

Geologia & Geotecnica

Dott. Geol. Graziella Ucci

Via Belvedere San Franco,2 66023 Francavilla al Mare (CH)

Tel. e fax: 085-810442 Cell. 338 3182260 graziella.ucci@geologiabruzzo.org

COMUNE DI ALTIDONA
Provincia di Fermo

PROGETTO

*“REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO
DI POTENZA PARI A 4968,00 KW_p SU TERRENO ”*

RELAZIONE GEOLOGICA

COMMITTENTE:

FAMA ENERGY SRL
Via Gentile da Fabriano, 3
Pedaso (FM)

STUDIO DI GEOLOGIA E GEOTECNICA
DOTT. GEOL. GRAZIELLA UCCI

Via Belvedere San Franco, 2
Francavilla al Mare (CH)

FEBBRAIO 2010

INDICE

1. PREMESSA	3
1.1 UBICAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO D'INSIEME	4
3. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA , IDROLOGIA SUPERFICIALE E SOTTERRANEA E SISMICITÀ DELL'AREA IN ESAME	7
4. DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE	8
5. INDAGINI IN SITU E CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEI TERRENI	9
7. ESEMPIO DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE	13
8. CONCLUSIONI	19

ALLEGATI

- ***Stralcio della Carta Topografica Regionale scala 1:15.000***
- ***Stralcio della Carta Geologica, scala 1:100.000***
- ***Stralcio della Carta della Pericolosità del P.A.I. Regione Marche (scala 1:50.000)***
- ***Stralcio della Planimetria Catastale con ubicazioni indagini in situ effettuate***
- ***Foto***
- ***Elaborati e grafici relativi alle indagini in situ effettuate***

1. PREMESSA

La presente relazione geologica è stata redatta su incarico della Ditta FAMA ENERGY S.r.l. al fine di caratterizzare dal punto di vista geologico il terreno sito nel Comune di Altidona (FM) sul quale è previsto il progetto di *Realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza pari a 4968,00 KWp su terreno.*

Per la completa caratterizzazione della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei terreni sono state intraprese le seguenti attività:

- reperimento e consultazione del materiale bibliografico esistente in letteratura in merito all'area in esame;
- sopralluogo e rilievo geologico e geomorfologico dell'area interessata dal progetto;
- realizzazione di prove geotecniche in situ;
- elaborazione dei dati e stesura della presente.

Questa relazione è redatta in conformità al

- D.M. 14.01.08 – “ Nuove norme tecniche per le costruzioni” ;

1.1 UBICAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO

Le carte entro cui è compresa l'area analizzata risultano le seguenti:

- Foglio 125 - FERMO della Carta Topografica d'Italia , scala 1: 100.000;
- Foglio 125 (FERMO) della Carta Geologica d'Italia, scala 1: 100.000;
- Foglio catastale N. 1 – Particella N. 90
Foglio catastale N. 3 – Particelle N. 108 - 168
Foglio catastale N. 12 – Particella N. 9

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO D'INSIEME

L'area in esame è situata nel territorio comunale di Altidona (FM) .

Tale area è ubicata, geograficamente, nel settore più esterno della zona pedemontana appenninica, cioè quella più vicina alla linea di costa, su una delle tante dorsali in cui il settore è suddiviso dalle valli dei corsi d'acqua che affluiscono all'Adriatico.

Tale area appartiene al dominio geologico dell'Avanfossa Adriatica, di età pliocenico-quadernaria. L'Avanfossa Adriatica rappresenta l'ultima e la più esterna di una serie di avanfosse sviluppatesi a partire dall'Oligocene (in concomitanza con l'inizio della strutturazione della Catena Appenninica) ed attualmente inglobate nella stessa, a seguito della sua progressiva migrazione verso NE, sotto forma di bacini di piggy-back.

L'Avanfossa Adriatica si estende dalla pianura Padana al Mar Ionio e, in base ai tempi ed alle modalità del suo sviluppo, viene suddivisa in tre principali unità strutturali:

Unità della Pianura Padana;

Unità marchigiano-abruzzese;

Unità pugliese, estesa fino al Mar Ionio.

Lo stile tettonico è in tutti i casi caratterizzato da scaglie tettoniche embricate a vergenza orientale (Casnedi et alii, 1981) con accavallamenti presenti in profondità ed evidenziati dalla sismica (Mostardini & Merlini, 1985) o dalle variazioni laterali di facies (Crescenti et alii, 1981).

L'area in esame appartiene all'Unità Strutturale marchigiano-abruzzese.

La stratigrafia dell'Avanfossa Adriatica, caratterizzata da una sedimentazione prevalentemente argillosa, marnosa e sabbiosa, è ben conosciuta a seguito di numerosi studi finalizzati prevalentemente alla ricerca degli idrocarburi.

Il substrato su cui poggiano i sedimenti del Pliocene inferiore ha una età riferibile al **Miocene superiore**; è rappresentato dalla Formazione della Laga (in facies pelitico-arenacea) nella parte a nord del Fiume Pescara e dalla Formazione Gessoso Solfifera (caratterizzata da gessopeliti e gessoareniti) a Sud dell'omonimo Fiume.

Durante il **Pliocene inferiore** l'area conosce il suo massimo sviluppo areale: si tratta di una zona depressa, in progressivo approfondimento verso sud, in cui si ha una sedimentazione

esclusivamente argillosa, interrotta, a più livelli stratigrafici, da depositi sabbiosi legati ad eventi torbidity. Alla base dei depositi argillosi è presente un corpo conglomeratici, noto come “Conglomerato di Rigopiano” (Ghisetti et alii.1983). L’esplorazione del sottosuolo ha portato a formalizzare il Pliocene inferiore dell’Avanfossa abruzzese come Formazione Cellino, rappresentata dalla successione perforata nell’omonimo pozzo (Casnedi, 1976).

Durante il **Pliocene medio ed il Pliocene superiore** si ha la sedimentazione di argille sabbiose, all’interno delle quali, a più livelli stratigrafici, sono contenuti corpi di conglomerati (Conglomerati di Turrivalignani). Si tratta di conglomerati massivi, con matrice variabile, generalmente sabbiosa, moderatamente sortiti, poco organizzati. La messa in posto di tali corpi è stata messa in relazione alla presenza di canali strutturali, trasversali all’asse principale del bacino (e quindi ad andamento E-W), impostati lungo principali linee tettoniche. Tali corpi conglomeratici sono stati correlati ad una principale fase tettonica avvenuta durante il Pliocene medio, e responsabile di una estesa lacuna stratigrafica presente all’interno dei depositi relativi a tale periodo. La sedimentazione prevalentemente argillosa nel Pliocene medio- superiore viene interpretata come il risultato di una fase trasgressiva.

Il **Pleistocene inferiore** è caratterizzato da una sedimentazione esclusivamente argillosa nella parte bassa e progressivamente più sabbiosa, procedendo verso l’alto, fino a diventare conglomeratica nella parte superiore. Tale sedimentazione segna la terminazione della fase trasgressiva medio-pliocenica; il bacino tende a colmarsi durante la fase regressiva, che culmina con la sedimentazione delle sabbie e dei conglomerati.

I sedimenti affioranti nel settore considerato dell’avanfossa Adriatica si presentano con un assetto monoclinale, leggermente immergente verso est, risultato di un rapido basculamento che nel Pleistocene inferiore ha portato all’emersione del bacino precedentemente descritto. Il sollevamento presenta entità diverse a seconda del settore di avanfossa che viene considerato. E’ comunque generalmente caratterizzato da variazioni di quota delle superfici di erosione, da variazioni dello spessore dei depositi alluvionali terrazzati, da anomalie del reticolo idrografico e da alternanze di falesie e spiagge lungo la linea di costa, come evidenziato da Bigi et alii (1995).

La velocità rilevante del sollevamento ha dato luogo alla formazione di valli, strette nelle zone più interne del bacino e che tendono ad allargarsi verso le aree più esterne. Inoltre, si possono riconoscere tre ordini principali di terrazzi, datati al Pleistocene medio (primo e secondo) e

superiore (terzo).

Il **Quaternario** è un periodo di tempo caratterizzato esclusivamente dal modellamento geomorfologico delle aree precedentemente emerse. In particolar modo, la natura pelitico-arenacea delle formazioni affioranti nell'Avanfossa Adriatica ha favorito, tra i molteplici processi geomorfologici conosciuti, lo sviluppo di movimenti di versante e di fenomeni erosivi principalmente legati all'azione fluviale e marina.

Il territorio pedemontano presenta caratteri morfologici differenziati in funzione dei litotipi presenti e degli agenti esogeni che hanno agito nel modellamento dei rilievi.

Le litologie meno erodibili caratterizzano la parte alta della successione sedimentaria marina plio-pleistocenica costituita da conglomerati, arenarie e sabbie più o meno cementati che originano isolate dorsali o promontori, differenziati dalle aree di affioramento dei litotipi argillosi per essere caratterizzati da versanti ad acclività generalmente elevata e morfologica accidentata. Il top dei rilievi collinari, come nel caso esaminato, si presentano, invece, pianeggianti.

Le zone in cui sono presenti da depositi di natura argilloso-limosa si caratterizzano invece per versanti a morfologia collinare ed acclività ridotta, con sviluppo di fenomeni di erosione accelerata (calanchi).

Dal punto di vista geomorfologico i terreni dotati di cementazione primaria o secondaria (sabbie ed arenarie) possono dare origine a fenomeni franosi per crollo, come spesso evidenziato da ampie zone di accumulo di materiale detritico alle loro falde, o per scivolamento rotazionale.

I depositi terrigeni di natura prevalentemente argilloso-marnosa sono soggetti a frane di colamento o a lenti movimenti gravitativi "*creep*" che quasi sempre interessano la coltre di alterazione superficiale.

In entrambi i casi, le superfici di scivolamento si localizzano nella zona di contatto fra litologie differenti o alla base dei depositi più alterati o rimaneggiati all'interno dello stesso corpo litologico.

3. GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA , IDROLOGIA SUPERFICIALE E SOTTERRANEA E SISMICITÀ DELL'AREA IN ESAME

La successione stratigrafica presente nell'area esaminata è costituita da strati sabbiosi con deboli intercalazioni argillo - sabbiose riconducibili ai termini della successione sedimentaria Plio-Pleistocenica rappresentati nell'area oggetto di studio da sabbie limose moderatamente addensate con presenza di ghiaie con buone caratteristiche geotecniche e da depositi di natura alluvionale dell'Olocene - Pleistocene sup.

La zona sede del progetto presenta una morfologia collinare caratterizzata da modesti rilievi e versanti con acclività medio – bassa .

Essa è delimitata a Nord dal Fosso di San Biagio ed a Sud dal Fiume Aso rispetto al quale è posta appunto in sinistra idrografica .

Il corso d'acqua presenta un andamento sinuoso-meandrante e tende a migrare sulla piana alluvionale attuale e recente.

Il reticolo idrografico è completato da alcuni corsi d'acqua minori tributari dello stesso.

In linea generale la morfologia generale dell'area è contraddistinta da zone sub-pianeggianti piuttosto strette e allungate che costeggiano i corsi d'acqua presenti e dai rilievi collinari che dalla piana alluvionale salgono verso le zone di spartiacque.

Nei settori circostanti sono presenti modesti rilievi, forme dolci e versanti con acclività medio – bassa interessati da movimenti di tipo gravitativo in atto o quiescenti ; tuttavia la zona esaminata rientra nella parte bianca della Carta della Pericolosità del P.A.I. (Piano stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico ,Carta della pericolosità in allegato) della Regione Marche.

NORME SISMICHE

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 ha introdotto nuovi criteri di classificazione sismica del territorio nazionale suddividendolo in quattro zone di sismicità, individuate in base a valori decrescenti di “accelerazioni massime” (a_g) al suolo.

In particolare il Comune di Altidona è stato classificato come appartenente alla **zona 3**.

Per tale zona le norme indicano valori di accelerazioni orizzontali (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico; in particolare la zona 3 è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo la tabella seguente:

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni
1	>0.25
2	0.15-0.25
3	0.05-0.15
4	<0.05

4. DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE

Il D.M. del 14/01/2008 disciplina le norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici soggetti ad azioni sismiche. Lo scopo delle norme è di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

In particolare, le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si istituiscono diverse categorie di importanza, a ciascuna delle quali è associato un fattore θ di importanza. Tale fattore amplifica l'intensità dell'azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per costruzioni di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento). Il

fattore di importanza si applica in ugual misura all'azione sismica di collasso e per lo stato limite di danno.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

A – Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m;

B – Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec (resistenza penetrometrica $N_{spt} > 50$ o C_u coesione non drenata > 250 Kpa);

C – Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argilla di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s;

D – Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti caratterizzati da valori Vs30 minori di 180;

E – Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di Vs30 simile a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra i 5 ed i 20 metri, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con Vs30 maggiore di 800m/s.

A tal proposito, possiamo affermare che sulla base delle conoscenze relative ai terreni in studio è possibile ascrivere i terreni di progetto *alla categoria di suolo di fondazione D* caratterizzati da *depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti caratterizzati da valori Vs30 minori di 180;*

5. INDAGINI IN SITU E CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per la ricostruzione della successione stratigrafica dei terreni interessati dall'opera e per la definizione dei principali parametri fisico – meccanici sono state eseguite in data 17.02.2010 N.3 Prove penetrometriche di tipo dinamico ubicate come da planimetria allegata.

La prova penetrometrica dinamica continua consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica, avvitata all'estremità inferiore di una batteria di aste metalliche, mediante battitura con un maglio che cade liberamente da un'altezza costante; i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza prefissata vengono annotati e costituiscono la resistenza del terreno alla penetrazione della punta conica.

Normative e specifiche di riferimento:

– ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing (1988) - Dynamic Probing (DP): International Reference Test Procedure. Secondo la terminologia ISSMFE, la prova descritta rientra nel tipo “superpesante” (DPSH =Dynamic Probing Super Heavy) in quanto il maglio pesa più di 60 kg.

L'attrezzatura utilizzata è conforme alla Procedura di Riferimento ISSMFE (1988) e consiste di:

– una batteria di aste, del diametro di 32 ± 0.3 mm e del peso per metro lineare max. di 8 kg/m, alla cui estremità inferiore è avvitata una punta conica avente diametro 50.5 ± 0.5 mm ed angolo di apertura di 90° ; l'altezza complessiva della punta conica è di 126.3 mm, con una parte cilindrica al di sopra del cono di altezza pari al diametro della punta e una parte tronco-conica, al di sopra della parte cilindrica, anch'essa di altezza pari al diametro della punta;

– dispositivo di infissione della punta, costituito da un maglio del peso di 63.5 ± 0.5 kg che cade liberamente da un'altezza di caduta di 0.75 ± 0.02 m e da una testa di battuta, avvitata alla sommità della batteria di aste, del peso non superiore a 30 kg;

La prova penetrometrica dinamica viene eseguita prevedendo l'infissione della punta conica nel terreno per tratti consecutivi di 20 cm e misurando il numero di colpi necessari. La velocità di infissione è compresa tra 15 e 30 colpi/minuto; ogni interruzione superiore a 5 minuti viene registrata.

La resistenza alla penetrazione dinamica q_d (MPa), è stata calcolata tenendo conto delle caratteristiche dimensionali e di peso dell'attrezzatura, in accordo alla seguente espressione:

$$q_d = \frac{M M' g H}{M + M' A e} \text{ [MPa]}$$

dove:

M = massa del maglio

M' = massa complessiva di testa di battuta, asta di guida del maglio, dispositivo di sgancio e colonna di aste

g = accelerazione di gravità

H = altezza di caduta del maglio

A = area della sezione trasversale della punta

e = penetrazione media per colpo (penetrazione di riferimento divisa per il n° di colpi)

Sulla base delle indagini geotecniche effettuate è stato possibile riconoscere alcuni principali litotipi caratterizzati da peculiari parametri geotecnici.

E' possibile quindi ricostruire le caratteristiche litostratigrafiche del terreno tramite

l'individuazione di alcuni orizzonti principali, le cui caratteristiche geotecniche e stratigrafiche vengono così schematizzate:

1) da mt. 0,0 a mt. 0,70

Coltre di alterazione- terreno vegetale

Le caratteristiche geomeccaniche dello strato sono riconducibili ai seguenti parametri:

<i>peso di volume naturale del terreno</i>	$Y_n \cong 1.4 \text{ t/m}^3$
<i>peso di volume saturo del terreno</i>	$Y_s \cong 1.8 \text{ t/m}^3$
<i>angolo di attrito interno</i>	$\phi' = 19^\circ$
<i>Modulo edometrico</i>	$Ed < 2600 \text{ kN/m}^2$

2) da mt. 0,70 a mt. 5,00

Sabbie limose moderatamente addensate con presenza di ghiaie

<i>peso di volume naturale del terreno</i>	$Y_n \cong 1.90 \text{ t/m}^3$
<i>peso di volume saturo del terreno</i>	$Y_s \cong 2.0 \text{ t/m}^3$
<i>angolo di attrito interno</i>	$\phi' = 32^\circ$
<i>Modulo edometrico</i>	$Ed \cong 16.000 \text{ kN/m}$

COSTANTE DI WINKLER

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/cm²):

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 $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$ 1.20 2.40

Terreno argilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$ 2.20 4.80

Terreno argilloso con $q_u > 4 \text{ Kg/cm}^2$ > 4.80

Non conoscendo con precisione i carichi né le dimensioni e forma delle fondazioni in progetto, ma solo i terreni di sottofondazione (assimilabili a sabbie limose moderatamente compatte) è

impossibile definire in maniera esatta il valore di K, ma si può individuare solamente un range bibliografico compreso tra 2.40 – 4.80

7. ESEMPIO DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Sulla base delle caratteristiche geotecniche dei litotipi presenti nell'area in esame è stata eseguita la verifica della carico limite dei terreni utilizzando sia il metodo di Terzaghi (1955) sia la Formula di Brich Hansen (EC 7 – EC8), ipotizzando fondazioni superficiali di tipo diretto impostate alla profondità di 1,5 m dall'attuale p.c.

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti dal calcolo effettuato nel rispetto delle metodiche richieste dalle Norme tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 .

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	1,0 m
Profondità piano di posa	1,5 m
Altezza di incastro	1,5 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,15
Coefficiente sismico orizzontale	0,0938
Coefficiente sismico verticale	0,0469

Coefficienti sismici OPCM 3274

Zona sismica	3
Accelerazione massima / g	0,15
Categoria profilo stratigrafico	B
Coefficiente di amplificazione topografica	1

Geologia & Geotecnica

Dott. Geol. Graziella Ucci

Via Belvedere San Franco,2 66023 Francavilla al Mare (CH)

Tel. e fax: 085-810442 Cell. 338 3182260 graziella.ucci@geologiabruzzo.org

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (kN/m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,7	18,63	20,59	19,0	19	1,96	1,96	0,0	2500,01	2600,0	0,45	0,003	0,04
4,3	19,12	20,59	32,0	32	0,0	0,0	0,0	49033,25	16000,0	0,45	0,0	0,0
0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,45	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto (kN/m ²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN)·m	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite 486,4 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 270,22 kN/m²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 19456,17 kN/m³

Geologia & Geotecnica

Dott. Geol. Graziella Ucci

Via Belvedere San Franco,2 66023 Francavilla al Mare (CH)

Tel. e fax: 085-810442 Cell. 338 3182260 graziella.ucci@geologiabruzzo.org

A1+M1+R1

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28,52
Fattore [Nc]	44,04
Fattore [Ng]	27,49
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1018,33 kN/m ²
Resistenza di progetto	1018,33 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	27,72
Fattore forma [Sc]	1,55
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,53
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1462,97 kN/m ²
Resistenza di progetto	1462,97 kN/m ²

Geologia & Geotecnica

Dott. Geol. Graziella Ucci

Via Belvedere San Franco,2 66023 Francavilla al Mare (CH)

Tel. e fax: 085-810442 Cell. 338 3182260 graziella.ucci@geologiabruzzo.org

A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15,13
Fattore [Nc]	28,26
Fattore [Ng]	12,34
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	523,1 kN/m ²
Resistenza di progetto	290,61 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	11,59
Fattore forma [Sc]	1,49
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,45
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	748,74 kN/m ²
Resistenza di progetto	415,97 kN/m ²

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	15,13
Fattore [Nc]	28,26
Fattore [Ng]	12,34
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,93
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,93
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,97

Carico limite	486,4 kN/m ²
Resistenza di progetto	270,22 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,59
Fattore [Nc]	23,18
Fattore [Ng]	11,59
Fattore forma [Sc]	1,49
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,45
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,93
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,93
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,97

Carico limite	696,21 kN/m ²
Resistenza di progetto	386,78 kN/m ²

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali , tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Non avendo a disposizione il carico di progetto V_d , il progettista valuterà che sia verificata la condizione che $V_d \geq R_d$.

8 CONCLUSIONI

Su incarico della Ditta FAMA ENERGY S.r.l. è stata redatta la presente relazione geologica e geotecnica a supporto del progetto di *Realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza pari a 4968,00 KWp su terreno* nel Comune di Altidona (FM).

L'area in esame si colloca nella porzione esterna della zona pedemontana appenninica la cui successione stratigrafica è costituita da strati sabbiosi con deboli intercalazioni argillo - sabbiose riconducibili ai termini della successione sedimentaria Plio-Pleistocenica rappresentati nel terreno oggetto di studio da sabbie limose moderatamente addensate con presenza di ghiaie con buone caratteristiche geotecniche e da depositi di natura alluvionale dell'Olocene - Pleistocene sup.

La zona sede del progetto presenta una morfologia collinare caratterizzata da modesti rilievi e versanti con acclività medio – bassa .

In linea generale la morfologia generale dell'area è contraddistinta da zone sub-pianeggianti piuttosto strette e allungate che costeggiano i corsi d'acqua presenti e dai rilievi collinari che dalla piana alluvionale salgono verso le zone di spartiacque.

Nei settori circostanti sono presenti modesti rilievi, forme dolci e versanti con acclività medio – bassa interessati da movimenti di tipo gravitativo in atto o quiescenti ; tuttavia la zona esaminata rientra nella parte bianca della Carta della Pericolosità del P.A.I. (Piano stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico ,Carta della pericolosità in allegato) della Regione Marche.

Nell'Ordinanza 3274 del 20 marzo 2003 il Comune di Altidona (FM) è inserito nella **Zona sismica 3**.

Sulla base del D.M. del 14/01/2008 che disciplina le norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici soggetti ad azioni sismiche è possibile ascrivere i terreni di progetto alla categoria di suolo di fondazione D.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nel sottosuolo si è fatto riferimento ad un rilevamento geologico e geomorfologico effettuato direttamente nell'area in studio ed ai risultati ottenuti dall'esecuzione di indagini in situ effettuate nella zona sede del progetto.

L'indagine ha permesso di ricostruire le caratteristiche litostratigrafiche del terreno tramite l'individuazione di alcuni orizzonti principali, in particolare, la parte più superficiale del terreno interessato dall'opera, riconducibile a terreno vegetale e/o coltre di alterazione, ha uno spessore di circa 0,7 mt. e scadenti caratteristiche geotecniche.

Al di sotto sono presenti sabbie limose moderatamente addensate con presenza di ghiaie e buone caratteristiche geotecniche.

La verifica del carico limite dei terreni è stata portata a termine ipotizzando l'utilizzo di fondazioni superficiali di tipo diretto impostate a profondità di 1,5 m. circa dall'attuale piano campagna.

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato utilizzando i metodi di Terzaghi (1955) e la Formula di Brinch Hansen (EC 7 – EC8) nel rispetto delle metodiche di calcolo richieste dalle Norme tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 (Ved. Paragrafo : Esempio di calcolo del carico limite)

Tuttavia è possibile affermare che i pannelli fotovoltaici che andranno a costituire il nuovo impianto rappresenteranno elementi tanto modesti da risultare trascurabili sia in termini di carichi trasmessi sul terreno che di conseguenti cedimenti indotti; il loro ancoraggio al substrato sarà per altro garantito da inghisaggi metallici infissi in substrato per la profondità di almeno 1 mt.- 1,5 mt.

Anche la cabina locali tecnici con fondazione a platea rappresenta, in termini geotecnici, struttura ben compatibile con l'assetto dell'area.

In conclusione gli studi e le indagini svolte hanno quindi consentito di verificare nell'ambito dell'area esaminata la compatibilità dal punto di vista geologico e geomorfologico della zona indagata con l'eventuale realizzazione di un impianto fotovoltaico per la produzione di energia.

In particolare dallo studio è emerso quanto segue:

- le caratteristiche geotecniche dei terreni risultano compatibili con la tipologia di intervento in progetto;
- nell'ambito dell'area esaminata non sono stati rilevati movimenti gravitativi in atto o forme di dissesto potenziale così come riportato nella cartografia del P.A.I.;

- durante l'esecuzione delle indagini geognostiche non sono state rilevate falde acquifere prossime al piano campagna o poste a profondità tali da interferire con l'intervento;
- la tipologia di intervento in progetto, non invasiva, non comporta alterazioni nell'attuale assetto idrologico;
- il progetto non prevede modificazioni morfologiche significative rispetto all'assetto attuale;
- per quanto riguarda la stabilità, l'area indagata non evidenzia segni di dissesto e nel suo insieme può essere considerata stabile.

Infine, in considerazione dell'estensione dell'area e della configurazione morfologica della stessa, sarà necessario prevedere una adeguata e corretta regimazione delle acque superficiali.

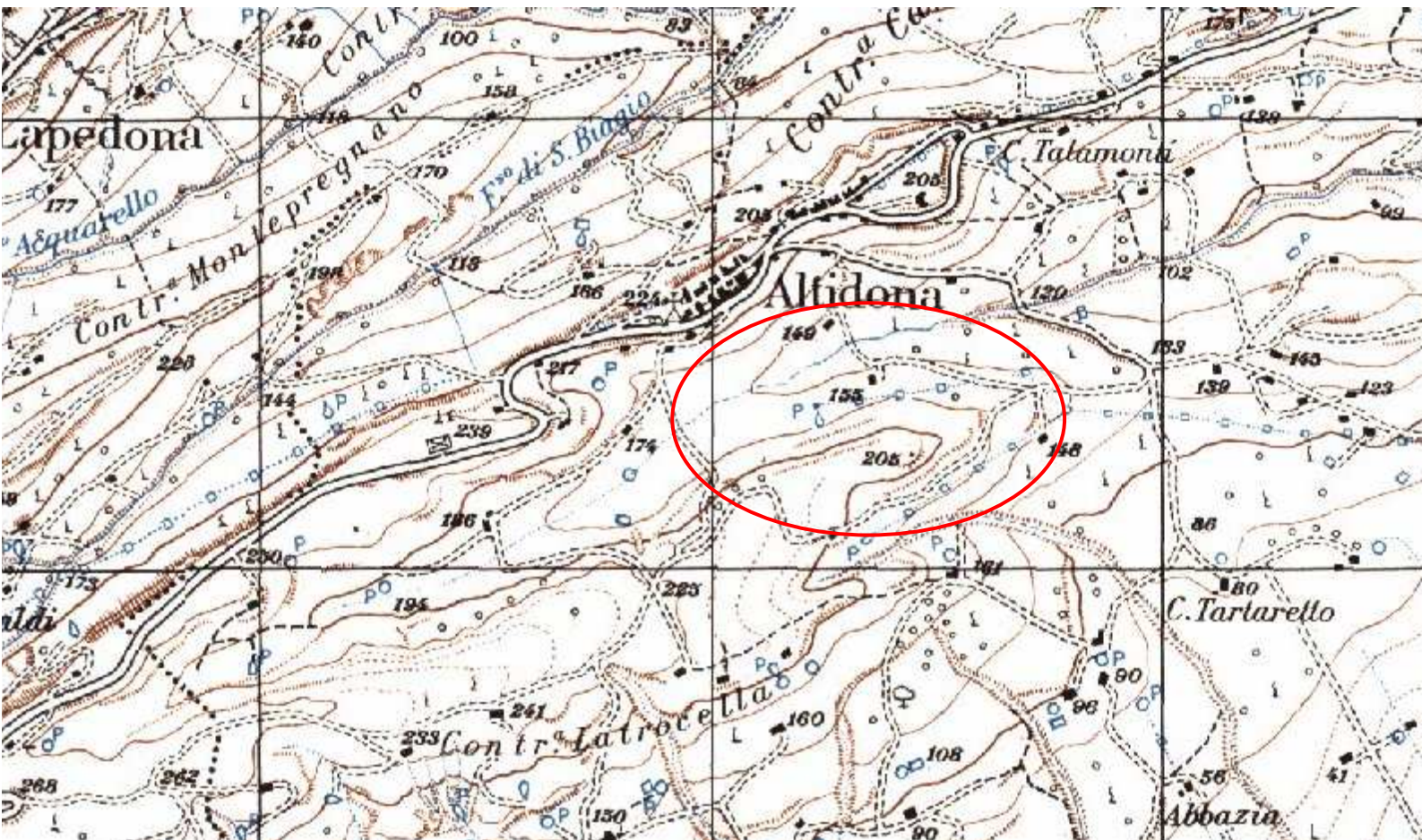
Si rimane a disposizione per ogni eventuale chiarimento.

Il tecnico incarico

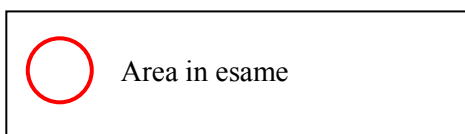
Dott. Geol. Graziella Ucci

STRALCIO DELLA CARTA TOPOGRAFICA REGIONALE

SCALA 1 : 15.000



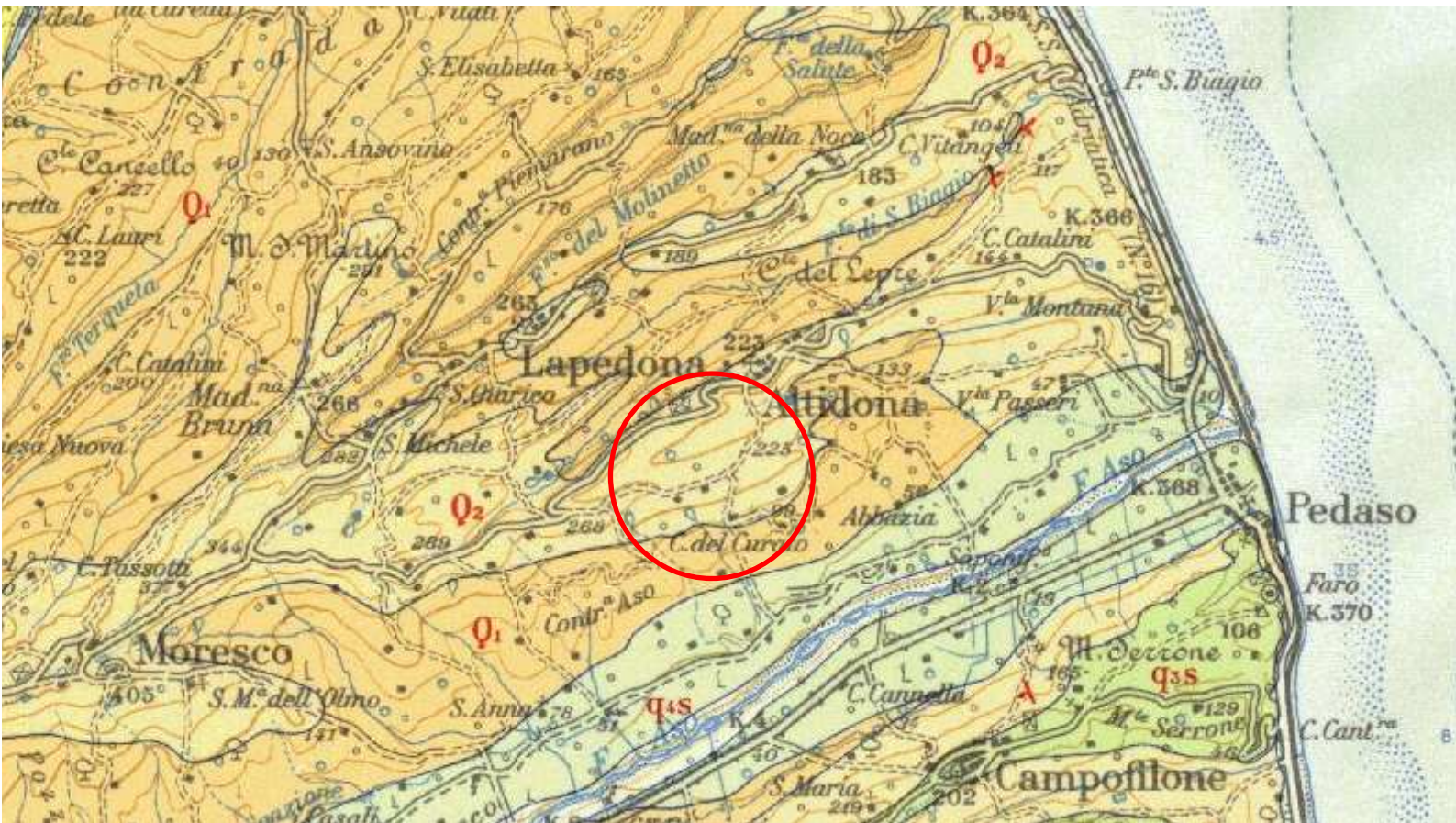
Legenda



STRALCIO della CARTA GEOLOGICA

da "Carta geologica d'Italia" - SCALA 1 : 100.000

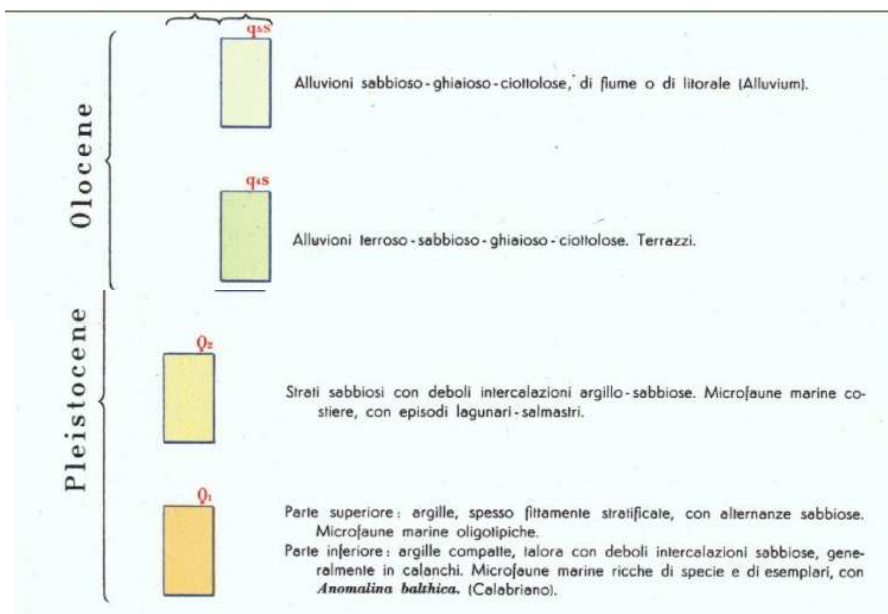
Foglio 125 - FERMO



Legenda



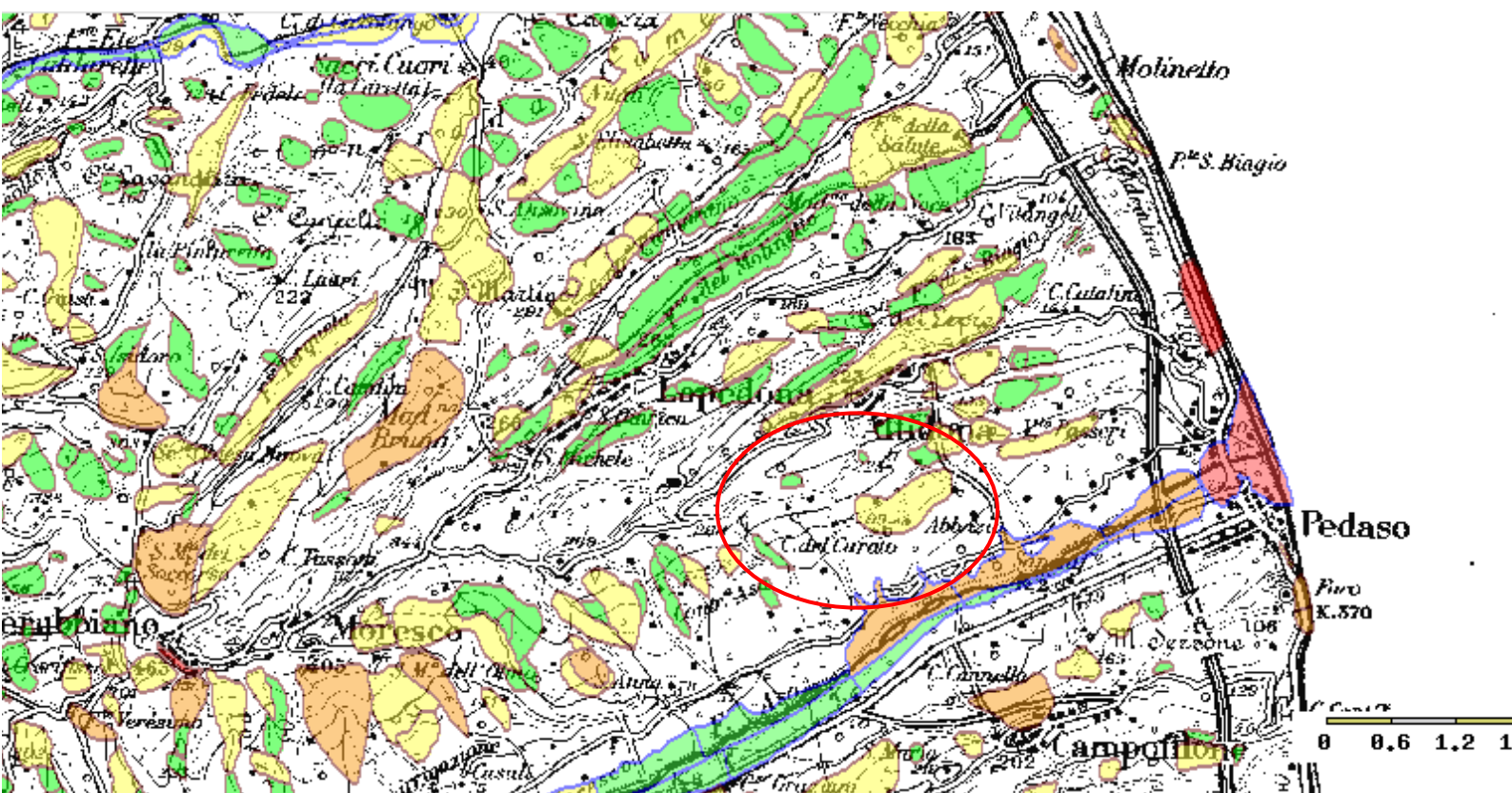
Area in esame



STRALCIO DELLA CARTA DELLA PERICOLOSITA'

da cartografia del PIANO STRALCIO DI BACINO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO

della Regione Marche - Scala 1:50.000



Legenda

ESONDAZIONI-PAI

- R1
- R2
- R3
- R4

FRANE

- R1
- R2
- R3
- R4

STRALCIO DELLA PLANIMETRIA CATASTALE

- Foglio catastale N. 1 – Particella N. 90
- Foglio catastale N. 3 – Particelle N. 108 - 168
- Foglio catastale N. 12 – Particella N. 9

COMUNE DI ALTIDONA (FM)

UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE EFFETTUATE



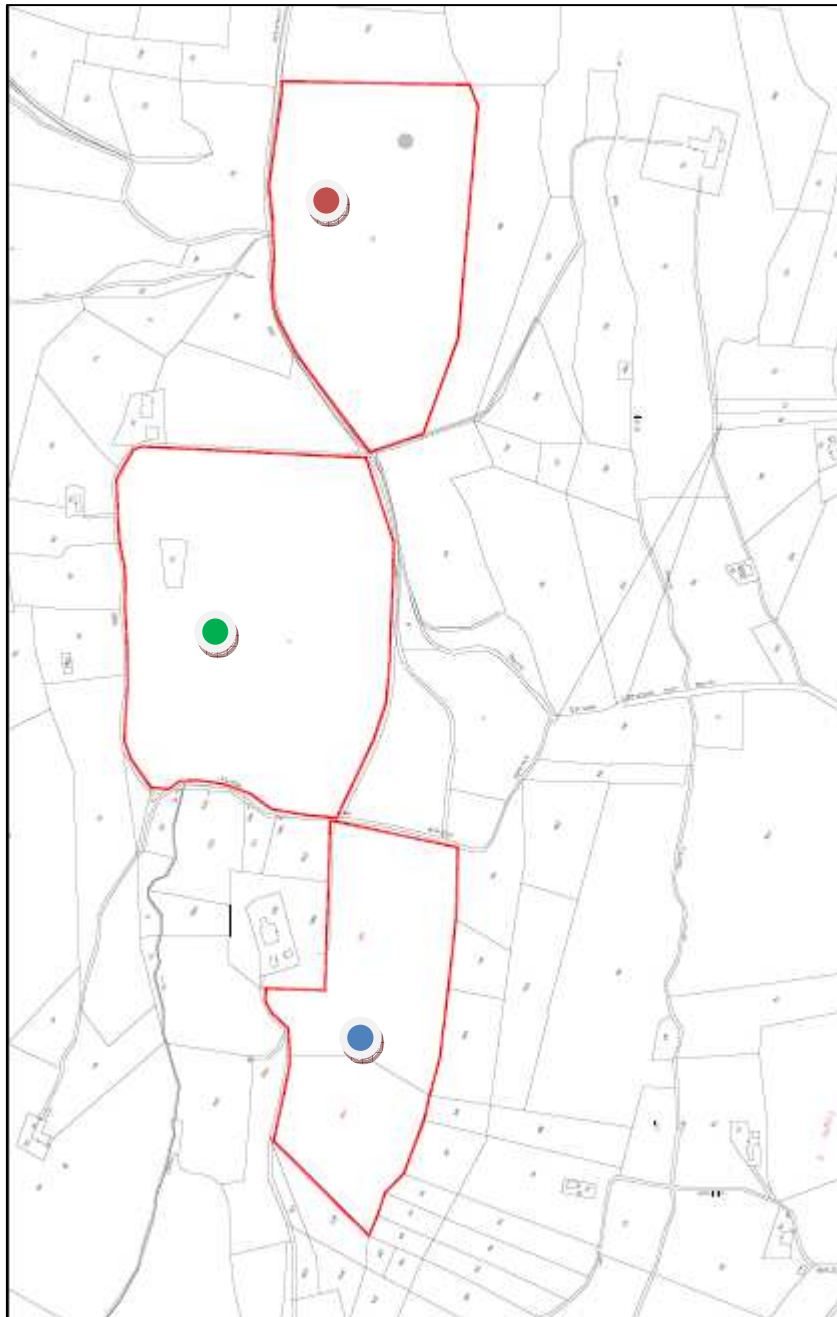
PROVA N 1



PROVA N 2



PROVA N 3



FOTO

**Esecuzione N. 3 Prove Penetrometriche di tipo dinamico DPSH
Strumento utilizzato : Sonda PAGANI TG 63-200 KN**

Data : 17.02.2010

Committente : FAMA ENERGY SRL

Cantiere : Altidona (FM)



PROVA N.1



PROVA N.2



PROVA N.3

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Committente: Dott. Geol. Ucci Graziella
Cantiere: Pannelli fotovoltaici
Località: Altidona (AP)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

Classificazione ISSMFE (1988) delle sonde Penetrometriche dinamiche

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa battente in Kg
Leggero	DPL (Light)	M<10
Medio	DPM (Medium)	10<M<40
Pesante	DPH (Heavy)	40<M<60
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	M>60

OPERATORE

Dott. Geol. Angelo Angelucci

RESPONSABILE

Dott. Geol. Gianluca Maccarone

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 17/02/2010
 Profondità prova 5,00 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	3	0,855	24,92	29,15	1,25	1,46
0,40	6	0,851	49,61	58,31	2,48	2,92
0,60	7	0,847	57,62	68,02	2,88	3,40
0,80	9	0,843	73,76	87,46	3,69	4,37
1,00	9	0,840	67,94	80,91	3,40	4,05
1,20	15	0,786	106,03	134,85	5,30	6,74
1,40	17	0,783	119,64	152,83	5,98	7,64
1,60	31	0,680	189,38	278,69	9,47	13,93
1,80	28	0,726	182,83	251,72	9,14	12,59
2,00	19	0,773	122,86	158,90	6,14	7,95
2,20	11	0,820	75,45	92,00	3,77	4,60
2,40	12	0,817	82,01	100,36	4,10	5,02
2,60	8	0,814	54,48	66,91	2,72	3,35
2,80	6	0,811	40,72	50,18	2,04	2,51
3,00	9	0,809	56,90	70,37	2,85	3,52
3,20	12	0,806	75,62	93,82	3,78	4,69
3,40	8	0,803	50,25	62,55	2,51	3,13
3,60	7	0,801	43,83	54,73	2,19	2,74
3,80	5	0,798	31,21	39,09	1,56	1,95
4,00	21	0,696	107,29	154,15	5,36	7,71
4,20	29	0,694	147,67	212,87	7,38	10,64
4,40	37	0,641	174,21	271,59	8,71	13,58
4,60	35	0,639	164,23	256,91	8,21	12,85
4,80	43	0,587	185,31	315,63	9,27	15,78
5,00	52	0,585	210,43	359,69	10,52	17,98

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1
TERRENI COESIVI
Coesione non drenata secondo la correlazione di Schmertmann 1975

	Nspt	Prof. Strato (m)	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	10,23	1,00	1,00

Modulo Edometrico secondo la correlazione di Buisman-Sanglerat

	Nspt	Prof. Strato (m)	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	10,23	1,00	102,30

Classificazione AGI 1977

	Nspt	Prof. Strato (m)	Classificazione
Strato 1	10,23	1,00	CONSISTENTE

Peso unità di volume saturo secondo la correlazione di Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	10,23	1,00	1,93

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa secondo la correlazione di Skempton 1986

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Densità relativa (%)
Strato 1	10,23	1,00	10,23	33,5
Strato 2	29,7	2,00	29,7	63,2
Strato 3	12,41	3,80	12,41	38,07
Strato 4	42,61	5,00	42,61	74,43

Angolo di resistenza al taglio secondo la correlazione di Shoi-Fukuni 1982

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	10,23	1,00	10,23	27,39
Strato 2	29,7	2,00	29,7	36,11
Strato 3	12,41	3,80	12,41	28,64
Strato 4	42,61	5,00	42,61	40,28

Modulo Edometrico secondo la correlazione di Menzenbach e Malcev

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	10,23	1,00	10,23	83,63
Strato 2	29,7	2,00	29,7	170,46
Strato 3	12,41	3,80	12,41	93,35
Strato 4	42,61	5,00	42,61	228,04

Classificazione AGI 1977

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Classificazione AGI
Strato 1	10,23	1,00	10,23	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 2	29,7	2,00	29,7	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 3	12,41	3,80	12,41	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 4	42,61	5,00	42,61	ADDENSATO

Peso unità di volume secondo la correlazione di Meyerhof ed altri

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Gamma (t/m ³)
Strato 1	10,23	1,00	10,23	1,74
Strato 2	29,7	2,00	29,7	2,13
Strato 3	12,41	3,80	12,41	1,81
Strato 4	42,61	5,00	42,61	2,21

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
 Prova eseguita in data 17/02/2010
 Profondità prova 4,40 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	3	0,855	24,92	29,15	1,25	1,46
0,40	5	0,851	41,34	48,59	2,07	2,43
0,60	9	0,847	74,08	87,46	3,70	4,37
0,80	14	0,793	107,93	136,05	5,40	6,80
1,00	23	0,740	152,96	206,77	7,65	10,34
1,20	31	0,686	191,25	278,69	9,56	13,93
1,40	26	0,733	171,30	233,74	8,56	11,69
1,60	13	0,780	91,10	116,87	4,56	5,84
1,80	11	0,826	81,71	98,89	4,09	4,94
2,00	10	0,823	68,85	83,63	3,44	4,18
2,20	8	0,820	54,87	66,91	2,74	3,35
2,40	9	0,817	61,51	75,27	3,08	3,76
2,60	13	0,764	83,09	108,72	4,15	5,44
2,80	15	0,761	95,52	125,45	4,78	6,27
3,00	11	0,809	69,55	86,00	3,48	4,30
3,20	5	0,806	31,51	39,09	1,58	1,95
3,40	5	0,803	31,41	39,09	1,57	1,95
3,60	5	0,801	31,31	39,09	1,57	1,95
3,80	8	0,798	49,94	62,55	2,50	3,13
4,00	18	0,746	98,57	132,12	4,93	6,61
4,20	31	0,644	146,47	227,55	7,32	11,38
4,40	50	0,591	217,06	367,01	10,85	18,35

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2
TERRENI COESIVI
Coesione non drenata secondo la correlazione di Schmertmann 1975

	Nspt	Prof. Strato (m)	Cu (Kg/cm ²)
Strato 1	8,53	0,60	0,84

Modulo Edometrico secondo la correlazione di Buisman-Sanglerat

	Nspt	Prof. Strato (m)	Eed (Kg/cm ²)
Strato 1	8,53	0,60	106,63

Classificazione AGI 1977

	Nspt	Prof. Strato (m)	Classificazione
Strato 1	8,53	0,60	CONSISTENTE

Peso unità di volume saturo secondo la correlazione di Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967

	Nspt	Prof. Strato (m)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)
Strato 1	8,53	0,60	1,88

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa secondo la correlazione di Skempton 1986

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Densità relativa (%)
Strato 1	8,53	0,60	8,53	29,65
Strato 2	31,58	1,40	31,58	65,07
Strato 3	14,17	3,80	14,17	41,49
Strato 4	36,85	4,40	36,85	69,79

Angolo di resistenza al taglio secondo la correlazione di Shoi-Fukuni 1982

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	8,53	0,60	8,53	26,31
Strato 2	31,58	1,40	31,58	36,76
Strato 3	14,17	3,80	14,17	29,58
Strato 4	36,85	4,40	36,85	38,51

Modulo Edometrico secondo la correlazione di Menzenbach e Malcev

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	8,53	0,60	8,53	76,04
Strato 2	31,58	1,40	31,58	178,85
Strato 3	14,17	3,80	14,17	101,20
Strato 4	36,85	4,40	36,85	202,35

Classificazione AGI 1977

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Classificazione AGI
Strato 1	8,53	0,60	8,53	POCO ADDENSATO
Strato 2	31,58	1,40	31,58	ADDENSATO
Strato 3	14,17	3,80	14,17	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 4	36,85	4,40	36,85	ADDENSATO

Peso unità di volume secondo la correlazione di Meyerhof ed altri

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Gamma (t/m ³)
Strato 1	8,53	0,60	8,53	1,68
Strato 2	31,58	1,40	31,58	2,15
Strato 3	14,17	3,80	14,17	1,86
Strato 4	36,85	4,40	36,85	2,19

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)
Prova eseguita in data 17/02/2010
Profondità prova 4,20 mt
Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	3	0,855	24,92	29,15	1,25	1,46
0,40	2	0,851	16,54	19,44	0,83	0,97
0,60	5	0,847	41,16	48,59	2,06	2,43
0,80	10	0,843	81,95	97,18	4,10	4,86
1,00	6	0,840	45,30	53,94	2,26	2,70
1,20	6	0,836	45,11	53,94	2,26	2,70
1,40	8	0,833	59,90	71,92	2,99	3,60
1,60	35	0,680	213,82	314,65	10,69	15,73
1,80	23	0,726	150,18	206,77	7,51	10,34
2,00	16	0,773	103,46	133,81	5,17	6,69
2,20	13	0,770	83,73	108,72	4,19	5,44
2,40	15	0,767	96,24	125,45	4,81	6,27
2,60	12	0,814	81,72	100,36	4,09	5,02
2,80	9	0,811	61,08	75,27	3,05	3,76
3,00	9	0,809	56,90	70,37	2,85	3,52
3,20	5	0,806	31,51	39,09	1,58	1,95
3,40	6	0,803	37,69	46,91	1,88	2,35
3,60	6	0,801	37,57	46,91	1,88	2,35
3,80	19	0,748	111,18	148,55	5,56	7,43
4,00	36	0,646	170,71	264,25	8,54	13,21
4,20	51	0,594	222,25	374,35	11,11	18,72

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa secondo la correlazione di Skempton 1986

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Densità relativa (%)
Strato 1	5,01	0,60	5,01	20,86
Strato 2	10,03	1,40	10,03	33,06
Strato 3	20,85	3,00	20,85	52,47
Strato 4	21,66	4,20	21,66	53,61

Angolo di resistenza al taglio Shioi-Fukuni 1982

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Angolo d'attrito (°)
Strato 1	5,01	0,60	5,01	23,67
Strato 2	10,03	1,40	10,03	27,27
Strato 3	20,85	3,00	20,85	32,68
Strato 4	21,66	4,20	21,66	33,02

Modulo Edometrico secondo la correlazione di Menzenbach e Malcev

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)
Strato 1	5,01	0,60	5,01	60,34
Strato 2	10,03	1,40	10,03	82,73
Strato 3	20,85	3,00	20,85	130,99
Strato 4	21,66	4,20	21,66	134,60

Classificazione AGI 1977

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Classificazione AGI
Strato 1	5,01	0,60	5,01	POCO ADDENSATO
Strato 2	10,03	1,40	10,03	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 3	20,85	3,00	20,85	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato 4	21,66	4,20	21,66	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unità di volume secondo la correlazione di Meyerhof ed altri

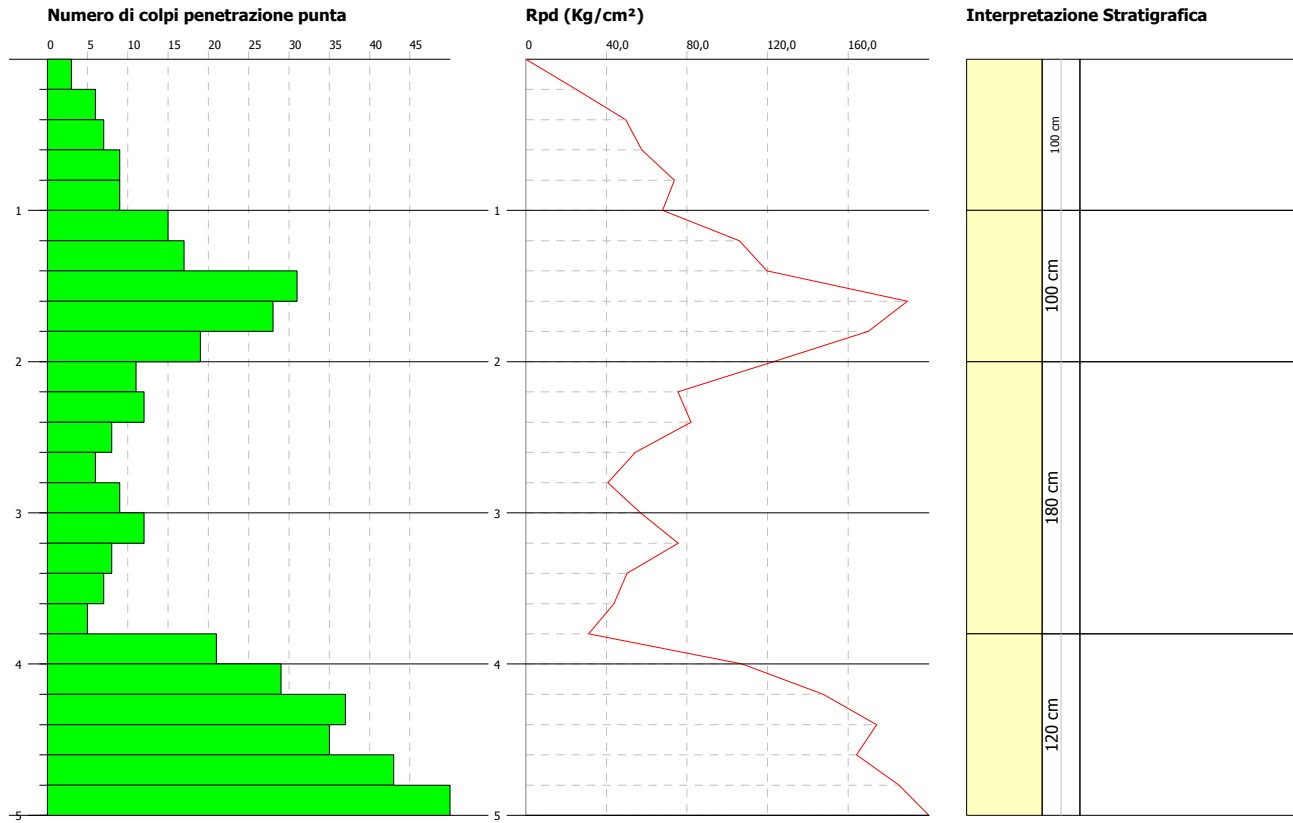
	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Gamma (t/m ³)
Strato 1	5,01	0,60	5,01	1,54
Strato 2	10,03	1,40	10,03	1,73
Strato 3	20,85	3,00	20,85	2,01
Strato 4	21,66	4,20	21,66	2,02

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Dott. Geol. Ucci Graziella
 Cantiere: Pannelli fotovoltaici
 Località: Altidona (AP)

Data: 17/02/2010

Scala 1:50

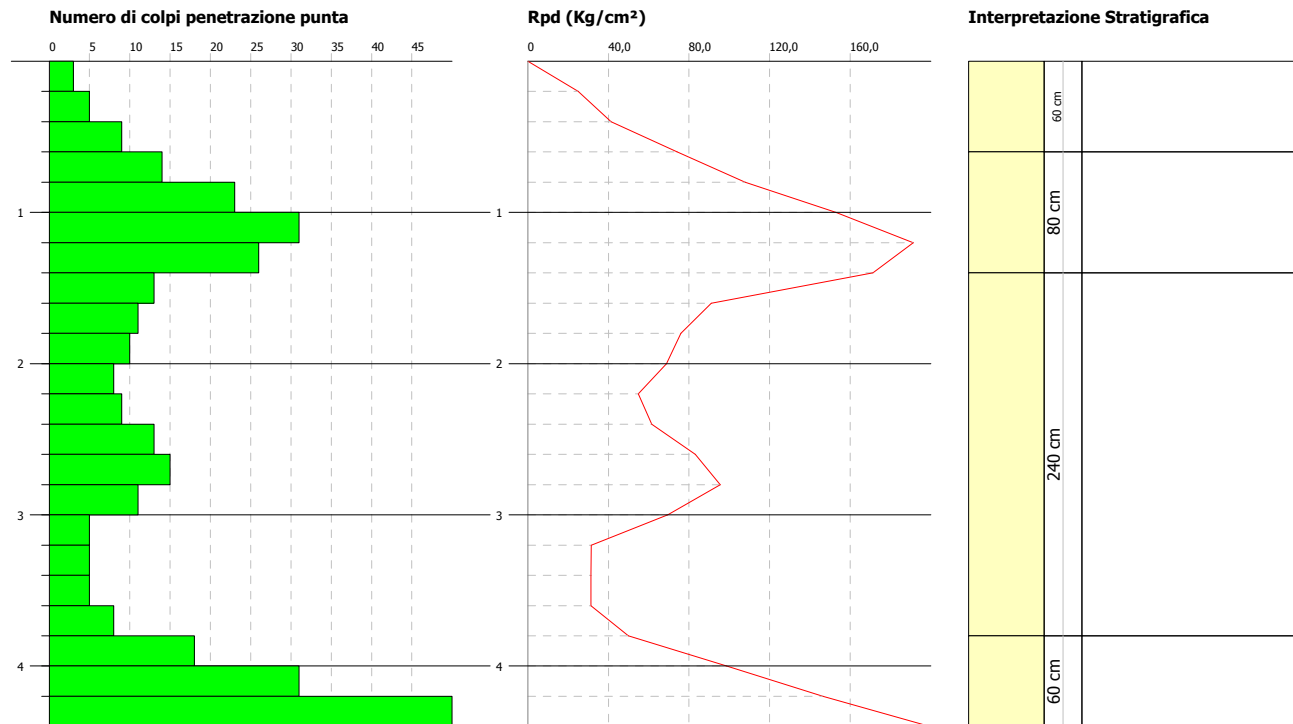


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Dott. Geol. Ucci Graziella
 Cantiere: Pannelli fotovoltaici
 Località: Altidona (AP)

Data: 17/02/2010

Scala 1:50



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Committente: Dott. Geol. Ucci Graziella
 Cantiere: Pannelli fotovoltaici
 Località: Altidona (AP)

Data: 17/02/2010

Scala 1:50

