

# AGROFOTOVOLTAICO TRE TORRI AGRICOLTURA 4.0

IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA,  
CON PANNELLI COLLOCATI IN ALTEZZA, DI POTENZA IN GENERAZIONE  
PARI A 26,8643 MW E POTENZA IMMESSA IN RETE PARI A 25,82 MW,  
**DENOMINATO "AFV TRETORRI AGRICOLTURA 4.0"**

REGIONE PUGLIA  
PROVINCIA di BRINDISI  
COMUNI di SAN PANCRAZIO SALENTINO ed ERCHIE  
opere connesse nel COMUNE DI ERCHIE (Br) contrada "Tre Torri"  
Località ubicazione impianto AFV: Masseria Tre Torri - Erchie (Br)

PROGETTO DEFINITIVO  
Id AU 3A3A5H1



Tav.: <b>R18a</b>	Titolo: <b>RELAZIONE GEOTECNICA Area impianto</b>	
Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
n.d.	A4	3A3A5H1_RelazioneGeotecnica_18a

Progettazione:	Committente:
<b>ENERWIND s.r.l.</b> Via San Lorenzo 155 - cap 72023 MESAGNE (BR) P.IVA 02549880744 - REA BR-154453 - enerwind@pec.it <b>MSC innovative solutions s.r.l.s.</b> Via Milizia n.55 - 73100 LECCE (ITALY) P.IVA 05030190754 - msc.innovativesolutions@pec.it Ing. Santo Masilla Responsabile progetto Ing. Fabio Calcarella	<b>TRE TORRI ENERGIA s.r.l.</b> Piazza del Grano n.3 - 39100 BOLZANO (BZ) p. iva 0305799214 - REA BZ 283988 tretorrienergia@legalmail.it <b>SOCIETA' DEL GRUPPO FRI-EL GREEN POWER S.p.A.</b> Piazza della Rotonda, 2 - 00186 Roma (RM) - Italia Tel. +39 06 6880 4163 - Fax. +39 06 6821 2764 Email: Info@fri-el.it - P. IVA 01533770218

Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Luglio 2022	Prima emissione	M.S.C. S.r.l.s.	Santo Masilla	Tre Torri Energia S.r.l.

## RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

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

### GENERALITA'

<b>OGGETTO</b>	<u>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE IN AGRO DI SAN PANCRAZIO ED ERCHIE (BR) LOCALITÀ MASSERIA TRE TORRI</u>
<b>COMUNE:</b>	<b>SAN PANCRAZIO (BR) ERCHIE (BR)</b>
<b>ZONA SISMICA:</b>	ZONA 4
<b>ALTITUDINE:</b>	<b>60 M S.L.M.</b>
<b>TIPOLOGIA STRUTTURALE:</b>	STRUTTURA IN ACCIAIO
<b>TIPOLOGIA FONDAZIONI:</b>	FONDAZIONI PROFONDE
<b>NORMATIVA:</b>	<b>D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 17/01/2018 CIRCOLARE C. S. LL. PP. N. 7 DEL 12/02/2019</b>
<b>APPROCCIO VERIFICA GEO:</b>	<b>APPROCCIO 2</b>

<b>INDICE</b>	
<b>0. PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI .....	3
<b>1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>5</b>
1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA .....	5
1.1.1. SITO DI RIFERIMENTO .....	5
1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA .....	6
1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	7
1.2.1. IDROGEOLOGIA.....	10
1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE .....	10
1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI .....	10
<b>2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI</b> .....	<b>13</b>
2.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO .....	14
2.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO .....	15
2.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO.....	16
2.1.2.1 METODO A.....	16
2.1.2.2 METODO B.....	17
<b>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>18</b>

## **0. 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 IN AGRO DI SAN PANCRAZIO ED ERCHIE (BR), AGROFOTOVOLTAICO TRE TORRI AGRICOLTURA 4.0. LE ARE SI AFFACCIANO SULLA STRADA PROVINCIALE SP144 IN LOCALITÀ MASSERIA TRE TORRI.

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 SARANNO REALIZZATI I PANNELLI FOTOVOLTAICI 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**

### **0.1. 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 FOTOVOLTAICI.

LE STRUTTURE A SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI 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 32, 24 O 16 PANNELLI FOTOVOLTAICI. IL MODULO FOTOVOLTAICO PRESO IN CONSIDERAZIONE IN QUESTA FASE



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.**

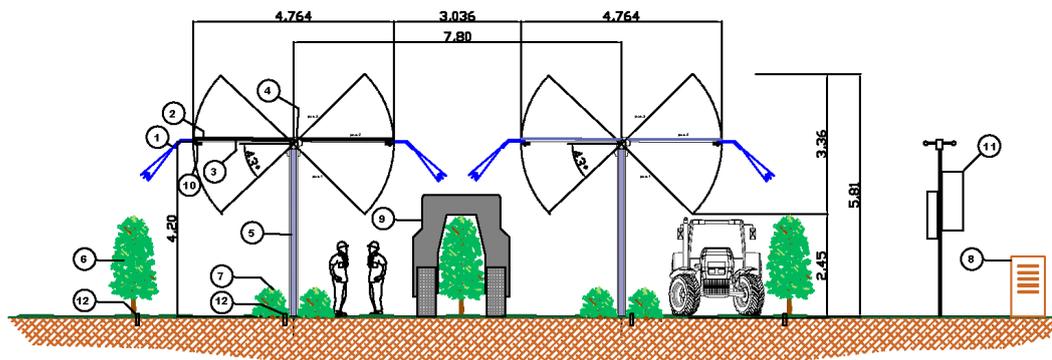
Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

---

PROGETTUALE HA

DIMENSIONI DI 2182 MM X 1250 MM, INSTALLATO CON IL LATO LUNGO PARALLELO ALL'ASSE DELLA TRAVE DI SOSTEGNO.

### Schema TRAKER Tipologia impianto AFV



- 1) Impianto di irrigazione/fitotrattamento
- 2) Pannello fotovoltaico
- 3) Struttura portate impianto irrigazione e pannello fotovoltaico
- 4) Rotore traker
- 5) Pilastro struttura portante
- 6) Impianto superintensivo oliveto
- 7) Altre colture ortaggi: Patate, spinaci, insalata
- 8) Apicoltura
- 9) Ingombro scavallatrice elettrica
- 10) Rilevamento ottico/sensori di campo
- 11) Stazione meteo di campo per acquisizione dati
- 12) Sensori suolo

FIGURA 2

## 1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 1.1. 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 GUAGNANO (LE)

TABELLA 1

LATITUDINE [ED50/WGS84]	LONGITUDINE [ED50/WGS84]
40,396242 / 40.395258	17,77883 / 17.778044
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	50 ANNI

#### 1.1.1. 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):

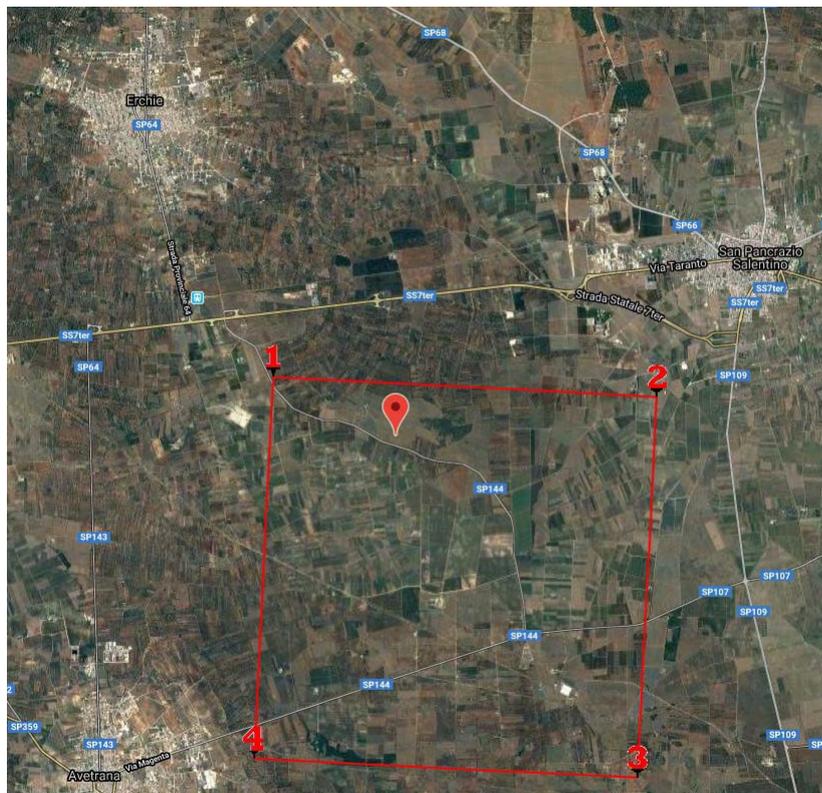


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

## 1.1.2. 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	0.024	2.314	0.272
DANNO	101	0.031	2.370	0.340
SALVAGUARDIA VITA	949	0.060	2.735	0.510
PREVENZIONE COLLASSO	1950	0.071	2.881	0.531

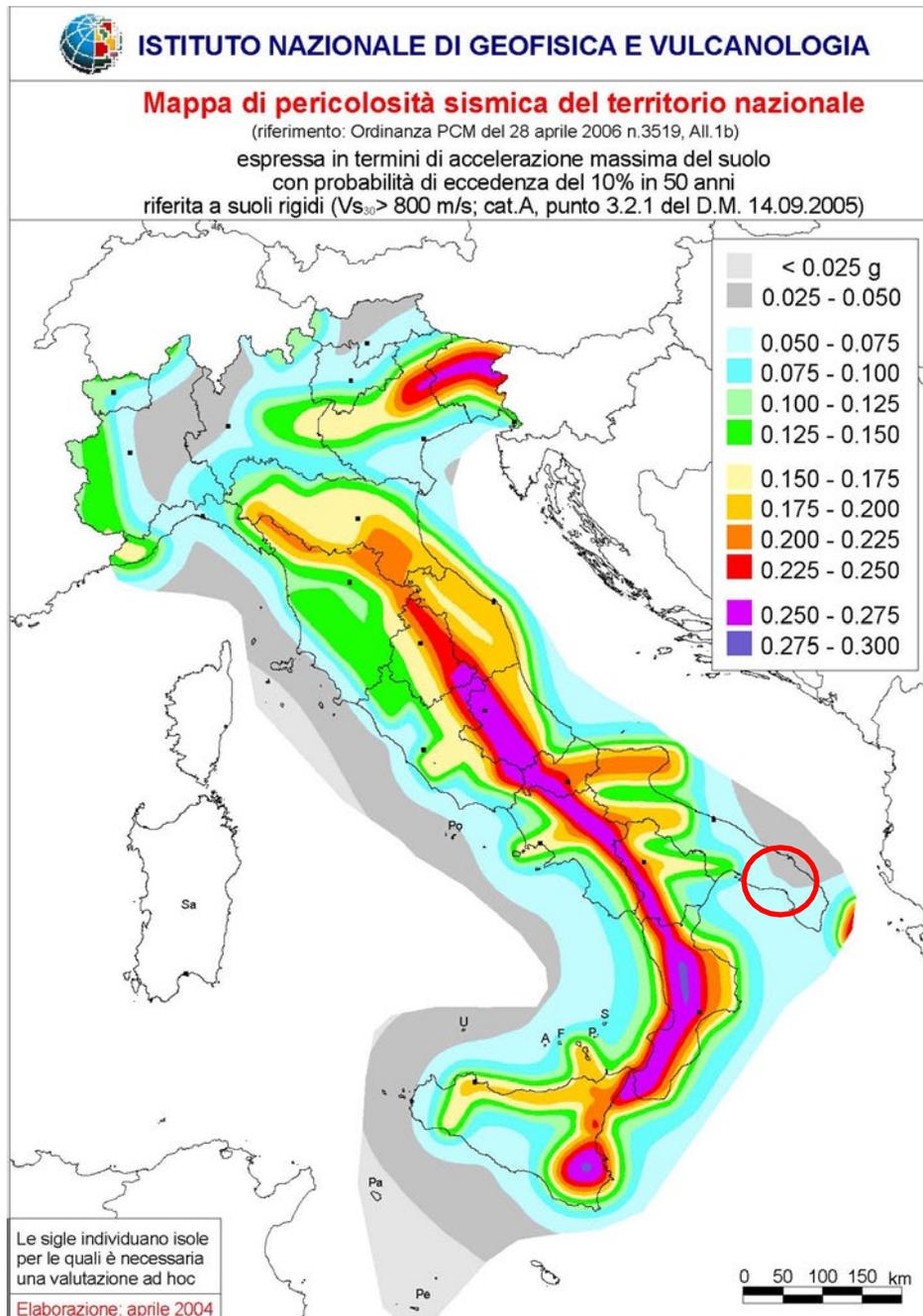


FIGURA 4: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004

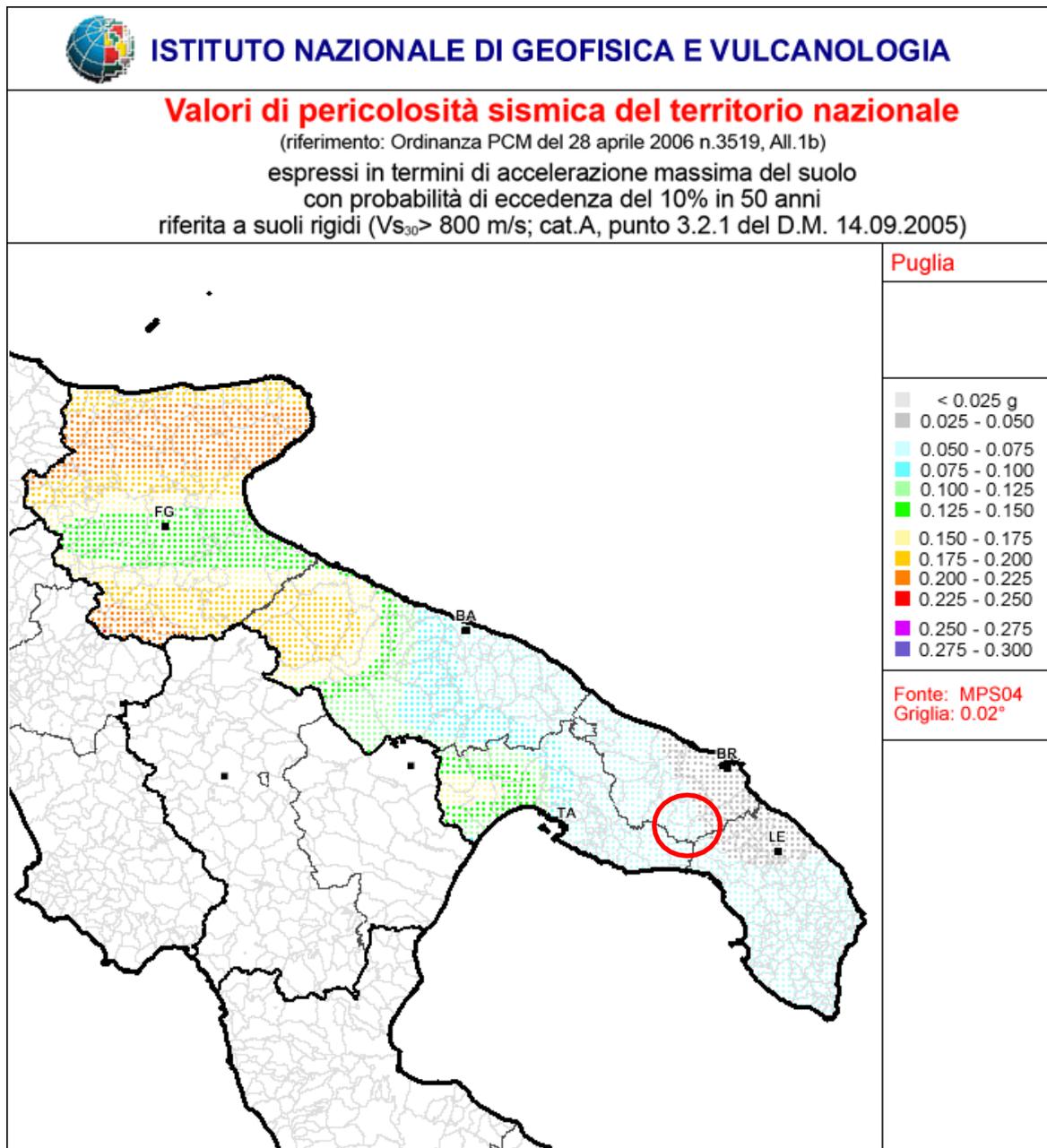


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

## 1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA SUD OVEST DEL CAPOLUOGO (BRINDRSI), A SUD DEI CENTRI ABITATI DI ERCHIE E SAN PANCRAZIO, POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI CIRCA 60 M S.L.M..

L'ASPETTO MORFOLOGICO DELL'AREA INDAGATA, RISPPECCHIA IN LARGA PARTE QUELLO TIPICO DEL TERRITORIO SALENTINO: PRESENZA DI ALTI MORFOLOGICO-STRUTTURALI (HORST), ALTERNATI A DEPRESSIONI MORFOLOGICHE (GRABEN), SULLE QUALI SI IMPOSTANO I SEDIMENTI CARATTERIZZANTI LE FORMAZIONI GEOLOGICHE PIÙ RECENTI.

IL SITO D'INTERVENTO SI ESTENDE IN UN CONTESTO TERRITORIALE CARATTERIZZATO DA UNA MORFOLOGIA PIUTTOSTO DOLCE CHE SI MOVIMENTA SOLTANTO IN CORRISPONDENZA DEGLI AFFIORAMENTI CALCAREI.

L'IDROGRAFIA SUPERFICIALE È ASSENTE. LE RARE LINEE DI DEFLUSSO SUPERFICIALE SERVONO ESCLUSIVAMENTE A CONVOGLIARE LE ACQUE METEORICHE VERSO ZONE TOPOGRAFICAMENTE DEPRESSE.

DA UN PUNTO DI VISTA GEOLOGICO, IL RILIEVO HA EVIDENZIATO NELL'AREA IN ESAME L'ESISTENZA IN AFFIORAMENTO DI UNA SOLA FORMAZIONE.

SI TRATTA DI UNA POTENTE SUCCESSIONE CARBONATICA DI PIATTAFORMA COSTITUITA DA STRATI E BANCHI DI CALCARI E CALCARI DOLOMITICI DEL CRETACEO SUPERIORE. TALE SUCCESSIONE, CHE COSTITUISCE IL DEPOSITO PIÙ ANTICO DELL'AREA, È RIPORTATA NELLA CARTOGRAFIA GEOLOGICA UFFICIALE (FOGLIO 214) NELL'UNITÀ INFORMALE DEI "CALCARI DI MELISSANO". PER LE ANALOGIE NEI CARATTERI DI LITOFACIES E IN ACCORDO CON LA BIBLIOGRAFIA GEOLOGICA PIÙ RECENTE (CIARANFI ET ALII, 1988), TALE FORMAZIONE VERRÀ INDICATA COME CALCARI DI ALTAMURA.

TALE FORMAZIONE È COSTITUITA DA CALCARI BIOCLASTICI, BIANCHI O GRIGIASTRI DI NORMA SUB-CRISTALLINI E TENACI, A LUOGHI LAMINARI, NEI QUALI SI INTERCALANO LIVELLI DI CALCARI DOLOMITICI E DOLOMIE GRIGIO-SCURE O NOCCIOLA. LA PERCENTUALE DI DOLOMIA AUMENTA IN GENERE GRADUALMENTE CON LA PROFONDITÀ. ESSA SI PRESENTA CON UN GRADO DI FRATTURAZIONE E CARSIFICAZIONE DA ELEVATO A BASSO. DA UN PUNTO DI VISTA PETROGRAFICO QUESTI CALCARI SONO COSTITUITI IN PREVALENZA DA MICRITI PIÙ O MENO FOSSILIFERE ED INTRACLASTICHE, RARAMENTE DA BIOMICRITI. IN QUESTE ULTIME IL CONTENUTO IN MACROFOSSILI È RAPPRESENTATO DA FRAMMENTI DI MOLLUSCHI E DA RUDISTE ANCHE DI NOTEVOLE DIMENSIONI. IN ALCUNI CAMPIONI NELLA MASSA DI FONDO MICRITICA SONO EVIDENTI PLAGHE CHIARE DOVUTE A CALCITE CRISTALLINA A GRANA FINE O FINISSIMA. LA STRATIFICAZIONE È SEMPRE EVIDENTE CON STRATI DI SPESSORE VARIABILE DA 20 A 50 CM, TALORA SI RINVENGONO BANCHI FINO A 1.5 METRI, MENTRE LE PENDENZE SONO ESTREMAMENTE BASSE CON ANGOLI CHE RARAMENTE SUPERANO I 10°. LO STILE È CARATTERIZZATO DA UN ANDAMENTO A PIEGHE AD AMPIO RAGGIO DI CURVATURA. IN BASE AI DATI FORNITI DALL'AGIP, IN SEGUITO ALLA PERFORAZIONE PETROLIFERA VICINO UGENTO, LO SPESSORE MASSIMO DELLA FORMAZIONE SI AGGIRA INTORNO AI 640 METRI.

L'ORIGINE È BIOCHIMICA PER I CALCARI E SECONDARIA PER LE DOLOMIE.

PER QUANTO RIGUARDA IL LORO AMBIENTE DEPOSIZIONALE, ESSO È DI MARE POCO PROFONDO, DI PIATTAFORMA INTERNA; INOLTRE, DATA L'ELEVATA POTENZA DELLA SUCCESSIONE, APPARE CHIARO CHE L'AMBIENTE DI SEDIMENTAZIONE HA POTUTO MANTENERSI PRESSOCHÉ IMMUTATO PER EFFETTO DI UNA COSTANTE SUBSIDENZA.

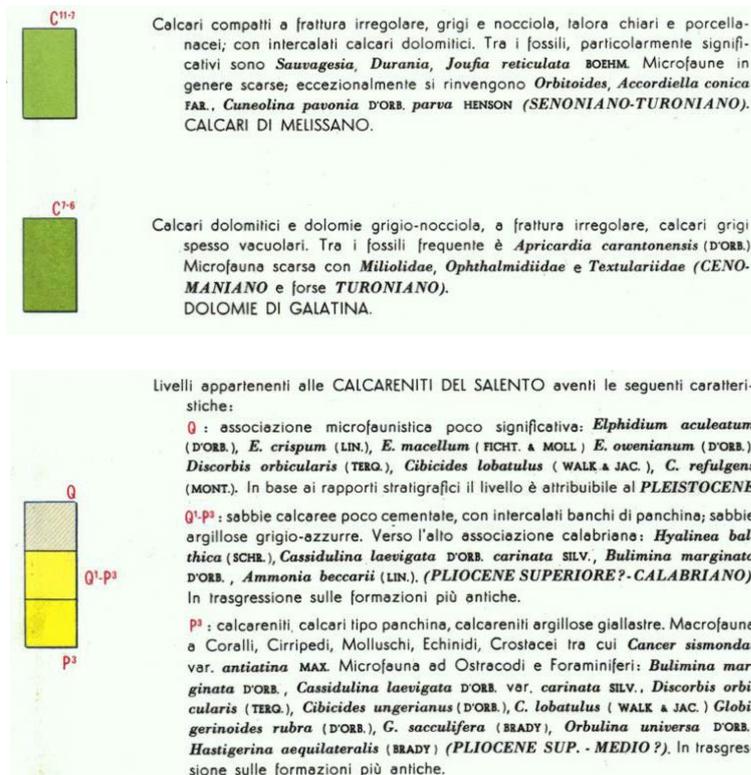
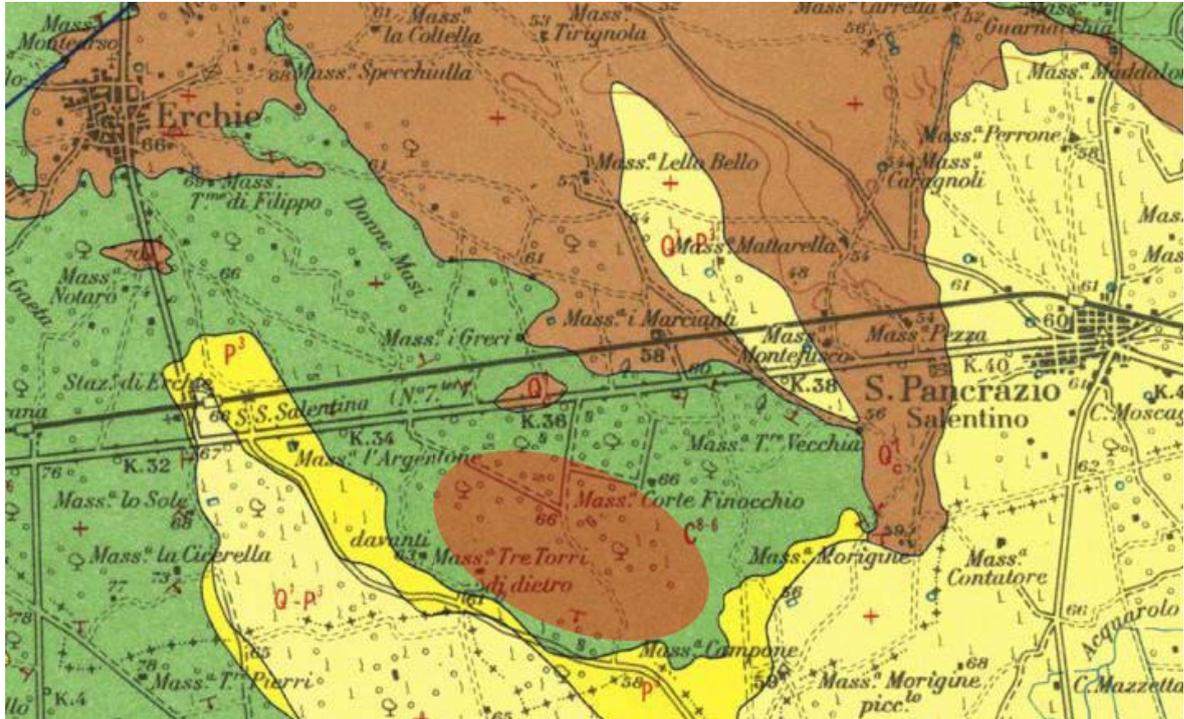


FIGURA 6: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – GALLIPOLI FOLGIO 214 – IN ROSSO L'AREA DI INTERESSE

### 1.2.1. IDROGEOLOGIA

DAL PUNTO DI VISTA IDROGEOLOGICO, SI È APPURATA LA PRESENZA DI UNA SOLA FALDA ACQUIFERA PROFONDA CONOSCIUTA COME FALDA COSTIERA O CARSICA AD UNA PROFONDITÀ DI CIRCA 50 M.

### 1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

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

TALE ATTIVITÀ È STATA CONDOTTA ESEGUENDO:

- UN RILIEVO DI SUPERFICIE FINALIZZATO ALL'INQUADRAMENTO GEO-MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO;
- DUE PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE PER CARATTERIZZARE MECCANICAMENTE IL LITOTIPO FONDALE, ESEGUITI IL PRIMO PER UNA LUNGHEZZA DI 44 METRI, IL SECONDO DI 33 METRI;
- UN PROFILO SISMICO PASSIVO PER INDIVIDUARE LA CATEGORIA SISMICA DI SUOLO.

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.

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

LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE È STATA REDATTA SULLA BASE DELL'INTERPRETAZIONE DELLE SPECIFICHE PROVE IN SITO. DAI RISULTATI DELLE INDAGINI GEOLOGICHE E DALLA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA SI SONO DESUNTE LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE PER LE UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INTERESSATE DALLA COSTRUZIONE DELL'OPERA.

**TABELLA 3: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI CALCARI**

2 calcare	
Classificazione	Roccia <span style="float: right;">Fill </span>
<b>Pesi</b>	
Peso specifico del terreno naturale ( $\gamma$ )	<daN/cm <sup>3</sup> > 0.0022
<b>Parametri plastici</b>	
Angolo di attrito efficace ( $\phi'$ )	<grad> 35
Coesione efficace ( $c'$ )	<daN/cm <sup>2</sup> > 0.35
<b>Caratteristiche litostatiche</b>	
Grado di sovraconsolidazione (OCR)	
Coeff. di spinta a riposo ( $\kappa_0$ )	0.43
<b>Parametri elastici</b>	
<input checked="" type="checkbox"/> Usa le impostazioni seguenti:	
Modulo elastico normale (E)	<daN/cm <sup>2</sup> > 90000
Modulo elastico tangenziale (G)	<daN/cm <sup>2</sup> > 31915
Esponente del parametro tensionale ( $t_1$ )	0
Coeff. di Poisson ( $\nu$ )	0.43
Modulo edometrico ( $E_{ed}$ )	<daN/cm <sup>2</sup> > 63830

LO STRATO DI ALTERAZIONE È CARATTERIZZATO DAI SEGUENTI DATI GEOTECNICI (DATI DI LETTERATURA):

$\phi$	20
$E_d$	286
$E_U$	143
$k_0$	0,66
$\nu$	0,40
$E$	400
$G$	143

**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.



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  
PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



S.T.C. s.r.l.  
Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

AVENDO RISCONTRATO CHE L'INDAGINE GEOFISICA DI RIFERIMENTO HA EVIDENZIATO PER L'AREA IN ESAME UNA PROFONDITÀ DEL BEDROCK RIGIDO INFERIORE A 3 M, SI RICAVA UNA ATTRIBUZIONE ALLA CATEGORIA DI SUOLO "A" DI [1]:

"AMMASSI ROCCIOSI AFFIORANTI O TERRENI MOLTO RIGIDI CARATTERIZZATI DA VALORI DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO SUPERIORI A 800 M/§. EVENTUALMENTE COMPRENDENTI IN SUPERFICIE TERRENI DI CARATTERISTICHE MECCANICHE PIÙ SCADENTI CON SPESSORE MASSIMO PARI A 3 M"

## 2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI

LE INDAGINI GEOTECNICHE E GEOFISICHE 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 1,60 M E SEZIONE IN ACCIAIO SCATOLARE, PROFILATO A CALDO, DIMENSIONE 220x220x6 MM;
- I TERRENI DI RICOPRIMENTO SONO CONSIDERATI AI FINI DELLA RESISTENZA DELLA FONDAZIONE.

I TERRENI RISCONTRATI NELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO SONO CLASSIFICATI PER LA PARTE SUPERFICIALE COME "STRATO DI ALTERAZIONE" (CIRCA 50 CM) SU CALCARE FRATTURATO.

ESPERIENZE PREGRESSE HANNO DIMOSTRATO CHE, NONOSTANTE IL CARATTERE ROCCIOSO DEL CALCARE FRATTURATO, È POSSIBILE REALIZZARE LA FONDAZIONE DELLE STRUTTURE MEDIANTE LA "BATTITURA DIRETTA DEI PALI" NEL TERRENO.

NEI CASI IN CUI TALE ATTIVITÀ RISULTI IMPOSSIBILE, IPOTESI PLAUSIBILE VISTA LA NATURA DEL TERRENO, 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 RISCONTRATO IN SITO NON VI È LA PRESENZA DI FALDA AFFIORANTE E/O SUPERFICIALE, NON SI HANNO FENOMENI DI GALLEGGIAMENTO O DI SIFONAMENTO.

## 2.1. 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>(*)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

### 2.1.1. 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):

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

## 2.1.2. 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.

### 2.1.2.1 METODO $\alpha$

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

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

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**

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	<i><math>c_u</math> (kPa)</i>	<i><math>\alpha</math></i>	<i><math>\alpha c_{u,max}</math> (kPa)</i>
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**

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

### 2.1.2.2 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  $\beta$ .

### 3. **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



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  
PEC: giovanniluca.damato@ingpec.eu



S.T.C. s.r.l.  
Via Vito Mario Stampacchia, 48 – 73100 Lecce  
Direttore Tecnico: Ing. Fabio Calcarella

- [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, APRILE 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.