800	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1310	0.8380	1.7500	1.3900	0.1020	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0292	0.4970	1.1900	0.9430	0.1210	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0030	0.2630	0.8280	0.6690	0.0934	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1040	0.5140	0.4560	0.0669	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0258	0.2420	0.3040	0.0476	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0048	0.1180	0.2050	0.0343	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007	0.0550	0.1400	0.0249	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0243	0.0952	0.0180	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0086	0.0645	0.0132	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0021	0.0414	0.0096	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0233	0.0061	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0132	0.0046	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0068	0.0033	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 6.34 ; distanza = 47.6 ; epsilon = 1.48

8.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SEDIME

Tenendo conto delle caratteristiche geolitologiche dell'area indagata, l'indagine geognostica mediante sismica MASW, si rileva particolarmente utile poiché consente di indagare in dettaglio i primi 30 metri dal piano campagna e fornisce utili informazioni sullo spessore e sulla consistenza dei litotipi presenti.

La correlazione con le altre indagini (Prove Penetrometriche Dinamiche), eseguite nell'ambito della stessa area, consente inoltre di definire i rapporti di giacitura, ed i caratteri geotecnica di massima, degli stessi.

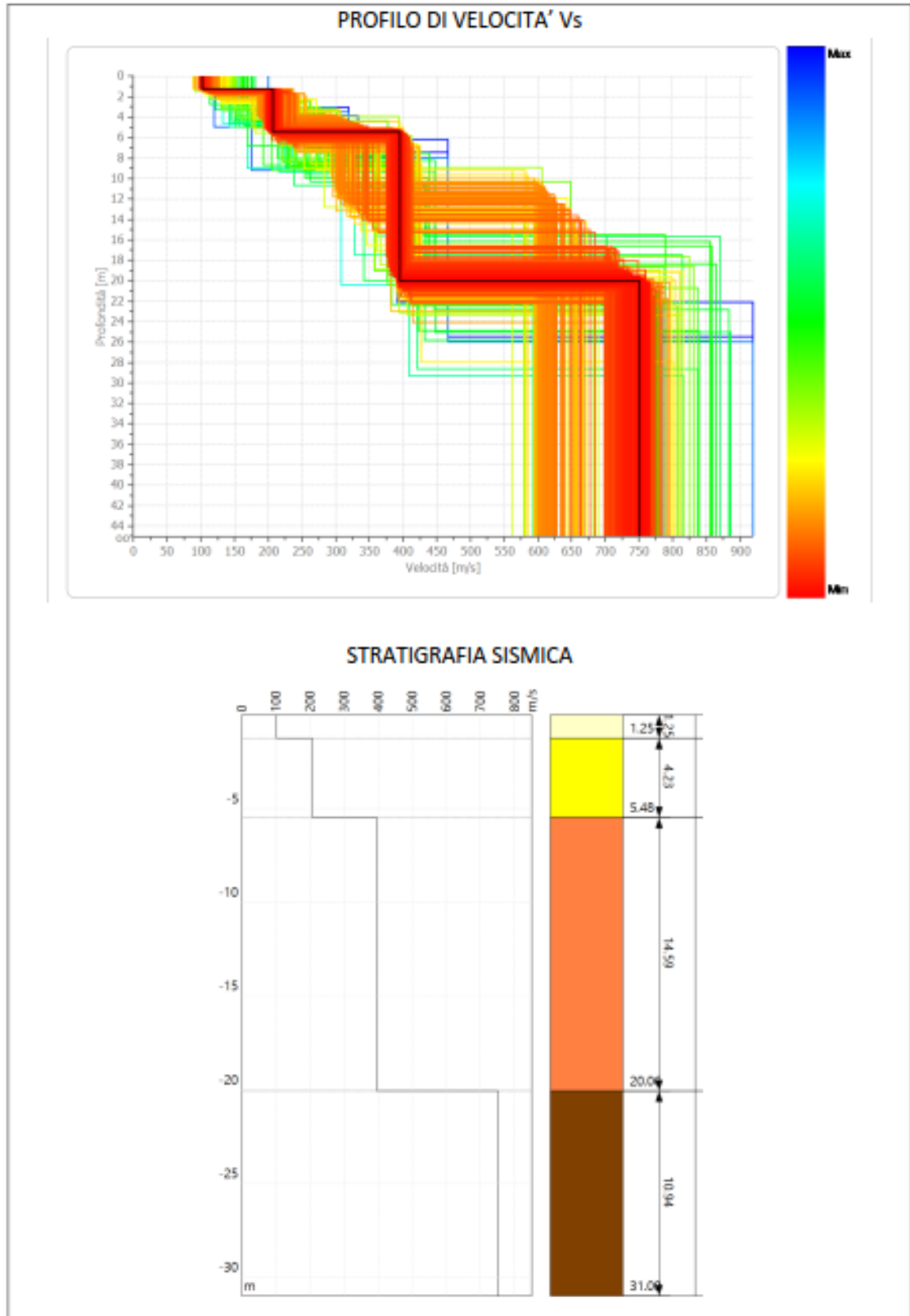
L'indagine MASW è resa necessaria in ottemperanza all'Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003 e del D.M. 17 Gennaio 2018, che attribuisce alle diverse località del Territorio Nazionale un valore di scuotimento sismico di riferimento espresso in termini di incremento dell'accelerazione al suolo e propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo mediante la classificazione di cinque (A – B – C – D – E) categorie, sulla base della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di terreno per determinare il V_{sEq} .

Per tale ragione nel presente lavoro è stato applicato il metodo di prospezione sismica del tipo M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) che attraverso lo studio delle Onde Superficiali registrate in campagna, permette di determinare la V_s nei primi 30 metri di profondità.

Le misure sismiche effettuate ed i parametri calcolati con la strumentazione utilizzata in questo lavoro, il "sismografo multicanale SoilSpy Rosina della Micromed", utilizzando tecniche di registrazione passive e attive, possono essere utilizzati nell'ambito della nuova normativa vigente in materia di costruzioni ("Nuove Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 17 Gennaio 2018), anche per quanto riguarda le opere di fondazione, sostegno e scavo.

Nell'**Allegato A.2.8** sono riportate, foto, sismogramma e spettro di velocità, profilo verticale onde S.

In maniera riassuntiva si riportano di seguito le figure del sismostrato rilevato nell'area e la sua classificazione di suolo.



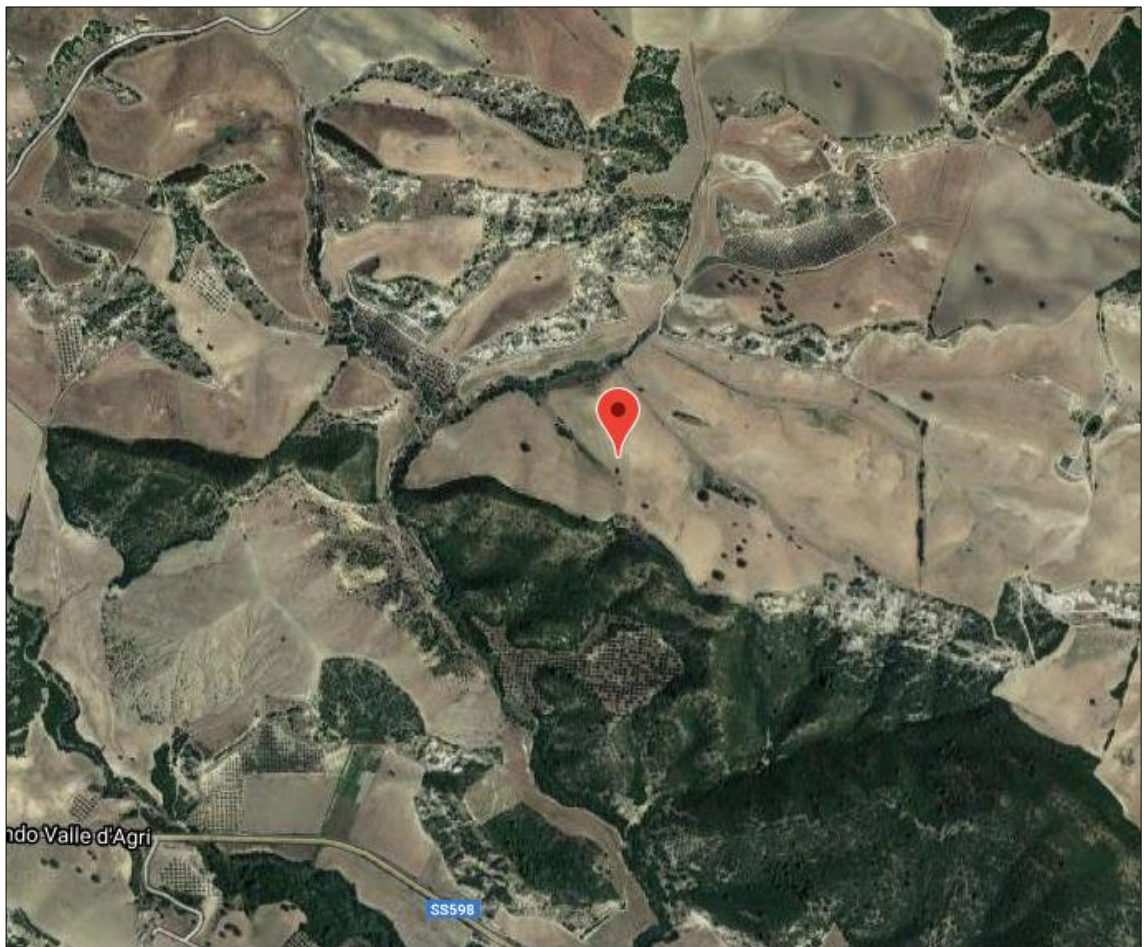
Il profilo di velocità delle onde di taglio risultante dall'indagine **MASW**, evidenzia la presenza di quattro unità geosismiche di cui di seguito si procede a darne una interpretazione basata sui valori delle velocità delle onde sismiche misurate, ma la cui lettura deve essere effettuata anche in relazione alla situazione litologica e stratigrafica locale:

- **primo sismostrato** costituito da materiale poco addensato e primo sottosuolo alterato, con spessore medio di circa 1,25 m, Vs di **102 m/s**, con medio-bassa rigidità sismica;
- **secondo sismostrato** mediamente addensato, con spessore medio di circa 4,23 m e Vs di **207 m/s**, con media rigidità sismica;
- **terzo sismostrato** addensato, con spessore medio di circa 14,59 m e Vs di **359 m/s**, con buona rigidità sismica;
- **i sismostrati sottostanti** sono caratterizzati da Vs superiori a **751 m/s**, alta rigidità sismica e non producono contrasti di impedenza sismica significativi.

Alla luce delle categorie previste dalle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17 gennaio 2018, e dalle misure effettuate in sito, i terreni di fondazione esaminati per la MASW, si collocano in categoria "**B**" **Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s**

8.3 PARAMETRI SISMICI

Sulla base delle (NTC 2018) di cui al DECRETO 17 gennaio 2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni" (GU n. 42 del 20-03-2018- Suppl. Ordinario), l'area in questione risulta caratterizzata dai seguenti parametri di risposta sismica locale:



Sito in esame.

latitudine: 40.326810

longitudine: 16.456461

Stati limite



Classe Edificio

I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...



Vita Nominale

50





Interpolazione

Media ponderata



CU = 0.7



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.037	2.418	0.279
Danno (SLD)	35	0.039	2.421	0.289
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.086	2.634	0.430
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.105	2.726	0.458
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35			



Coefficienti sismici

 Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni 


Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

 H (m)	 us (m)
1	0.1

 Cat. Sottosuolo B 

 Cat. Topografica T2 

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,42	1,41	1,30	1,29
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.011	0.011	0.025	0.036
kv	0.005	0.006	0.012	0.018
Amax [m/s ²]	0.522	0.557	1.215	1.485
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240

9. ANALISI DI STABILITA'

In considerazione della tipologia di intervento e delle strutture proprie dell'impianto di progetto, si può preliminarmente affermare che non sono previste opere strutturali capaci di ingenerare ripercussioni capaci di incidere significativamente sull'equilibrio del substrato.

Gli scarichi ingenerati dalle strutture di supporto dei pannelli fotovoltaici sono certamente da considerarsi trascurabili rispetto ai sistemi di forza che determinano le condizioni di equilibrio dei versanti.

Pertanto, le verifiche di calcolo sono state condotte senza considerare gli scarichi indotti dall'impianto, in quanto considerati trascurabili rispetto al peso delle successioni litologiche interessate.

Il modello geologico adottato e le condizioni a contorno sono quelle descritte ai paragrafi precedenti.

La verifica è stata effettuata, in condizioni sismiche, su sezioni tracciate secondo l'allineamento di massima pendenza.

Il software di calcolo utilizzato è stato SSAP 4.9.8 - Slope Stability Analysis Program (1991,2018)

Di seguito si riportano le analisi di stabilità effettuate:

9.1 Normativa di riferimento

D.M. 11/3/88; 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. Con particolare riferimento a:

- a) NTC 2018
- b) Provvedimenti per le costruzioni con prescrizioni per zone sismiche (Legge 2/2/74 , D.M. 16/1/96 e D.M. 11/3/1988)
- c) Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche (D.M. 9/1/96)
- d) Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi (D.M. 16/1/96)
- e) Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 5/11/71, n.1086 e D.M. 14/2/92)

9.2 Introduzione all'analisi di stabilità

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Il grado di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto "**FATTORE O COEFFICIENTE DI SICUREZZA**" indicato con il simbolo **F_s**.

I metodi di calcolo di **F_s** impiegati si basano sulle tecniche di verifica dette *LIMIT EQUILIBRIUM METHOD* (che di seguito indicheremo sempre come **LEM**), (Duncan 1996; Krahn 2003).

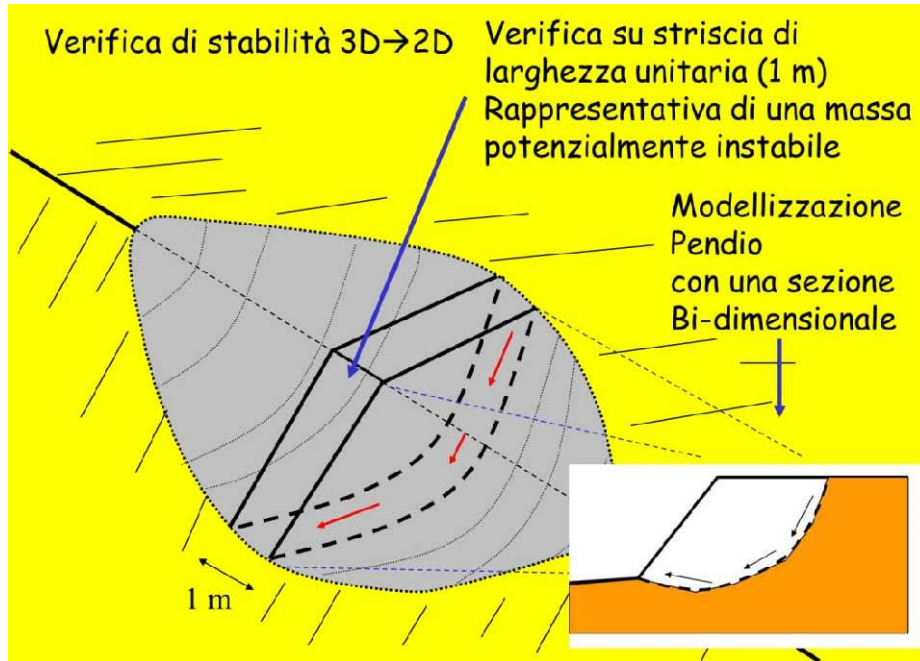


Figura 7.1

Nei metodi LEM il calcolo di FS viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in un spazio 3D il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bi-dimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento. (figura 7.1).

Nella applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie (fig. 7.1) separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture.

Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni. Collassi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Vieni quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di F_s (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura.

Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato τ_m (domanda) e la resistenza al taglio disponibile τ_ϕ (capacità) e quindi è possibile

definire **F_s** come:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (2.1)$$

Usando ad esempio il criterio di rottura *Mohr-Coulomb*: **F_s** è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al Taglio del terreno lungo i vari tratti della superficie, per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata e nel medesimo tempo, ovvero:

$$\tau_f = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma' \tan \phi'}{F_s} \quad (2.2)$$

Che avverrà qualora sia verificata la condizione di eguaglianza tra sforzi mobilitati e disponibili, ovvero tra domanda e capacità.

Se $F_s > 1.0$ siamo in condizioni di stabilità, mentre per $F_s < 1.0$ siamo in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza. Un altro assunto fondamentale dei metodi LEM è che nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene F_s possa essere in realtà localmente variabile, si assume che F_s sia costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento assunta. Ovvero abbiamo dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile.

F_s deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. E' perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze (e momenti) agenti (ovvero che inducono lo scivolamento) e resistenti (che si oppongono allo scivolamento) su detta superficie. In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili, **F_s** viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio entro il volume del pendio assunto.

In tal modo il "**FATTORE DI SICUREZZA**" del pendio sarà quello che compete alla superficie di

scorrimento con F_s più basso. Tale superficie è detta anche "**SUPERFICIE CRITICA**". Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio (fig. 7.1).

Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile.

La eq.(2.1) permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.

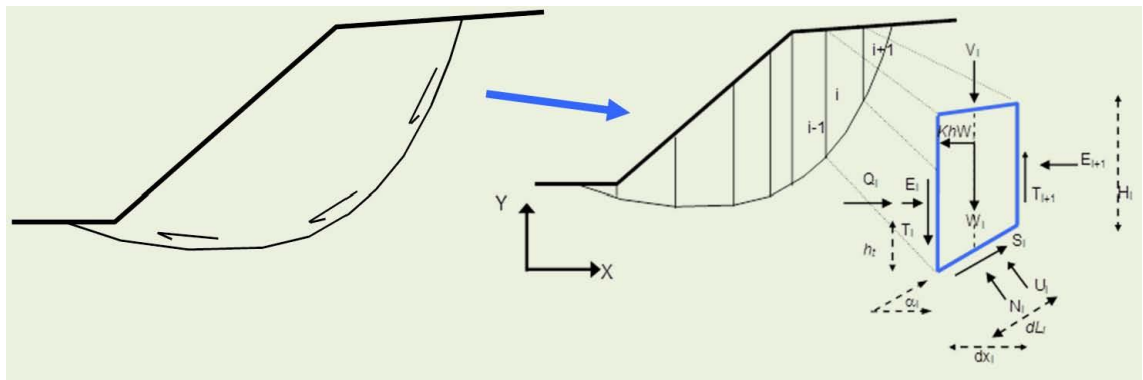


Figura 7.2

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente; cosa che viene effettuata in tutti i metodi di calcolo rigorosi che verranno trattati più avanti.

Per procedere con il calcolo di F_s la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "Fette" detti Conci delimitate da superfici verticali (fig. 7.2). Su ogni conco vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul conco singolo è presentato in figura 7.2. Queste forze sono W =Peso del conco, S =Forza di taglio mobilitata sulla base del conco, N =Forza peso normale alla base del conco, U =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base, T =Forza verticale interconco, E =Forza orizzontale interconco.

F_s può essere determinato mediante gruppi di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi, ovvero: l'equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticali e orizzontali e l'equilibrio alla rotazione rispetto a un punto:

$$\begin{cases} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases} \quad (2.3)$$

In pratica tutto il sistema di forze verticali, orizzontali e dei momenti devono garantire una somma 0 (eq. 2.3).

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di **F_s**. L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli LEM dove i procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo. I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al "**General equilibrium method**" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi FREDLUND et al. (1981), Duncan (1996), la differenza percentuale dei valori di **F_s** calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Lo sviluppo delle equazioni alla base della determinazione di **F_s** verrà illustrato con maggior dettaglio nella sezione seguente.

9.3 Procedure e metodi di calcolo utilizzati

Nella versione 4.0 di SSAP e nei successivi aggiornamenti si è implementato un nuovo kernel di calcolo del fattore **F_s** che, come abbiamo detto è basato sull'algoritmo di Zhu (2005), ma è soprattutto un suo considerevole miglioramento e potenziamento sviluppato dall'autore di SSAP

a partire dal 2009. La parte di codice di calcolo di SSAP che si basava, a partire dalla versione 2.6, sulla notazione unificata proposta da ESPINOZA et al (1994), è stata completamente sostituita con questa nuova metodologia sviluppata e introdotta per la prima volta in SSAP 4.0.

Se osserviamo in dettaglio la fig. 2.3 è possibile visualizzare il sistema di forze che agiscono in un concio i -esimo.

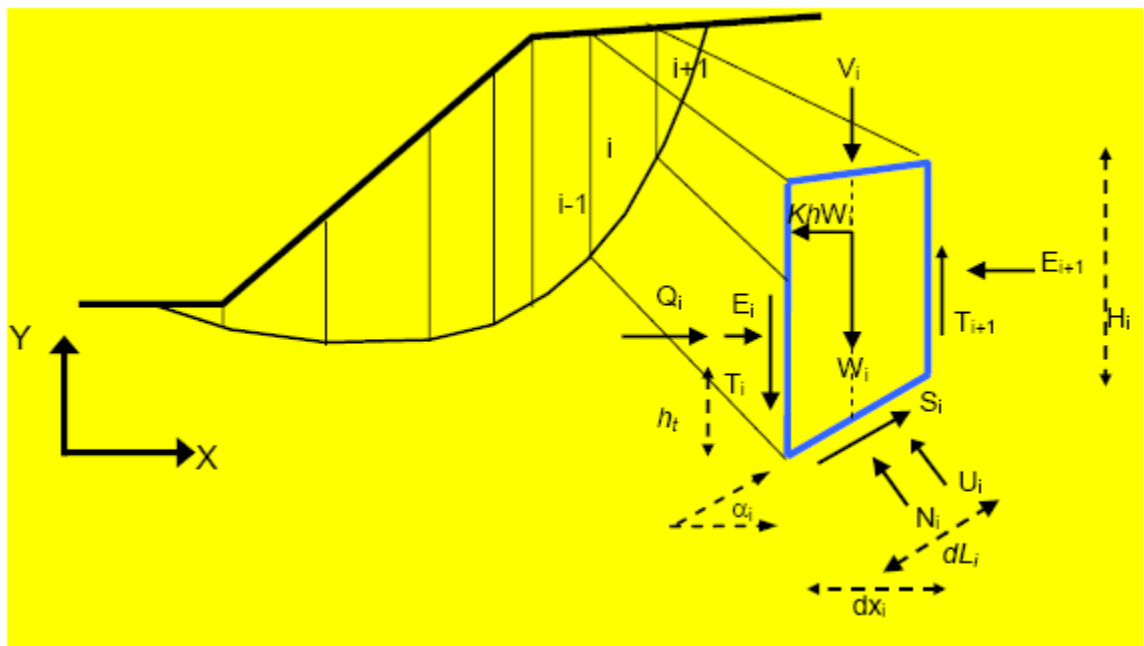


Figura 7.3

N.B.: Di seguito tutte le forze tutte le forze e le grandezze indicate nella fig. 2.3, ad esempio le forze T ed E di interazione tra i concetti, saranno espresse usando la seguente notazione: $T(x), E(x)$, ecc. Questa notazione indicherà la espressione della Forza o della grandezza funzione della progressiva x rispetto al sistema di coordinate cartesiane (X, Y) assunto per il pendio.

Si noti che per ogni concio sono definite le seguenti forze e grandezze:

ι = indice numerico del concio

α_{ι} = angolo di inclinazione della base del concio

d_{ι} = lunghezza della base del concio

dx = larghezza del concio

H = altezza verticale del concio

h_i = altezza punto di applicazione delle forze interconcio

c' = coesione del terreno sulla base del concio

ϕ' = angolo di attrito del terreno sulla base del concio

W = forza peso agente sulla base del concio

K_h = Coefficiente sismico orizzontale

U = pressione interstiziale alla base del concio

T = forza tangenziale verticale interconcio

E = forza orizzontale interconcio

Q = risultante delle forze orizzontali esterne ad ogni concio (es azioni sismiche, o opere di sostegno)

V = risultante delle forze verticali esterne ad ogni concio (es azioni sismiche o sovraccarichi verticali o opere di sostegno)

Le varie procedure di calcolo nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite si diversificano proprio per il tipo di assunzioni finalizzate ad eliminare alcune incognite nel sistema di equazioni che permette di ottenere \mathbf{Fs} . Tale sistema di due equazioni non lineari (eq. 2.4) è piuttosto complesso e deve essere risolto sempre in modo iterativo, risultando le incognite (\mathbf{Fs} e) espresse in forma implicita (ovvero in entrambi i membri delle equazioni). λ è una variabile ausiliaria che è utilizzata nella relazione funzionale delle forze interconcio , $T(x)$, $E(x)$, inizialmente

incognite (Zhu et al., 2005). Utilizzando la notazione dell'algoritmo di Zhu et al. (2005) (fig. 2.4) avremo che F_s e λ sono legati da:

$$\begin{cases} F_s = \frac{f(N_{(x)}, U_{(x)}, \alpha_{(x)}, T_{(x)}, V_{(x)}, dx_{(x)}, Q_{(x)}, F_s)}{f(\alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(x)}, dx_{(x)}, T_{(x)}, \lambda)} \\ \lambda = \frac{f(dx_{(x)}, E_{(x)}, \alpha_{(x)}, W_{(x)}, V_{(x)}, Q_{(x)})}{f(dx_{(x)}, T_{(x)}, \lambda)} \end{cases} \quad (2.4)$$

Il sistema 2.4. viene risolto iterativamente, assumendo un valore di tentativo iniziale, sia per F_s che per λ , nel membro di destra di ogni equazione del sistema e ripetendo i calcoli fino a convergenza quando la differenza tra i due F_s e λ calcolati in iterazioni successive diventa minore di un certo valore assunto (generalmente 0.001).

Nell'eq. 2.4, F_s esprime il rapporto tra forze resistenti e agenti nei confronti della potenziale direzione di scivolamento, ma al contempo la formulazione secondo Zhu et al. (2005) consente di tenere conto contemporaneamente dell'equilibrio delle forze e dei momenti in tutti i conci. Per ottenere questo nella eq. 2.4 sono inoltre espresse tutte le componenti delle forze di interazione tra i conci.

Le forze $T(x)$ di interazione verticali interconco sono inizialmente incognite.

Però nelle procedure di calcolo rigorose (quelle usate da SSAP) esse non vengono trascurate come nel caso di procedure semplificate (es.: *Fellenius*, *Bishop*, *Janbu semplificato*). Per la risoluzione della eq. (2.4) vengono quindi fatte alcune assunzioni utili alla risoluzione numerica.

I vari metodi di calcolo di F_s , implementati nella notazione unificata della eq. (2.4), si diversificano per le assunzioni relative alle forze di interazione tra i conci e in particolare per la espressione della $T(x)$ in funzione delle forze di interazioni orizzontali e della geometria della superficie di scivolamento o dei parametri geomeccanici e idraulici associati alle superficie verticali interconco.

Vengono inoltre fatte alcune assunzioni aggiuntive sulla posizione del punto di applicazione (thrust line) e in alcuni casi sulla funzione di interazione interconcorso $f(x)$ (variabile tra 0.0 e 1.25) che esprime la direzione di applicazione della risultante locale tra $T(x)$, $E(x)$.

Con la versione 4.0 nel programma SSAP viene utilizzato l' algoritmo iterativo di calcolo di F_s proposta da Zhu (2005). Tale algoritmo, originariamente sviluppato per il metodo di calcolo Morgenstern & Price (1965), è stato però ulteriormente sviluppato con una ulteriore generalizzazione del metodo consentendo di usare l' algoritmo di Zhu et al. (2005) con tutti i vari metodi di calcolo rigorosi del LEM adottati più diffusamente nelle verifiche di stabilità. Tali metodi adottati a partire dal SSAP 4.0 indicati in tabella 2.1:

tabella 2.1: relazione funzionale che esprime $T(x)$ per i vari modelli di calcolo implementati in SSAP

Gruppo	Modello di calcolo adottato per la risoluzione di FS	Relazione funzionale che esprime $T(x)$
1	Spencer (1967,73)	$T(x) = \lambda E(x)$
1	Sarma I (1973)	$T(x) = \frac{\lambda}{F_s} \left\{ \bar{c} H(x) + \left[(E(x) - P_w(x)) \tan \bar{\varphi}' \right] \right\}$
2	Morgestern & Price (1965)	$T(x) = \lambda f(x) E(x)$
2I	Chen -Morgestern (1983)	$T(x) = [\lambda f(x) + f_0(x)] E(x)$
2	Borselli(2016) ¹	$T(x) = \lambda [f(x) + f_1(x)] E(x)$
2	Sarma II (1979)	$T(x) = \frac{\lambda}{F_s} f(x) \left\{ \bar{c} H(x) + \left[(E(x) - P_w(x)) \tan \bar{\varphi}' \right] \right\}$
3	Janbu Rigoroso (1973) ²	$T(x) = E(x) \tan \alpha_r + h_r \frac{dE(x)}{dx} - h_q \frac{dQ}{dx} + 0.5 K_c H \frac{dW}{dx}$

Nella tabella 2.1 vi sono tre gruppi di metodi di calcolo che si diversificano per la tipologia delle assunzioni relative alla espressione della inizialmente incognita.

Il **gruppo I** (*Spencer e Sarma I*) non fa uso della funzione interconco $f(x)$, ma $T(x)$ è espressione diretta della costante λ e di $E(x)$;

Nel **gruppo II** (*Sarma II, Morgestern & Price, Correia*) invece $T(x)$ è sempre espressione sia di λ che di $f(x)$ e di $E(x)$. Un caso particolare è il metodo Correia del gruppo II dove λ non è adimensionale come negli altri casi ma ha la dimensione di una forza distribuita secondo $f(x)$;

Mentre nel **gruppo III** (metodo *Janbu rigoroso*) è direttamente dipendente da $E(x)$ e dalla sua derivata prima rispetto a x , oltre che da altri fattori. Il metodo Janbu rigoroso non necessita né di λ né di $f(x)$ perché nella sua formulazione originale è garantita in modo automatico l'equilibrio di tutte le forze e di tutti i momenti.

9.4 Pendii in falda

Per ogni concio la pressione interstiziale alla base viene calcolata attraverso il coefficiente della pressione interstiziale alla base di ogni concio, r_{ui} che viene determinato, nel caso generico di un concio costituito da strati di materiali diversi (fig. 2.5):

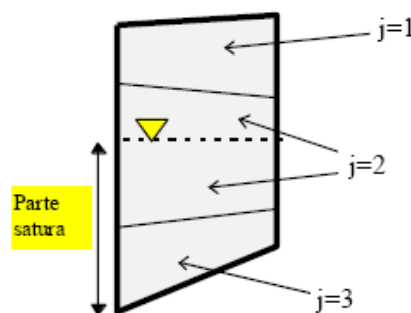


fig. 2.5

$$r_{u_i} = \frac{V_w \gamma_w}{\sum_j V_j \gamma_j} \quad (2.5)$$

dove:

j = indice dello strato che fa parte del concio i -esimo

V_w = Volume della parte di concio saturata

γ_w = Peso unitario dell'acqua

V_j = Volume dello strato j che fa parte del concio i -esimo

γ_j = Peso unitario dello strato j (peso unitario sopra falda o peso unitario saturo, se in falda)

Il Sovraccarico della colonna di acqua sopra il concio i -esimo (nel caso di scarpate sommerse),

S_{wi} è invece dato dalla seguente espressione (fig.2.6):

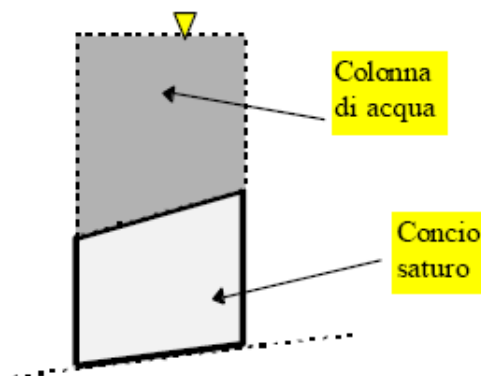


Fig. 2.6

$$S_{w_i} = V_{sw_i} \gamma_w \quad (2.6)$$

dove:

V_{sw_j} = volume della colonna d'acqua sopra il concio i -esimo.

Committente
AMBRA SOLARE 17 S.r.l.
Via XX Settembre, 1
0 187 ROMA
Società del gruppo POWERIS s.r.l.
ambrosolare17srl@legalmail.it

Nuova Atlantide soc. coop. a r.l.
Località Palazzo snc
75011 Accettura (MT)
Geol. TOMMASO SANTOCHIRICO
Direttore Tecnico Geol. Antonio Dibiase
progettazione@nuovaatlantide.com

9.5. Analisi in presenza di sisma (in ambito normativa NTC2018)

Metodo pseudostatico

L'analisi di stabilità viene fatta eventualmente anche in condizioni dinamiche (cioè in presenza di sisma) mediante il metodo pseudostatico e i coefficienti amplificatori delle azioni sismiche (coefficiente sismico).

Questa modalità è conforme alle nuove normative sismiche nazionali in vigore. Secondo le Nuove norme tecniche: **DECRETO 17 gennaio 2018 "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni" (GU n. 42 del 20-03-2018- Suppl. Ordinario)**

In questo caso una forza sismica orizzontale viene applicata al baricentro di ogni concio e pari a $K_h W_i$ dove K_h è il **coefficiente sismico orizzontale** che è corrispondente ad una frazione del valore della accelerazione orizzontale efficace indotta dal sisma generalmente $K_h = f(a_g)$ che dipende dalle caratteristiche sismiche dell'area cioè dalla accelerazione massima orizzontale a_g (espressa in frazione di g ovvero in frazione di 9.81 m/s^2 che è la accelerazione di gravità) assunta per ciascuna sito del del territorio nazionale (si vedano la documentazione ufficiale per i valori di progetto da assumere nelle analisi di stabilità mediante il modello pseudostatico) e dai coefficienti correttivi S_a e S_t che dipendono rispettivamente dalla caratterizzazione litologica e sismica locale e dalla categoria topografica del sito nonché dal coefficiente β_a che dipende pure dalle caratteristiche dei terreni in sito, ovvero:

$$K_h = \beta_a S_a S_t a_g \quad (2.7)$$

Una determinazione approssimata di K_h secondo la eq. 2.7 può essere visualizzata con il nomogramma in figura 7.7

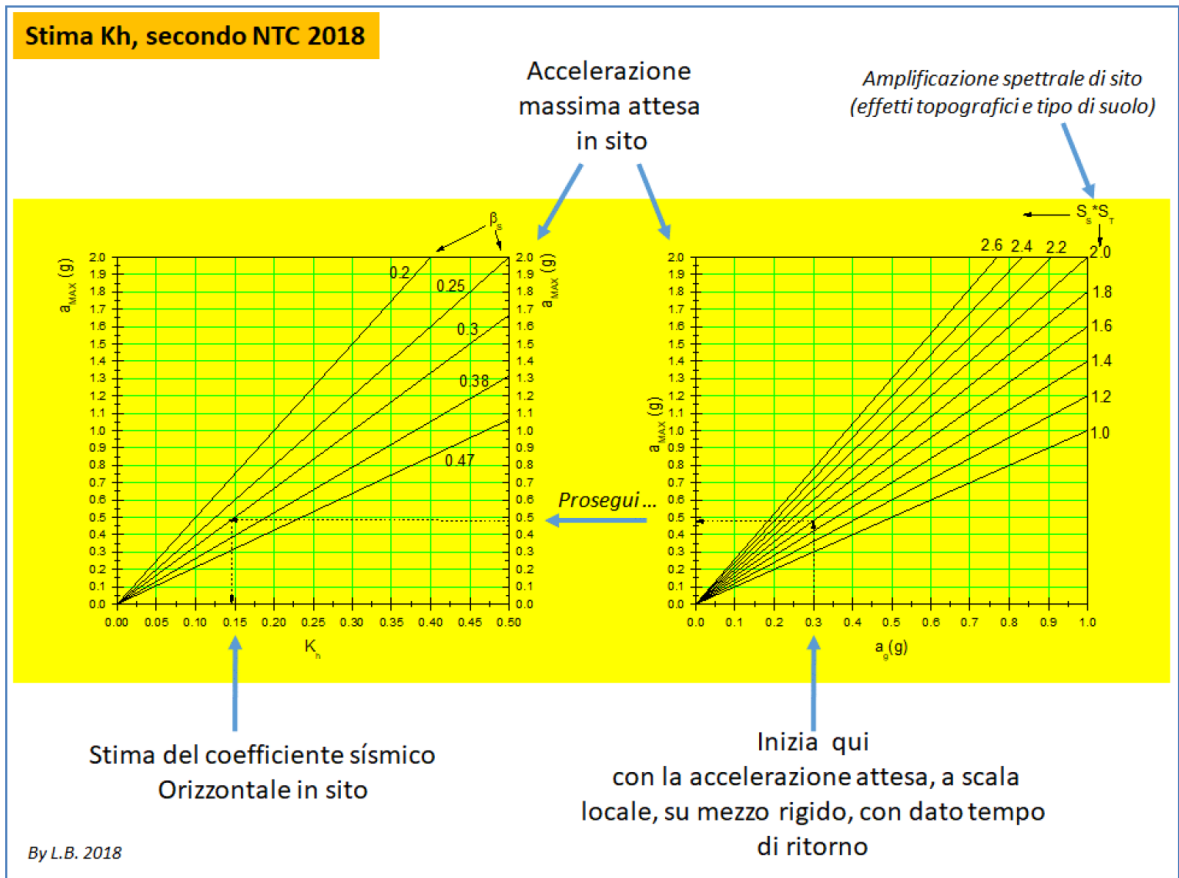


Figura 7.7

Dal nomogramma in figura 7.7 si può vedere come in generale possiamo avere un ampio spettro di amplificazione (o riduzione) delle accelerazioni attese in sito e indotte dagli effetti topografici locali e dalla classe di terreni identificati dalla NTC2018.

Questo si riflette nell'estremo campo di variazione del valore di Kh in funzione del valore assunto di :

$$K_h = 0.2 \div 1.2 a_g \quad (2.8)$$

Il **coefficiente sismico verticale** è invece assunto conformemente alla normativa sismica vigente pari alla metà del coefficiente sismico orizzontale, ovvero:

$$K_v = \pm 0.5 K_h \quad (2.9)$$

Il coefficiente sismico verticale può assumere anche valori negativi e in generale con valori di K_v negativi si ottiene, talvolta, un F_s leggermente diverso rispetto al K_v con segno positivo.

L'applicazione del coefficiente sismico, rispetto alle condizioni statiche, riduce il valore del fattore di sicurezza.

Metodo degli spostamenti

La normativa NTC2018 prevede che si possano valutare le condizioni di stabilità con il metodo degli spostamenti ovvero stimare gli spostamenti verticali indotti da un sisma di una determinata intensità locale in alternativa al metodo pseudostatico. Seguendo la definizione di Biondi et al: 2011, che è alla luce delle NTC2018 ancora pienamente valido: “..lo studio del comportamento di un pendio in condizioni sismiche può essere eseguito mediante il metodo degli spostamenti, che permette una stima degli spostamenti permanenti indotti dal sisma. La valutazione delle condizioni di stabilità è in questo caso fornita dal confronto degli spostamenti indotti dal sisma con valori di soglia che individuano il raggiungimento di condizioni di stato limite, ultimo o di danno, per il pendio o per le opere che interagiscono con esso.” (Biondi et al.2011).

SSAP utilizza quindi il lavoro di Biondi et al. 2011 in quanto conforme a le prescrizioni della NTC2018. Biondi et al. (2011) propongono una procedura semplificata che lega il coefficiente sismico critico K_c , determinato con un metodi numerici per una determinata superficie di scivolamento, e la accelerazione massima a_{max} prevista in sito, con una stima semiprobabilistica dello spostamento atteso S_0 . Il modello proposto da Biondi el al.(2011) è altresì basato su un ampio database con un archivio con migliaia di reali (non sintetiche) registrazioni accelerometriche italiane .

In prima analisi viene quindi calcolato per la specifica superficie il valore di K_c critico che porterebbe secondo il metodo pseudostatico il pendio a $F_s=1.0$, ovvero in condizioni di stabilità critica (figura 7.8).

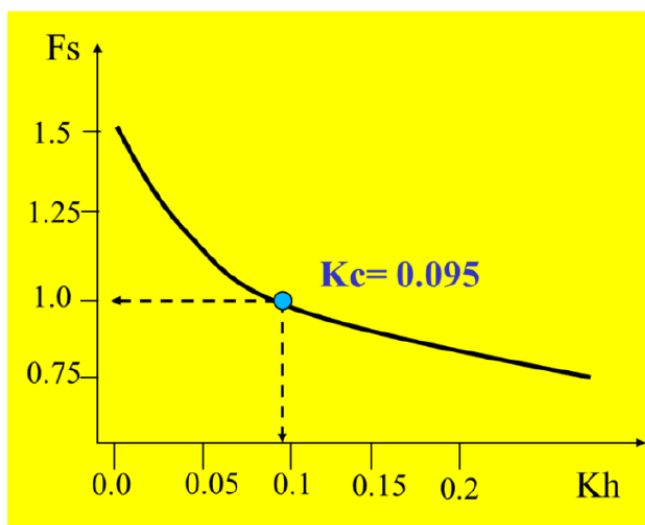


Figura 7.8

Secondo quanto indicato da Sarma (1973) è possibile esprimere il grado di stabilità del sistema mediante il valore del coefficiente Sismico orizzontale K_h che produce $F_s=1.0$. Ovvero le condizioni al limite della stabilità quando si verifica che $K_h=K_c$.

Il procedimento per determinare su una superficie singola il valore di K_c è effettuato automaticamente da SSAP qualora in condizioni statiche, per una specifica superficie di scivolamento assunta dall'utente, risulti che $F_s>1.0$.

Successivamente alla determinazione del coefficiente sismico critico K_c , viene effettuata una analisi con il metodo semiprobabilistico degli spostamenti di Biondi et al. (2011) che è sintetizzato nella figura 7.9.

Il valore degli spostamenti Normalizzati S_0 è ottenuto da una relazione di tipo statistico presente in figura 2.9 per diverse famiglie di valori di K_c . Più alto sarà il valore di K_c più basso sarà il valore di spostamento verticale normalizzato atteso per un determinato valore di a_{max}

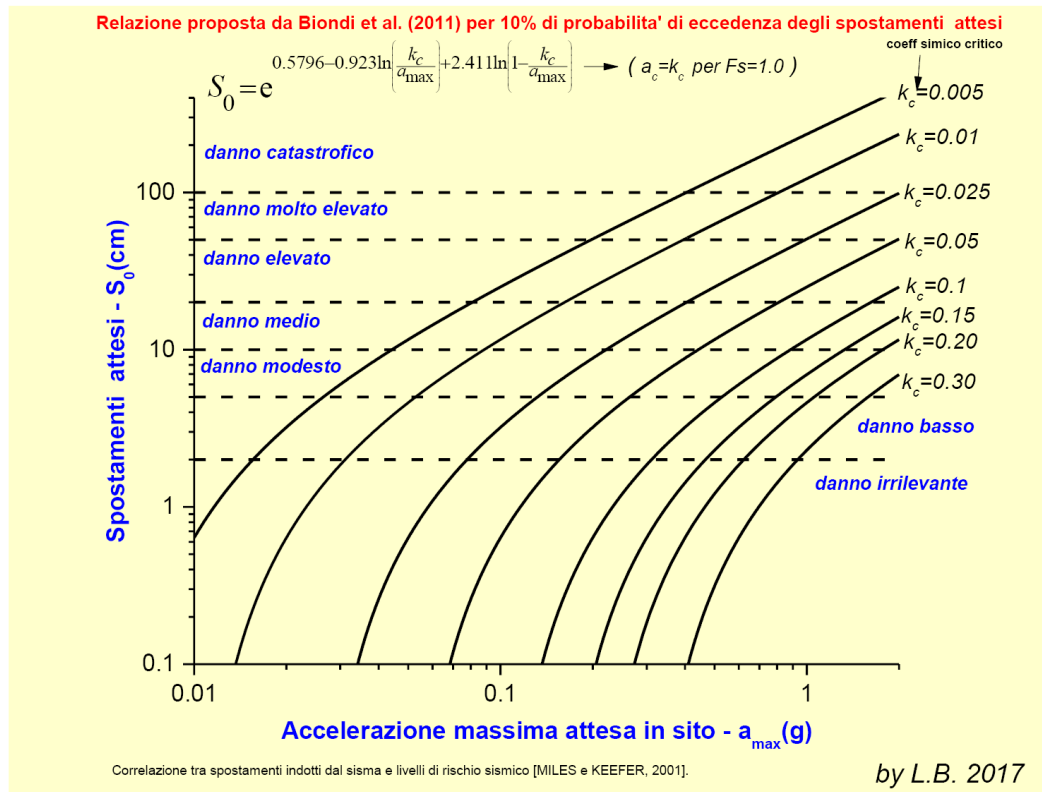


Figura 7.9

Una volta calcolato il valore S_0 il valore definitivo degli spostamenti deve essere calcolato moltiplicando S_0 per un fattore correttivo S_r che dipende dalla forma della superficie e dalla resistenza al taglio mobilizzata alla base della stessa superficie (Bandini et al. 2015).

$$S = S_0 S_r \tag{2.10}$$

dove:

S è il valore finale dello spostamento medio verticale in (in cm);

Committente
AMBRA SOLARE 17 S.r.l.
Via XX Settembre, 1
0 187 ROMA
Società del gruppo POWERIS s.r.l.
ambrosolare17srl@legalmail.it

Nuova Atlantide soc. coop. a r.l.
Località Palazzo snc
75011 Accettura (MT)
Geol. TOMMASO SANTOCHIRICO
Direttore Tecnico Geol. Antonio Dibiasi
progettazione@nuovaatlantide.com

S_o è il valore dello spostamento medio verticale normalizzato in (in cm);

S_r è il coefficiente correttivo (adimensionale) che tiene conto della forma e della resistenza la taglio mobilizzata sulla superficie (Bandini et al. 2015)

9.6 Sezioni di verifica

SEZIONE DI VERIFICA N. 1

Questa sezione è stata tracciata in direzione NE-SW intercettando il versante interessato in corrispondenza di un'area perimetrata a rischio medio (R2), nell'ambito della pianificazione delle aree di versante prodotte dall'ex Autorità di Bacino Interregionale di Basilicata.

Le caratteristiche tecniche nonché la conformazione stratigrafica sono stati definiti sulla base delle considerazioni precedentemente fatte.

Non è stata considerata la presenza di falde acquifere in quanto la conformazione idrogeologica dei terreni non consente accumuli significativi.

I calcoli di verifica sono stati condotti in condizioni sismiche.

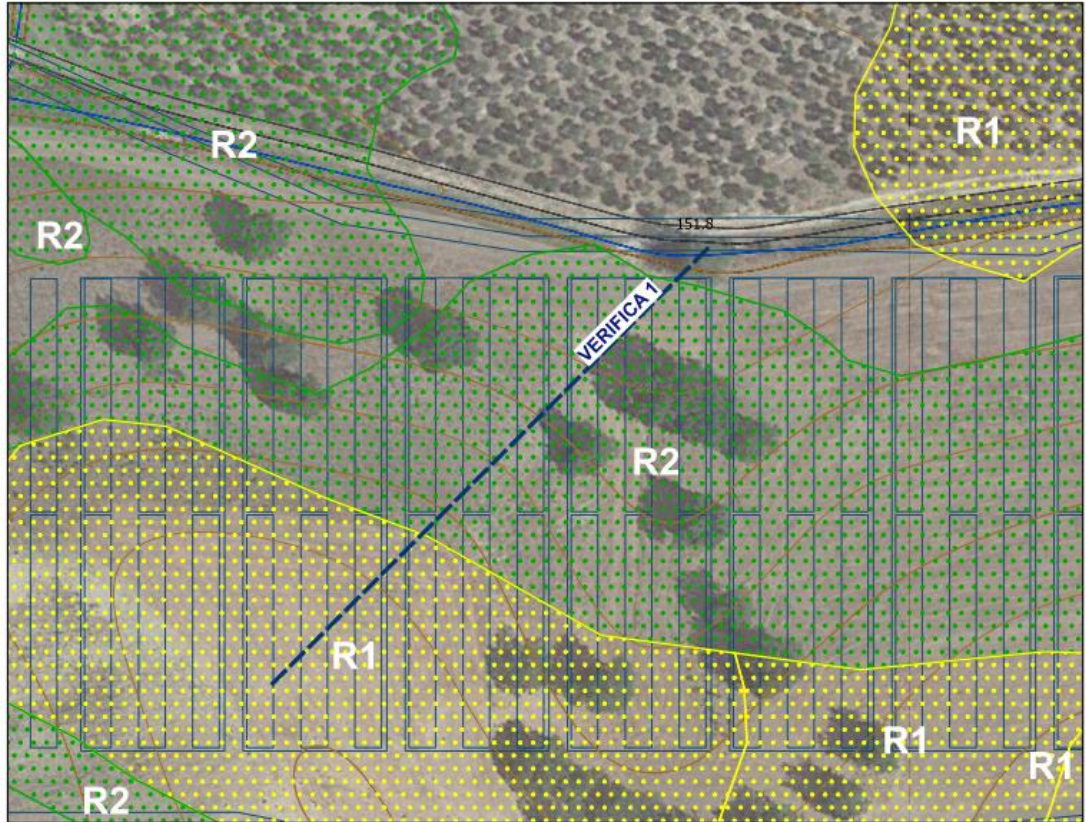
Non si è differenziato lo stato attuale dallo stato di progetto in quanto si ritiene che gli scarichi esercitati dagli impianti di progetto risultino ininfluenti rispetto alle forze che determinano le condizioni di equilibrio del versante e che gli stessi vengano completamente assorbiti dalla porzione più superficiale del terreno, pertanto, ai fini della verifica della stabilità del pendio, il modello costruito non ha tenuto conto del peso dei pannelli.

I dati di input nonché le risultanze dei calcoli di verifica eseguiti sono riportati analiticamente e dettagliatamente nelle allegate schede di calcolo (Allegato A.2.7)

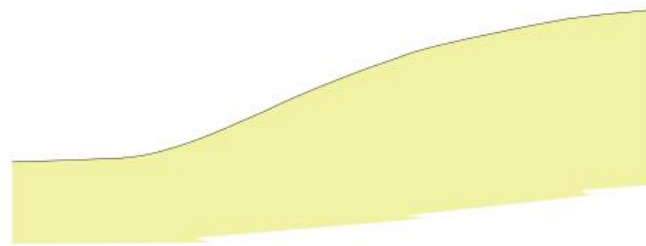
Alla pagina seguente si riporta la sezione litotecnica prodotta.

I calcoli sono stati condotti in condizioni drenate e non drenate per la verifica del comportamento del pendio sia a breve che a lungo termine.

SEZIONE DI VERIFICA N. 1



0 10 20 m



	0	8	15	19	21.5	25.5	29	31.5	35	37	44.5	48	53.5	59.5	62.5	66	70.5	74	80.5	91	98	104.5	112.34	
DISTANZE PROGRESSIVE	0	8	15	19	21.5	25.5	29	31.5	35	37	44.5	48	53.5	59.5	62.5	66	70.5	74	80.5	91	98	104.5	112.34	
DISTANZE PARZIALI		8	7	4	2.5	2.5	3.5	2.5	3.5	2	7.5	3.5	5.5	6	3	3.5	4.5	3.5	6.5	10.5	7	6.5	7.84	
QUOTE	152.03	152.31	152.55	152.74	152.98	153.75	154.74	155.56	156.03	157.75	161.03	162.7	165.03	167.4	168.57	169.73	171.36	172.36	173.86	176	177.3	178.11	178.8	

Dalla lettura dei risultati ottenuti si evince che il coefficiente di sicurezza minimo calcolato, denota una sostanziale stabilità del pendio alle condizioni date:

di seguito i coefficienti di sicurezza calcolati:

CONDIZIONI NON DRENATE	
Metodologia di calcolo	Coefficiente di sicurezza minimo individuato
MORGENSTERN & PRICE, 1965	1,76
BERSELLI (2016)	1,76

CONDIZIONI DRENATE	
Metodologia di calcolo	Coefficiente di sicurezza minimo individuato
MORGENSTERN & PRICE, 1965	1,26
BERSELLI (2016)	1,29

Così come possibile evincere dai dati di stabilità innanzi riportati, alle cui schede di calcolo allegate si rimanda per un maggiore approfondimento riguardo alla verifica eseguita, per la sezione analizzata sono stati riscontrati coefficienti di sicurezza superiori all'unità e quindi in linea con quanto richiesto dalla normativa vigente, pertanto la scarpata è da considerarsi stabile in condizioni di progetto.

SEZIONE DI VERIFICA N. 2

A sezione è stata tracciata in direzione NW-SE intercettando il versante in corrispondenza di un'area perimetrata a rischio medio (R2), nell'ambito della pianificazione delle aree di versante prodotte dall'ex Autorità di Bacino Interregionale di Basilicata.

Le caratteristiche tecniche nonché la conformazione stratigrafica sono stati definiti sulla base delle considerazioni precedentemente fatte.

Non è stata considerata la presenza di falde acquifere in quanto la conformazione idrogeologica dei terreni non consente accumuli significativi.

I calcoli di verifica sono stati condotti in condizioni sismiche.

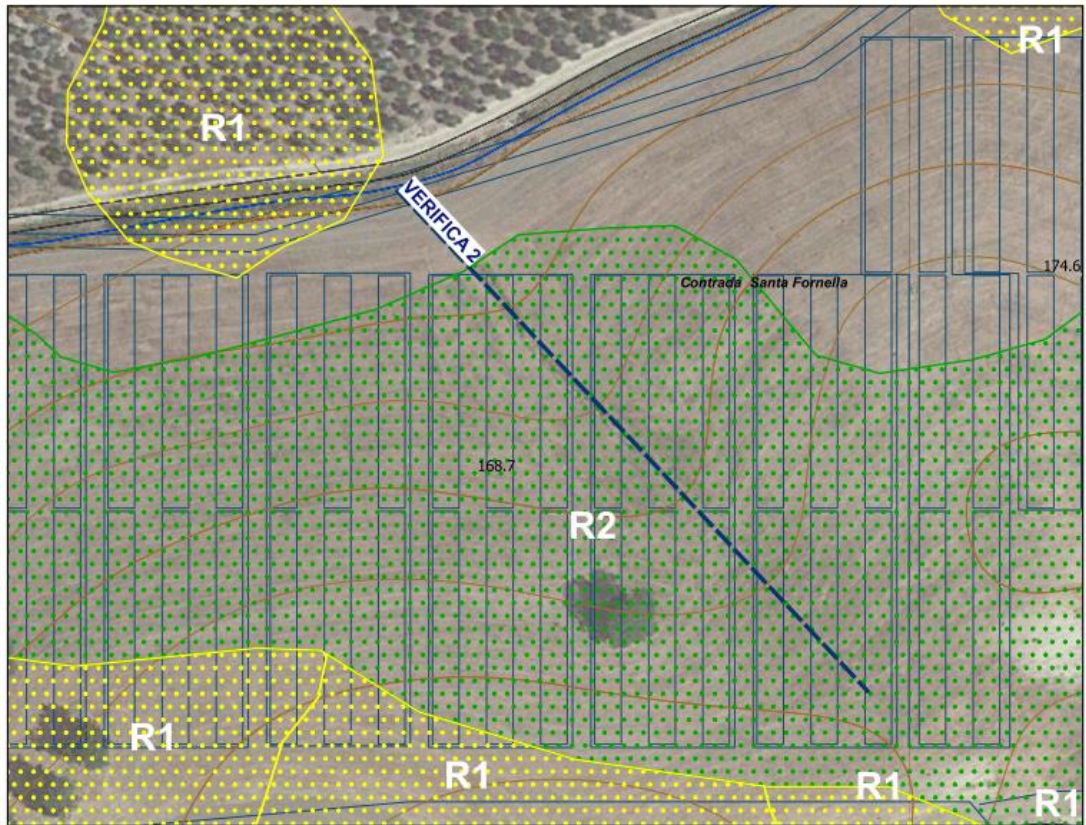
Non si è differenziato lo stato attuale dallo stato di progetto in quanto si ritiene che gli scarichi esercitati dagli impianti di progetto risultino influenti rispetto alle forze che determinano le condizioni di equilibrio del versante e che gli stessi vengano completamente assorbiti dalla porzione più superficiale del terreno, pertanto, ai fini della verifica della stabilità del pendio, il modello costruito non ha tenuto conto del peso dei pannelli.

I dati di input nonché le risultanze dei calcoli di verifica eseguiti sono riportati analiticamente e dettagliatamente nelle allegate schede di calcolo (Allegato A.2.7)

Alla pagina seguente si riporta la sezione litotecnica prodotta.

I calcoli sono stati condotti in condizioni drenate e non drenate per la verifica del comportamento del pendio sia a breve che a lungo termine.

SEZIONE DI VERIFICA N. 2



0 10 20 m



	0	2	3	5	7	11	17	20.5	23.5	26.5	30	34	47.5	56	65	82.5	87.5	90	94	97	101.5	105	109.5	113	117.5	121	124.5	
DISTANZE PROGRESSIVE	0	2	3	5	7	11	17	20.5	23.5	26.5	30	34	47.5	56	65	82.5	87.5	90	94	97	101.5	105	109.5	113	117.5	121	124.5	
DISTANZE PARZIALI		2	1	2	2	4	6	3.5	3	3.5	3	4	13.5	8.5	9	17.5	5	2.5	2	5	4.5	3.5	2.5	4	4	1.5	3.5	2.05
QUOTE	155.6	156.75	156.94	156.97	157.36	157.92	158.33	158.75	159.18	159.65	160.18	163.05	164.87	166.86	170.82	171.98	173.05	174.23	174.23	175.31	176.07	176.87	177.56	178.47	178.47	178.98	179.08	179.29

Dalla lettura dei risultati ottenuti si evince che il coefficiente di sicurezza minimo calcolato, denota una sostanziale stabilità del pendio alle condizioni date:

di seguito i coefficienti di sicurezza calcolati:

CONDIZIONI NON DRENATE	
Metodologia di calcolo	Coefficiente di sicurezza minimo individuato
MORGENSTERN & PRICE, 1965	2,71
BERSELLI (2016)	2,68

CONDIZIONI DRENATE	
Metodologia di calcolo	Coefficiente di sicurezza minimo individuato
MORGENSTERN & PRICE, 1965	1,91
BERSELLI (2016)	1,81

Così come possibile evincere dai dati di stabilità innanzi riportati, alle cui schede di calcolo allegate si rimanda per un maggiore approfondimento riguardo alla verifica eseguita, per la sezione analizzata sono stati riscontrati coefficienti di sicurezza superiori all'unità e quindi in linea con quanto richiesto dalla normativa vigente, pertanto la scarpata è da considerarsi stabile in condizioni di progetto.

SEZIONE DI VERIFICA N. 3

A sezione è stata tracciata in direzione SW-NE intercettando il versante in corrispondenza di un fronte calanchivo che si sviluppa tra due settori dell'impianto.

Le caratteristiche tecniche nonché la conformazione stratigrafica sono stati definiti sulla base delle considerazioni precedentemente fatte.

Non è stata considerata la presenza di falde acquifere in quanto la conformazione idrogeologica dei terreni non consente accumuli significativi.

I calcoli di verifica sono stati condotti in condizioni sismiche.

Non si è differenziato lo stato attuale dallo stato di progetto in quanto si ritiene che gli scarichi esercitati dagli impianti di progetto risultino ininfluenti rispetto alle forze che determinano le condizioni di equilibrio del versante e che gli stessi vengano completamente assorbiti dalla porzione più superficiale del terreno, pertanto, ai fini della verifica della stabilità del pendio, il modello costruito non ha tenuto conto del peso dei pannelli.

I dati di input nonché le risultanze dei calcoli di verifica eseguiti sono riportati analiticamente e dettagliatamente nelle allegate schede di calcolo (Allegato A.2.7)

Alla pagina seguente si riporta la sezione litotecnica prodotta.

I calcoli sono stati condotti in condizioni drenate e non drenate per la verifica del comportamento del pendio sia a breve che a lungo termine.

Dalla lettura dei risultati ottenuti si evince che il coefficiente di sicurezza minimo calcolato, denota una sostanziale stabilità del pendio alle condizioni date:

di seguito i coefficienti di sicurezza calcolati:

CONDIZIONI NON DRENATE	
Metodologia di calcolo	Coefficiente di sicurezza minimo individuato
MORGENSTERN & PRICE, 1965	1,67
BERSELLI (2016)	1,67

CONDIZIONI DRENATE	
Metodologia di calcolo	Coefficiente di sicurezza minimo individuato
MORGENSTERN & PRICE, 1965	2,41
BERSELLI (2016)	2,44

Così come possibile evincere dai dati di stabilità innanzi riportati, alle cui schede di calcolo allegate si rimanda per un maggiore approfondimento riguardo alla verifica eseguita, per la sezione analizzata sono stati riscontrati coefficienti di sicurezza superiori all'unità e quindi in linea con quanto richiesto dalla normativa vigente, pertanto la scarpata è da considerarsi stabile in condizioni di progetto.

10. CONSIDERAZIONI TECNICHE SULLE LAVORAZIONI E ANALISI DELLE INTERAZIONI CON IL SUBSTRATO

Le lavorazioni previste in progetto consistono essenzialmente nel posizionamento su terreno di pannelli fotovoltaici supportati da moduli metallici, pertanto non prevedono in alcun modo sbancamenti o importanti movimentazioni di terreno che determinino variazioni della morfologia dei luoghi.

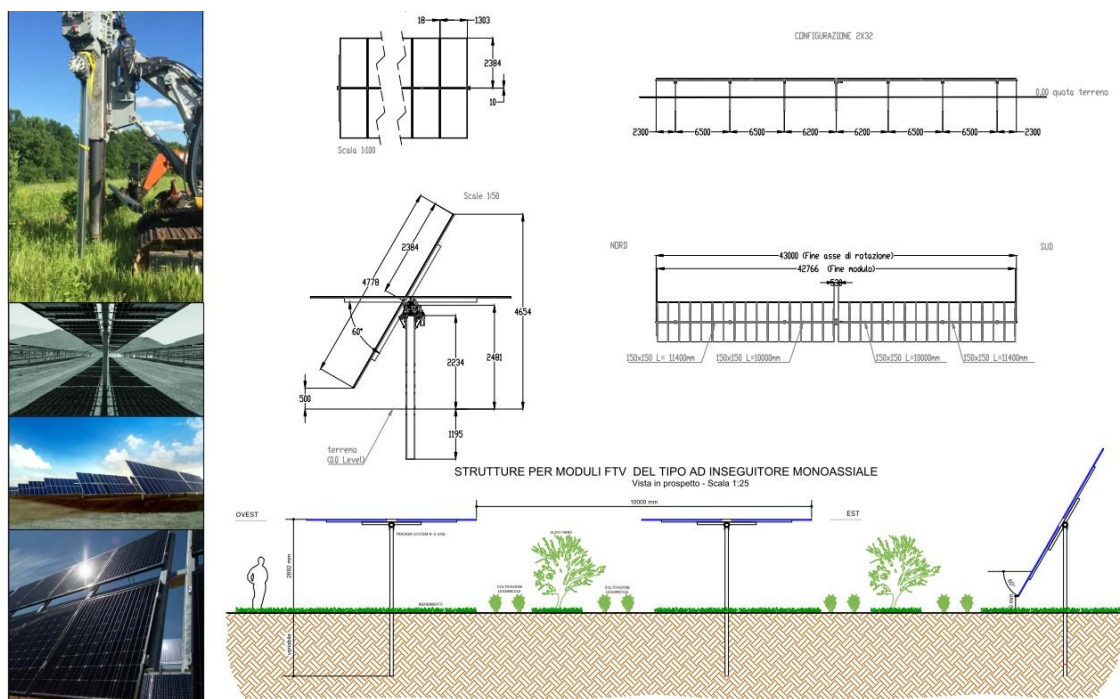


Fig. 10.1 immagini esemplificativa dei moduli di montaggio dell'impianto di progetto

Gli unici scavi che risulteranno necessari saranno quelli utili al posizionamento dei cavidotti.

Alla luce di queste considerazioni si evince che le lavorazioni previste non si ripercuotono in alcun modo sulla stabilità generale dei versanti e non modificano assolutamente l'attuale distribuzione delle acque meteoriche salvo considerare la necessità di dotare gli impianti di opportuni fossi di guardia opportunamente scaricati nei canali naturali adiacenti.

11. CONCLUSIONI

Con il presente studio, sono state verificate le condizioni geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, geotecniche e di stabilità generale dei terreni caratterizzanti un'area sita in località Mia Donna in agro di Craco (Matera), su cui è previsto UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI POTENZA NOMINALE PARI A 19.994,88 kWp

Il sito individuato si colloca in un'area definita in catasto al Foglio 41 p.lle 27,150,30,114,143,141,112,140,126,39,130,110,33,32,101,104,102,103,113,100,128,29.

Lo studio è quindi finalizzato alla definizione delle implicazioni che le lavorazioni che si intendono realizzare avranno rispetto all'equilibrio generale dell'area su cui si esse si svilupperanno.

Sulla base di quanto riportato ai paragrafi precedenti, si evince quanto segue:

- I terreni caratterizzanti il substrato del sedime di interesse si caratterizzano essenzialmente per litologia prevalentemente pelitica, dotata comunque di buone caratteristiche reologiche
- Le morfologie, risultano abbastanza dolci e regolari e non denotano situazioni tali da far presupporre la presenza di dissesti in atto o potenziali.
- Le lavorazioni previste in progetto consistono essenzialmente nel posizionamento su terreno di pannelli fotovoltaici supportati da moduli metallici, pertanto non prevedono in alcun modo sbancamenti o importanti movimentazioni di terreno che determinino variazioni della morfologia dei luoghi.
- Le verifiche di stabilità condotte hanno evidenziato un sostanziale equilibrio dei versanti.

Pertanto, alla luce di queste considerazioni e sulla scorta di quanto detto in precedenza, si ritiene che il sito sia idoneo a garantire la fattibilità di quanto previsto nel progetto purché le opere siano realizzate tenendo conto della caratteristiche fisico meccaniche dei terreni interessati così come indicati nell' apposito capitolo precedentemente esposto e si provveda alla realizzazione di opportuni fossi di guardia a protezione degli impianti di progetto e alla sistemazione dei fossi interferenti con gli stessi attraverso il rivestimento dei canali di scolo con

Committente
AMBRA SOLARE 17 S.r.l.
Via XX Settembre, 1
0 187 ROMA
Società del gruppo POWERIS s.r.l.
ambrasolare17srl@legalmail.it

Nuova Atlantide soc. coop. a r.l.
Località Palazzo snc
75011 Accettura (MT)
Geol. TOMMASO SANTOCHIRICO
Direttore Tecnico Geol. Antonio Dibiase
progettazione@nuovaatlantide.com

pietrame, o mediante altra soluzione capace di abbattere la capacità erosiva delle acque incanalate che potrebbe determinare danni all'impiantistica di progetto.

Accettura, novembre 2021

I geologi

Dott. Antonio Dibiase

Dott. Tommaso Santochirico



A large, stylized handwritten signature in black ink, which appears to be "Tommaso Santochirico". The signature is written over a very faint, circular purple stamp that is mostly obscured by the ink.

12. BIBLIOGRAFIA

- Carta geologica 1:50.000 - F° 507 – Pisticci (Servizio Geologico d'Italia, 2005-2006)

- Note illustrative della Carta geologica 1:50.000 - F° 507 – Pisticci (Servizio Geologico d'Italia, 2005-2006)

- Note illustrative della Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000 F° 201 Matera (Servizio Geologico d'Italia, 1971

- Manuale d'uso software SSAP 4.9.8 - Slope Stability Analysis Program (2018)
WWW.SSAP.EU - Build No. 10520 – BY Dr. Geol. LORENZO BORSELLI

13. SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	4
3. STRATIGRAFIA GENERALE	8
3.1 Argille e sabbie di Craco	10
3.2 Argille marnosa del Torrente Sauro	11
3.3 Sedimenti continentali e terrazzi marini	12
3.4 Depositi alluvionali recenti e attuali	12
3.5 Corpi di frana e depositi di versante	13
4. GEOMORFOLOGIA GENERALE.....	14
5. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE E PERICOLOSITÀ IDROGEOLOGICA DELL'AREA ...	16
6. IDROLOGIA ED IDROGEOLOGICI	18
6.1 Considerazioni sull'idrografia della zona	18
6.2 Considerazioni sull'Idrogeologia della zona	22
7. MODELLO GEOLOGICO DELL'AREALE DI SEDIME	24
8. SISMICITÀ DELL'AREA	27
8.1 STORIA SISMICA DI CRACO	31
8.2 PERICOLOSITÀ SISMICA	33
8.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SEDIME	38
8.3 PARAMETRI SISMICI	41
9. ANALISI DI STABILITÀ'	44
9.1 Normativa di riferimento	45
9.2 Introduzione all'analisi di stabilità	45
9.3 Procedure e metodi di calcolo utilizzati	49
9.4 Pendii in falda	54
9.5. Analisi in presenza di sisma (in ambito normativa NTC2018)	57
9.6 Sezioni di verifica	63

10. CONSIDERAZIONI TECNICHE SULLE LAVORAZIONI E ANALISI DELLE INTERAZIONI CON IL SUBSTRATO.....	72
11. CONCLUSIONI	73
12. BIBLIOGRAFIA	75
13. SOMMARIO	76

Allegati

Allegato A.2.2: CARTA GEOLOGICA

Allegato A.2.3: SEZIONI GEOLOGICHE

Allegato A.2.4: CARTA GEOMORFOLOGICA

Allegato A.2.5: CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO

Allegato A.2.6: CARTA IDROGEOLOGICA

Allegato A.2.7: SCHEDE DI CALCOLO VERIFICHE DI STABILITA' DEI PENDII

Allegato A.2.8: REPORT INDAGINI GEOFISICHE