

REGIONE PUGLIA
COMUNE DI AVETRANA
PROVINCIA DI TARANTO

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE EOLICA,
NONCHE' OPERE ED INFRASTRUTTURE CONNESSE, DI POTENZA
INSTALLATA DI 63 MW DENOMINATO "AVETRANA ENERGIA"**

OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN NEL COMUNE DI ERCHIE (BR)

P R O G E T T O D E F I N I T I V O

Codice STMG Terna: 201800410 – Identificativo AU Regione Puglia: PFQVY05

Tavola :

R.20

Titolo :

Relazione Geotecnica, Sismica

Cod. Identificativo elaborato :

PFQVY05_RelazioneGeotecnica_20

Progetto:



Via San Lorenzo 155 - cap 72023 MESAGNE (BR)
P.IVA 02549880744 - REA BR-154453 - enerwind@pec.it



Via Milizia n.55 - 73100 LECCE (ITALY)
P.IVA 04258790759 - msc.innovativesolutions@pec.it



Via V.M. Stampacchia, 48
73100 - LECCE
stcprogetti@legalmail.it

Dott. Ing. Fabio Calcarella
Piazza Mazzini, 64 - 73100 - Lecce (LE)
tel. +39 0832 1594953 - fabio.calcarella@gmail.com



Committente:

AVETRANA ENERGIA s.r.l.

Piazza del Grano n.3 - cap 39100 BOLZANO (BZ)
P.IVA 03050420219 - REA BZ 227626 - avetrana.energia@legalmail.it

SOCIETA' DEL GRUPPO



FRI-EL GREEN POWER S.p.A.
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

Indagine Specialistiche :

Data	Revisione	Redatto	Approvato
Gennaio 2020	Prima Emissione	FC-SM	MT

Data: Gennaio 2020

Scala:

File:

Controllato:

Formato: **A4**

Ai sensi e per gli effetti degli art.9 e 99 della Legge n.633 del 22 aprile 1941 , ci riserviamo la proprietà intellettuale e materiale di questo elaborato e facciamo espresso divieto a chiunque di renderlo noto a terzi o di riprodurlo anche in parte, senza la nostra preventiva autorizzazione scritta.



D. E. A.
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO
VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE
TEL. / FAX 0832 194 07 01
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

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

(NTC 2018 CAP. 6)

GENERALITA'

OGGETTO	<u>PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE EOLICA IN AGRO DI AVETRANA (TA)</u>
COMUNE:	AVETRANA (TA)
ALTITUDINE:	70 M S.L.M.
TIPOLOGIA STRUTTURALE:	STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO
TIPOLOGIA FONDAZIONI:	FONDAZIONI DIRETTE / FONDAZIONI PROFONDE
NORMATIVA:	D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 14/01/2018
APPROCCIO VERIFICA GEO:	APPROCCIO 2

INDICE	
1. PREMESSA	3
1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI	4
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
2.1. PERICOLOSITÀ SISMICA	5
2.1.1. SITO DI RIFERIMENTO	5
2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	6
2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	9
2.2.1. CALCARI DI ALTAMURA	9
2.2.2. CALCARENITI DI GRAVINA	9
2.2.3. SABBIE	9
2.2.4. IDROGEOLOGIA	11
2.2.5. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE	11
2.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI	13
3. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI	16
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA	20
3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO	22
3.2.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO	23
3.2.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO	23
3.2.2.1. METODO A	24
3.2.2.2. METODO B	25
3.3. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA	25
3.4. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI	25
4. VERIFICA FONDAZIONI	27
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	28

I. PREMESSA

LA PRESENTE RELAZIONE È REDATTA ALLO SCOPO DI SINTETIZZARE GLI ASPETTI GEOTECNICI RELATIVI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PREVISTE PER N. 15 AEROGENERATORI, INSTALLATI SU TORRI IN ACCIAIO DI ALTEZZA 119 M, DA REALIZZARE PER IL NUOVO PARCO EOLICO IN AGRO DI AVETRANA, PROVINCIA DI TARANTO.

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 REALIZZATE LE TORRI EOLICHE 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].

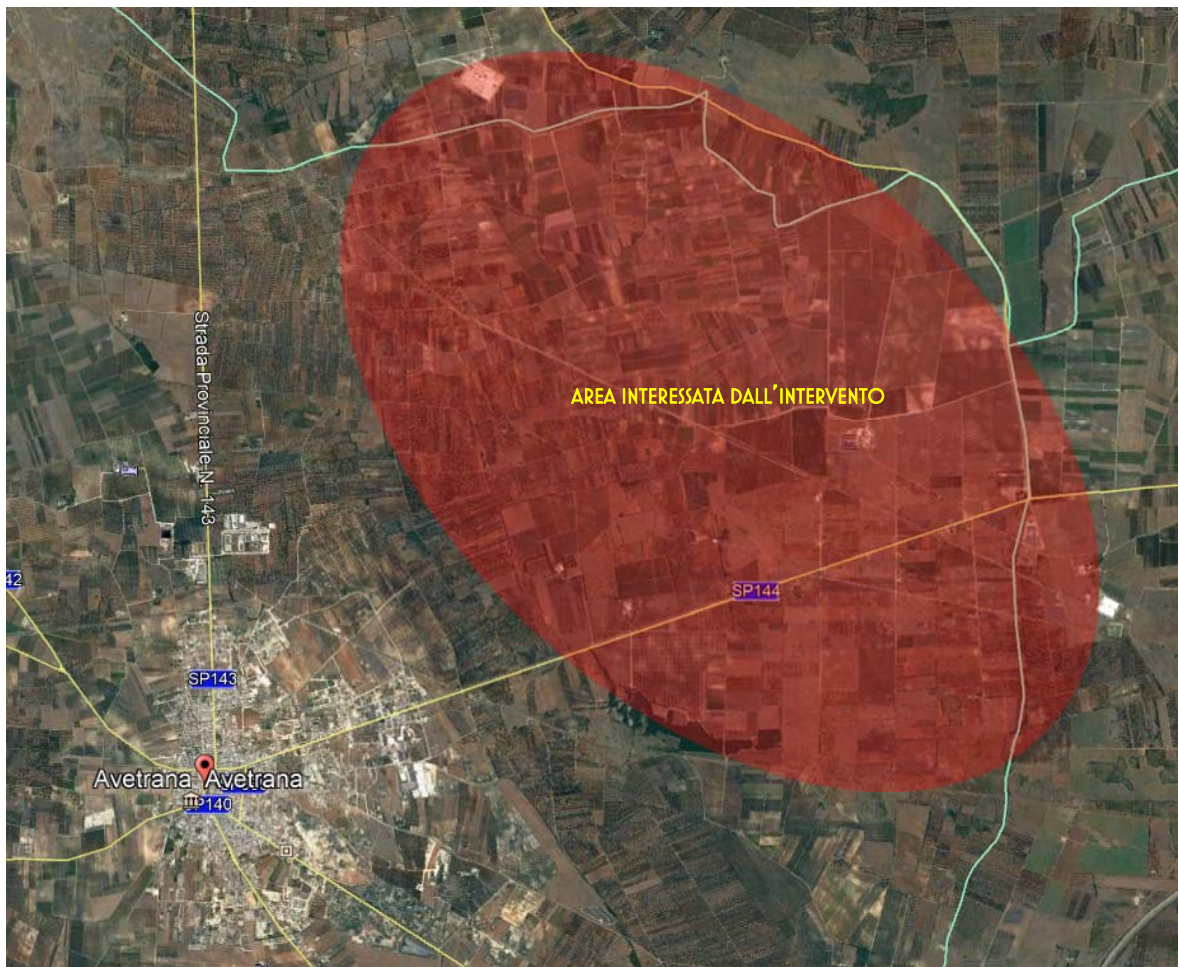


FIGURA I. ORTOFOTO DELL'AREA



FIGURA 2: POSIZIONE DEGLI AEROGENERATORI

1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

IL PROGETTO PREVEDE L'INSTALLAZIONE, IN TOTALE, DI N. 15 AEROGENERATORI.

LE STRUTTURE IN ELEVAZIONE SONO RAPPRESENTATE DA TORRI DI ACCIAIO DI CIRCA 119 M (ALTEZZA DELLA BASE DEL MOZZO) DAL PIANO CAMPAGNA. LE OPERE DI FONDAZIONE IN PROGETTO HANNO LO SCOPO DI TRASFERIRE AL TERRENO DI FONDAZIONE:

- LE AZIONI VERTICALI (STATICHE) DERIVANTI DAL PESO PROPRIO DELL'AEROGENERATORE;
- LE AZIONI ORIZZONTALI (STATICHE) PRODOTTE DALL'AZIONE DEL VENTO SULLE PALE DELL'AEROGENERATORE, SIA IN CONDIZIONI DI NORMALE FUNZIONAMENTO SIA IN CASO DI EVENTI ECCEZIONALI;
- LE AZIONI ORIZZONTALI (DINAMICHE) DI INERZIA PRODOTTE DAL SISMA SULL'AEROGENERATORE.

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 SPINAZZOLA (BT)

LATITUDINE [ED50/WGS84]	LONGITUDINE [ED50/WGS84]
40,376885 / 40.375901	17,778524 / 17.777738
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	100 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):

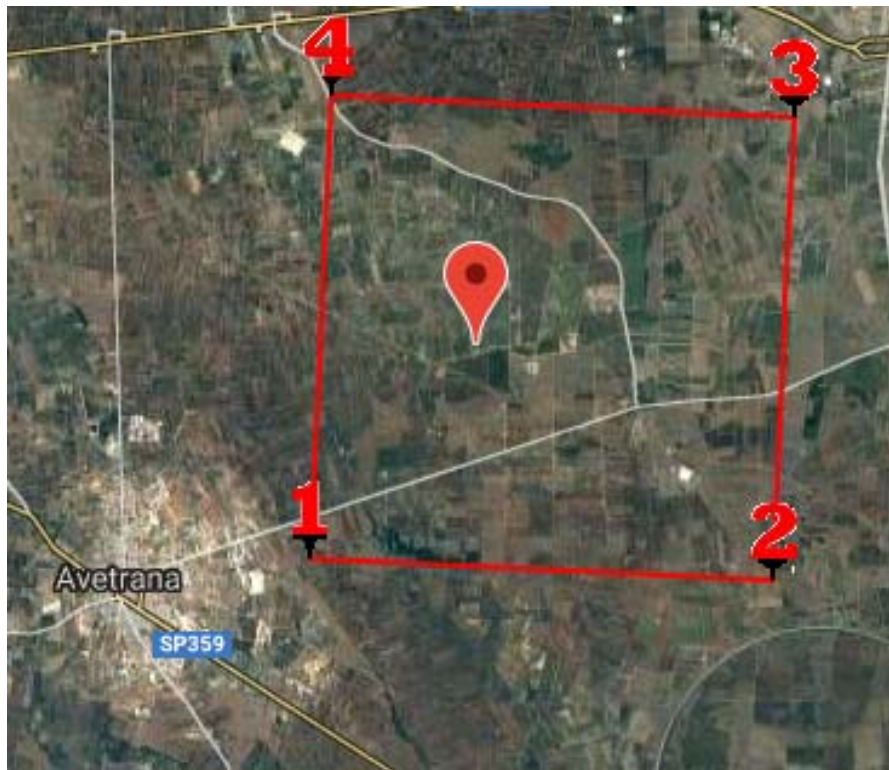


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

TABELLA I

"STATO LIMITE"	T_R [ANNI]	A_G [G]	F_0 [-]	T^*_c [S]
OPERATIVITÀ	120	0.033	2.401	0.354
DANNO	201	0.039	2.482	0.399
SALVAGUARDIA VITA	1898	0.071	2.871	0.531
PREVENZIONE COLLASSO	2475	0.075	2.926	0.539

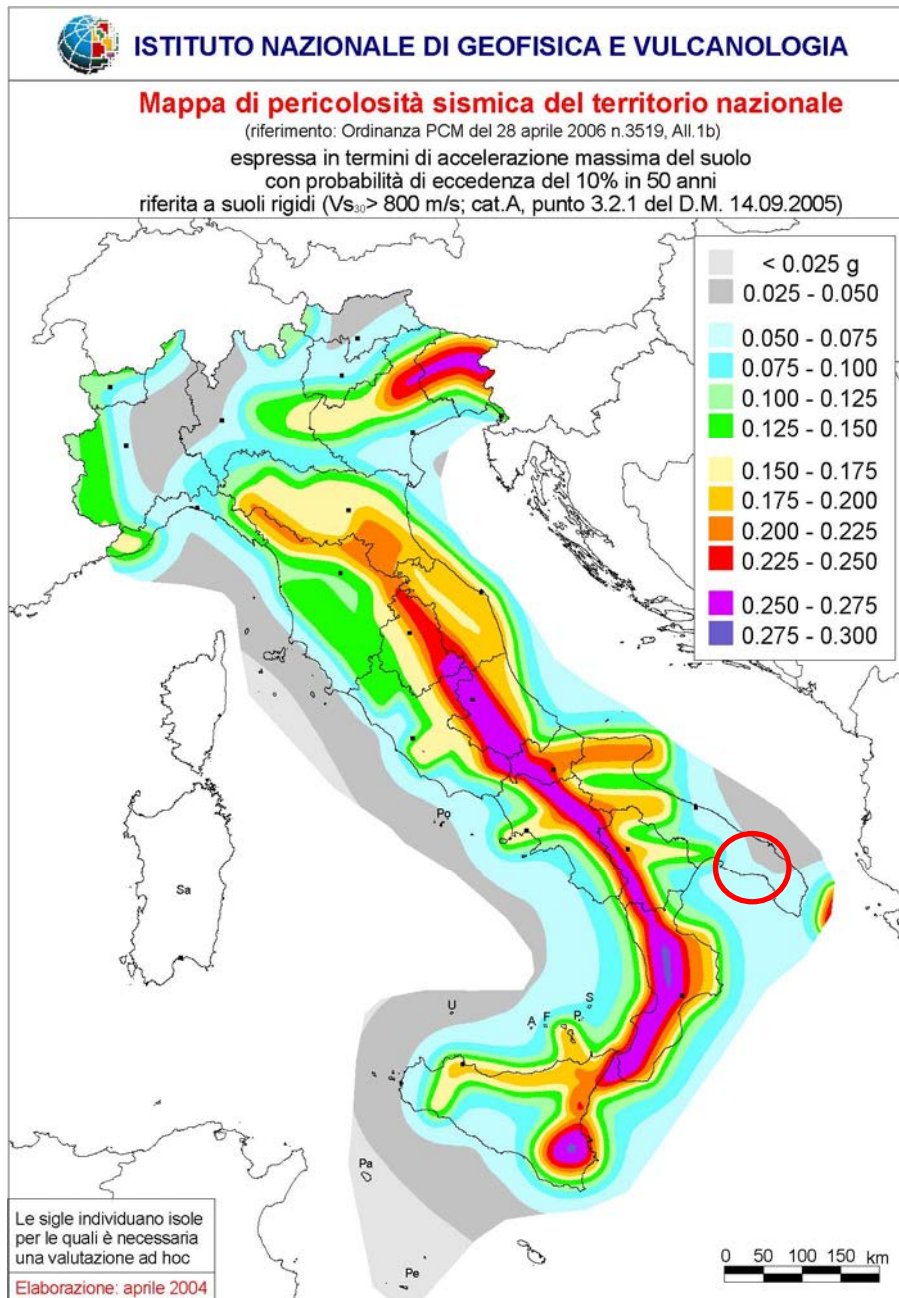


FIGURA 4. MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004

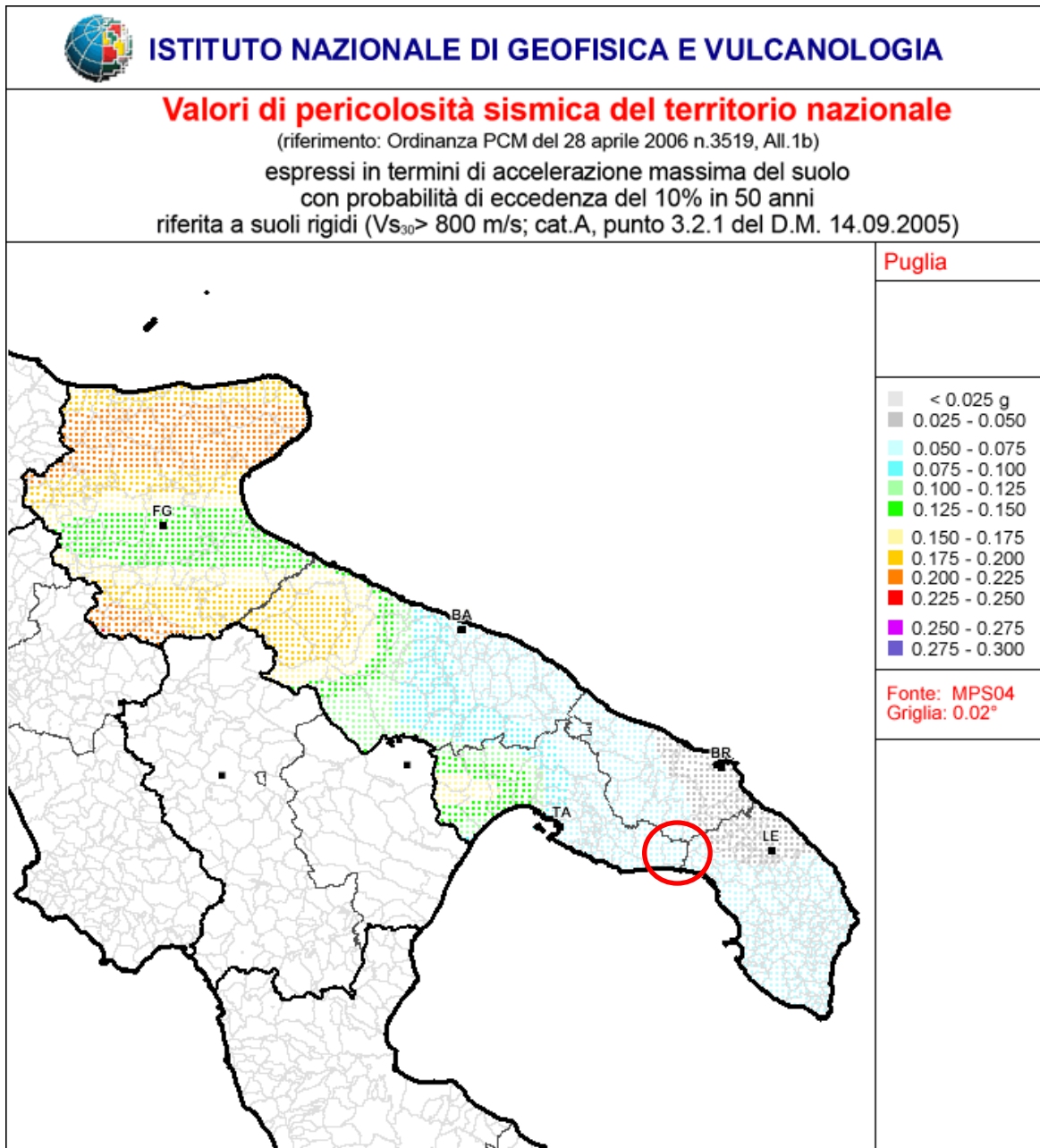


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA EST DELL'AGRO DI AVETRANA (TA), AL CONFINE TRA LE PROVINCE DI TARANTO E LECCE, DALLA MORFOLOGIA TIPICAMENTE "PIANEGGIANTE" CON QUOTA TOPOGRAFICA VARIABILE DA CIRCA 65 M A CIRCA 700 M S.L.M..

IL PAESAGGIO FISICO È COSTITUITO DA UNA DEPRESSIONE ALLUVIONALE TABULARE; TETTONICAMENTE È COLLOCATA ALL'INTERNO DI UN ESTESO GRABEN CHE SI ALLUNGA IN DIREZIONE NW-SE ED È DELIMITATA AI LATI DA DUE HORST DENOMINATI LOCALMENTE "SERRE", DOVE AFFIORANO LE ROCCE CARBONATICHE.

DA UN PUNTO DI VISTA GEOLOGICO STRATIGRAFICO L'AREA OGGETTO DI STUDIO È CARATTERIZZATA DA AFFIORAMENTI DI SUCCESSIONI SEDIMENTARIE DI ETÀ COMPRESA TRA IL CRETACEO MEDIO ED IL PLIOCENE. IL RILIEVO GEOLOGICO HA EVIDENZIATO LA PRESENZA DELLE SEGUENTI FORMAZIONI (DAL BASSO VERSO L'ALTO):

- CALCARI DI ALTAMURA (CRETACEO);
- CALCARENITI DI GRAVINA (PLEISTOCENE INFERIORE);
- SABBIE PLEISTOCENICHE (PLEISTOCENE MEDIO – SUPERIORE).

2.2.1. CALCARI DI ALTAMURA

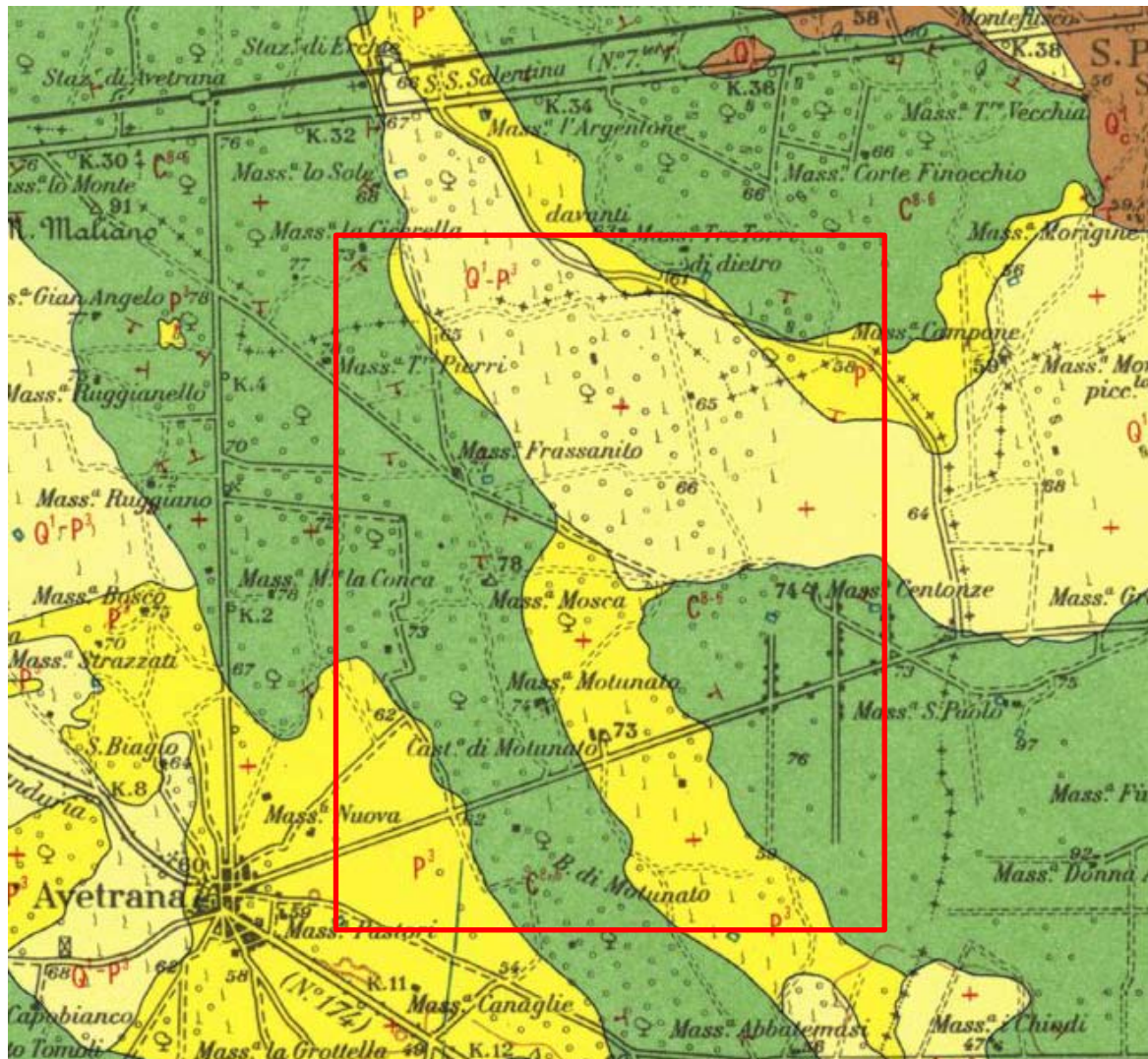
QUESTA FORMAZIONE, IN AFFIORAMENTO, COSTITUISCE IL TERRENO FONDALE PER GLI AEROGENERATORI 1, 10, 12, 13, 14. ESSA COSTITUISCE IL BASAMENTO DELLA PENISOLA SALENTINA E SI PRESENTA A STRATIFICAZIONE VARIABILE, AD ANDAMENTO ONDULATO CON STRATI DI CIRCA 20 – 30 CM DI SPESSORE CHE A LUOGHI DIMINUISCE SINO ALLA CARATTERISTICA STRUTTURA A "TAVOLETTE" CON LAMINAZIONI RITMICHE.

2.2.2. CALCARENITI DI GRAVINA

QUESTA FORMAZIONE, IN AFFIORAMENTO, COSTITUISCE IL TERRENO FONDALE PER GLI AEROGENERATORI 6, 11, 15. LITOLOGICAMENTE SI TRATTA DI UNA CALCARENITE PIÙ O MENO COMPATTA, GRIGIO CHIARA, CUI SI ASSOCIANO SABBIONI CALCAREI TALORA PARZIALMENTE CEMENTATI, ECCEZIONALMENTE ARGILLOSI.

2.2.3. SABBIE

QUESTA FORMAZIONE, IN AFFIORAMENTO, COSTITUISCE IL TERRENO FONDALE PER GLI AEROGENERATORI 3, 9. SI TRATTA DI DEPOSITI SABBIOSI DI NATURA MICACEA CHE AFFIORANO ESTESAMENTE SU TUTTA L'AREA INDAGATA E COSTITUISCONO IL TERMINE DI CHIUSURA DEL CICLO SEDIMENTARIO POST CALABRIANO.



- Q¹-P¹**
 Sabbie calcaree poco cementate, con intercalati banchi di panchina; sabbie argillose grigio-azzurre. Verso l'alto associazione calabriana: *Hyalinea balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB. var. *carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Ammonia beccarii* (LIN.) (CALABRIANO-PLIOCENE SUP.?) In trasgressione sulle formazioni più antiche.
- P²**
 Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose giallastre. Macrofauna a Coralli, Cirripedi, Molluschi, Echinidi, Crostacei tra cui *Cancer sisonдай* MEY. var. *antiatina* MAX. Microfauna ad Ostracodi e Foraminiferi: *Bulimina marginata* D'ORB., *Cassidulina laevigata* D'ORB. var. *carinata* SILV., *Discorbis orbicularis* (TERQ.), *Cibicides ungerianus* (D'ORB.), *C. lobatulus* (WALK. e JAC.), *Globigerinoides ruber* (D'ORB.), *G. sacculifer* (BRADY), *Orbulina universa* D'ORB., *Hastigerina aequilateralis* (BRADY) (PLIOCENE SUP.-MEDIO?). In trasgressione sulle formazioni più antiche.
- C²-³**
 Calcari dolomitici e dolomie grigio-nocciola, a frattura irregolare, calcari grigio-chiari. Microfossili non molto frequenti: *Thaumatoporella* sp., *Praeglobotruncana stephani stephani* (GAND.), *P. stephani turbinata* (REICH.), *Rotalipora appenninica appenninica* (RENZ), *R. cf. reicheli* (MORN.), *Nummoloculina* sp. (CENOMANIANO SUP. e forse TURONIANO). DOLOMIE DI GALATINA con passaggio graduale al CALCARE DI ALTAMURA (verso Nord e verso Ovest).

FIGURA 6: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA FOLGIO 213 – BRINDISI

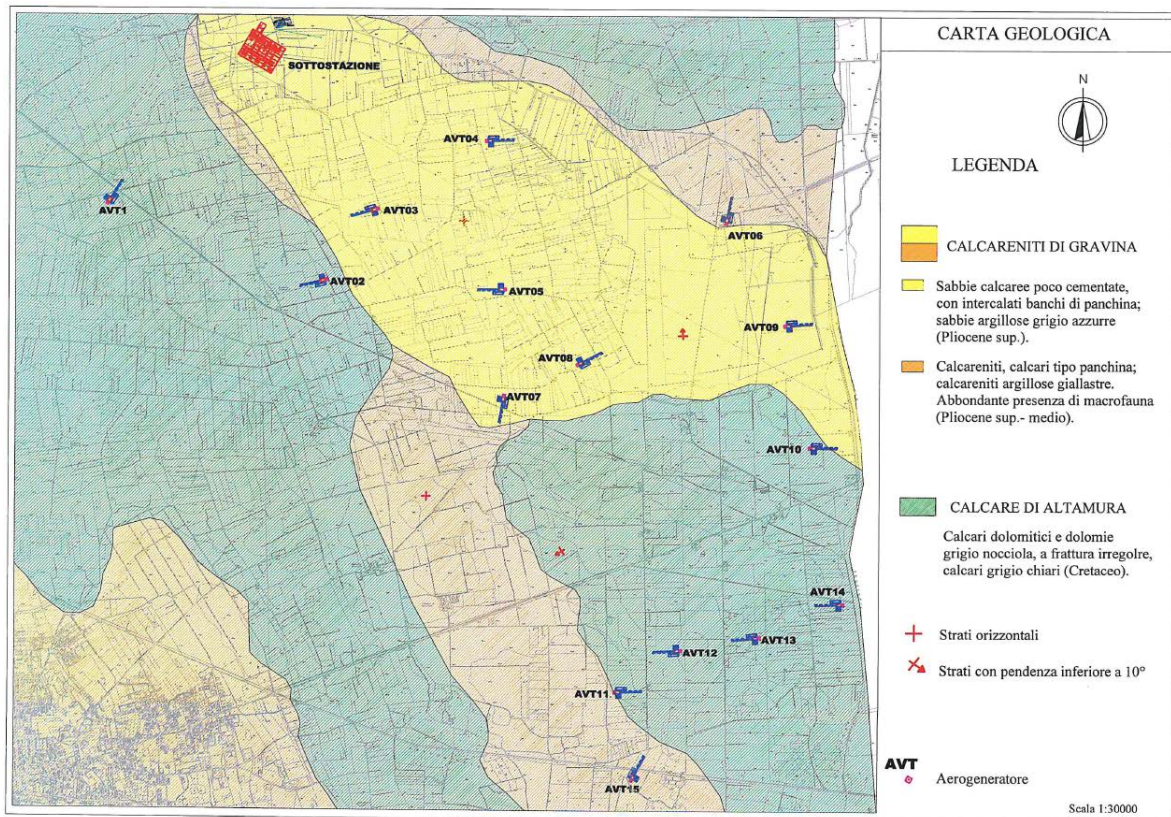


FIGURA 7: POSIZIONE DEGLI AEROGENERATORI

2.2.4. IDROGEOLOGIA

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

2.2.5. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

IL PROGRAMMA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE, PER LA REDAZIONE DEL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO, ELABORATO CON IL GEOLOGO DOTT. MARCELLO DE DONATIS, È STATO ESEGUITO IN OTTEMPERANZA AL D.M. 17/01/2018 [1] E AL D.M. LL. PP. DEL 11/03/1988.

TALE ATTIVITÀ, PROGETTATA CON LO SCOPO DI ACCERTARE LA COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO E DI VALUTARE LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI LITOTIPI PRESENTI, È STATA CONDOTTA ESEGUENDO LE SEGUENTI INDAGINI IN CORRISPONDENZA DELLA POSIZIONE DELL'AEROGENERATORE AVT14 E AVT05:

- N. 2 PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE;
- N. 2 PROFILI SISMICI DI TIPO MASW, ESEGUITI SUGLI STESSI STENDIMENTI DEL PROFILO A RIFRAZIONE.

PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE 1-1'
 LOCALITA': IMPIANTO EOLICO - AVETRANA (TA)

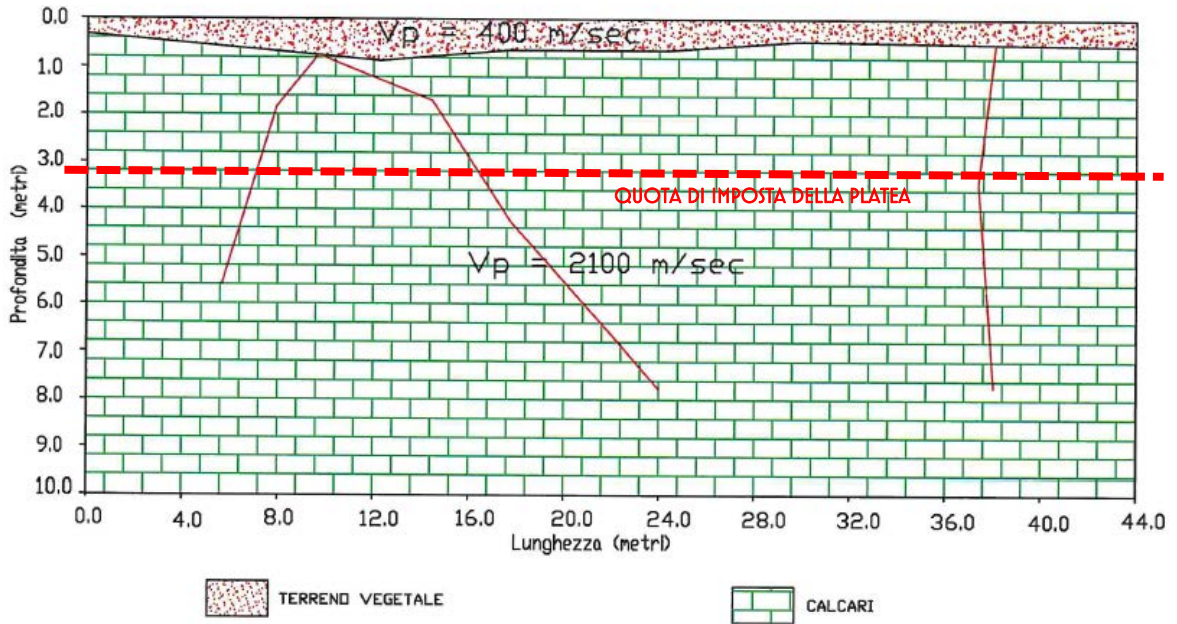


FIGURA 8

PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE 2-2'
 LOCALITA': IMPIANTO EOLICO - AVETRANA (TA)

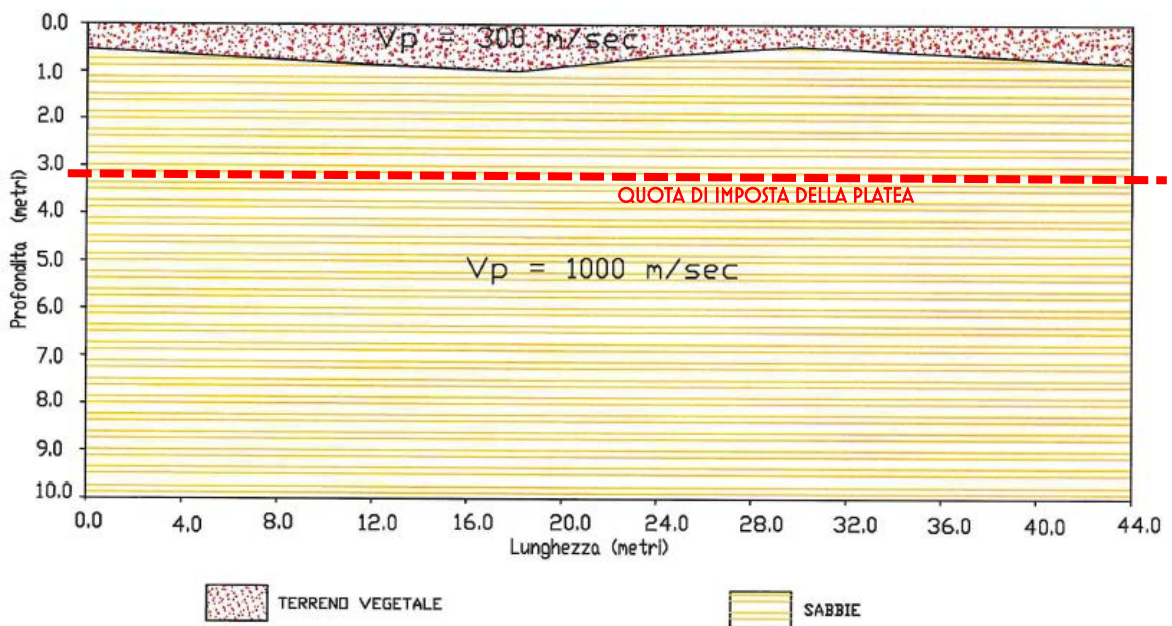


FIGURA 9

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 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 2: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI SUBSTRATI RINVENUTI NEL SITO DI INTERESSE – CALCARE

Strato	ϕ	$E_{statico}$	ν	c	γ
	°	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/m ³
1	36	520	0,28	0,12	2190

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

Strato	D_r	ϕ	$E_{statico}$	ν	c	γ
	%	°	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/m ³
1	45	33	230	0,32	0,0	1860

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

LA CORRETTA PROGETTAZIONE DI QUALSIVOGLIA INTERVENTO RICHIEDE LA VERIFICA SIA AGLI STATI LIMITE ULTIMI SIA A QUELLI DI SERVIZIO. CONSEGUENTEMENTE SI DISCUOTONO E SI DELINEANO SIA LE CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ SIA, DI SEGUITO, QUELLE DI RESISTENZA.

BOWLES (1992) RIPOSTA VALORI DEL MODULO DI ELASTICITÀ (DINAMICO) DEL CALCARE VARIABILI DA 21.000 A 105.000 MPA, VALORI SENSIBILMENTE DISCOSTI FRA LORO E CERTAMENTE CONNESSI ALLO STATO DI CONTINUITÀ DELL'AMMASSO PUR NELLE POSSIBILI DIVERSITÀ RISCONTRABILI ALL'INTERNO DELLA LITOLOGIA "CALCARE".

POSSIBILI VALORI DEL MODULO DI ELASTICITÀ (CHE SAREBBE PIÙ OPPORTUNO CHIAMARE DI DEFORMABILITÀ) SI POSSONO TRARRE DALLE VELOCITÀ DELLE ONDE LONGITUDINALI V_p SECONDO LA RELAZIONE APPROSSIMATA

$$E=1.83 V_p^2$$

CHE CONDUCE A VALORI DI $E = 50.000$ MPA NEL CASO DI CALCARI PIÙ COMPATTI ED A VALORI DI CIRCA 10.000 MPA NEL CASO DI CALCARI FORTEMENTE FRATTURATI.

VA TENUTO PRESENTE CHE TALI VALORI DI E SONO INDIVIDUABILI COME DINAMICI E QUINDI DA PENALIZZARE OPPORTUNAMENTE SULLA BASE DEI VALORI DI RQD .

ATTRAVERSO INVECE I VALORI DI GSI INDIVIDUATI LA RELAZIONE DA UTILIZZARE È QUELLA DI HOEK AND BROWN (1997)

$$E_D = (UCS/100)^{1/2} * 10^{(GSI-10)/40}$$

VALIDA PER $UCS \leq 100$ MPA, DOVE UCS INDICA LA RESISTENZA A COMPRESSIONE SEMPLICE DELLA ROCCIA INTATTA ALTRIMENTI INDIVIDUATA COME ΣC , CHE A SUA VOLTA FORNISCE COME VALORI MASSIMI E MINIMI 43.000 MPA PER LA ROCCIA SANA E 8.000 MPA PER LA ROCCIA FRATTURATA.

CONSEGUENTEMENTE SI UTILIZZA PRUDENZIALMENTE:

$E = 40.000$ MPA PER LA ROCCIA SANA

$E = 5.000$ MPA PER LA ROCCIA MOLTO FRATTURATA (CASO IN ESAME).

AVENDO DETERMINATO CON LE PROVE UNA VELOCITÀ EQUIVALENTE PER IL CALCARE $V_{s,eq}$ MAGGIORE DI 800 M/SEC, IL TERRENO RIENTRA NELLA CATEGORIA "A" DI [1].

AVENDO DETERMINATO CON LE PROVE UNA VELOCITÀ EQUIVALENTE PER LE SABBIE $V_{s,eq}$ PARI A 317 M/SEC, IL TERRENO RIENTRA NELLA CATEGORIA "C" DI [1].

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

3. 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, DI AFFIDARE LA PORTANZA A STRUTTURE DI FONDAZIONE DEL TIPO DI SEGUITO DESCRITTE.

PER I TERRENI CLASSIFICATI COME ROCCE, LE TORRI EOLICHE POSSONO RICHIEDERE FONDAZIONI DI TIPO DIRETTO O INDIRETTO COSTITUITE DA:

- FONDAZIONI DIRETTE
 - o PLINTI DI BASE, RAPPRESENTATE DA PLINTI TRONCOCONICI, IN CUI VIENE GENERALMENTE ANNEGATA LA VIOLA DI FONDAZIONE DELLA TORRE IN ACCIAIO;
- FONDAZIONI INDIRETTE (DA DEFINIRE SE NECESSARIE IN FASE DI PROGETTO ESECUTIVO)
 - o PLINTI DI BASE, RAPPRESENTATE DA PLINTI TRONCOCONICI, IN CUI VIENE GENERALMENTE ANNEGATA LA VIOLA DI FONDAZIONE DELLA TORRE IN ACCIAIO;
 - o N. 10 PALI CON DIAMETRO E LUNGHEZZA DA DETERMINARE CASO PER CASO IN FUNZIONE DELLE ANOMALIE GEOTECNICHE RISCONTRATE NEL CORSO DELLE INDAGINI DI DETTAGLIO SVILUPPATE PER LA REDAZIONE DEL PROGETTO ESECUTIVO.

PER I TERRENI CLASSIFICATI COME SABBIE, LE TORRI EOLICHE RICHIEDONO FONDAZIONI DI TIPO INDIRETTO COSTITUITE DA:

- PLINTI DI BASE, RAPPRESENTATE DA PLINTI TRONCOCONICI, IN CUI VIENE GENERALMENTE ANNEGATA LA VIOLA DI FONDAZIONE DELLA TORRE IN ACCIAIO;
- N. 10 PALI ϕ 1000 MM E LUNGHEZZA 30 M.

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 RISCOVRATO IN SITO NON VI È LA PRESENZA DI FALDA AFFIORANTE E/O SUPERFICIALE, NON SI HANNO FENOMENI DI GALLEGGIAMENTO O DI SIFONAMENTO.

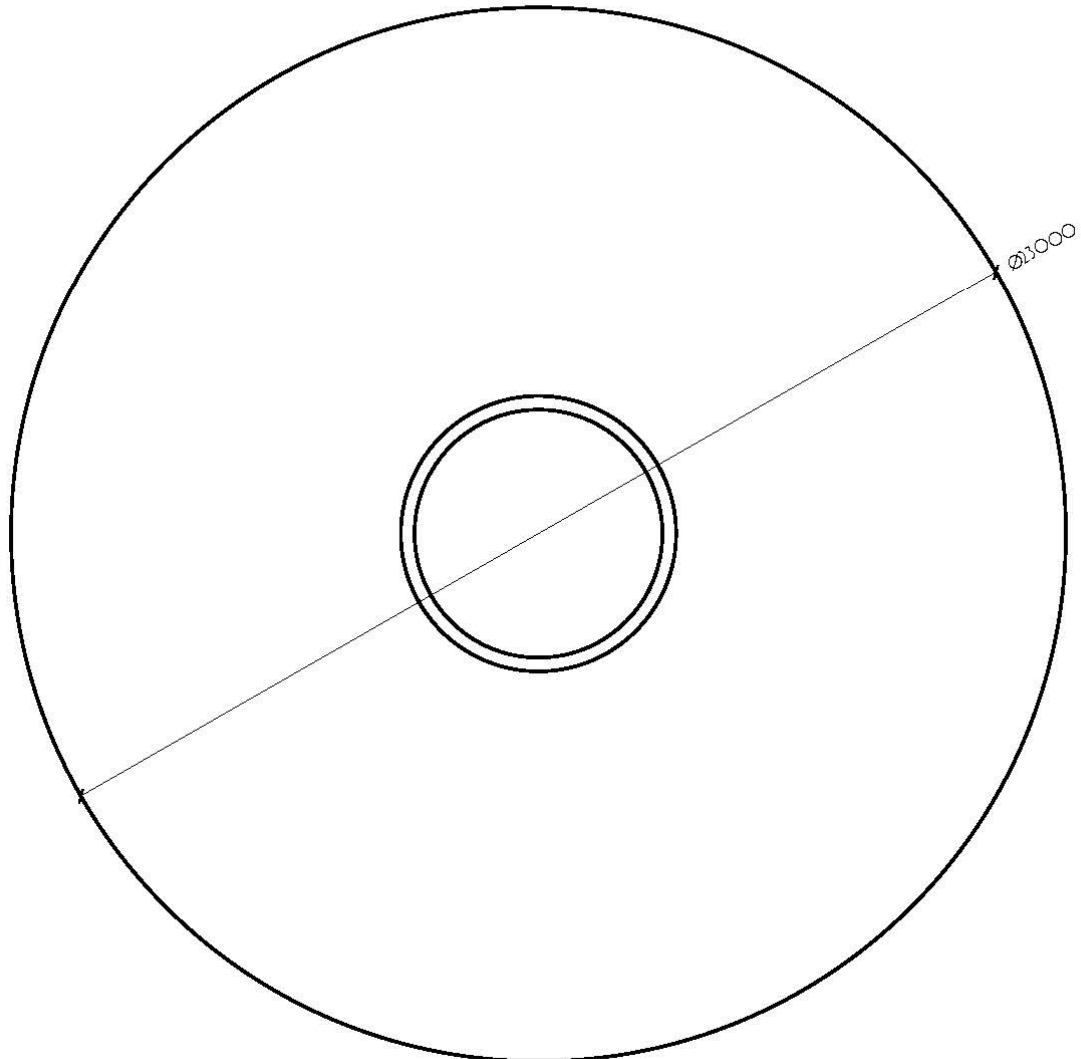
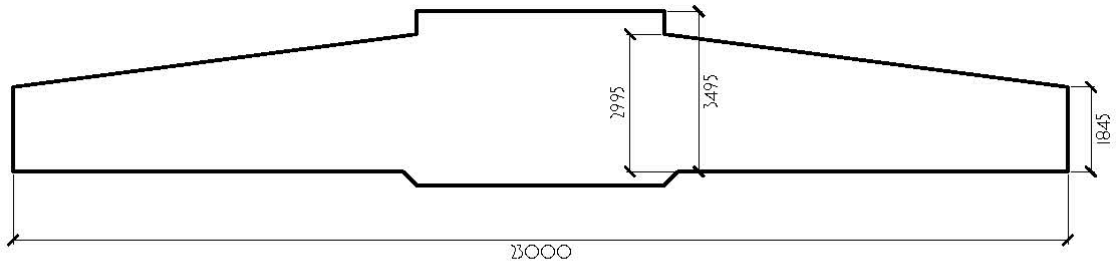


FIGURA 10: GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA

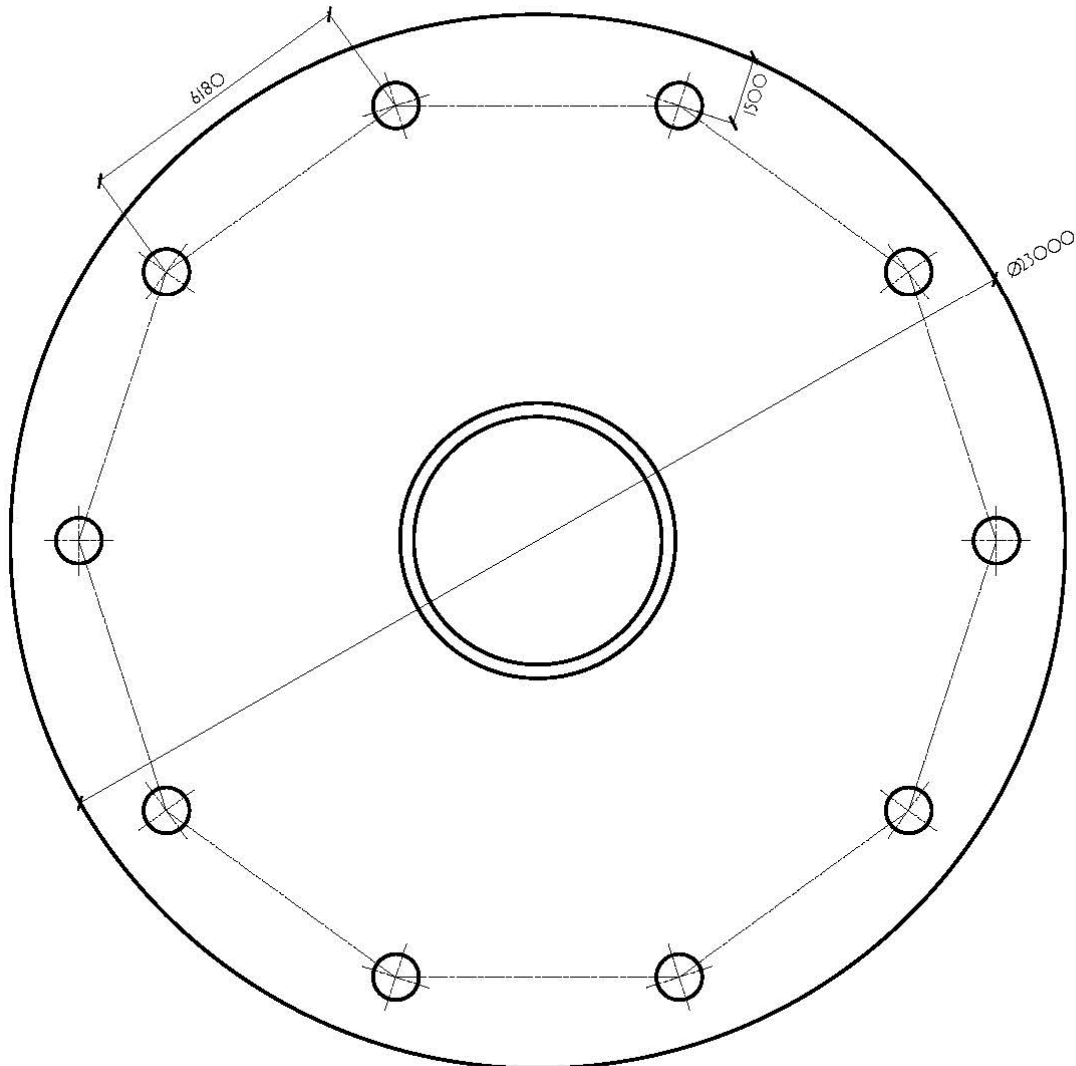
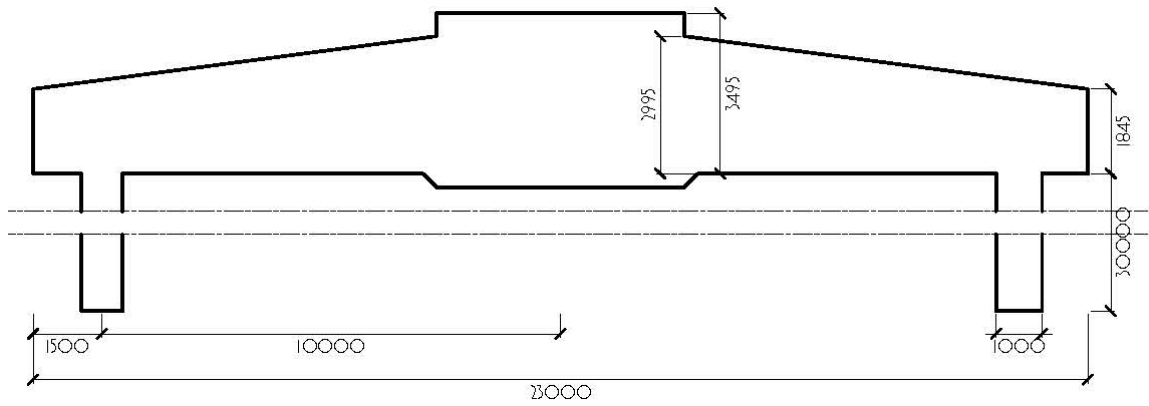


FIGURA II: GEOMETRIA FONDAZIONE INDIRETTA

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA

LA STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE È DETERMINATA:

- A BREVE TERMINE UTILIZZANDO L'EQUAZIONE GENERALE PROPOSTA DA BRINCH E HANSEN:

$$q_{0 \text{ lim}} = c_u N_{c0} s_{c0} d_{c0} i_{c0} b_{c0} g_{c0} + \gamma D$$
- A LUNGO TERMINE UTILIZZANDO L'EQUAZIONE GENERALE PROPOSTA DA BRINCH E HANSEN:

$$q_{\text{lim}} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B' s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

DOVE:

- s_i FATTORI DI FORMA DELLA FONDAZIONE
- d_i FATTORI DI PROFONDITÀ
- i_i FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO
- b_i FATTORI DI INCLINAZIONE DELLA BASE
- g_i FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA
- N_i FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE

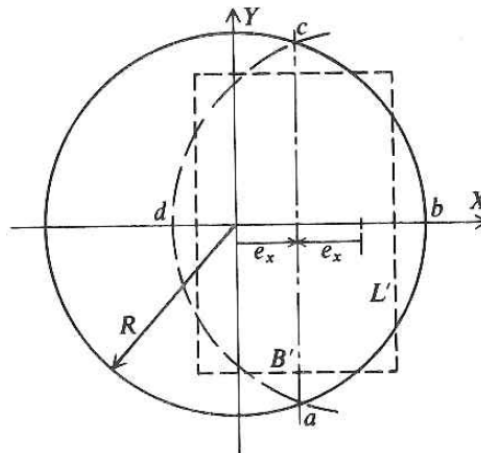
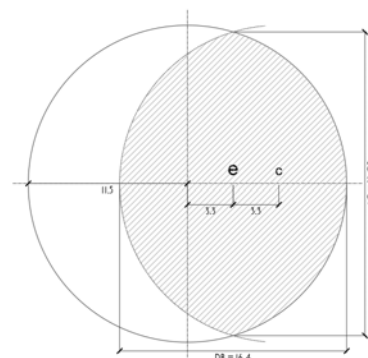


FIGURA 12: FATTORI GEOMETRICI PER LE FONDAZIONI CIRCOLARI

$$e = M / N$$

N	6627 kN
W	27247 kN
Q	33874 kN
V	1175 kN
M	112893 kNm
e	3.33 m



B1	16.334572	m
S	140.78	m ²
db/ac	0.9863872	
L'	11.946667	m
B'	11.78404	m
D	3.5	m

FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE
------------------------------	---------------	---------------

$N_q = \tan^2 (45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	1	37,75
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	5,14	50,58
$N_y = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$	/	72,05

FATTORI CORRETTIVI DI FORMA	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE
-----------------------------	---------------	---------------

$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B'/L')$	1,1919	1,7362
$s_q = 1 + \tan \phi' (B'/L')$	/	1,7167
$s_y = 1 - 0,4(B'/L')$	/	0,6054

FATTORI CORRETTIVI DI INCLINAZIONE DEL CARICO	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE
---	---------------	---------------

$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	1.5034	1,5034
$i_q = \{1 - [H/(V + B'L'c'ctg \phi')]\}^m$	1	1,0385
$i_c = i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	1	1,0396
$i_y = \{1 - [H/(V + B'L'c'ctg \phi')]\}^{(m+1)}$	/	1,0650

FATTORI CORRETTIVI DI APPROFONDIMENTO	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE
---------------------------------------	---------------	---------------

$D/B' < 1$		
$d_q = 1 + [2(D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$	1	1,2825
$d_c = d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	1	1,1188

FATTORI CORRETTIVI DI INCLINAZIONE FONDAZIONE	VALORI UNITARI
---	----------------

FATTORI CORRETTIVI DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA	VALORI UNITARI
---	----------------

CAPACITÀ PORTANTE PLATEA	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE
--------------------------	---------------	---------------

q_{lim}	991,26 kN/m ²	24868,55 kN/m ²
Q_{lim}	139549 kN	3500994 kN
$E_d = Q * 1,5$ kN	50811 kN	50811 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	2,75	68,90

3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO

LA VERIFICA È EFFETTUATA CON RIFERIMENTO ALL'APPROCCIO 2 DEL DM 14 GENNAIO (DM 14/I/O8). 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 ξ , 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.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_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 γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

3.2.1. 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):

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

3.2.2. 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, τ_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 α** E IL **METODO β** .

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 β** , VISTA LA CONTEMPORANEA PRESENZA DI TERRENI COERENTI E INCOERENTI.

3.2.2.1 METODO α

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 α 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 α PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	<i>c_u (kPa)</i>	<i>α</i>	<i>$\alpha c_{u,max}$ (kPa)</i>
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 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 α 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 α PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

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

3.2.2.2 METODO β

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 KN/M^2 SI PUÒ ASSUMERE:

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

ANCHE PER I TERRENI INCOERENTI SI UTILIZZA IL METODO β .

3.3. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA

LA CIRCOLA ESPLICATIVA [2], AL PUNTO C.6.4.3 FISSA IN 3 VOLTE IL DIAMETRO L'INTERASSE MINIMO TRA DUE PALI. CIÒ COMPORTA CHE PER DISTANZE MINORI DI TALE VALORE È NECESSARIO CONSIDERARE L'EFFETTO RECIPROCO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.

NEL CASO IN ESAME, TENUTO CONTO DEL DIAMETRO DEI PALI (PARI A 1,20 M) E DEL NUMERO DI ELEMENTI PREVISTO AL DI SOTTO DEL PLINTO DI FONDAZIONE (N. 10 PALI), DA CONSIDERAZIONI STRETTAMENTE GEOMETRICHE SI RICAVA CHE L'INTERASSE TRA I PALI È DI CIRCA 5,23 M > 3,00 M: NON È QUINDI NECESSARIO PROCEDERE ALLO STUDIO DI INTERAZIONE RECIPROCA CUI SI È FATTO RIFERIMENTO IN PRECEDENZA.

3.4. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI

NEL CASO DEL MECCANISMO IN ESAME, SI SUPPONE CHE LA RESISTENZA DEL SISTEMA PALO TERRENO SIA MOBILITA PER UN VALORE DI AZIONE ORIZZONTALE H_{ULT} DETERMINATO DALL'INGRESSO NEL DIAGRAMMA ADIMENSIONALIZZATO PROPOSTO DA BROMS (V. DIAGRAMMA OI, LINEA ROSSA TRATTEGGIATA PER IL NOSTRO CASO) PER PALI FLESSIBILI, NELL'IPOTESI DI MEZZO PURAMENTE ATTRITIVO:

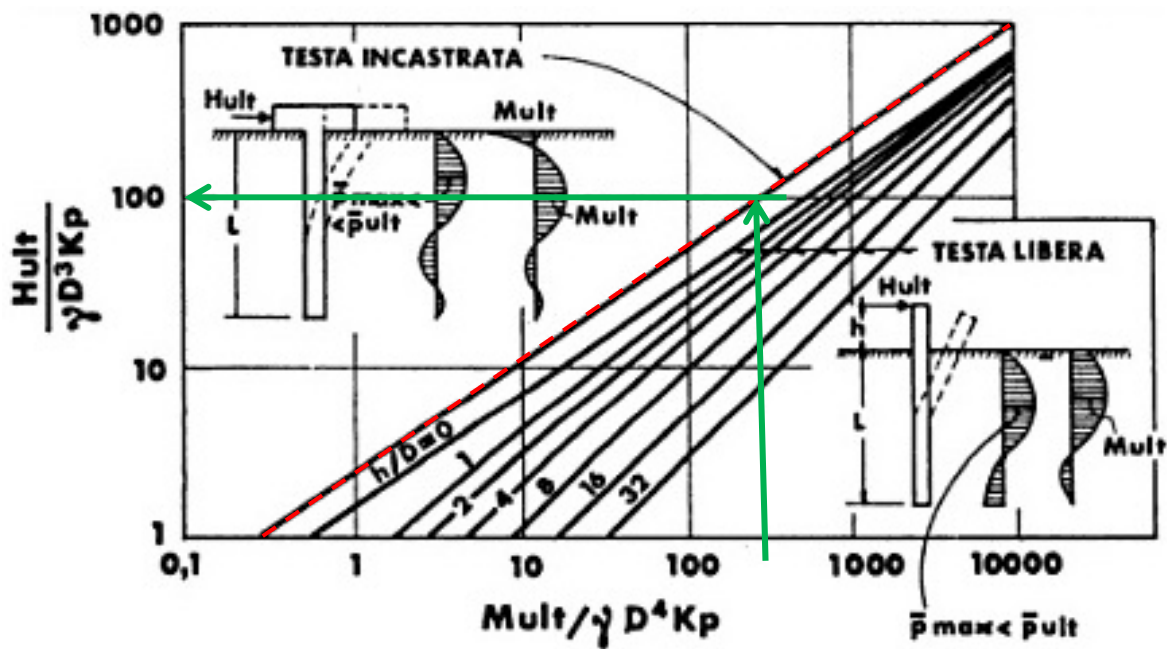


DIAGRAMMA I

LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA È EFFETTUATA DIVIDENDO IL SUDDETTO VALORE PER IL FATTORE DI CORRELAZIONE ξ , DEFINITO NELLA TABELLA 6.4.IV DEL CAPITOLO 6 DELLA NORMA PARI A $\xi = 1.2$.

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO È, INFINE, DEFINITA CON RIFERIMENTO AL COEFFICIENTE PARZIALE γ_T CHE ASSUME UN VALORE PARI A 1.3, COME DA TABELLA 6.4.VI DELLA NORMA.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$



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

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

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

4. VERIFICA FONDAZIONI

LE RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST VER. 8.21 SONO ALLEGATE AL PRESENTE DOCUMENTO E NE FANNO PARTE INTEGRANTE.

SI OSSERVA INFINE CHE QUANTO DETERMINATO NELLA PRESENTE RELAZIONE È FRUTTO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE DIRETTE E INDIRETTE CONDOTTE PER LA PRESENTE FASE PROGETTUALE. LA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE (INDIRETTA – PALI DI FONDAZIONE TRIVELLATI) IN FASE ESECUTIVA POSSONO SUBIRE MODIFICHE IN FUNZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE CHE SARANNO ESEGUITE IN FASE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA.

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



D. E. A.
ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO
VIA BENEDETTO CROCE, 23 – 73100 – LECCE
TEL. / FAX 0832 194 07 01
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

-
- [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, DICEMBRE 2019

ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO

ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI:

- DIRETTE ST_001-A1-GEO
- E PROFONDE ST_001-A2-GEO