

Regione **Puglia**
Comune di **Spinazzola (BAT)**
Proponente **RC Wind Srl**

Parco eolico "Spinazzola"

Progetto Definitivo



1.09

Relazione Geotecnica

Progettisti:

STC s.r.l.

Responsabile Tecnico *ing. Fabio Calcarella*

Ing. Giovanni Luca D'Amato

Via Benedetto Croce 23 - 73100 Lecce



Data	Rev.	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato
25/05/2018	A	Prima emissione	1.09	-GLD	-PF

Comm. -

Elaborato: -

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 SPINAZZOLA (BT)</u>
COMUNE:	SPINAZZOLA (BT)
ALTITUDINE:	400 / 460 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

1. 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.	8
2.2.1. IDROGEOLOGIA	9
2.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE.....	10
2.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI.....	11
3. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI	12
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO	14
3.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO.....	15
3.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO	15
3.1.2.1 METODO A	16
3.1.2.2 METODO B	17
3.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA.....	18
3.3. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI	18
4. VERIFICA FONDAZIONI PROFONDE	20
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	26

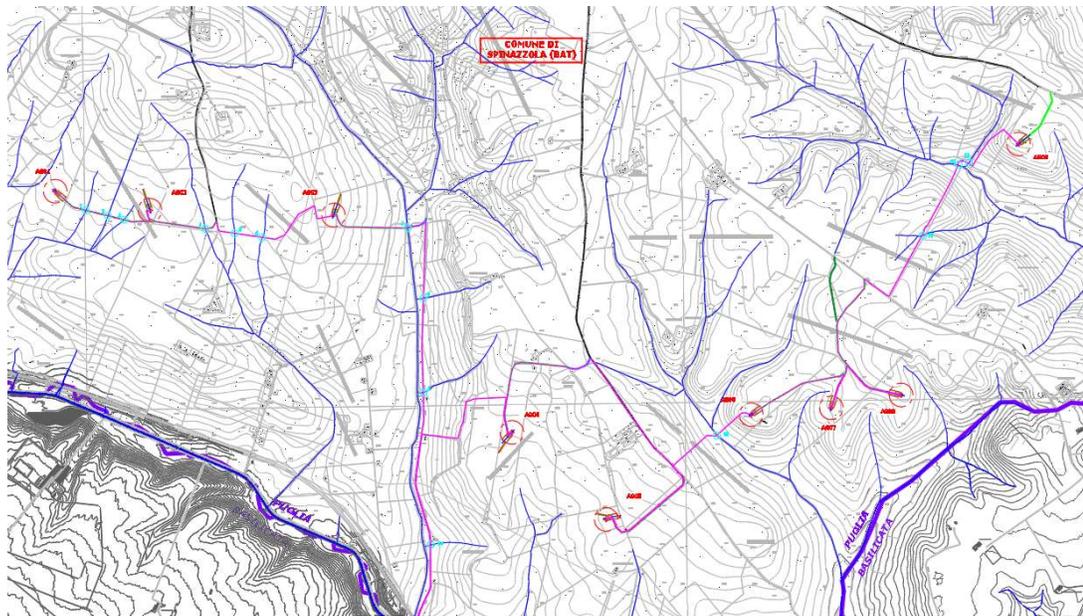


FIGURA 2: POSIZIONE DEGLI AEROGENERATORI

1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

IL PROGETTO PREVEDE L'INSTALLAZIONE, IN TOTALE, DI N. 9 AEROGENERATORI.

LE STRUTTURE IN ELEVAZIONE SONO RAPPRESENTATE DA TORRI DI ACCIAIO DI CIRCA 112 M (ALTEZZA 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/W5G84]	LONGITUDINE [ED50/W5G84]
40.912638 / 40.911654	16.128556 / 16.127725
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):

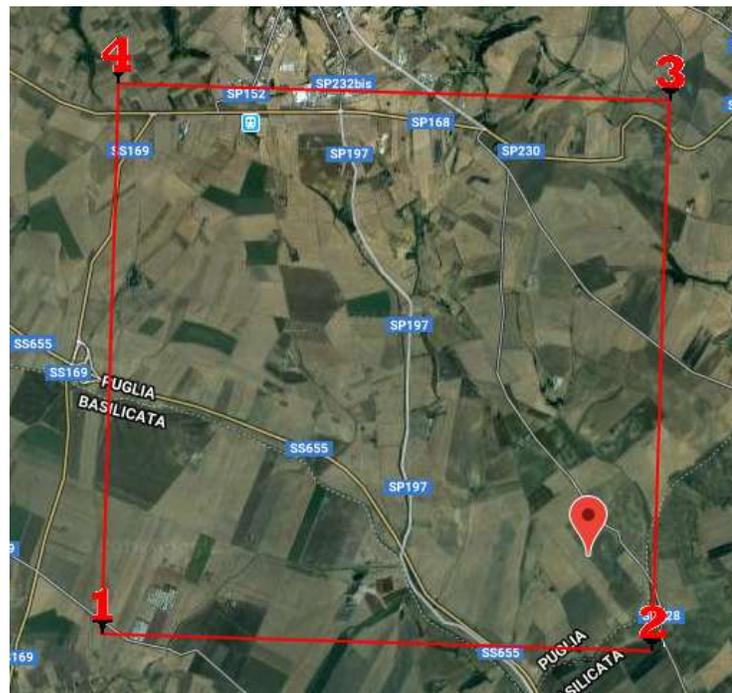


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

TABELLA I: PARAMETRI PER TERRENO TIPO B

"STATO LIMITE"	T_r [ANNI]	A_G [G]	F_0 [-]	T^*_c [S]
OPERATIVITÀ	120	0.078	2.555	0.352
DANNO	201	0.097	2.518	0.414
SALVAGUARDIA VITA	1898	0.261	2.470	0.440
PREVENZIONE COLLASSO	2475	0.292	2.447	0.443

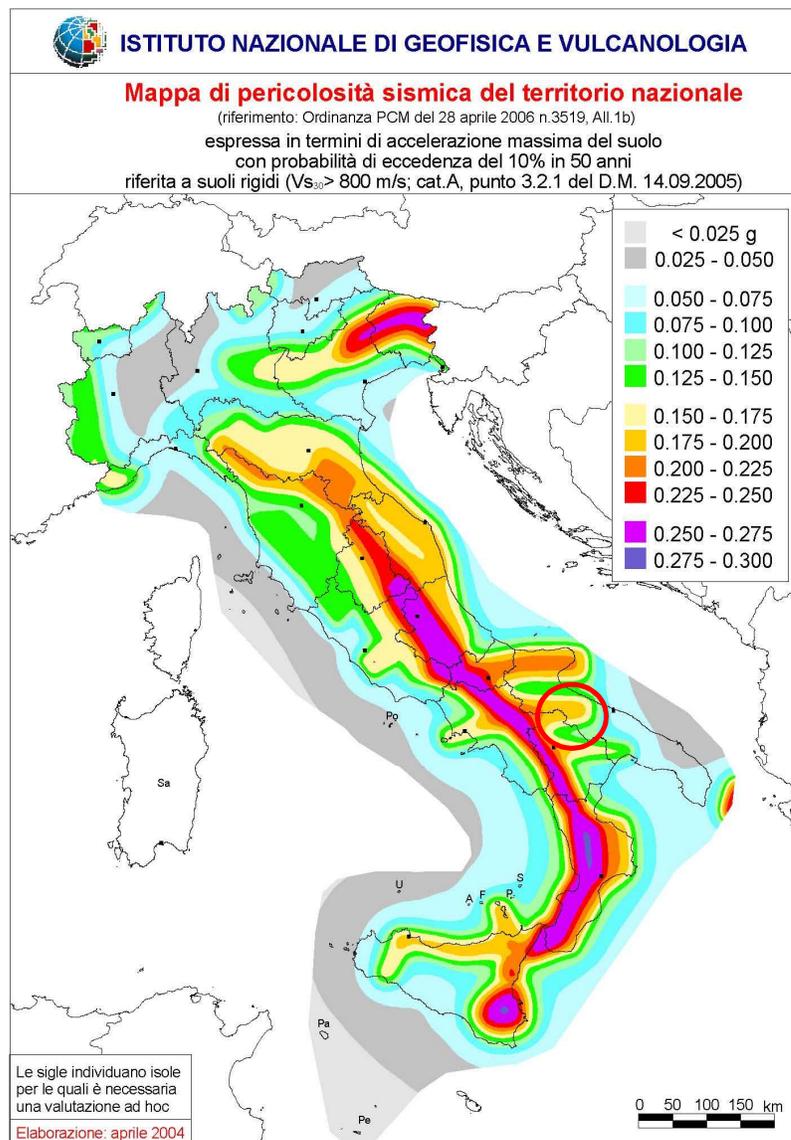


FIGURA 4: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004

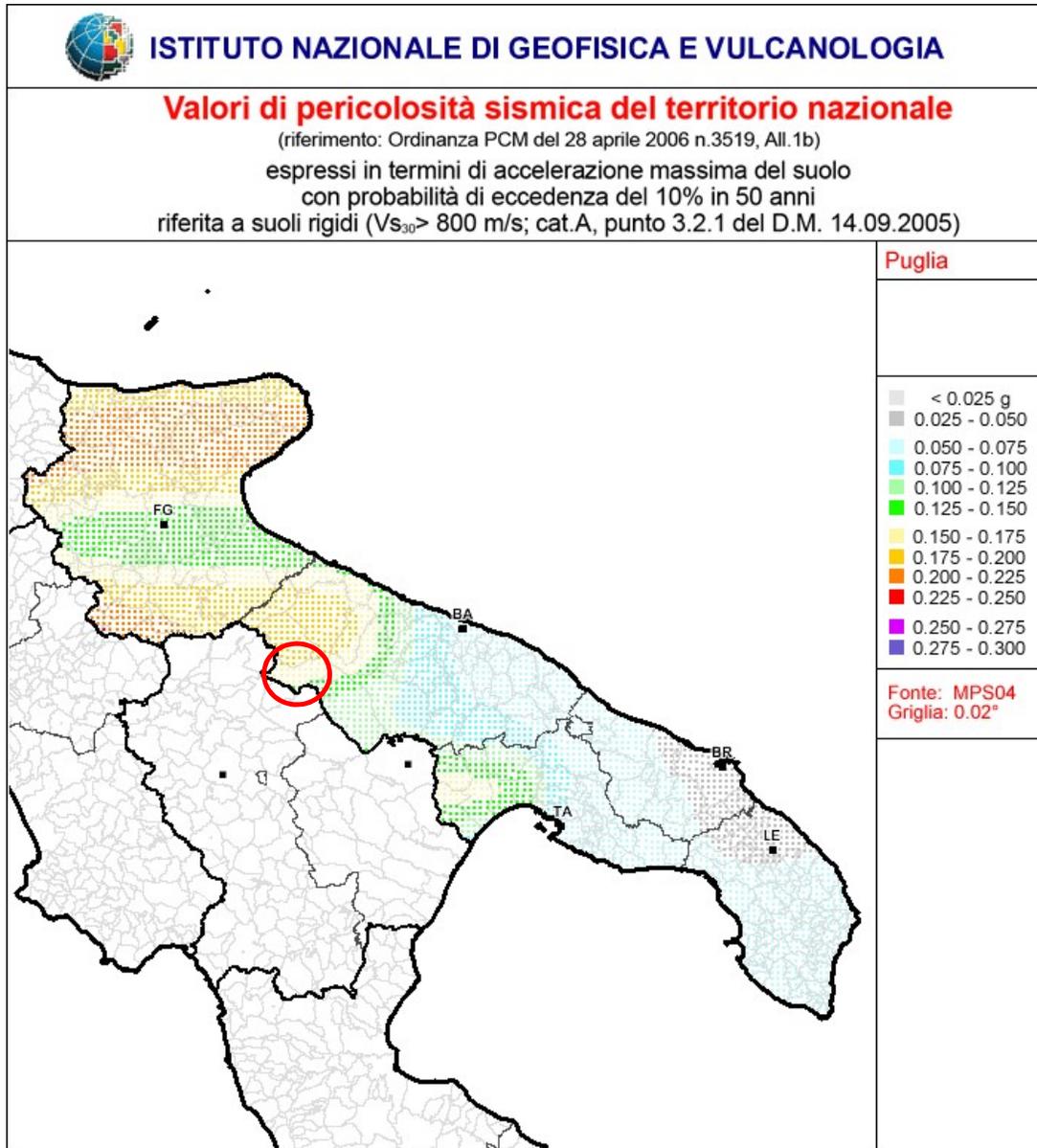


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA SUD DELL'AGRO DI SPINAZZOLA (BT), AL CONFINE TRA LE REGIONI PUGLIA E BASILICATA, DALLA MORFOLOGIA TIPICAMENTE "COLLINARE" CON QUOTA TOPOGRAFICA VARIABILE DA CIRCA 400 M A CIRCA 460 M S.L.M..

LA MORFOLOGIA A GRANDI LINEE DEGRADA VERSO SUD EST, VERSO IL BASENTELLO, PRESENTE AD OLTRE UN KILOMETRO A SUD DELL'AEROGENERATORE A LUI PIÙ VICINO (AG05).

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, APPARTENENTI AL CICLO SEDIMENTARIO DELLA "FOSSA BRADANICA".

A LIVELLO DI AREA VASTA LA SERIE STRATIGRAFICA SEDIMENTARIA È COSTITUITA DA CALCARI, CALCARI DOLOMITICI E DOLOMIE, DEPOSITATI IN MARE POCO PROFONDO NELL'ERA MESOZOICA, SU CUI POGGIANO SEDIMENTI FLYSCIOLDI, CALCARENITI, ARENARIE E ARGILLE DELL'ERA TERZIARIA.

ALLA BASE DEI RILIEVI CALCAREI, NEL FONDOVALLE SI RINVENGONO I DEPOSITI ALLUVIONALI CHE SI SONO DEPOSITI IN SEGUITO AGLI EVENTI DI ALLUVIONAMENTO DEI CORSI D'ACQUA. I DEPOSITI ALLUVIONALI SONO COSTITUITI DA SABBIE E GHIAIE, DI NATURA CARBONATICA E PIROCLASTICA, CHE SI SONO DEPOSITATI E TUTTORA SI DEPOSITANO SULLE SPONDE INTERNE DELLE ANSE DEI CORSI D'ACQUA E DA LIMI E ARGILLE CHE SI DEPOSITANO SULLA PIANURA ALLUVIONALE IN OCCASIONE DELLE PIENE.

IL SUBSTRATO DEI DEPOSITI PLIOCENICI È COSTITUITO DA DIVERSE UNITÀ STRATIGRAFICO – STRUTTURALI, SEDIMENTATESI IN AMBIENTI DIVERSI E SUCCESSIVAMENTE CONDIZIONATI DAGLI EVENTI TETTONICI PLIO-PLAISTOCENICI.

I TERRENI SONO COSTITUITI DA ARGILLE E SUBORDINATEMENTE SABBIE E CONGLOMERATI IN SUCCESSIONE; FREQUENTE È LA PRESENZA DI TERMINI GRANULOMETRICI INTERMEDI E STRATIFICAZIONI PIÙ DISTINTE NELLA PARTE SABBIOSA.

LE ARGILLE SONO A LUOGHI INTERESSATE DA RARE E SOTTILI INTERCALAZIONI SABBIOSE.

LA FORMAZIONE MAGGIORMENTE AFFIORANTE NELL'AREA DI STUDIO È QUELLA DELLE SABBIE DI MONTEMARANO, DELLE SABBIE CALCAREO – QUARZOSE, DI COLORE GIALLASTRO, A VOLTE CON LIVELLI ARENACEI, INTERCALAZIONI DI CALCARE FARINOSO, LENTI CONGLOMERATICHE E LIVELLI FOSSILIFERI. LA LITOFACIES DI CUI SI COMPONE LA FORMAZIONE SONO MOLTO VARIABILI E VANNO DALLE SABBIE CALCAREO – QUARZOSE ALLE SABBIE ARGILLOSE GIALLASTRE ED OCRACEE, PER FINIRE A LIVELLI ARENITICI E CONGLOMERATICI. LO SPESSORE COMPLESSIVO RISULTA

MEDIAMENTE VALUTABILE INTORNO AD 80 M (AEROGENERATORI AGO1, AGO2, AGO3, AGO4, AGO5, AGO6, AGO7, AGO9).

A CHIUSURA DEL CICLO SEDIMENTARIO DELLA FOSSA BRADANICA AFFIORANO, NELLE PARTI PIÙ ELEVATE TOPOGRAFICAMENTE I CONGLOMERATI POLIGENICI CONTENENTI LENTI DI SABBIE, AVENTI SPESSORE MASSIMO DI 50 M (CONGLOMERATO DI IRSINIA) (AGO8).

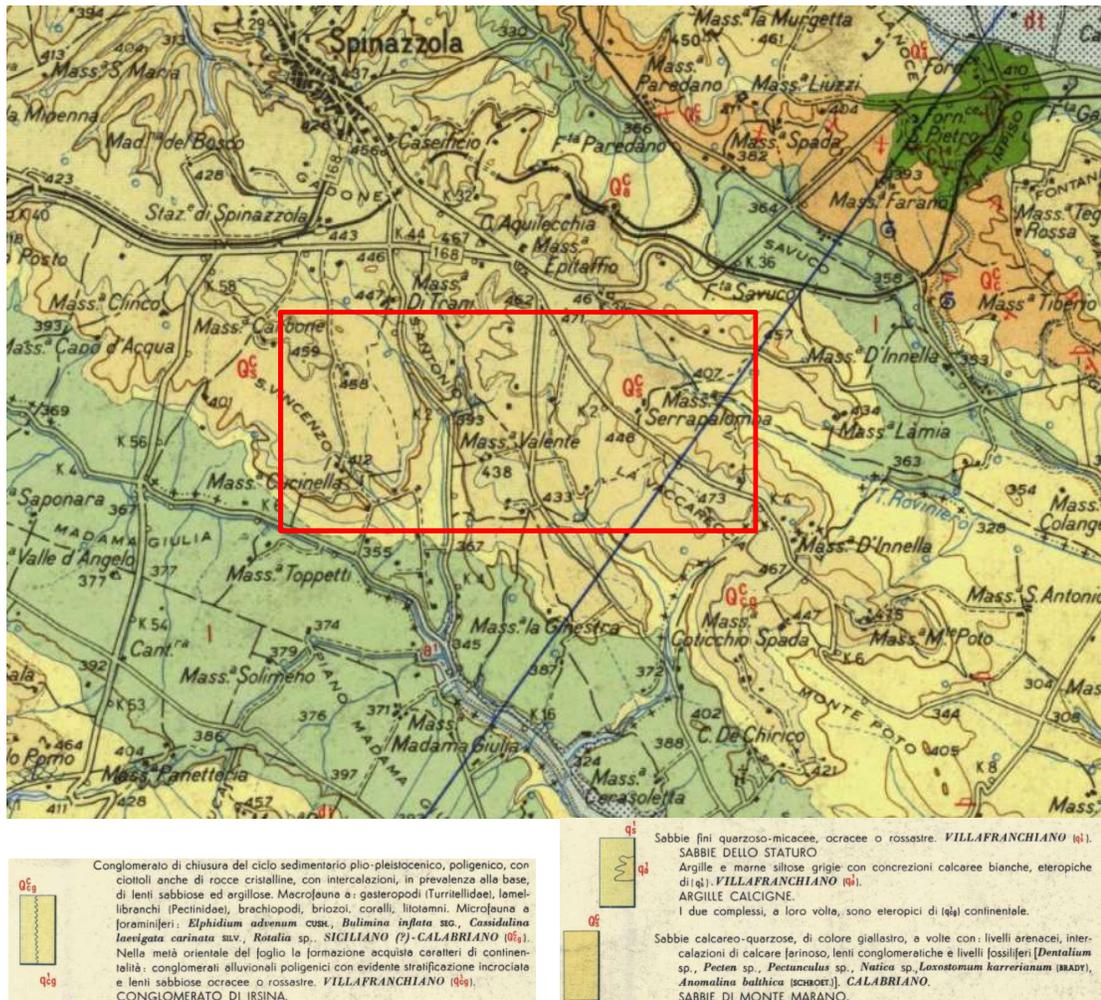


FIGURA 6: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA FOLGIO 188 – GRAVINA DI PUGLIA

2.2.1. IDROGEOLOGIA

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

2.2.2. 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/OI/2018 [1] E AL D.M. LL. PP. DEL 11/O3/1988.

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 AGO4:

- N. 1 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA SPINTA FINO A 10,00 M²;
- N. 1 PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE;
- N. 1 PROFILO SISMICO PASSIVO, ESEGUITO SULLO STESSO STENDIMENTO DEL PRECEDENTE PROFILO A RIFRAZIONE.

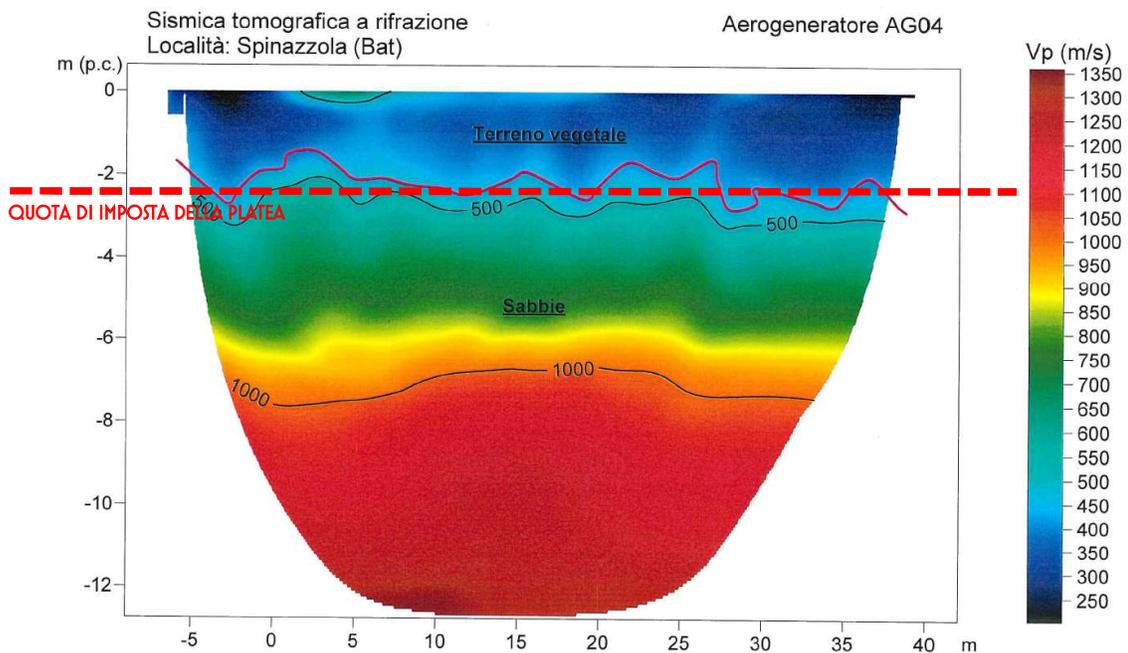


FIGURA 7

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

Strato	D _r	φ	E	ν	c'	c _u	γ	γ _{sat}
	%	°	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/m ³	daN/m ³
1	/	/	43,60	/	0,27	/	1720	1870
2	36,79	33,54	91,61	0,32	0,00	/	1990	/

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 RISCOINTRATI IN QUESTA FASE DI INDAGINE.

AVENDO DETERMINATO CON LE PROVE UNA VELOCITÀ $V_{s,30}$ PARI A CIRCA 440 M/SEC SU AEROGENERATORE 4, IL TERRENO RIENTRA NELLA CATEGORIA "B" 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</i> 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

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:

- "INDIRETTE PROFONDE" – PLINTO DI FONDAZIONE DI RAGGIO $R = 10,00$ M E ALTEZZA VARIABILE E MASSIMA PARI A 3,50 M CON N. 10 PALI $\phi 1200$ MM DI LUNGHEZZA 37 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.

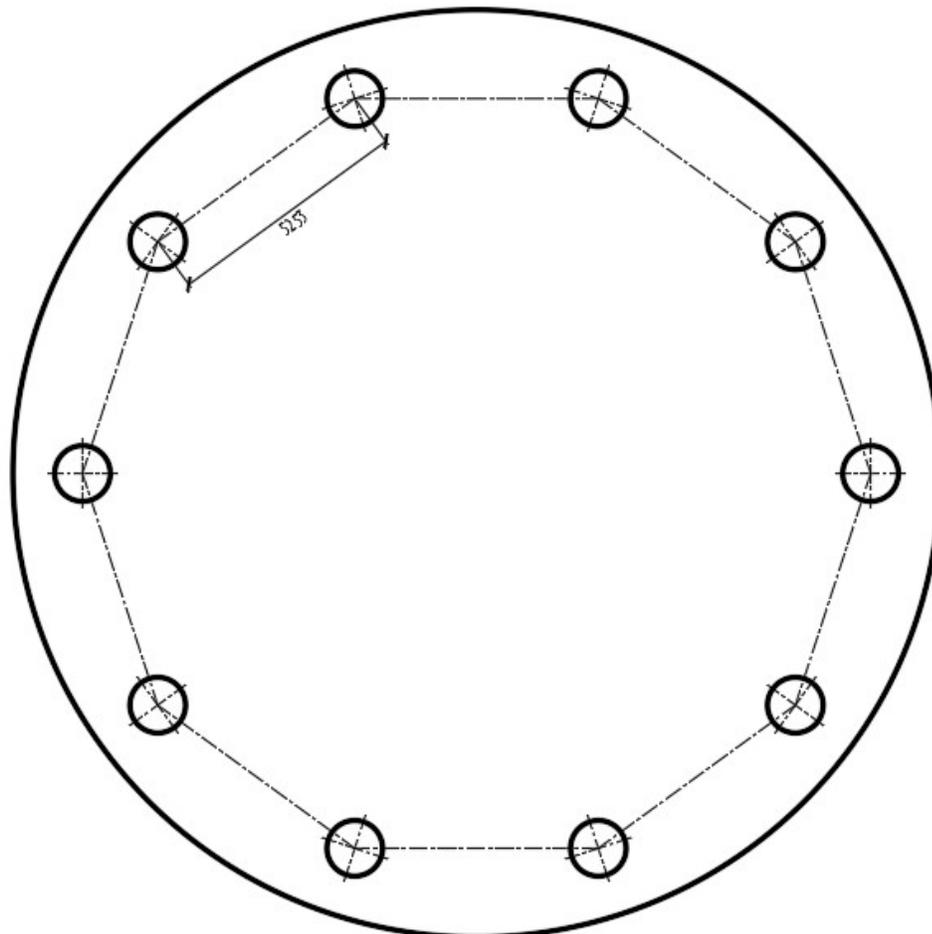
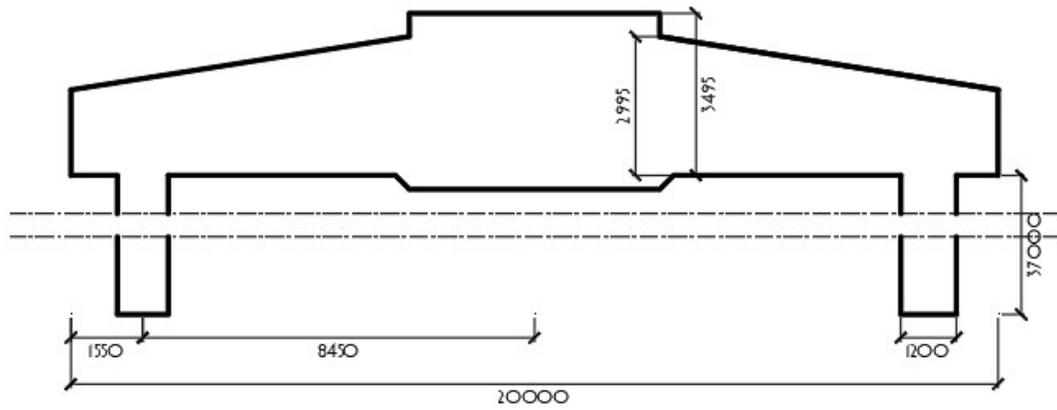


FIGURA 8: GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA E PALI

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO

LA VERIFICA È EFFETTUATA CON RIFERIMENTO ALL'APPROCCIO 2 DEL DM 14 GENNAIO (DM 14/1/08). 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.

3.1.1. 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, 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.

3.1.2.1 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 3: 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 4: VALORI INDICATIVI (A.P.I. 1984) DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA α PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

$$\begin{array}{ll} c_u < 25 & \alpha = 1 \\ 25 < c_u < 75 & \alpha = -0,01 c_u + 1,25 \\ 75 < c_u & \alpha = 0,5 \end{array}$$

TABELLA 5: VALORI INDICATIVI (VIGGIANI 1999) DEL COEFFICIENTE DI ADERENZA α PER PALI IN TERRENI COESIVI SATURI

$$\begin{array}{ll} c_u < 25 & \alpha = 0,7 \\ 25 < c_u < 70 & \alpha = 0,7 - 0,008 (c_u - 25) \\ 70 < c_u & \alpha = 0,35 \end{array}$$

3.1.2.2 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 .

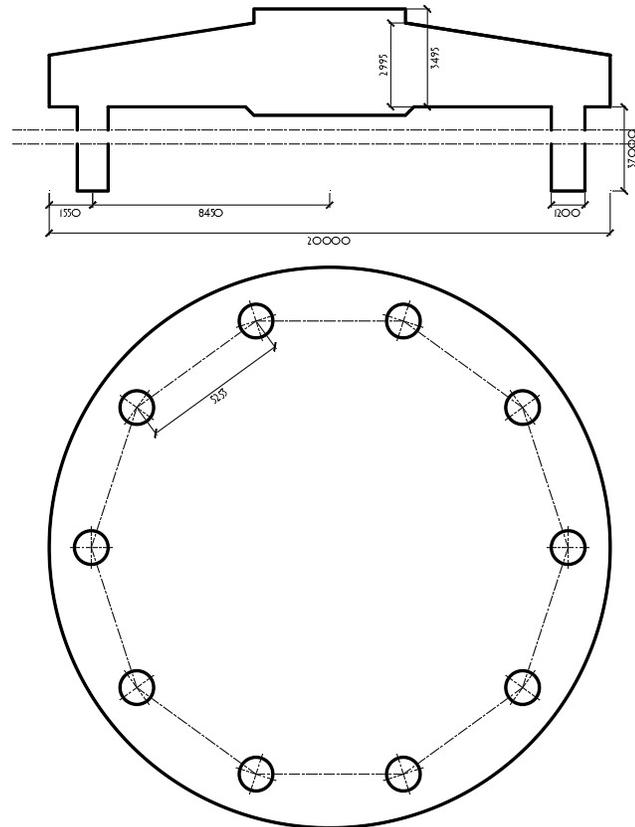


FIGURA 9: GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA E PALI

3.2. 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.

3.3. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI

NEL CASO DEL MECCANISMO IN ESAME, SI SUPPONE CHE LA RESISTENZA DEL SISTEMA PALO TERRENO SIA MOBILITÀ 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;

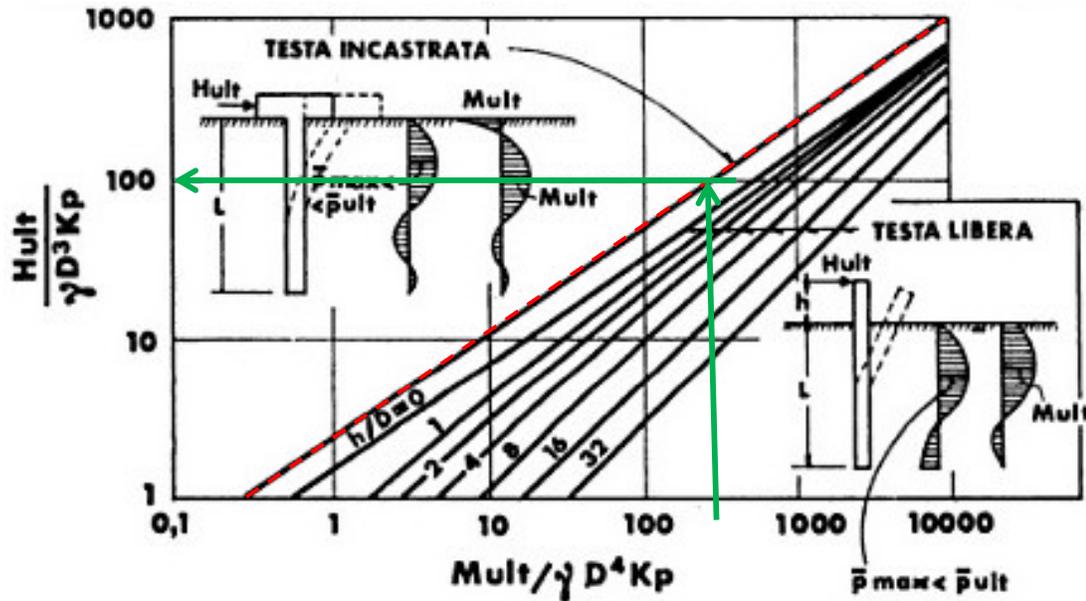


DIAGRAMMA I

LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA È EFFETTUATA DIVIDENDO IL SUDETTO 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)
$\gamma_T = 1,3$

4. VERIFICA FONDAZIONI PROFONDE

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST VER. 8.16.

Simbologia

Dp = Diametro pali
Lp = Lunghezza pali
Wp = Peso del palo
D = Profondità della testa del palo
QS_{lim} = Resistenza laterale di progetto per compressione
q_p = Pressione limite alla base del palo
QP_{lim} = Resistenza di progetto alla base del palo
k_p = Risposta elastica alla base del palo
Zp = Profondità del tratto di integrazione
τ_s = Attrito laterale limite per compressione
k_s = Risposta elastica laterale per compressione
σ_h = Pressione limite per carichi orizzontali
k_h = Risposta elastica per carichi orizzontali
Caso = Caso di verifica
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
N = Sforzo normale
Ced = Cedimento calcolato
Sic.V = Sicurezza a rottura verticale
T = Taglio in testa
M = Momento flettente
Sps = Spostamento
Sic.O = Sicurezza a rottura orizzontale

Verifiche capacità portante e cedimenti

Palo n. 341
Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00
Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>
Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ _s <daN/cm²>	k _s <daN/cm²>	σ _h <daN/cm²>	k _h <daN/cm²>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>
q_p=64.29 <daN/cm²>
QP_{lim}=727112.00 <daN>
k_p=3.01 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-270347.00	0.98	3.22	1029.93	26975.00	0.30	>1
2	3	-212642.00	0.76	4.09	1034.81	28940.00	0.32	>1
3	5	-410099.00	1.54	2.12	1030.52	16084.80	0.20	>1
4	7	-352393.00	1.30	2.47	1028.48	22071.90	0.25	>1
5	9	-386583.00	1.44	2.25	1028.96	18913.90	0.23	>1
6	11	-428509.00	1.62	2.03	1031.56	13249.80	0.18	>1
7	13	-194232.00	0.69	4.48	1037.15	29365.30	0.32	>1
8	15	-236157.00	0.85	3.69	1032.85	28261.50	0.31	>1
9	17	-101485.00	-0.01	8.58	3166.94	77844.70	0.87	>1

Palo n. 353

Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00
Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>
Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cmq>	k_s <daN/cm>	σ_h <daN/cm>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>
q_p=64.29 <daN/cm>
QP_{lim}=727112.00 <daN>
k_p=3.01 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-413411.00	1.56	2.11	1030.72	15624.50	0.20	>1
2	3	-435453.00	1.65	2.00	1032.21	11953.50	0.16	>1
3	5	-187288.00	0.66	4.65	1037.94	29501.60	0.32	>1
4	7	-209330.00	0.74	4.16	1035.18	29023.20	0.32	>1
5	9	-308553.00	1.13	2.82	1028.79	25060.10	0.28	>1
6	11	-240716.00	0.86	3.62	1032.46	28111.20	0.31	>1
7	13	-382025.00	1.42	2.28	1028.77	19390.30	0.23	>1
8	15	-314188.00	1.15	2.77	1028.17	24727.70	0.28	>1
9	17	-600782.00	2.40	1.45	4002.05	67633.50	0.83	>1

Palo n. 337

Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00
Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>
Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm>	k_s <daN/cm>	σ_h <daN/cm>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>
q_p=64.29 <daN/cm>
QP_{lim}=727112.00 <daN>
k_p=3.01 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-410099.00	1.54	2.12	1030.22	16085.40	0.20	>1
2	3	-352393.00	1.30	2.47	1028.01	22071.80	0.25	>1
3	5	-270347.00	0.98	3.22	1030.38	26975.90	0.30	>1
4	7	-212642.00	0.76	4.09	1035.10	28940.90	0.32	>1
5	9	-428509.00	1.62	2.03	1031.73	13249.30	0.18	>1
6	11	-386583.00	1.44	2.25	1029.35	18913.60	0.23	>1
7	13	-236157.00	0.85	3.69	1032.46	28260.50	0.31	>1
8	15	-194232.00	0.69	4.48	1037.00	29364.70	0.32	>1
9	17	-130359.00	0.46	6.68	3985.07	78692.40	0.92	>1

Palo n. 345

Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00
Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>
Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cmq>	k_s <daN/cm>	σ_h <daN/cm>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>
q_p=64.29 <daN/cm>
QP_{lim}=727112.00 <daN>
k_p=3.01 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-187288.00	0.66	4.65	1037.96	29501.60	0.32	>1
2	3	-209330.00	0.74	4.16	1035.45	29024.10	0.32	>1
3	5	-413411.00	1.56	2.11	1030.43	15625.10	0.20	>1
4	7	-435453.00	1.65	2.00	1032.19	11953.50	0.16	>1
5	9	-240716.00	0.86	3.62	1032.06	28110.10	0.31	>1
6	11	-308553.00	1.13	2.82	1028.30	25059.40	0.28	>1
7	13	-314188.00	1.15	2.77	1028.66	24728.20	0.28	>1
8	15	-382025.00	1.42	2.28	1029.18	19390.10	0.23	>1
9	17	-384794.00	1.44	2.26	2526.83	75640.10	0.81	>1

Palo n. 347

Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00
Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>
Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm>	k_s <daN/cm>	σ_h <daN/cm>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>
q_p=64.29 <daN/cm>
QP_{lim}=727112.00 <daN>
k_p=3.01 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-212642.00	0.76	4.09	1035.10	28940.90	0.32	>1
2	3	-270347.00	0.98	3.22	1030.38	26975.90	0.30	>1
3	5	-352393.00	1.30	2.47	1028.01	22071.80	0.25	>1
4	7	-410099.00	1.54	2.12	1030.22	16085.40	0.20	>1
5	9	-194232.00	0.69	4.48	1037.00	29364.70	0.32	>1
6	11	-236157.00	0.85	3.69	1032.46	28260.50	0.31	>1
7	13	-386583.00	1.44	2.25	1029.35	18913.60	0.23	>1
8	15	-428509.00	1.62	2.03	1031.73	13249.30	0.18	>1
9	17	-617975.00	2.49	1.41	2741.03	66731.10	0.75	>1

Palo n. 335

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>
 q_p=64.29 <daN/cm²>
 QP_{lim}=727112.00 <daN>
 k_p=3.01 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-435453.00	1.65	2.00	1032.19	11953.50	0.16	>1
2	3	-413411.00	1.56	2.11	1030.43	15625.10	0.20	>1
3	5	-209330.00	0.74	4.16	1035.45	29024.10	0.32	>1
4	7	-187288.00	0.66	4.65	1037.96	29501.60	0.32	>1
5	9	-382025.00	1.42	2.28	1029.18	19390.10	0.23	>1
6	11	-314188.00	1.15	2.77	1028.66	24728.20	0.28	>1
7	13	-308553.00	1.13	2.82	1028.30	25059.40	0.28	>1
8	15	-240716.00	0.86	3.62	1032.06	28110.10	0.31	>1
9	17	-363541.00	1.35	2.39	4111.47	76138.40	0.91	>1

Palo n. 343

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>
 q_p=64.29 <daN/cm²>
 QP_{lim}=727112.00 <daN>
 k_p=3.01 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-209330.00	0.74	4.16	1035.18	29023.20	0.32	>1
2	3	-187288.00	0.66	4.65	1037.94	29501.60	0.32	>1
3	5	-435453.00	1.65	2.00	1032.21	11953.50	0.16	>1
4	7	-413411.00	1.56	2.11	1030.72	15624.50	0.20	>1
5	9	-314188.00	1.15	2.77	1028.17	24727.70	0.28	>1
6	11	-382025.00	1.42	2.28	1028.77	19390.30	0.23	>1
7	13	-240716.00	0.86	3.62	1032.46	28111.20	0.31	>1
8	15	-308553.00	1.13	2.82	1028.79	25060.10	0.28	>1
9	17	-147552.00	0.52	5.90	2713.54	78685.30	0.85	>1

Palo n. 351

Tipo palo=Trivellato

Rotazione testa libera

Coefficiente di efficienza=1.00

Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>

Colonna stratigrafica numero 1 str_01

Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cmq>	k_s <daN/cm>	σ_h <daN/cm>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>

q_p=64.29 <daN/cm>

QP_{lim}=727112.00 <daN>

k_p=3.01 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-352393.00	1.30	2.47	1028.48	22071.90	0.25	>1
2	3	-410099.00	1.54	2.12	1030.52	16084.80	0.20	>1
3	5	-212642.00	0.76	4.09	1034.81	28940.00	0.32	>1
4	7	-270347.00	0.98	3.22	1029.93	26975.00	0.30	>1
5	9	-236157.00	0.85	3.69	1032.85	28261.50	0.31	>1
6	11	-194232.00	0.69	4.48	1037.15	29365.30	0.32	>1
7	13	-428509.00	1.62	2.03	1031.56	13249.80	0.18	>1
8	15	-386583.00	1.44	2.25	1028.96	18913.90	0.23	>1
9	17	-751464.00	3.19	1.16	3675.76	58031.70	0.72	>1

Palo n. 339

Tipo palo=Trivellato

Rotazione testa libera

Coefficiente di efficienza=1.00

Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>

Colonna stratigrafica numero 1 str_01

Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm>	k_s <daN/cm>	σ_h <daN/cm>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>

q_p=64.29 <daN/cm>

QP_{lim}=727112.00 <daN>

k_p=3.01 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-347034.00	1.28	2.51	1027.95	22492.10	0.26	>1
2	3	-275706.00	1.00	3.16	1029.62	26738.70	0.30	>1
3	5	-347034.00	1.28	2.51	1028.43	22492.20	0.26	>1
4	7	-275706.00	1.00	3.16	1030.09	26739.70	0.30	>1
5	9	-430250.00	1.63	2.02	1031.71	12939.50	0.17	>1
6	11	-430250.00	1.63	2.02	1031.85	12939.10	0.17	>1
7	13	-192490.00	0.68	4.52	1037.22	29400.20	0.32	>1
8	15	-192490.00	0.68	4.52	1037.36	29400.70	0.32	>1
9	17	-94918.30	-0.03	9.17	3644.81	77756.30	0.90	>1

Palo n. 349

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.200000 <m> Lp=37.000000 <m> Wp=104615.00 <daN> D=0.00 <m>
 Colonna stratigrafica numero 1 str_01
 Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cm ² >	k_s <daN/cm ² >	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm ² >
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.95	0.10	10.36	1.01
37.00	0.04	0.40	43.33	4.24

QS_{lim}=1082600.00 <daN>
 q_p=64.29 <daN/cm²>
 QP_{lim}=727112.00 <daN>
 k_p=3.01 <daN/cm²>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-275706.00	1.00	3.16	1030.09	26739.70	0.30	>1
2	3	-347034.00	1.28	2.51	1028.43	22492.20	0.26	>1
3	5	-275706.00	1.00	3.16	1029.62	26738.70	0.30	>1
4	7	-347034.00	1.28	2.51	1027.95	22492.10	0.26	>1
5	9	-192490.00	0.68	4.52	1037.36	29400.70	0.32	>1
6	11	-192490.00	0.68	4.52	1037.22	29400.20	0.32	>1
7	13	-430250.00	1.63	2.02	1031.85	12939.10	0.17	>1
8	15	-430250.00	1.63	2.02	1031.71	12939.50	0.17	>1
9	17	-758031.00	3.23	1.15	3203.91	57508.10	0.69	>1

SI OSSERVA INFINE CHE QUANTO DETERMINATO NELLA PRESENTE RELAZIONE È FRUTTO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE DIRETTE E INDIRECTE 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] D.M. 14.01.2008 – NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2008
- [3] CIRCOLARE N. 617/C.S.LL.PP. DEL 02/02/2009
- [4] LEGGE 5 NOVEMBRE 1971 N. 1086 – NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA.
- [5] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 14 FEBBRAIO 1974, N.11951 – “APPLICAZIONE DELLE NORME SUL CEMENTO ARMATO”.
- [6] 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.
- [7] • C.N.R. – UNI 10011-97 – “COSTRUZIONI DI ACCIAIO: ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L’ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE”.
- [8] • 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).
- [9] D.M.LL.PP. 20 NOVEMBRE 1987 – “NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DEGLI EDIFICI IN MURATURA E PER IL LORO CONSOLIDAMENTO”.
- [10] CIRC. MIN.LL.PP. N.11951 DEL 14 FEBBRAIO 1992 – CIRCOLARE ILLUSTRATIVA DELLA LEGGE N. 1086.
- [11] D.M. 14 FEBBRAIO 1992 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE, PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [12] 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.
- [13] D.M. 9 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [14] 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.
- [15] D.M. 16 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI
- [16] 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.
- [17] D.M. 16.1.1996 – NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- [18] 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
- [19] EUROCODICE I – BASI DI CALCOLO ED AZIONI SULLE STRUTTURE

- [20] EUROCODICE 2 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO
- [21] EUROCODICE 3 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO
- [22] EUROCODICE 4 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO
- [23] EUROCODICE 5 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI LEGNO
- [24] EUROCODICE 6 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI MURATURA
- [25] EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA
- [26] EUROCODICE 8 -INDICAZIONI PROGETTUALI PER LA RESISTENZA SISMICA DELLE STRUTTURE

LECCE, MAGGIO 2018

ING. GIOVANNI LUCA D'AMATO



ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI DIRETTE E PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST
VER. 8.10.