

IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE  
"ASCOLI SATRIANO MASSERIA SAN POTITO" - POTENZA NOMINALE IMPIANTO FOTOVOLTAICO 47,5 MVA  
POTENZA NOMINALE SISTEMA DI ACCUMULO ENERGIA 90 MVA

REGIONE PUGLIA  
PROVINCIA di FOGGIA  
COMUNE di ASCOLI SATRIANO  
Località: Masseria San Potito

PROGETTO DEFINITIVO  
Id AU 82BKAH2

Tav.:

Titolo:

R18  
rev1

Relazione Geotecnica  
Impianto fotovoltaico

Scala:

Formato Stampa:

Codice Identificatore Elaborato

n.a.

A4

82BKAH2\_RelazioneGeotecnica\_18rev1

Progettazione:

Committente:

**DOTT. ING. Fabio CALCARELLA**

Via Bartolomeo Ravenna, 14 - 73100 Lecce  
Mob. +39 340 9243575  
fabio.calcarella@gmail.com - fabio.calcarella@ingpec.eu  
P. IVA 04433020759

**Whysol-E Sviluppo S.r.l.**

Via Meravigli, 3 - 20123 - MILANO  
Tel: +39 02 359605  
info@whysol.it - whysol-e.sviluppo@legalmail.it  
P. IVA 10692360968



D. E. A.  
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

VIA BENEDETTO CROCE, 23 - 73100 LECCE  
TEL 0832 1940701 - FAX 0832 1940702  
Email: gl.damato@associatidea.com  
PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Aprile 2020	Prima emissione	GdA	FC	WHYSOL-E Sviluppo s.r.l.
Giugno 2020	Richiesta Integrazioni - RP Ufficio Energia	GdA	FC	WHYSOL-E Sviluppo s.r.l.

## RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

*(NTC 2018 CAP. 6 E CIRCOLARE 7/2019 PUNTO C6.2.2.5)*

### GENERALITA'

OGGETTO	<u>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE "ASCOLI SATRIANO SALDUTTI" DI POTENZA PARI A 47,502 MW</u>
COMUNE:	ASCOLI SATRIANO (FG), LOC. MASSERIA SAN POTITO
ZONA SISMICA:	ZONA I
ALTITUDINE:	265 M S.L.M.
TIPOLOGIA STRUTTURALE:	STRUTTURA IN ACCIAIO
TIPOLOGIA FONDAZIONI:	FONDAZIONI PROFONDE
NORMATIVA:	D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 17/01/2018 CIRCOLARE C. S. LL. PP. N. 7 DEL 12/02/2019
APPROCCIO VERIFICA GEO:	APPROCCIO 2

<b>0. INDICE</b>	
<b>0. PREMESSA</b> .....	3
0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI .....	3
<b>2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	5
2.1. PERICOLOSITÀ SISMICA .....	5
2.1.1. SITO DI RIFERIMENTO .....	5
2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	5
2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO. ....	7
2.2.1. IDROGEOLOGIA .....	9
2.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE .....	9
2.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI.....	10
<b>3. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI</b> .....	12
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO .....	13
3.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO.....	14
3.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO .....	15
3.1.2.1 METODO A .....	15
3.1.2.2 METODO B .....	16
<b>4. CONCLUSIONI</b> .....	17
<b>5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	18

## O. PREMESSA

LA PRESENTE RELAZIONE È REDATTA ALLO SCOPO DI SINTETIZZARE GLI ASPETTI GEOTECNICI RELATIVI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PREVISTE PER IL PROGETTO DEFINITIVO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PER LO SVILUPPO DEL PARCO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE "ASCOLI SATRIANO SALDUTTI" PER UNA POTENZA TOTALE PARI A 47,502 MW, IN AGRO DI ASCOLI SATRIANO (FG), LOCALITÀ MASSERIA SAN POTITO.

LA PARTE INIZIALE DELLA RELAZIONE È DEDICATA AL SINTETICO INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA IN ESAME E, IN MANIERA PIÙ ESTESA, ALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO SUL QUALE SARÀ REALIZZATO L'IMPIANTO FOTVOLTAICO ED ALLA DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI DI FONDAZIONE.

LA PARTE SUCCESSIVA DELLA RELAZIONE È DEDICATA ALLA VERIFICA, ALLO STATO LIMITE ULTIMO, DELLA FONDAZIONE INDIRETTA QUANDO ASSOGGETTATA AD AZIONI SIA VERTICALI CHE ORIZZONTALI. LO STUDIO È STATO SVILUPPATO CONGRUENTEMENTE CON QUANTO PREVISTO DALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI [1].

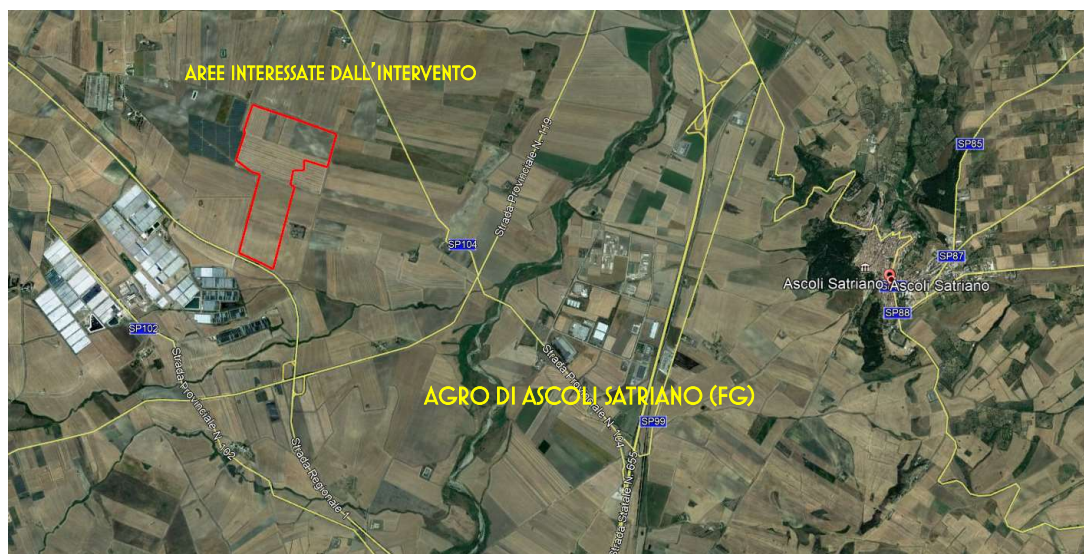


FIGURA 1: ORTOFOTO DELL'AREA

### O.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

NEL SEGUITO SI FARÀ RIFERIMENTO AL SISTEMA RIPORTATO NELLA SUCCESSIVA FIGURA 2 PER LA DETERMINAZIONE E DESCRIZIONE DELLE AZIONI CHE IMPEGNANO LA STRUTTURA A SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTVOLTAICI.

LE STRUTTURE A SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTVOLTAICI RAPPRESENTANO UN "SISTEMA INSEGUITORE" DELLA LUCE SOLARE NELL'ARCO DELLA GIORNATA, CON UNA ROTAZIONE LUNGO UN SOLO ASSE, RAPPRESENTATO DALLA TRAVE LONGITUDINALE CHE SOSTIENE TUTTI I PANNELLI.

LA CONFIGURAZIONE TIPICA DEL SISTEMA INSEGUITORE PREVEDE LA INSTALLAZIONE, SU UNA MEDESIMA LINEA, DI 90 PANNELLI FOTVOLTAICI. IL MODULO FOTVOLTAICO PRESO IN CONSIDERAZIONE IN QUESTA FASE PROGETTUALE HA

DIMENSIONI DI 2108 MM X 1048 MM, INSTALLATO CON IL LATO LUNGO PERPENDICOLARE ALL'ASSE DELLA TRAVE DI SOSTEGNO.

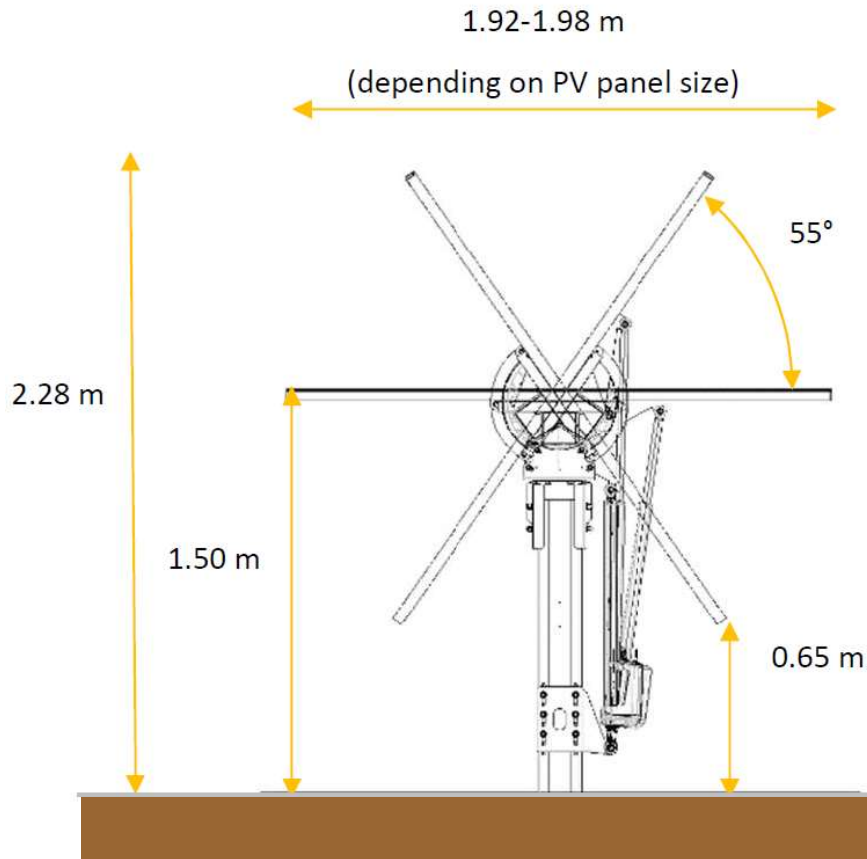


FIGURA 2

## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 2.1. PERICOLOSITÀ SISMICA

LA DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE SECONDO LE NTC 2018 SI DETERMINA ATTRAVERSO UNA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE. NEI NODI DELLA GRIGLIA L'INGV HA CALCOLATO L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA, IN CONFORMITÀ A QUEST'ULTIMA SONO CALCOLATI I PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.

PARAMETRI DI INGRESSO PER LE FORME SPETTRALI NELLA LOCALITÀ DI INSTALLAZIONE A ASCOLI SATRIANO (FG)

TABELLA 1

LATITUDINE [EDSO/WSG84]	LONGITUDINE [EDSO/WSG84]
41.2122 / 41.211218	15.494584 / 15.493735
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	50 ANNI

#### 2.1.1. SITO DI RIFERIMENTO

POSIZIONE DEL PUNTO (SITO DI INTERESSE) RISPETTO ALLA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE (NODI IN CUI È CALCOLATA L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA):

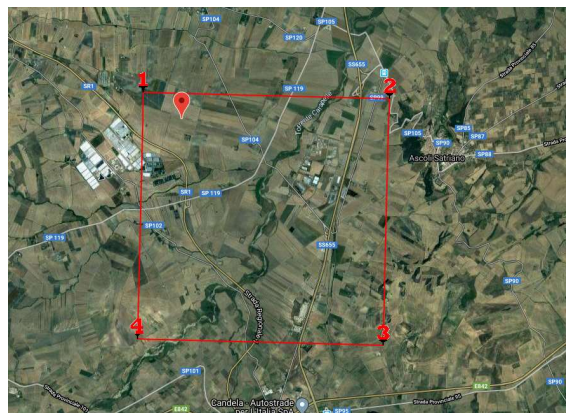
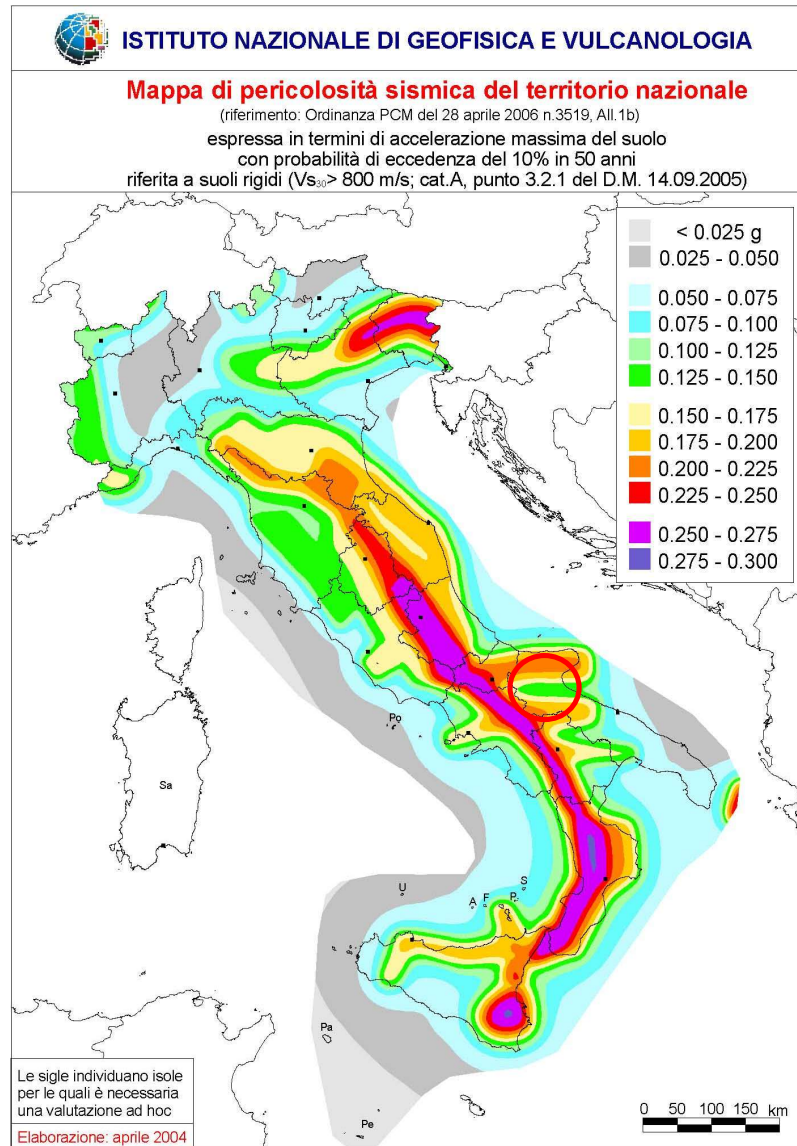


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO AREA 1 ED AREA 2

#### 2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

TABELLA 2: PARAMETRI PER TERRENO TIPO B

"STATO LIMITE"	$T_r$ [ANNI]	$A_G$ [G]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [S]
OPERATIVITÀ	60	0.069	2.514	0.324
DANNO	101	0.091	2.458	0.340
SALVAGUARDIA VITA	949	0.265	2.407	0.419
PREVENZIONE COLLASSO	1950	0.369	2.346	0.434



**FIGURA 4: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004**

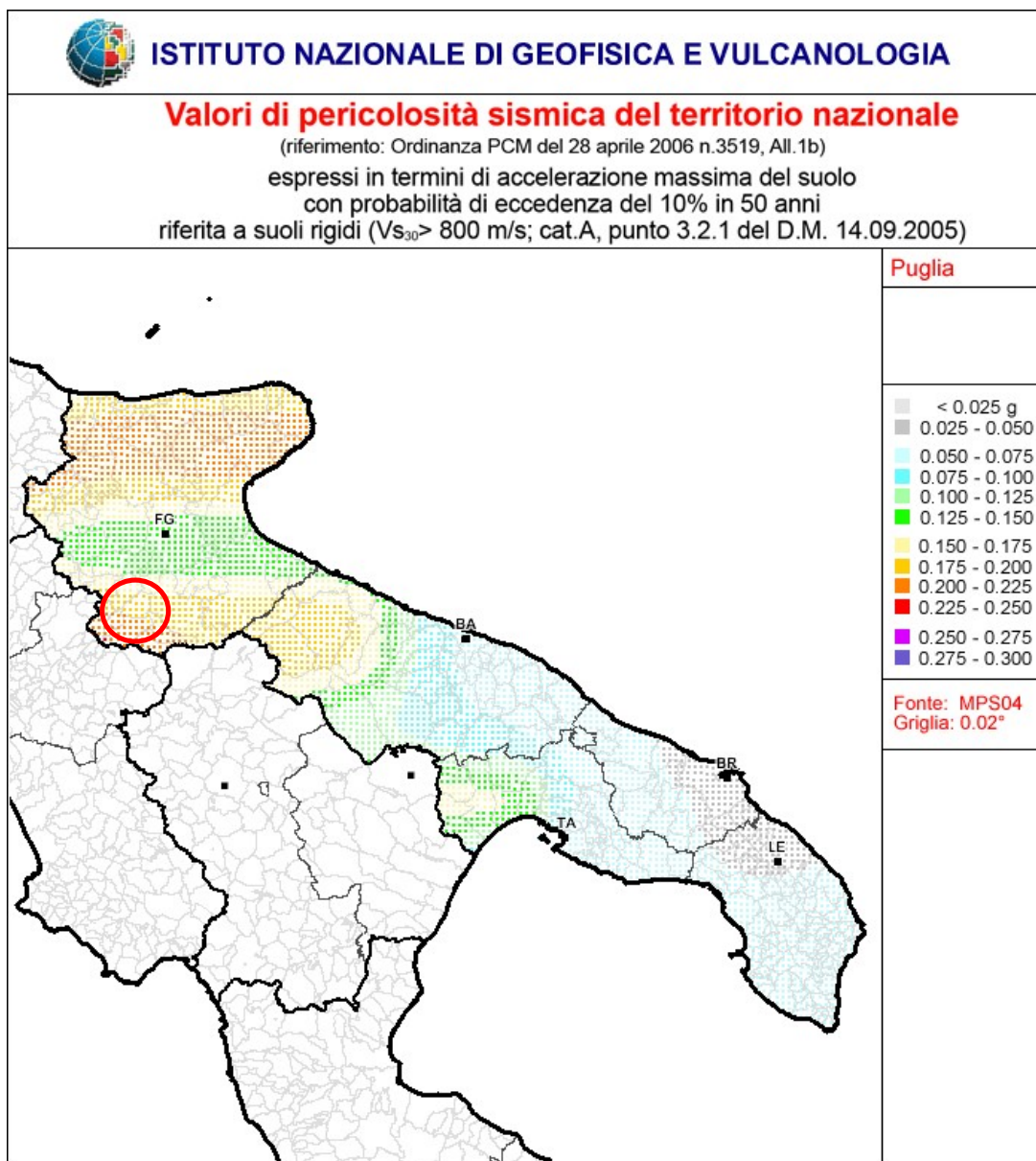


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

## 2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

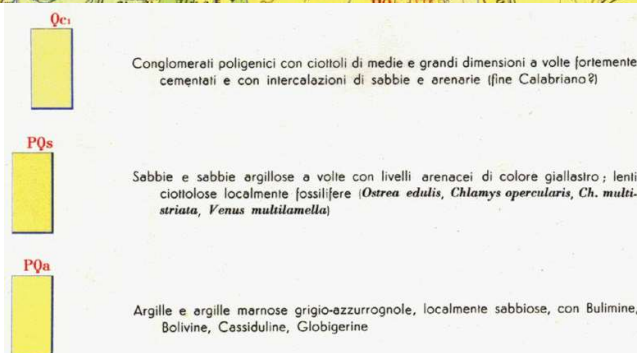
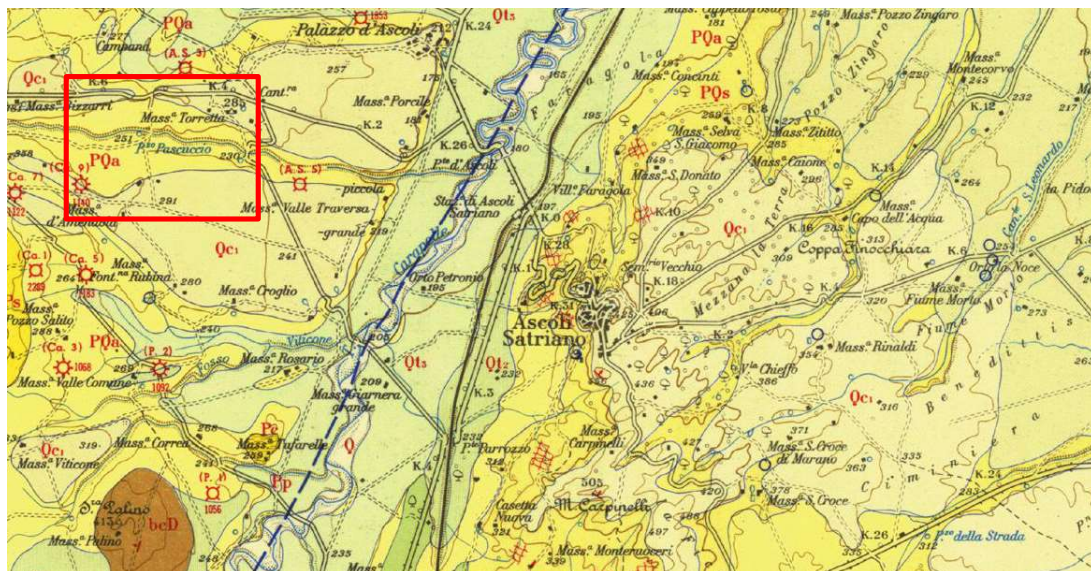
IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA OVEST DEL COMUNE DI ASCOLI SATRIANO (FG), POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI CIRCA 265 M S.L.M..



LA MORFOLOGIA RIFLETTE IN GRAN PARTE LE PARTICOLARI CONDIZIONI GEOLOGICHE DELLA ZONA, DOVE L'AZIONE MODELLATRICE DELLE FORZE ESOGENE HA RISENTITO DEI DIVERSI AFFIORAMENTI PRESENTI. LA STORIA MORFOLOGICA DELLA PIANA DEL TAVOLIERE DI PUGLIA HA INIZIO CON LA CHIUSURA DEL CICLO BRADANICO, L'INNALZAMENTO AREALE E LA CONSEGUENTE GENERALE REGRESSIONE DEL MARE VERSO LE ATTUALI POSIZIONI.

L'AREA IN ESAME PRESENTA UN ANDAMENTO MORFOLOGICO SUB PIANEGGIANTE NON INTERESSATO DA FRONTI DI INSTABILITÀ, FORME TETTONICHE DI NOTEVOLI DIMENSIONI, LINEE DI RUSCELLAMENTO METEORICO O ZONE SOGGETTE A CEDIMENTO.

LE CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SITO OGGETTO D'INTERVENTO SONO RAPPRESENTATE DA CONOIDI ALLUVIONALI DI CONGLOMERATI CEMENTATI E LIVELLI SABBIOSI, CON SPESSORI DI POCHISSIMI METRI CON IMMERSIONE PREVALENTE VERSO L'ALVEO DEL TORRENTE CANDELARO, POGGIANTI SULLE SOTTOSTANTI ARGILLE SUBAPPENINE, (IMPERMEABILI) CHE NON PERMETTONO DI FATTO LO SVILUPPO DI UNA FALDA ACQUIFERA, DATO CHE GLI APPORTI PLUVIOMETRICI CHE INTERESSANO LE ZONE A MONTE VANNO A RICADERE ALL'INTERNO DEL BACINO DEL CANDELARO, SCIVOLANDO SUL TETTO DELLE ARGILLE SUBAPPENINE.



**FIGURA 6: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA FOGLIO 175 – CERIGNOLA**

## 2.2.1. IDROGEOLOGIA

DAL PUNTO DI VISTA IDROGEOLOGICO, LA PRESENZA DELLE ARGILLE SUBAPPENINE (IMPERMEABILI), SUBITO SOTTO I DEPOSITI DI CONIDE ALLUVIONALE, NON PERMETTONO DI FATTO LO SVILUPPO DI UNA FALDA ACQUIFERA, DATO CHE GLI APPORTI PLUVIOMETRICI CHE INTERESSANO LE ZONE A MONTE VANNO A RICADERE ALL'INTERNO DEL BACINO DEL CANDELARO, SCIVOLANDO SUL TETTO DELLE ARGILLE SUBAPPENNINE.

## 2.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

IL PROGRAMMA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE, PER LA REDAZIONE DEL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO, ELABORATO DAL GEOLOGO DOTT. VALTER D'AUTILIA E DAL DOTT. GEOL. MARCELLO DE DONATIS, È STATA ESEGUITA IN OTTEMPERANZA AL D.M. 17/01/2018 E AL D.M. LL. PP. DEL 11/03/1988 MEDIANTE:

- UNO STUDIO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO DELL'AREA DI PROGETTO E DI QUELLE CONTERMINI, EFFETTUANDO RICERCHE DI LETTERATURA SCIENTIFICA RELATIVE ALL'AREA IN ESAME, AVVALENDOSI DI ESPERIENZE PREGRESSE SIA PERSONALI CHE DI COLLEGHI E RIUSCENDO AD OTTENERE UNA BUONA RICOSTRUZIONE DI QUELLE CHE SIANO LE CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E SEDIMENTARIE DEL SITO INDAGATO, AI FINI DI VALUTARE LE CARATTERISTICHE DI PERICOLOSITÀ DELL'AREA PROGETTUALE E LE RELATIVE CONSIDERAZIONI CIRCA LA FATTIBILITÀ DEGLI INTERVENTI PROGRAMMATI;
- ESECUZIONE DI N. 5 PROVE PENETROMETRICHE DPSH;
- ESECUZIONE DI N. 1 PROFILI SISMICI MASW PER INDIVIDUARE LA CATEGORIA SISMICA DEL SUOLO DI FONDAZIONE.

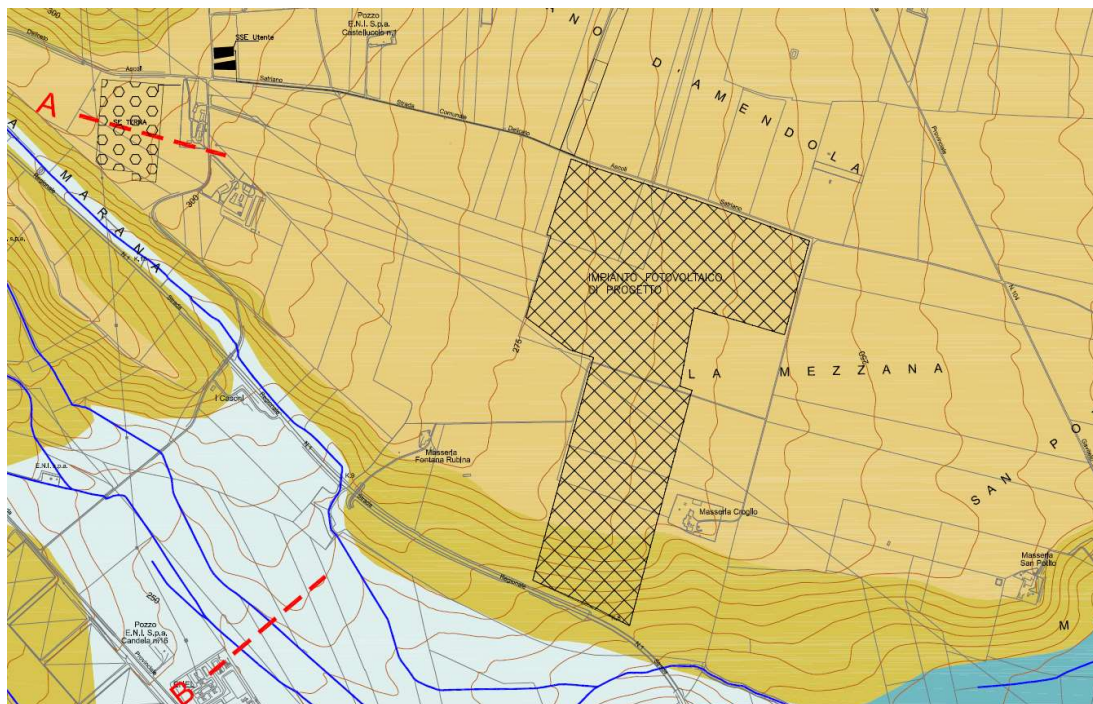
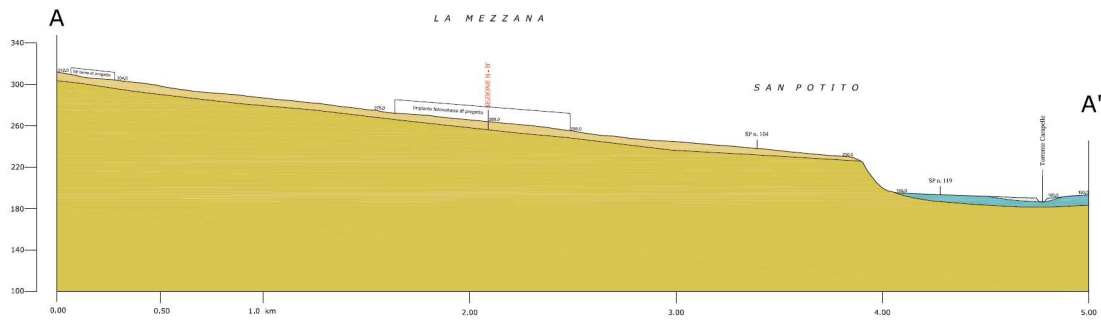


FIGURA 7



**FIGURA 8: SEZIONE A**

**ADL<sub>2</sub>**  
 SINTEMA DI PIANO D'AMENDOLA - *PLEISTOCENE MEDIO*  
 SUBSISTEMA DI LA MEZZANA - *PLEISTOCENE MEDIO*  
 Depositi di conoide alluvionale, da prossimale ad intermedi, costituiti da conglomerati poligenici a grana media mediamente cementati in matrice sabbiosa; con clasti subarrotolati di rocce provenienti dalle unità della Catena appenninica.

**ASP**  
 UNITA' DI AVANFOSSA  
 ARGILLE SUBAPPENNINE - *PLEISTOCENE INF*  
 Silt argillosi e marne siltose grigie a stratificazione poco evidente, con intercalazioni di argille siltose e, verso l'alto, di sottili strati di sabbia medio-fine. Lo spessore complessivo ricostruito in affioramento è di circa 200 metri, quello dei singoli affioramenti varia da alcuni metri a circa 50 metri nei fronti di cava. L'ambiente deposizionale indicato nei caratteri di facies e dalle macrofaune è la scarpata superiore, per la porzione medio bassa della successione, e la piattaforma per la parte sommitale.

PER MAGGIORI DETTAGLI SUI RISULTATI SI RIMANDA ALLA RELAZIONE GEOLOGICA REDATTA DAL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, DOCUMENTO CHE COSTITUISCE PARTE INTEGRANTE DELLA PRESENTE RELAZIONE GEOTECNICA.

### 2.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI

LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE È STATA REDATTA SULLA BASE DEGLI STUDI ESEGUITI. SI SONO DESUNTE, DALLA RELAZIONE GEOLOGICA LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE PER LE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INTERESSATE DALLA COSTRUZIONE DELL'OPERA DI SEGUITO RIPORTATE.

**TABELLA 3: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI SUBSTRATI RINVENUTI NEL SITO DI INTERESSE**

<i>Litologia</i>	<i>Sabbie con inclusioni di noduli</i>
Densità relativa (%)	45.88
Angolo di attrito (°)	33.06
Coesione (kg/cmq)	0.0
Modulo di Young (kg/cmq)	214
Modulo edometrico (kg/cmq)	118
Classificazione AGI	moderat.addensato
Peso di volume (gr/cmc)	1.94
Modulo di Poisson	0.32
Modulo di deform. a taglio (Kg/cmq)	987
Modulo di reazione (Kg/cmc)	3.68



D. E. A.  
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE  
TEL. 0832 194 07 01 – FAX 0832 194 07 02

Email: [gl.damato@associatidea.com](mailto:gl.damato@associatidea.com)  
PEC: [giovanniluca.damato@ingpec.eu](mailto:giovanniluca.damato@ingpec.eu)



**S.T.C. s.r.l.**

Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

---

IL TERRENO RIENTRA NELLA CATEGORIA "C" DI [1];

**N.B.:** CON IL PROGETTO ESECUTIVO SARANNO ESEGUITE INDAGINI GEOGNOSTICHE SU OGNI SITO DI COSTRUZIONE,  
CON RELATIVO APPROFONDIMENTO DEI CARATTERI GEOTECNICI DEI VARI LITOTIPI RISCONTRATI IN QUESTA FASE  
DI INDAGINE.

### 3. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI

LE INDAGINI GEOTECNICHE HANNO RESTITUITO PARAMETRI DI CARATTERIZZAZIONE ELASTICA DEI SUOLI CHE SUGGERISCONO, VISTO:

- L'IMPEGNO STATICO A CUI SARANNO SOGGETTI I TERRENI DI FONDAZIONE;
- IL DISPOSTO NORMATIVO CHE VIETA L'UTILIZZO DI QUALSIASI CONGLOMERATO PER LA REALIZZAZIONE DELLE FONDAZIONI;

DI AFFIDARE LA PORTANZA A STRUTTURE DI FONDAZIONE A:

- "PALI DI FONDAZIONE IN ACCIAIO BATTUTI" DELLA PROFONDITÀ COMPLESSIVA DI 3,20 M E SEZIONE IN ACCIAIO SCATOLARE, PROFILATO A CALDO, DIMENSIONE 220x220x8 MM.

I TERRENI RISCONTRATI NELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO SONO CLASSIFICATI COME DEPOSITI CONIDI ALLUVIONALI.

ESPERIENZE PREGRESSE HANNO DIMOSTRATO CHE È POSSIBILE REALIZZARE LA FONDAZIONE DELLE STRUTTURE MEDIANTE LA "BATTITURA DIRETTA DEI PALI" NEL TERRENO.

NEI CASI IN CUI TALE ATTIVITÀ RISULTI IMPOSSIBILE PER LA LOCALE DUREZZA DEL TERRENO DOVUTA A ELEMENTI PARTICOLARMENTE CEMENTATI, SI PREVEDE:

- SI REALIZZINO DEI PREFORI, DI ADEGUATO DIAMETRO, RIEMPITI POI CON GRANIGLIA DI ROCCIA, A SECCO (OVVERO SENZA L'AUSILIO DI AGGREGANTI O CEMENTI DI ALCUN TIPO), DELLA STESSA NATURA DEL TERRENO DI FONDAZIONE;
- SI PROCEDA CON LA BATTITURA DEL PALO NEL PREFORO COLMO DI GRANIGLIA.

LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA IN FONDAZIONE SONO CONDOTTE NEI RIGUARDI DELLO STATO LIMITE ULTIMO E DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO.

LE VERIFICHE NEI RIGUARDI DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) PREVISTE DALLA NORMATIVA SONO:

**EQU:** PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA, DEL TERRENO O DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA, CONSIDERATI COME CORPI RIGIDI;

**STR:** RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI, COMPRESI GLI ELEMENTI DI FONDAZIONE;

**GEO:** RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA CON SVILUPPO DI MECCANISMI DI COLLASSO DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA;

**ULP:** PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA O DEL TERRENO, DOVUTA ALLA SOTTO-SPINTA DELL'ACQUA (GALLEGGIAMENTO);

**HYD:** EROSIONE E SIFONAMENTO DEL TERRENO DOVUTA A GRADIENTI IDRAULICI.

**VERIFICHE EQU:** L'EDIFICIO È SOGGETTO AD AZIONI DI TIPO VERTICALE E ORIZZONTALE. COME SI EVINCE DAL DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE, QUESTE

ULTIME SONO TUTTE DI COMPRESSIONE. PERTANTO ESSENDO LE PRESSIONI DI COMPRESSIONE, SICURAMENTE NON SI HANNO FENOMENI DI PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA.

**VERIFICHE STR:** LE VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI FONDAZIONE SONO STATE ESEGUITE CONTESTUALMENTE ALLA VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN ELEVAZIONE. LE RELATIVE VERIFICHE SONO RIPORTATE NELLA RELAZIONE DI CALCOLO;

**VERIFICHE GEO:** LE VERIFICHE DI RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA SONO CONDOTTE CONFRONTANDO I VALORI DI RESISTENZA CON QUELLI DI PROGETTO, SECONDO L'APPROCCIO 2, COME RIPORTATO NELLE PAGINE SEGUENTI.

**VERIFICHE UPL E HYD :** POICHÉ NEL TERRENO DI FONDAZIONE RISRCONTRATO IN SITO NON VI È LA PRESENZA DI FALDA AFFIORANTE E/O SUPERFICIALE, NON SI HANNO FENOMENI DI GALLEGGIAMENTO O DI SIFONAMENTO.

### 3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO

LA VERIFICA È EFFETTUATA CON RIFERIMENTO ALL'APPROCCIO 2 DI [1]. IN PRIMA ISTANZA VENGONO DETERMINATE LE "RESISTENZE CALCOLATE", PER POI INDIVIDUARE LE "RESISTENZE CARATTERISTICHE" E LE "RESISTENZE DI PROGETTO". INFINE, QUESTE ULTIME SONO POSTE A CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO, COSÌ COME INDIVIDUATE DAL PROGETTISTA STRUTTURALE, PER VERIFICARE LA DISUGUAGLIANZA PRESCRITTA DALLA NORMA.

NEL CASO IN ESAME LA RESISTENZA DI CALCOLO COINCIDE CON IL CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A FORZE VERTICALI,  $Q_L$ , CHE È ESPRESSO DALLA SOMMA DELLA RESISTENZA MOBILITATA ALLA BASE,  $Q_{LB}$ , E DELLA RESISTENZA MOBILITATA LUNGO IL FUSTO,  $Q_{LS}$ .

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE CARATTERISTICHE SI EFFETTUATA DIVIDENDO I VALORI DEI CONTRIBUTI ALLA PUNTA E LATERALE PER IL FATTORE DI CORRELAZIONE  $\xi$ , DEFINITO NELLA TABELLA 6.4.IV DEL CAPITOLO 6 DELLA NORMA. CONSIDERATO IL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (UNA PER PALO) NON POSSIAMO CHE CONSIDERARE I VALORI MASSIMI PREVISTI IN NORMATIVA.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO È, INFINE, EFFETTUATA CON RIFERIMENTO AI COEFFICIENTI PARZIALI  $\gamma_b = 1,35$  (COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA BASE DEL PALO) E  $\gamma_s = 1,15$  (COEFFICIENTE DI SICUREZZA LATERALE DEL PALO), COME DA TABELLA 6.4.II DELLA NORMA.

**Tab. 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>o)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>o)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

### 3.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO

IN GENERE IL TERMINE DI CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA  $Q_p$  DI PALI IN TERRENO COESIVO CONTRIBUISCE IN MANIERA MODESTA (10%-20%) ALLA CAPACITÀ PORTANTE TOTALE. PER LA STIMA DI  $Q_p$  SI ESEGUE UN'ANALISI IN CONDIZIONI NON DRENATE, IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI. L'EQUAZIONE DI RIFERIMENTO È FORMALMENTE IDENTICA A QUELLA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENO COESIVO IN CONDIZIONI NON DRENATE:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,p})$$

IN CUI  $A_p$  È L'AREA DI BASE DEL PALO,  $Q_p$  È LA CAPACITÀ PORTANTE UNITARIA,  $c_u$  È LA RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE DEL TERRENO ALLA PROFONDITÀ DELLA BASE DEL PALO,  $\sigma_{v0,p}$  È LA TENSIONE VERTICALE TOTALE ALLA PUNTA, E  $N_c$  È UN FATTORE DI CAPACITÀ PORTANTE, IL CUI VALORE È ASSUNTO PARI A 9. MOLTO SPESSO IL PESO DEL PALO  $W_p$  E IL TERMINE  $A_p \sigma_{v0,p}$  SONO TRASCURATI, POICHÉ QUASI SI COMPENSANO, E SI PONE:

$$Q_p = 9 c_u A_p$$

IN TERRENI COESIVI SOVRACONSOLIDATI, E QUINDI SPESSO FESSURATI, È OPPORTUNO INTRODURRE UN FATTORE DI RIDUZIONE  $R_c$  CHE, SECONDO MEYERHOF, PUÒ ESSERE CALCOLATO NEL MODO SEGUENTE, IN FUNZIONE DEL DIAMETRO  $D$  DEL PALO (IN METRI):

$$R_c = \frac{D+1}{2 \cdot D+1} \leq 1$$

### 3.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO

LA CAPACITÀ PORTANTE PER ADERENZA E/O PER ATTRITO LATERALE PER UN PALO DI DIAMETRO  $D$  E LUNGHEZZA  $L$  È PER DEFINIZIONE:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

LE TENSIONI TANGENZIALI LIMITE DI ATTRITO E/O DI ADERENZA LATERALE ALL'INTERFACCIA TRA LA SUPERFICIE DEL PALO E IL TERRENO COESIVO SATURO CIRCOSTANTE,  $\tau_s$ , SONO MOLTO DIFFICILI DA VALUTARE ANALITICAMENTE, POICHÉ DIPENDONO DAL GRADO DI DISTURBO E DALL'ALTERAZIONE DELLE PRESSIONI EFFICACI E INTERSTIZIALI CHE LE MODALITÀ DI COSTRUZIONE DEL PALO PRODUCONO NEL TERRENO. SUL PIANO QUALITATIVO IL FENOMENO È ABBASTANZA CHIARO, MA PER UNA VALUTAZIONE QUANTITATIVA È NECESSARIO RICORRERE A SEMPLIFICAZIONI DRASTICHE E AD UNA BUONA DOSE DI EMPIRISMO. I METODI ATTUALMENTE PIÙ UTILIZZATI SONO DUE, IL **METODO  $\alpha$**  E IL **METODO  $\beta$** .

NEL SEGUITO SONO ESPOSTI ENTRAMBI I METODI E LE ANALISI NUMERICHE SONO AFFRONTATE PER ENTRAMBE LE METODOLOGIE MA, PER COERENZA FORMALE E SOSTANZIALE, IL PROGETTO È CALIBRATO SUL **METODO  $\beta$** , VISTA LA CONTEMPORANEA PRESENZA DI TERRENI COERENTI E INCOERENTI.

#### 3.1.2.1 METODO $\alpha$

SI ASSUME CHE LE TENSIONI TANGENZIALI LIMITE SIANO UNA QUOTA PARTE DELLA RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA ORIGINARIA DEL TERRENO INDISTURBATO:

$$\tau_s = \alpha c_u$$

IN CUI  $\alpha$  È UN COEFFICIENTE EMPIRICO DI ADERENZA CHE DIPENDE DAL TIPO DI TERRENO, DALLA RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA DEL TERRENO INDISTURBATO, DAL METODO DI COSTRUZIONE DEL PALO, DAL TEMPO, DALLA PROFONDITÀ, DAL CEDIMENTO DEL PALO.

TABELLA 4: VALORI INDICATIVI AGI DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA  $\alpha$  PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

Tipo di palo	Materiale	$c_u$ (kPa)	$\alpha$	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	$\leq 25$	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		$> 75$	0,40	



TABELLA 5: VALORI INDICATIVI (A.P.I. 1984) DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA A PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

$c_u < 25$	$\alpha = 1$
$25 < c_u < 75$	$\alpha = -0,01 c_u + 1,25$
$75 < c_u$	$\alpha = 0,5$

TABELLA 6: VALORI INDICATIVI (VIGGIANI 1999) DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA A PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

$c_u < 25$	$\alpha = 0,7$
$25 < c_u < 70$	$\alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25)$
$70 < c_u$	$\alpha = 0,35$

### 3.1.2.2 METODO $\beta$

SI ASSUME CHE LE SOVRAPPRESSIONI INTERSTIZIALI CHE SI GENERANO DURANTE LA MESSA IN OPERA DEL PALO SI SIANO DISSIPATE AL MOMENTO DI APPLICAZIONE DEL CARICO, E CHE PERTANTO LA TENSIONE TANGENZIALE LIMITE POSSA ESSERE VALUTATA, CON RIFERIMENTO ALLE TENSIONI EFFICACI, NEL MODO SEGUENTE:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

UNA DELLE CORRELAZIONI DI IMPIEGO PIÙ FREQUENTE È QUELLA PROPOSTA DA MEYERHOF (1976), SUCCESSIVAMENTE CONFERMATA DA SHIOI E FUKUI (1982), IN CUI ESPRIMENDO  $Q_s$  IN  $\text{KN}/\text{M}^2$  SI PUÒ ASSUMERE:

$$Q_s = \beta \sigma_{v0} = N_{\text{SPT}}$$

ANCHE PER I TERRENI INCOERENTI SI UTILIZZA IL METODO  $\beta$ .

## 4. CONCLUSIONI

LE VERIFICHE NUMERICHE SONO IL RISULTATO DELL'ANALISI SVOLTA CON L'AUSILIO DEL SOFTWARE DI MODELLAZIONE E VERIFICA "MODEST VER. 8.22" E CON IL SOFTWARE DI CALCOLO NUMERICO "XFINEST 2014 VER. 8.7". TUTTI I DETTAGLI DELLE VERIFICHE SONO RIPORTATI NELL'ALLEGATO TABULATO DI CALCOLO.

LE ANALISI SVOLTE CONFERMANO CHE IL TERRENO DI FONDAZIONE BEN SOPPORTA LE AZIONI AMBIENTALI (NEVE, VENTO E SISMA) TRASMESSE DALLA SOVRASTRUTTURA PER MEZZO DELLA FONDAZIONE PROFONDA (PALO IN ACCIAIO BATTUTO) RISULTANDO ESSERE VERIFICATO SIA ALLE AZIONI VERTICALI CHE ORIZZONTALI OVVERO NON PERMETTE IL RIBALTAMENTO DEL TELAIO IN ACCIAIO CHE SOSTIENE IL PANNELLO FOTOVOLTAICO.

LA VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE BATTUTI, SIA SOTTO IL PROFILO DELLA VERIFICA DEL TERRENO CHE SOTTO IL PROFILO DELLA VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO IN ACCIAIO INCLUDE LA VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA STRUTTURA DI SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI.

## 5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

NEL CORSO DELLA RELAZIONE SI È FATTO RIFERIMENTO A VARIE NORME E PUBBLICAZIONI TECNICHE ELENcate QUI DI SEGUITO. SI PRECISA CHE I NUMERI MANCANTI RIGUARDANO RIFERIMENTI CONTENUTI IN ARCHIVIO, NON UTILIZZATI NELLA PRESENTE RELAZIONE.

- [1] D.M. 17.01.2018 – AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- [2] CIRCOLARE N. 7/C.S.LL.PP. DEL 12/02/2019
- [3] LEGGE 5 NOVEMBRE 1971 N. 1086 – NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA.
- [4] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 14 FEBBRAIO 1974, N.11951 – “APPLICAZIONE DELLE NORME SUL CEMENTO ARMATO”.
- [5] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 25 GENNAIO 1975, N.13229 – “L’IMPIEGO DI MATERIALI CON ELEVATE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA PER CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO.
- [6] • C.N.R. – UNI 10011-97 – “COSTRUZIONI DI ACCIAIO: ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L’ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE”.
- [7] • OPCM 3274 D.D. 20/03/2003 S.M.I. – “PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA”, E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI (OPCM 3431 03/05/05).
- [8] D.M.LL.PP. 20 NOVEMBRE 1987 – “NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DEGLI EDIFICI IN MURATURA E PER IL LORO CONSOLIDAMENTO”.
- [9] CIRC. MIN.LL.PP. N.11951 DEL 14 FEBBRAIO 1992 – CIRCOLARE ILLUSTRATIVA DELLA LEGGE N. 1086.
- [10] D.M. 14 FEBBRAIO 1992 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE, PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [11] CIRC. MIN.LL.PP. N.37406 DEL 24 GIUGNO 1993 – ISTRUZIONI RELATIVE ALLE NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE DI CUI AL D.M. 14 FEBBRAIO 1992.
- [12] D.M. 9 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [13] CIRC. MIN. LL.PP. 15.10.1996 n.252 AA.GG./S.T.C. – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE «NORME TECNICHE PER IL CALCOLO E L’ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE» DI CUI AL D.M. 09.01.1996.
- [14] D.M. 16 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI
- [15] CIRC. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./S.T.C. DEL 4 LUGLIO 1996 – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE “NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI” DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996.
- [16] D.M. 16.1.1996 – NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- [17] CIRC. MIN. LL.PP. 10.4.1997, N. 65 – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE “NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE” DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996
- [18] EUROCODICE 1 – BASI DI CALCOLO ED AZIONI SULLE STRUTTURE
- [19] EUROCODICE 2 – PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO
- [20] EUROCODICE 3 – PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO
- [21] EUROCODICE 4 – PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

- [22] EUROCODICE 5 – PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI LEGNO
- [23] EUROCODICE 6 – PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI MURATURA
- [24] EUROCODICE 7 – PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- [25] EUROCODICE 8 – INDICAZIONI PROGETTUALI PER LA RESISTENZA SISMICA DELLE STRUTTURE

LECCE, GIUGNO 2020

ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

---

#### ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI INDIRETTE PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST  
VER. 8.22.