

**IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE EOLICA
"Masseria Muro" DI POTENZA PARI A 90 MW**

**REGIONE PUGLIA
PROVINCIA di BRINDISI**

**PARCO EOLICO E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE NEI COMUNI DI:
Mesagne, Brindisi, San Donaci, San Pancrazio, Cellino San Marco**

**PROGETTO DEFINITIVO
Id AU ORE7Q71**

Tav.:

Titolo:

R20

Relazione Geotecnica, Sismica

Scala:

Formato Stampa:

Codice Identificatore Elaborato:

n.a.

A4

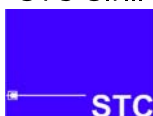
ORE7Q71_RelazioneGeotecnica_20

Progettazione:

Committente:

STC S.r.l.

Via V. M. STAMPACCHIA, 48 - 73100 Lecce
Tel. +39 0832 1798355
fablo.calcarella@gmail.com - fablo.calcarella@ingpec.eu



Direttore Tecnico: Dott. Ing. Fabio CALCARELLA



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

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



wpd MURO s.r.l.



Viale Aventino, 102 - 00153 Roma
C.F. e P.I. 15443431000
tel. +39 06 960 353-00

Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Marzo 2020	Prima emissione	STC S.r.l.	FC	wpd MURO s.r.l.



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 MESAGNE, SAN DONACI E SAN PANCRAZIO SALENTINO</u>
COMUNE:	MESAGNE – SAN DONACI – SAN PANCRAZIO SALENTINO
ALTITUDINE:	50 – 80 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	8
2.2.1. CALCARI DI ALTAMURA	8
2.2.2. CALCARENITI DI GRAVINA	8
2.2.3. SABBIE	9
2.2.4. IDROGEOLOGIA	10
2.2.5. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE	10
2.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI	11
3. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI	14
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA	18
3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO	20
3.2.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO	21
3.2.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO	21
3.2.2.1. METODO A	22
3.2.2.2. METODO B	23
3.3. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA	23
3.4. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI	23
4. VERIFICA FONDAZIONI	25
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	26

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 CALCESTRUZZO ARMATO E ACCIAIO (PARTE TERMINALE VERSO L'ATTACCO ALLA NAVICELLA) DI ALTEZZA 161,5 M, DA REALIZZARE PER IL NUOVO PARCO EOLICO IN AGRO DI MESAGNE, SAN PANCRAZIO SALENTINO E SAN DONACI, PROVINCIA DI BRINDISI.

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].

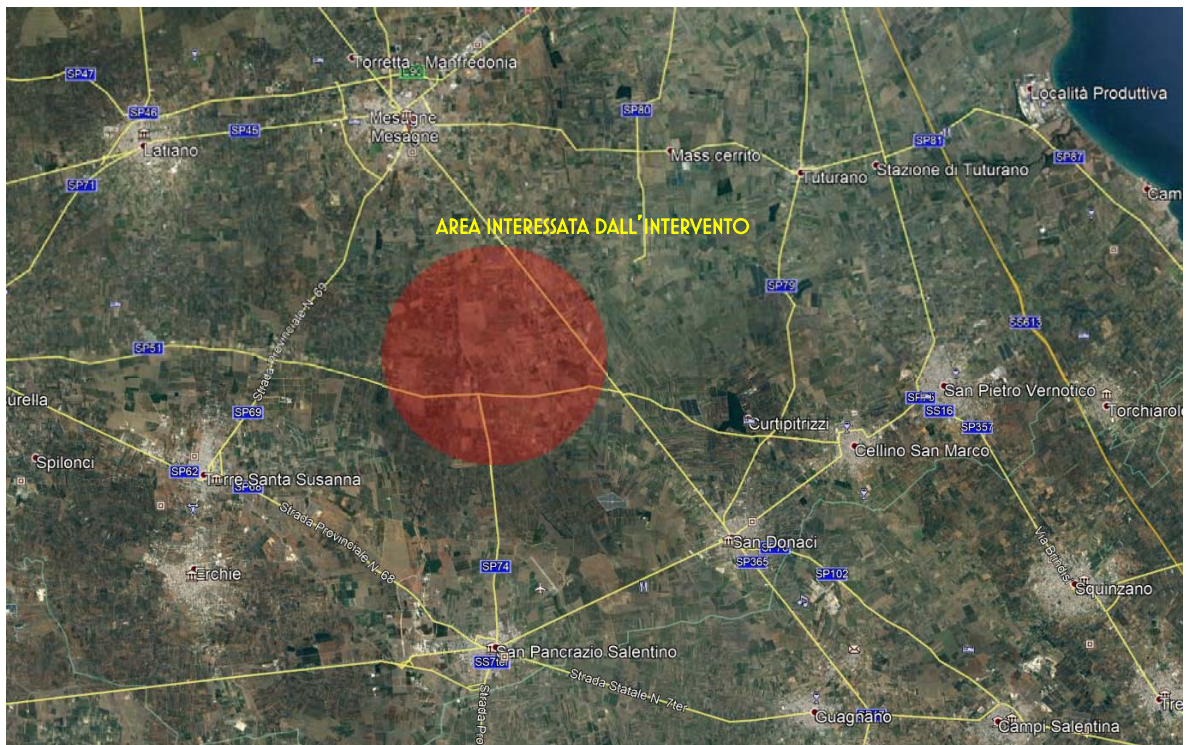


FIGURA I'. ORTOFOTO DELL'AREA

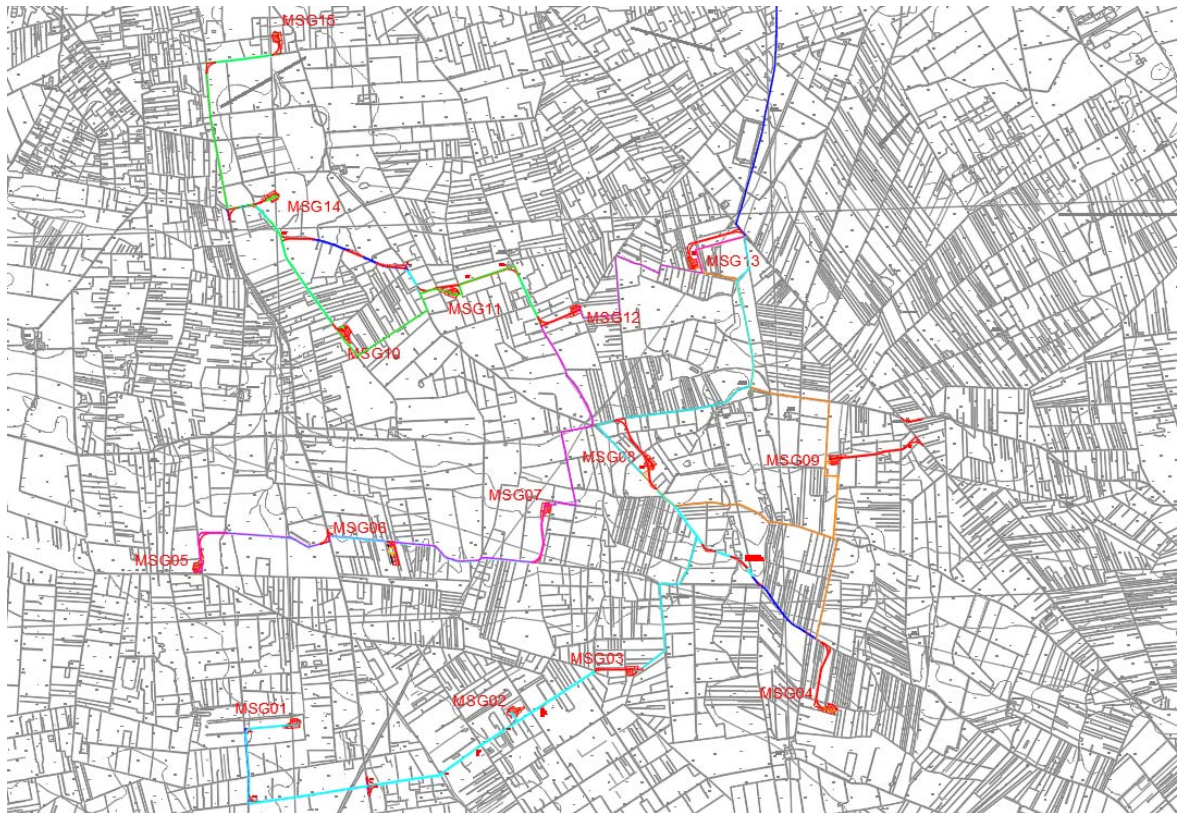


FIGURA 2. POSIZIONE DEGLI AEROGENERATORI

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 LA CUI PRIMA PARTE FINO A QUOTA 100 M È PREVISTA IN CALCESTRUZZO ARMATO MENTRE LA PARTE FINALE FINO A QUOTA 161,5 M È PREVISTA IN ACCIAIO (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]
40,505994 / 40.505013	17,819545 / 17.818758
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):

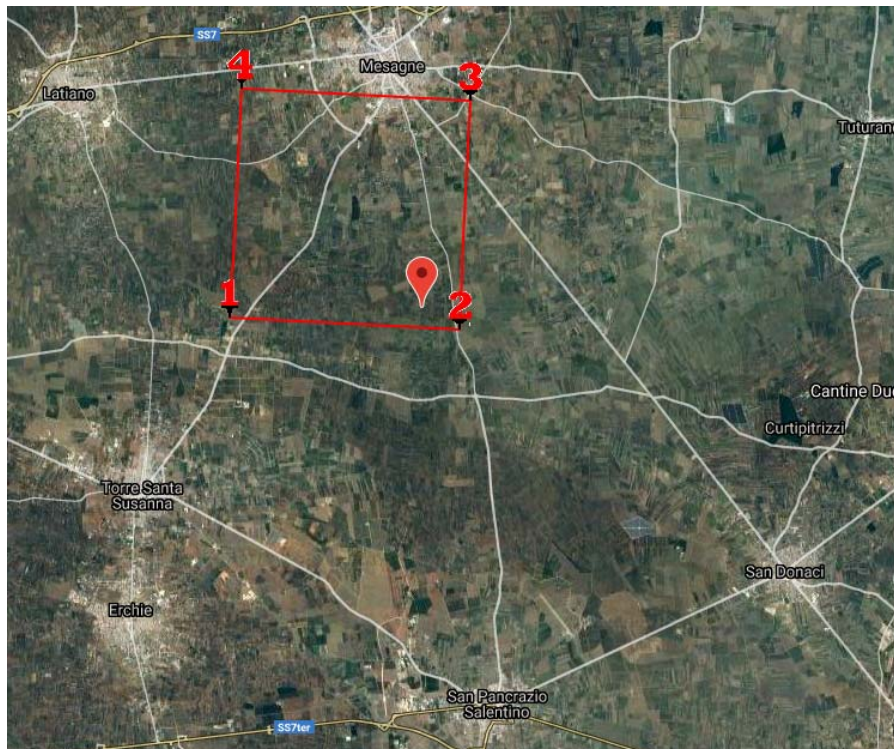


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

TABELLA I

"STATO LIMITE"	T_R [ANNI]	A_G [G]	F_0 [-]	T^*_c [S]
OPERATIVITÀ	120	0.031	2.379	0.344
DANNO	201	0.037	2.460	0.381
SALVAGUARDIA VITA	1898	0.067	2.839	0.529
PREVENZIONE COLLASSO	2475	0.072	2.898	0.535

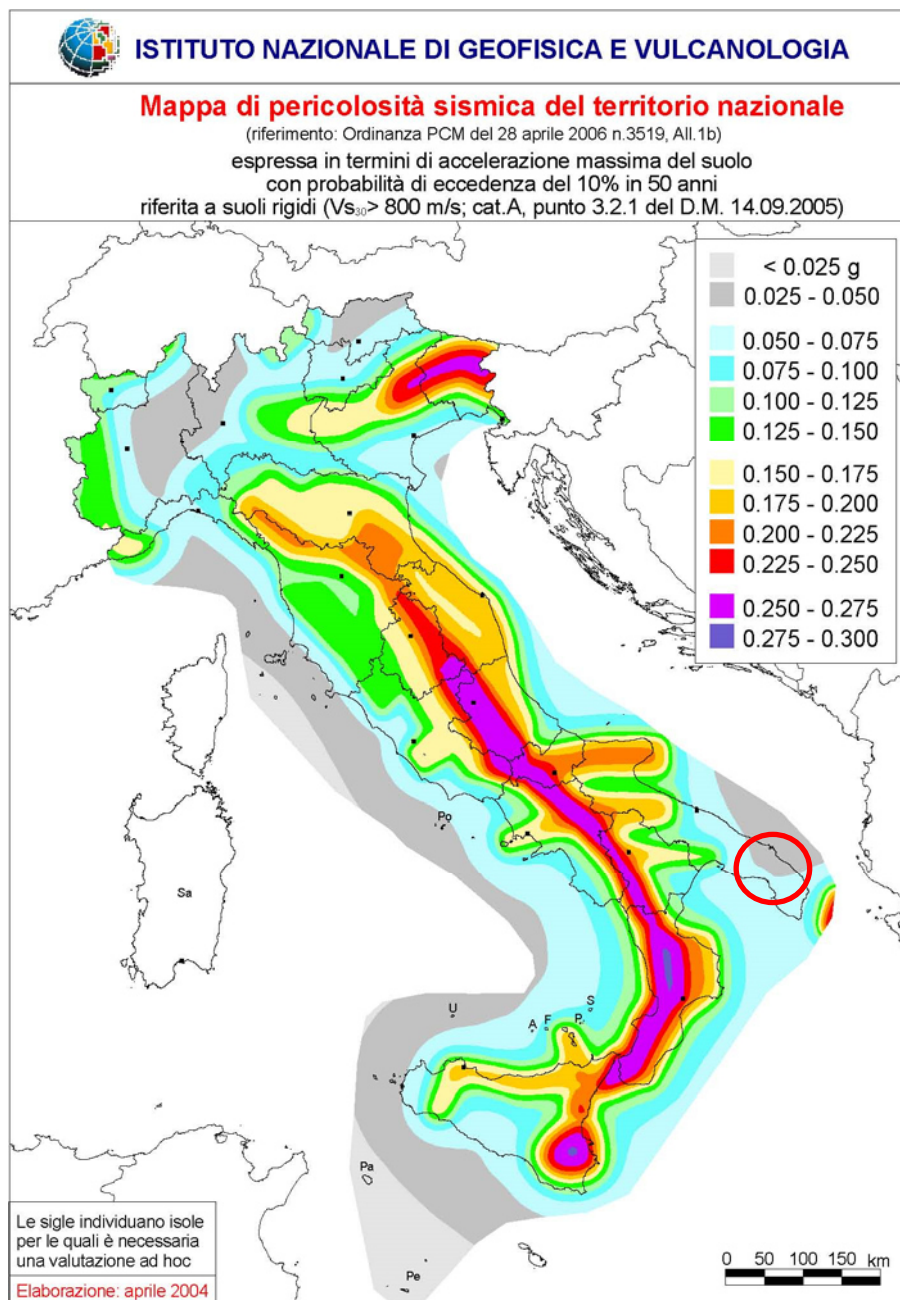


FIGURA 4. MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004

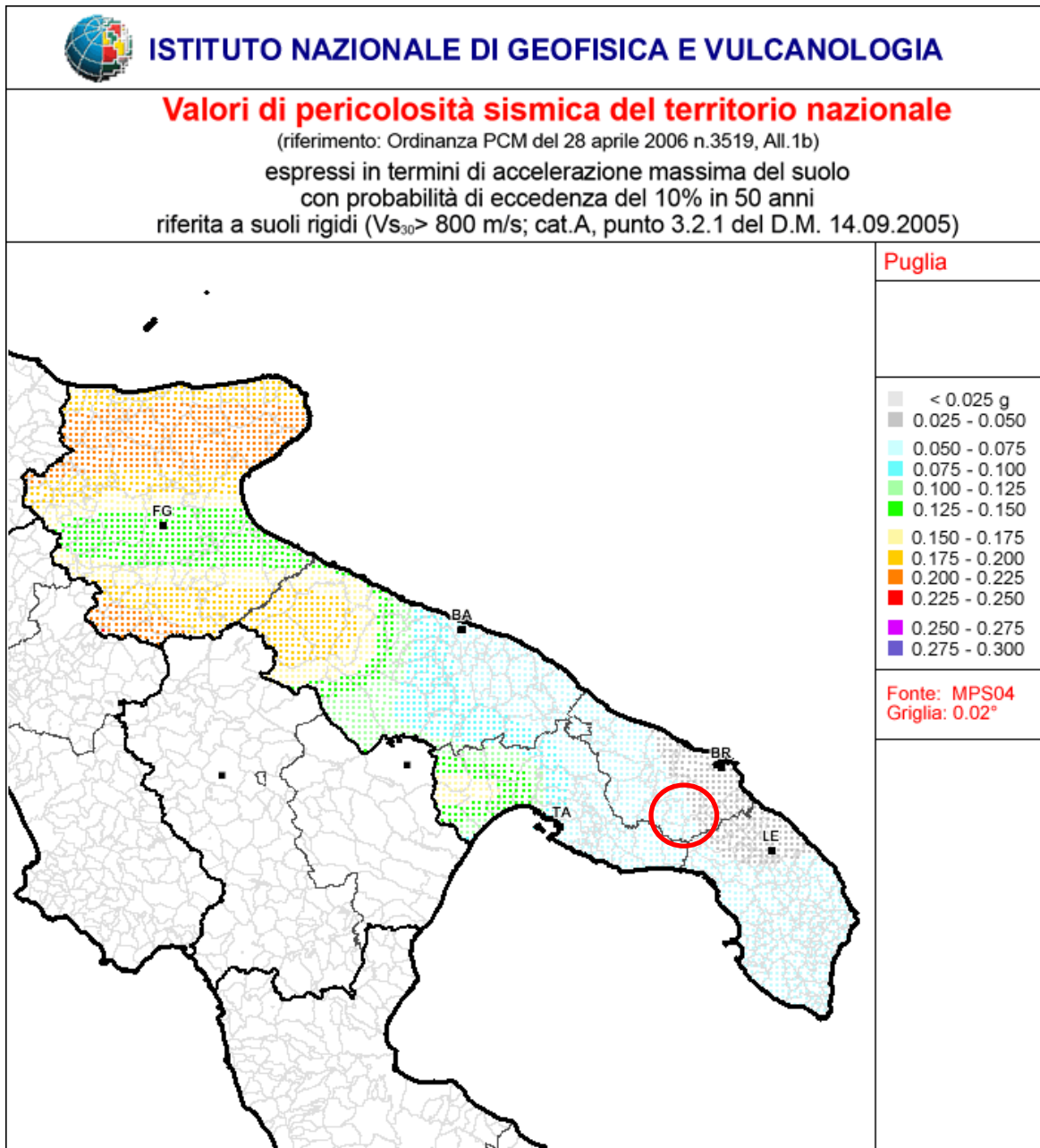


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA SUD DELL'AGRO DI MESAGNE (BR), AL CONFINE TRA LE PROVINCE DI TARANTO E LECCE, DALLA MORFOLOGIA TIPICAMENTE "PIANEGGIANTE" CON QUOTA TOPOGRAFICA VARIABILE DA CIRCA 50 M A CIRCA 80 M S.L.M..

L'ENTROTERRA BRINDISINO È COSTITUITO DA UN'AMPIA AREA SUBPIANEGGIANTE OVE AFFIORANO PREVALENTEMENTE DEPOSITI CALCARENITICI E SABBIOSI DI ORIGINE MARINA; QUESTI DEPOSITI POGGIANO SU UN BANCO ARGILLOSO DEL PLEISTOCENE INF., A SUA VOLTA SOVRASTANTE LA PIATTAFORMA CARBONATICA COSTITUITA DA CALCARI MESOZOICI E DAI TERRENI RELATIVI AI TERMINI INFERIORI DEL CICLO SEDIMENTARIO DELLA FOSSA BRADANICA (CALCARENITI DI GRAVINA).

L'AREA INTERESSATA DAL PROGETTO È SITUATA IN UN CONTESTO TERRITORIALE CARATTERIZZATO DA UNA MORFOLOGIA PRESSOCHÉ TABULARE, CON QUOTE TOPOGRAFICHE COMPRESSE TRA I 50 ED GLI 80 METRI S.L.M.

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

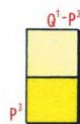
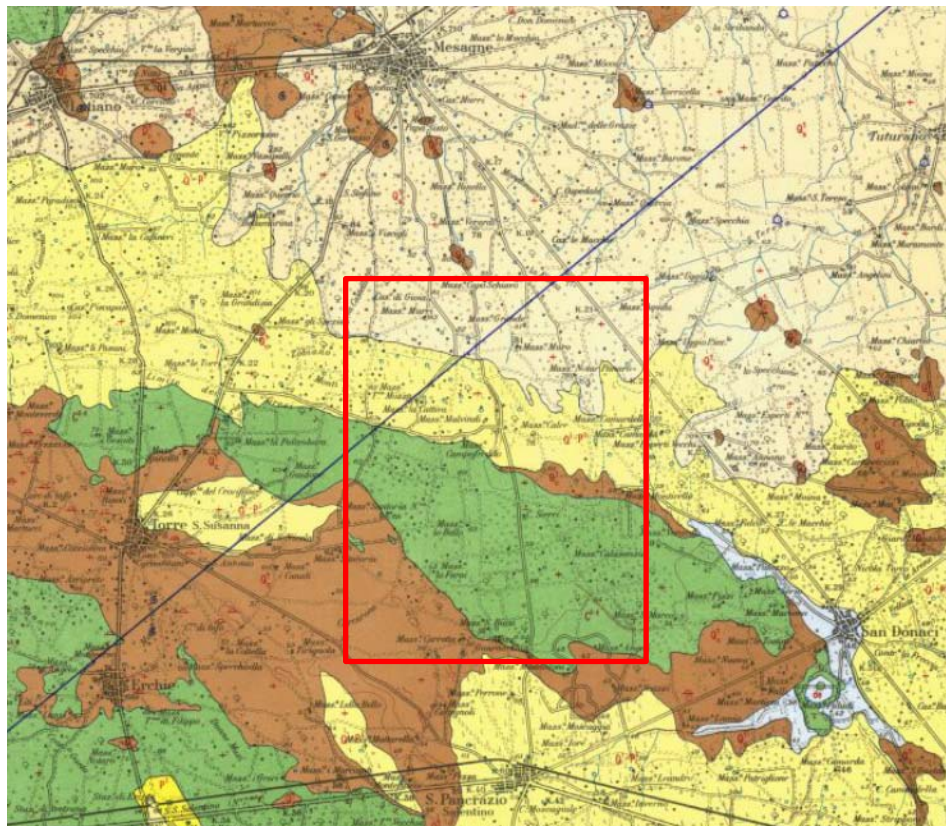
QUESTA FORMAZIONE, IN AFFIORAMENTO, COSTITUISCE IL TERRENO FONDALE PER GLI AEROGENERATORI 1, 10, 12, 13, 14. ESSA COSTITUISCE IL BASAMENTO DELLA PENISOLA SALENTINA E SI PRESENTA A STRATIFICAZIONE VARIABILE, AD ANDAMENTO ONDULATO CON STRATI DI CIRCA 20 – 30 CM DI SPESSORE CHE A LUOGHI DIMINUISCE SINO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



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 FOGLIO 213 – BRINDISI

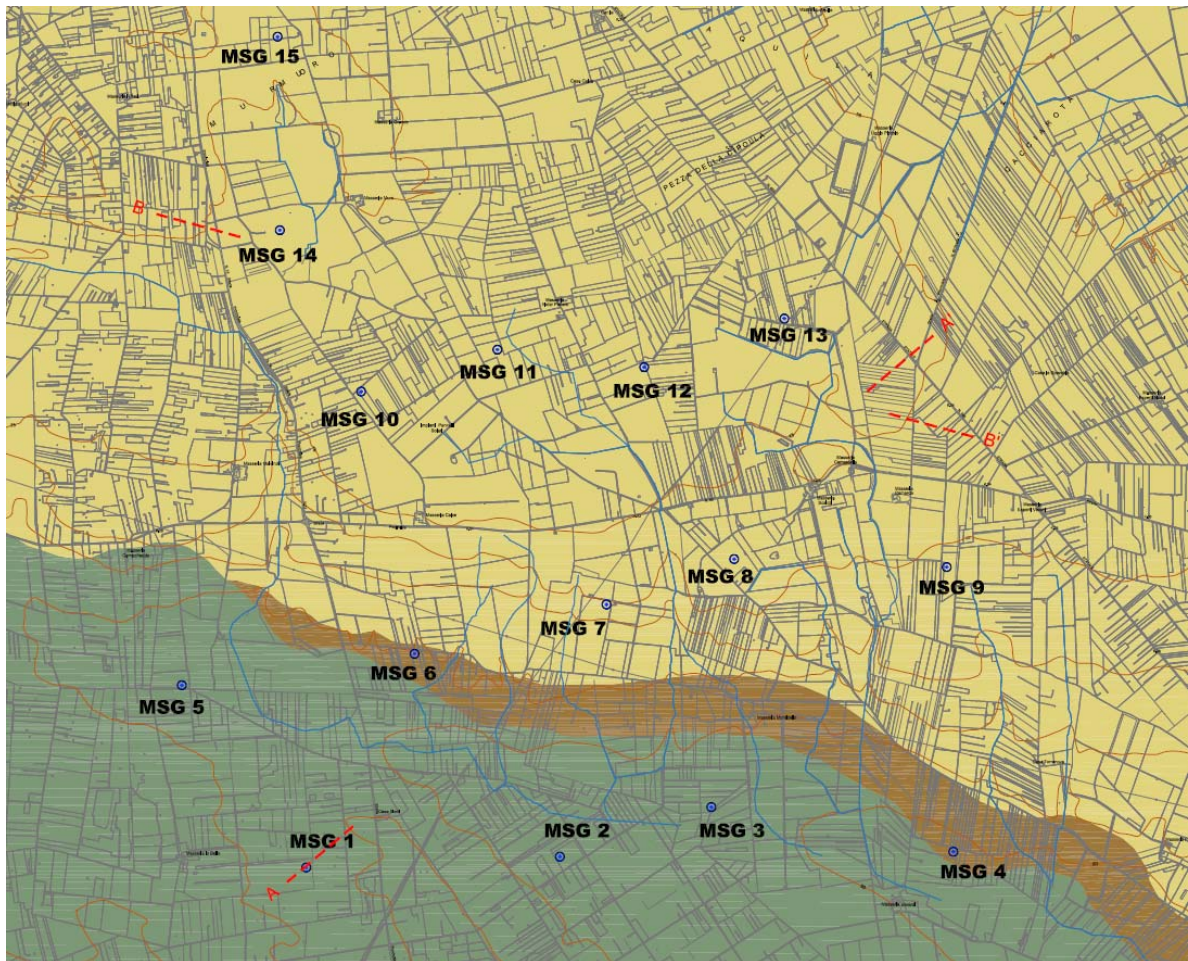


FIGURA 7: POSIZIONE DEGLI AEROGENERATORI

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 CARSICA AD UNA PROFONDITÀ MAGGIORE DI 50 M.

2.2.5. INDAGINI GEOTECNICHE

IL PROGRAMMA D'INDAGINI GEOGNOSTICHE, PER LA REDAZIONE DEL PRESENTE PROGETTO DEFINITIVO, ELABORATO CON IL GEOLOGO DOTT. VALTER D'AUTILIA, 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 SULLA BASE DI ESPERIENZE DIRETTE DEL GEOLOGO INCARICATO, DI UN ATTENTO ESAME DELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO E DI ESPERIENZE PREGRESSE DI COLLEGHI GEOLOGI.

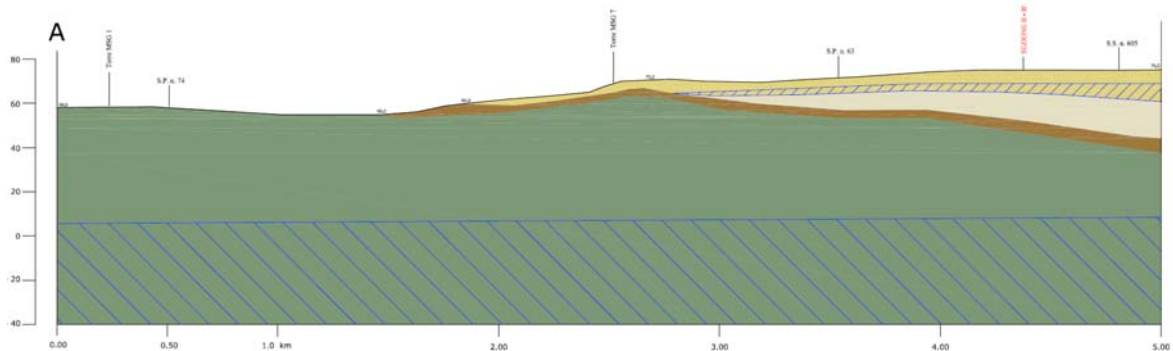


FIGURA 8: SEZIONE SU AEROGENERATORE MSGOI

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 DEPOSITI MARINI TERRAZZATI (NECESSITANO DI INDAGINI SPECIFICHE)

Parametrici fisico-meccanici	Depositi marini terrazzati
Peso specifico reale	18,8 ÷ 21,3 kN/m ³
Peso di volume	12,9 ÷ 1,4 kN/m ³
Contenuto naturale d'acqua	15 – 31 %
Angolo di attrito interno	16° - 23°

TABELLA 3: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE CALCARENITI DI GRAVINA

Parametrici fisico-meccanici	Calcareniti pleistoceniche
Peso specifico reale	26,8 kN/m ³
Peso di volume	13,1 ÷ 15,3 kN/m ³
Angolo di attrito interno	20° – 35°
Grado di compatezza	0.54
Coesione	0,13 kg/cm ²

TABELLA 4: CARATTERISTICHE GEOTECNICHE CALCARI DI ALTAMURA

Parametrici fisico-meccanici	Calcari mesozoici
Peso specifico reale	26 kN/m ³
Peso di volume	22,5 kN/m ³
Angolo di attrito interno	40°
Compatezza	0.9675
Coesione	1 kg/cm ²
Porosità η %	3,7

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) RIPORTA 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 Vp SECONDO LA RELAZIONE APPROSSIMATA

$$E=1.83 Vp^2$$

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).

SECONDO QUANTO RIPORTATO NELLA RELAZIONE GEOLOGICA I TERRENI CALCAREI E CALCARENITICI RIENTRANO NELLA CATEGORIA "A" 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>Depositati 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>Depositati 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 CALCESTRUZZO ARMATO E 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 CALCESTRUZZO ARMATO E 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 CALCARENITI, 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 CALCESTRUZZO ARMATO E 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.

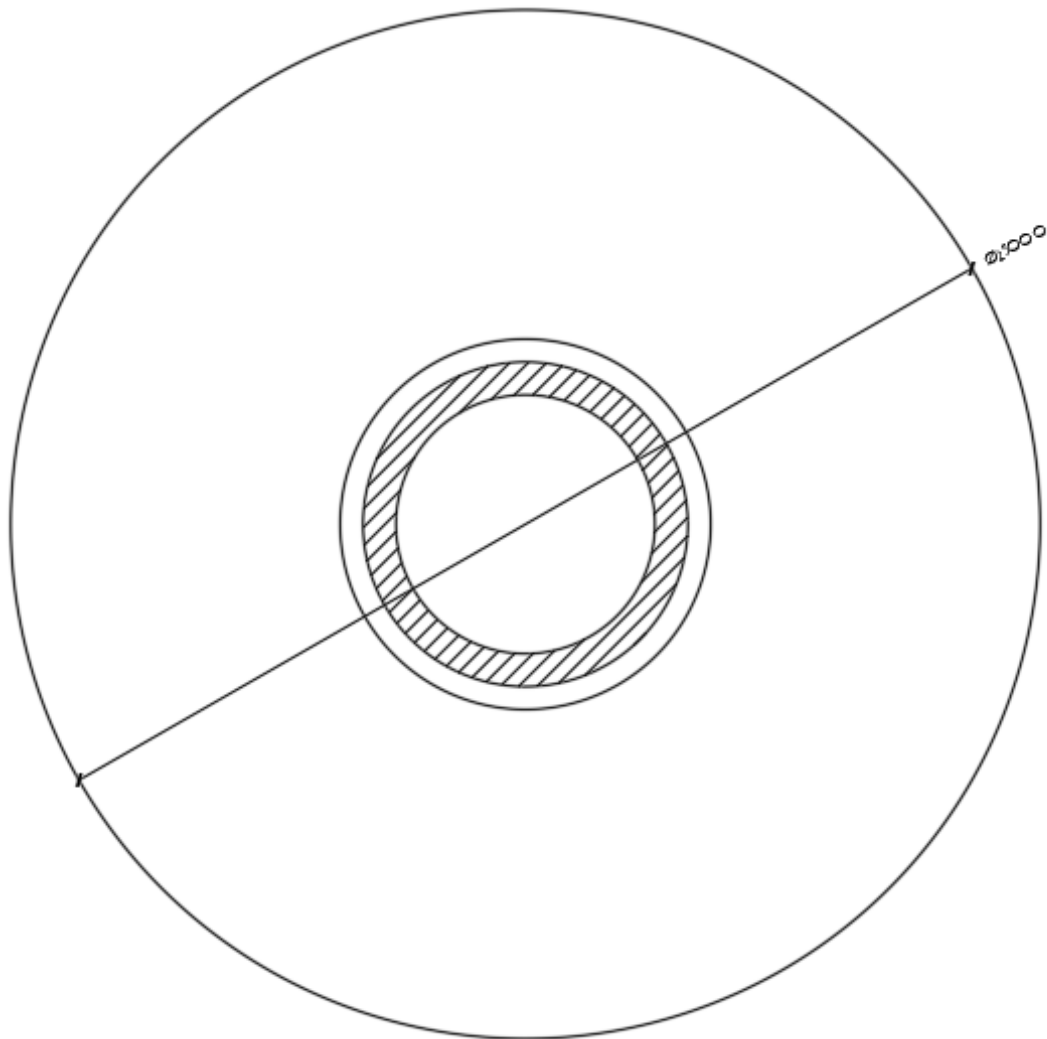
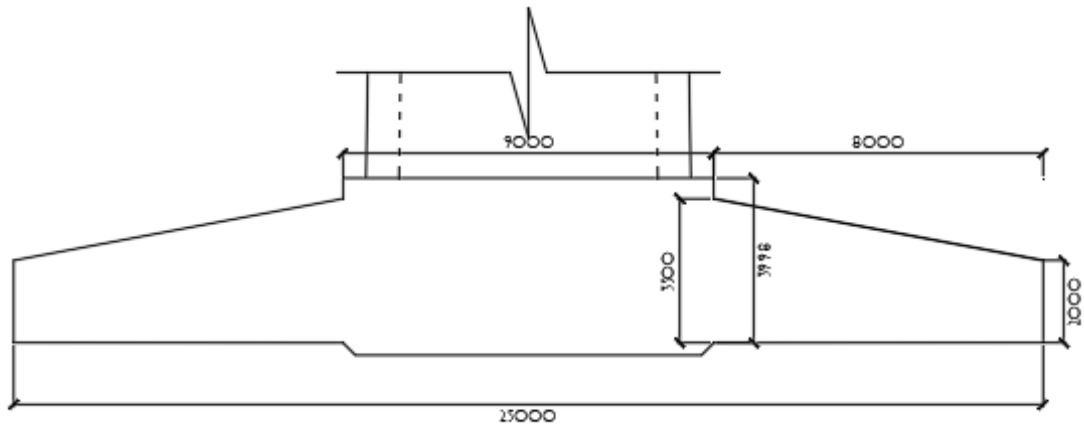


FIGURA 9: GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA

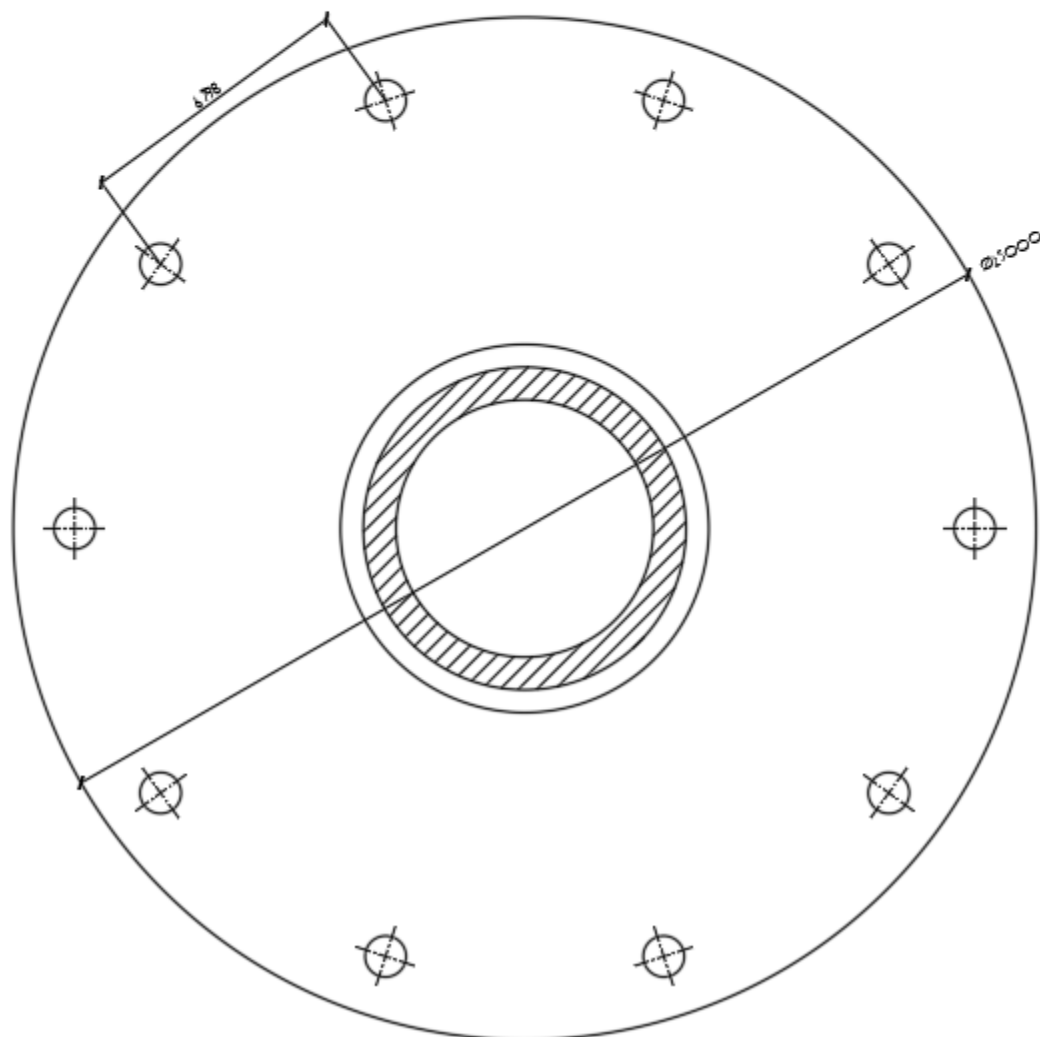
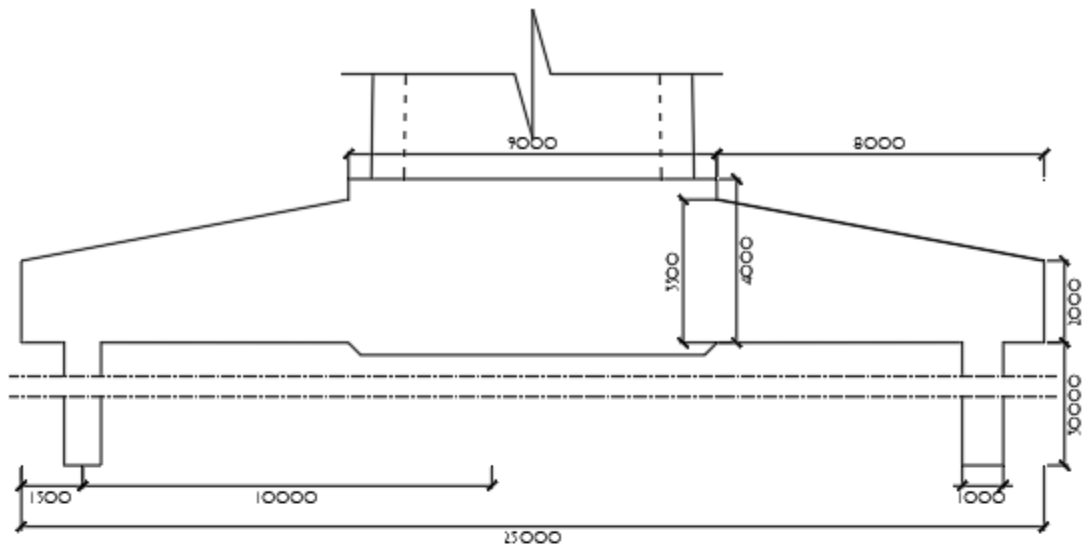


FIGURA 10: GEOMETRIA FONDAZIONE INDIRETTA

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA SU CALCARE

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

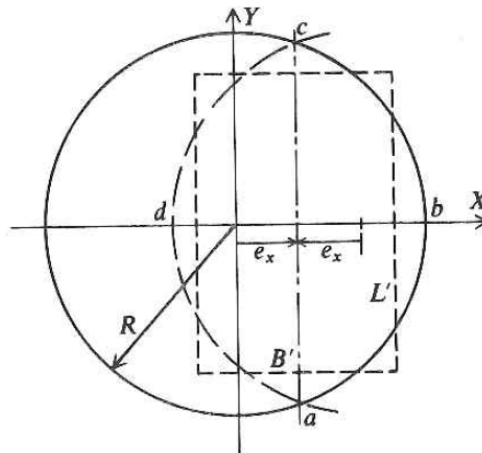
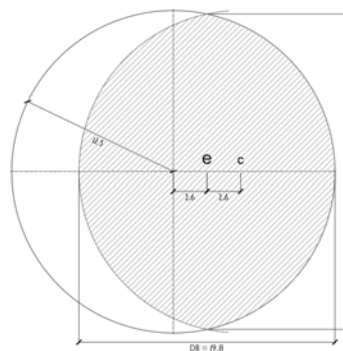


FIGURA II: FATTORI GEOMETRICI PER LE FONDAZIONI CIRCOLARI

$$e = M / N$$

N	40628 kN
W	37868 kN
Q	78496 kN
V	1800 kN
M	204101 kNm
e	2,60 m



B1	19,799711	m
S	140,78	m ²
db/ac	1,1956347	
L'	10,851036	m
B'	12,973876	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	64,1952
--	---	---------

$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	5,14	75,3131
------------------------------	------	---------

$N_y = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$	/	124,7122
--------------------------------	---	----------

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

$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B'/L')$	2,0033	2,0033
------------------------------	--------	--------

$s_q = 1 + \tan \phi' (B'/L')$	/	2,0191
--------------------------------	---	--------

$s_y = 1 - 0,4(B'/L')$	/	0,5217
------------------------	---	--------

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

$m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	1,4554	1,4554
-----------------------------------	--------	--------

$i_q = \{1 - [H/(V + B'L'c'ctg \phi')]\}^m$	1	1,0291
---	---	--------

$i_c = i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	1	1,0296
--	---	--------

$i_y = \{1 - [H/(V + B'L'c'ctg \phi')]\}^{(m+1)}$	/	1,0496
---	---	--------

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

$D/B' < 1$

$d_q = 1 + [2(D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')]^2$	1	1,2657
---	---	--------

$d_c = d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	1	1,1079
--	---	--------

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}	932,66 kN/m ²	44108,78 kN/m ²
-----------	--------------------------	----------------------------

Q_{lim}	131300 kN	6209634 kN
-----------	-----------	------------

$E_d = Q * 1,5$ kN	117744 kN	117744 kN
--------------------	-----------	-----------

COEFFICIENTE DI SICUREZZA	1,12	52,74
----------------------------------	-------------	--------------

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 5: 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 6: 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 7: 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:

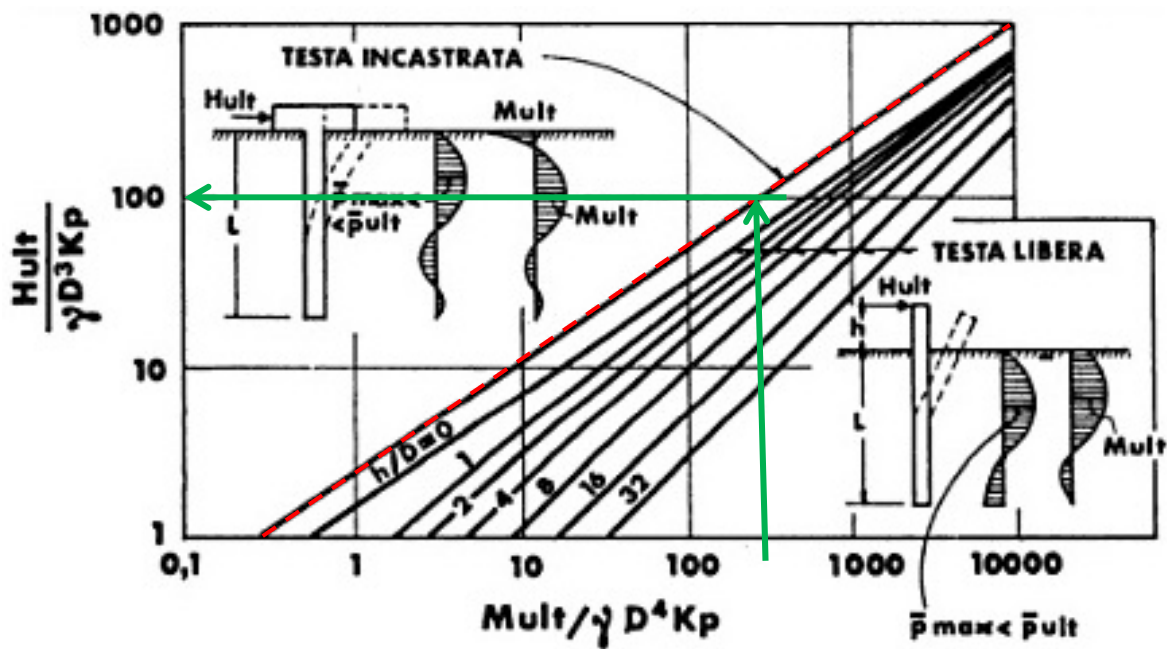


DIAGRAMMA I

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. 8.22 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, FEBBRAIO 2020

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-B2-GEO

Sommario

Criteria di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni	2
Fondazioni superficiali	2
Fondazioni profonde	2
Caratterizzazione	4
Geotecnica	5
Elenco unità geotecniche	5
Elenco colonne stratigrafiche	5
<i>Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01</i>	8
Fondazioni superficiali	8
Verifiche capacità portante	8
Cedimenti	9

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni

Fondazioni superficiali

Generali	
Generali	
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo di a' dal rapporto con c'	1.00
Calcolo di a_u dal rapporto con c_u	1.00
Calcolo di σ' dal rapporto con ϕ'	1.00
Considera l'angolo di attrito in deformazione piana per fondazioni nastriformi	No
Calcolo dei parametri rappresentativi per terreni stratificati	Media pesata
-Calcola i valori medi dell'angolo di attrito secondo la sua tangente	No
Capacità portante in condizioni statiche	
Calcolo della capacità portante per rottura generale	Indicazioni EC7 (Allegato D)
-Combinazione dei fattori di forma e di inclinazione del carico	Considera solo i fattori di forma
-Considera il fattore di riduzione per platee	No
-Considera gli effetti dell'eccentricità del carico con un unico fattore riduttivo	No
Considera eccentricità e inclinazione dei carichi attraverso domini di interazione	No
-Parametro correttivo del momento	0.00
-Parametro correttivo del carico orizzontale	0.00
Calcolo della capacità portante per rottura locale	No
	Vesic (1975)
Calcolo della capacità portante per rottura per punzonamento	No
Calcolo della capacità portante per scorrimento	No
-Percentuale di carico orizzontale assorbito dai cordoli <%>	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata <%>	0.00
Calcolo della capacità portante per sollevamento	No
Capacità portante in condizioni sismiche	
Calcolo della capacità portante per rottura generale	Metodo scelto per le condizioni statiche
Riduzione dell'angolo d'attrito per terreni incoerenti ben addensati	No
Calcolo della capacità portante per scorrimento	No
-Percentuale di carico orizzontale assorbito dai cordoli <%>	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata <%>	0.00
Cedimenti	
Cedimenti	Bowles
-Spessore del terreno responsabile del cedimento	
-Dal rapporto con le dimensioni della fondazione pari a	5.00
Considera pressioni di esercizio al netto delle tensioni litostatiche	No
Calcola costante di sottofondo per pressioni di esercizio	No
Limita costante di sottofondo ad un valore	No

Fondazioni profonde

Generali	
Generali	
Calcolo capacità portante per carichi verticali	Secondo formule statiche
Considera capacità portante	Entrambe
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo della profondità critica	In funzione della densità relativa e del diametro del palo
Effettua calcolo elasto-plastico per cedimenti	Si
Effettua calcolo elasto-plastico per spostamenti orizzontali	Si
Rapporto di elasticità trazione/compressione pari a	1.00
Fattori di correlazione	1.70
Considera fattori di correlazione anche per carichi orizzontali	No
Considera peso del palo	No
Divisore del raggio del palo per lunghezza conci	1.00
Max numero conci palo	50.00
Attrito laterale limite da prove in sito	
Correlato con prove CPT	No
Correlato con prove SPT	No
Fattore di riduzione attrito laterale per pali trivellati	No
Pressione limite alla base da prove in sito	
Correlata con prove CPT	No
Correlata con prove SPT	No
Fattore di riduzione pressione limite alla base per pali	No

Relazione di calcolo

trivellati										
Spostamenti orizzontali										
Spostamenti orizzontali	Risposta elastica in funzione della stratigrafia									
Specifici	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Attrito laterale limite										
Calcolo dell'attrito laterale limite	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Condizioni non drenate										
-Calcolo di α										
-Pari a										
-A.G.I. (1984)		x	x	x	x	x	x	x	x	x
-A.P.I. (1984)										
-Viggiani (1999)										
-Olson e Dennis (1982)										
-Stas e Kulhavy (1984)										
-Skempton (1986)										
-Reese e O'Neill (1989)	x									
-Metodo di Bustamente e Doix (1985) per micropali	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Iniezioni ripetute	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Unica iniezione										
-Condizioni drenate										
-Calcolo di β										
-Pari a		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
-Reese e O'Neill (1989)	x									
-Calcolato										
-Calcolo di k										
-Pari a										
-Dal rapporto con k_0 pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Fleming (1985)										
-Calcolo di δ										
-Pari a <grad>										
-Dal rapporto con ϕ' pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Calcolo di a' dal rapporto con c'	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Calcolo dell'attrito laterale limite per trazione										
-Considera i risultati del calcolo per l'attrito laterale limite percompressione con un fattore di riduzione pari a	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
-Sowa (1970)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Bowles (1991)	Si	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Considera l'effetto dell'attrito negativo	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Coefficiente di Lambe										
Pressione limite alla base										
Calcolo della pressione limite alla base del palo	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Terzaghi (1943)		x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Meyerhof (1963)										
-Hansen (1970)										
-Vesic (1975)	x									
-Berezantzev (1961)										
-Berezantzev (1965)										
-Stagg e Zienkiewicz (1968)										
-Relazione generale, coefficienti di capacità portante										
-In condizioni drenate										
- N_q										
- N_c										
-In condizioni non drenate										
- N_c										
-Fattore di riduzione per terreni coesivi sovraconsolidati	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Cedimenti										
Risposta elastica laterale										
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente di influenza	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
-Pari a <daN/mq>										
Risposta elastica alla base										
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Pari a <daN/mq>										
Spostamenti orizzontali										
Risposta elastica										
-Vesic (1961)										
-Broms (1964)										
-Glick (1948)										
-Chen (1978)										
-Pari a <daN/mq>										
-Dal modulo elastico	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente effetto tridimensionale	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00

Relazione di calcolo

Resistenza limite										
-Calcolata dai parametri plastici	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per attrito	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per coesione	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
-Pari a <daN/mq>										

Caratterizzazione

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Specifici										
Informazioni preliminari										
Coefficiente di uniformità	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Definizione della composizione granulometrica, per terreni incoerenti	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Sabbia fine uniforme	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Sabbia fine ben gradata - sabbia media uniforme										
-Sabbia media ben gradata - sabbia grossa uniforme										
-Sabbia e ghiaia - ghiaia media										
Definizione indici compressibilità edometrica, per terreni coesivi	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Indice di compressione (Cc)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Indice di ricomprensione (Cr)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Considera incremento preconsolidazione costante	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Correggi NSPT se la misura è sottofalda	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Densità relativa										
Correlata con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Gibbs e Holtz (1957)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Meyerhof (1957)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Schultze e Menzenbach (1961)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Bazaara (1967)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Marcuson e Bieganousky (1977)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Skempton (1986)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con prove CPT										
-Schmertmann (1976)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Jamiołkowski et al. (1985)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Baldi et al. (1986)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Angolo d'attrito										
Correlato con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Schmertmann (1975)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Wolff (1989)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Hatanaka e Uchida (1996)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Road Bridge Specification	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Owasaki e Iwasaki	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Japanese National Railway	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Peck-Hanson e Thornburn	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-De Mello	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlato con prove CPT										
-Robertson e Campanella (1983)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Durgunoglu e Mitchell	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Caquot	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con proprietà indice										
-In funzione della densità relativa, per terreni incoerenti	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-In funzione dell'indice di plasticità, per terreni coesivi	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Coesione non drenata										
Correlata con prove SPT										
-Hara et al. (1971)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Stroud (1974)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Lunne e Eide	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con proprietà indice										
-Bjerrum e Simons (1960)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Skempton (1953)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Calcolata da σ'_{v0} con moltiplicatore pari a	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

Relazione di calcolo

-Valore minore										
Caratteristiche litostatiche										
Grado di sovraconsolidazione										
-Correlato con prove SPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Correlato con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Coefficiente di spinta a riposo										
-Calcolo di k_0 (NC)										
-Jaky (1936)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Brooker e Ireland (1965)										
-Alpan (1967)										
-Massarsch (1979)										
-Correlato con Dr										
-Calcolato dal coefficiente di Poisson										
-Calcolo di α										
-Pari a										
-Kulhawy (1989)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Alpan (1967) per terreni coesivi										
-Alpan (1967) per terreni incoerenti										
-Correlato con Dr										
Parametri elastici										
Correlati con prove GFS										
Correlati con prove SPT										
-Stroud e Butler (1975)										
-Stroud (1989)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Schmertmann (1978)										
-Farrent										
-Menzenbach e Malcev										
-D'Appolonia										
-Schulze e Menzenbach										
-Crespellani e Vannucchi										
-Ohsaki e Iwasaki, per sabbie										
-Ohsaki e Iwasaki, per sabbie con fini										
Correlati con prove CPT										
-Schmertmann (1977)										
-Robertson e Campanella (1983)										
-Kulhawy e Mayne (1990)										
-Rix e Stokoe (1992)										
-Mayne e Rix (1993)										
Fattore correttivo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Geotecnica

Elenco unità geotecniche

1 calcare:

Classificazione: Roccia

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 2600.00$ daN/mc

- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2600.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 36.00$ grad

- Coesione efficace: $c' = 10000.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.41$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 500000000.00$ daN/mq

- Modulo elastico tangenziale: $G = 195310000.00$ daN/mq

- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$

- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.28$

- Modulo edometrico: $E_{ed} = 390630000.00$ daN/mq

- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

Elenco colonne stratigrafiche

Colonna stratigrafica numero 1

Posizione: X=0.00 <m> Y=0.00 <m> Z=0.00 <m>

Falda a profondità: 5.00 m

Relazione di calcolo

Simbologia

St.	=Strato
z	=Profondità della superficie superiore dello strato
Unità geotecnica	=Unità geotecnica
Class.	=Classificazione
	Coes. = Coesivo
	Inc. = Incoerente
	Roc. = Roccia
	N. c. = Non classificato
γ	=Peso specifico del terreno naturale
γ_{sat}	=Peso specifico del terreno saturo
D_r	=Densità relativa
I_p	=Indice di plasticità
ϕ'	=Angolo di attrito efficace
c'	=Coesione efficace
c_u	=Coesione non drenata
OCR	=Grado di sovraconsolidazione
κ_0	=Coeff. di spinta a riposo
Crit.	=Criterio di progetto

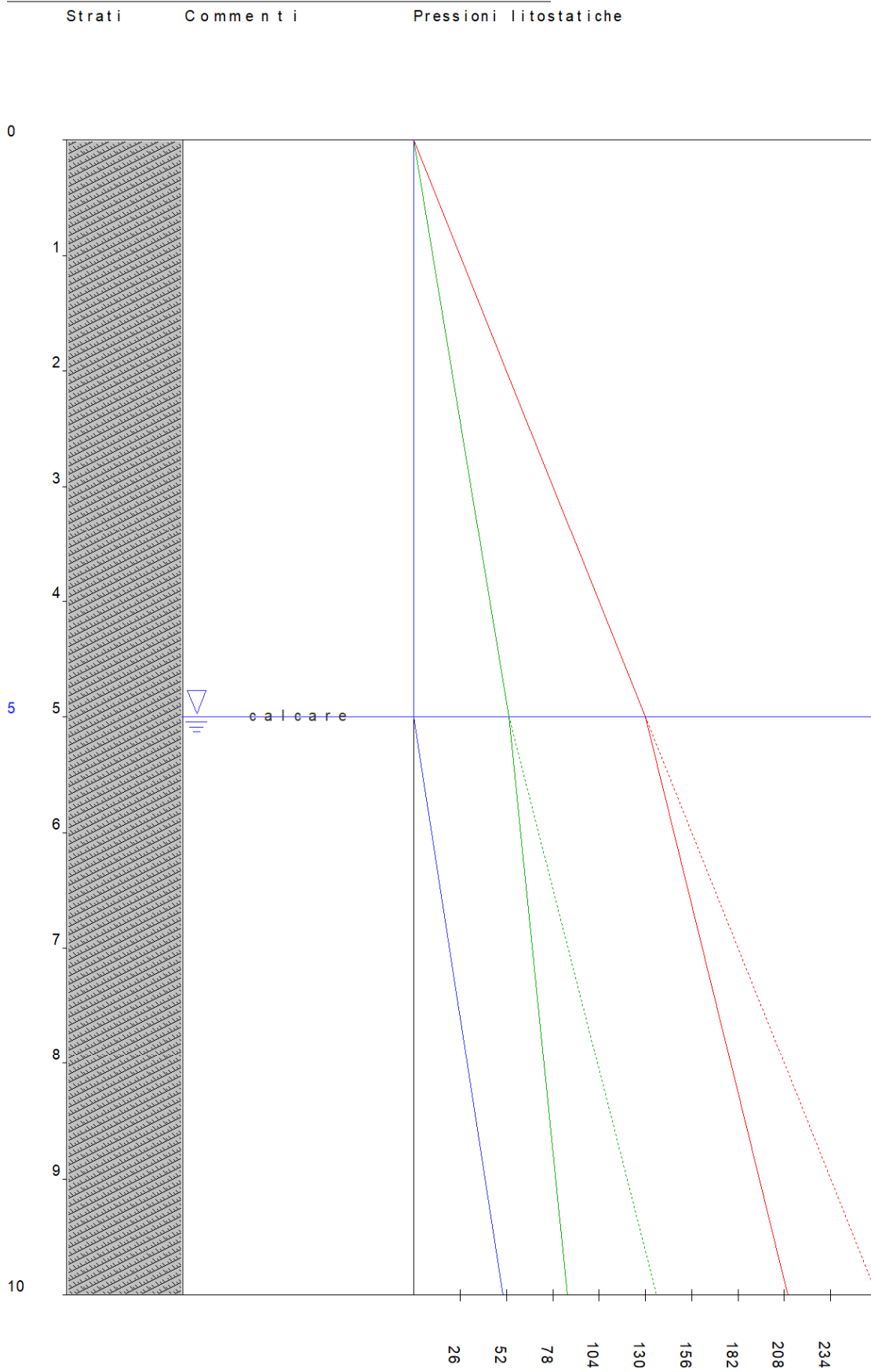
St.	z <m>	Unità geotecnica	Class.	γ <daN/mc>	γ_{sat} <daN/mc>	D_r	I_p	ϕ' <grad>	c' <daN/mq>	c_u <daN/mq>	OCR	κ_0	Crit.
1	0.00	1 calcare	Roc.	2600.00	2600.00	0.00	0.00	36.00	10000.00			0.41	1

Simbologia

St.	= Strato
z	= Profondità della superficie superiore dello strato
E	= Modulo elastico normale
G	= Modulo elastico tangenziale
k_j	= Esponente del parametro tensionale
ν	= Coeff. di Poisson
E_{ed}	= Modulo edometrico
E_u	= Modulo elastico non drenato
Crit.	= Criterio di progetto

St.	z <m>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	k_j	ν	E_{ed} <daN/mq>	E_u <daN/mq>	Crit.
1	0.00	500000000.00	195310000.00	1.00	0.28	390630000.00	0.00	1

Relazione di calcolo



Legenda
pressioni litostatiche:

- σ_{v0} (red dotted line)
- σ'_{v0} (red solid line)
- σ'_{p0} (green dotted line)
- σ'_{h0} (green solid line)
- u (blue solid line)

Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01

Le verifiche degli elementi di fondazione sono state effettuate utilizzando l'approccio 2.

Coefficienti parziali per le azioni, per verifiche in condizioni statiche:

Permanenti strutturali, sicurezza a favore $\gamma_A = 1.00$;
Permanenti strutturali, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.30$;
Permanenti non strutturali, sicurezza a favore $\gamma_A = 0.00$;
Permanenti non strutturali, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.50$;
Variabili, sicurezza a favore $\gamma_A = 0.00$;
Variabili, sicurezza a sfavore $\gamma_A = 1.50$.

I coefficienti parziali per le azioni sono posti pari all'unità per le verifiche in condizioni sismiche.

Tali coefficienti sono comunque desumibili dalla tabella delle combinazioni delle CCE (Parametri di calcolo).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici:

Tangente dell'angolo di attrito $\gamma_M = 1.00$;
Coesione efficace $\gamma_M = 1.00$;
Coesione non drenata $\gamma_M = 1.00$;

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni superficiali:

Capacità portante $\gamma_R = 2.30$;
Scorrimento $\gamma_R = 1.10$;

Fondazioni superficiali

Simbologia

B = Base della fondazione
L = Lunghezza della fondazione (L>B)
D = Profondità del piano di posa della fondazione
 β = Inclinazione del piano di campagna
 η = Inclinazione del piano di posa della fondazione
 γ_r = Peso specifico rappresentativo del terreno di fondazione
 $\sigma_{v0,f}$ = Pressione verticale alla profondità del piano di posa della fondazione
 ϕ'_r = Angolo di attrito rappresentativo del terreno di fondazione
 c'_r = Coesione efficace rappresentativa del terreno di fondazione
 N_q = Coefficiente di capacità portante relativo al sovraccarico laterale
 N_c = Coefficiente di capacità portante relativo alla coesione del terreno di fondazione
 N_g = Coefficiente di capacità portante relativo al peso del terreno di fondazione
 b_q = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a sovraccarico laterale
 b_c = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a coesione
 b_g = Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a peso del terreno
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
N = Sforzo normale
Tx = Taglio in dir. X
Ty = Taglio in dir. Y
Mx = Momento intorno all'asse X
My = Momento intorno all'asse Y
B' = Base della fondazione reagente
L' = Lunghezza della fondazione reagente
 s_q = Fattore di forma relativo al sovraccarico laterale
 s_c = Fattore di forma relativo alla coesione
 s_g = Fattore di forma relativo al peso del terreno
 i_q = Fattore di inclinazione relativo al sovraccarico laterale
 i_c = Fattore di inclinazione relativo alla coesione
 i_g = Fattore di inclinazione relativo al peso del terreno
 q_{lim} = Pressione limite
 R_d = Resistenza di progetto (Carico limite)
Sic. = Sicurezza a rottura

Verifiche capacità portante

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Metodo utilizzato: Indicazioni EC7

Platea n. 1902

B=21.47 <m> L=22.49 <m> D=0.00 <m> β =0.00 <grad> η =0.00 <grad> γ_r =1837.26 <daN/mc>
 $\sigma_{v0,f}$ =0.00 <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

ϕ'_r =36.00 <grad> c'_r =9999.86 <daN/mq>
 N_q =37.76 N_c =50.59 N_g =53.41 b_q =1.00 b_c =1.00 b_g =1.00

Relazione di calcolo

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _q	s _c	s _g	i _q	i _c	i _g	Q _{im} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
17	12059700.00	-641578.00	2754130.00	27803200.00	-17487700.00	16.86	19.59	1.51	1.52	0.74	1.00	1.00	1.00	1382540.00	198519000.00	16.46

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche

Metodo utilizzato: Condizioni statiche

Platea n. 1902

B=21.47 <m> L=22.49 <m> D=0.00 <m> β=0.00 <grad> η=0.00 <grad> γ_r=1837.26 <daN/mc>

σ_{v0,r}=0.00 <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

φ'_r=36.00 <grad> c'_r=9999.86 <daN/mq>

N_q=37.76 N_c=50.59 N_g=53.41 b_q=1.00 b_c=1.00 b_g=1.00

CC	N <daN>	Tx <daN>	Ty <daN>	Mx <daNm>	My <daNm>	B' <m>	L' <m>	s _q	s _c	s _g	i _q	i _c	i _g	Q _{im} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
1	10150100.00	-537507.00	-161032.00	3144770.00	5839630.00	20.85	21.33	1.57	1.59	0.71	1.00	1.00	1.00	1527620.00	295502000.00	29.11
3	10150100.00	-537386.00	161436.00	5839920.00	3144220.00	20.32	21.87	1.55	1.56	0.72	1.00	1.00	1.00	1508900.00	291529000.00	28.72
5	10150100.00	537386.00	-161436.00	-5839920.00	-3144220.00	20.32	21.87	1.55	1.56	0.72	1.00	1.00	1.00	1508900.00	291529000.00	28.72
7	10150100.00	537507.00	161032.00	-3144770.00	-5839630.00	20.85	21.33	1.57	1.59	0.71	1.00	1.00	1.00	1527620.00	295502000.00	29.11
9	10150100.00	-161436.00	-537386.00	-3144220.00	5839920.00	20.85	21.33	1.57	1.59	0.71	1.00	1.00	1.00	1527620.00	295503000.00	29.11
11	10150100.00	161032.00	-537507.00	-5839630.00	3144770.00	20.32	21.87	1.55	1.56	0.72	1.00	1.00	1.00	1508900.00	291529000.00	28.72
13	10150100.00	-161032.00	537507.00	5839630.00	-3144770.00	20.32	21.87	1.55	1.56	0.72	1.00	1.00	1.00	1508900.00	291529000.00	28.72
15	10150100.00	161436.00	537386.00	3144220.00	-5839920.00	20.85	21.33	1.57	1.59	0.71	1.00	1.00	1.00	1527620.00	295503000.00	29.11

Cedimenti

Metodo utilizzato: Bowles

Simbologia

- B =Base della fondazione
- L =Lunghezza della fondazione (L>B)
- D =Profondità del piano di posa della fondazione
- H =Spessore del terreno responsabile del cedimento
- E_r =Modulo elastico rappresentativo del terreno di fondazione
- v_r =Coefficiente di Poisson rappresentativo del terreno di fondazione
- I_s =Coefficiente di influenza
- I_r =Coefficiente di profondità
- kw =Costante di sottofondo
- CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- N =Sforzo normale
- q_{es} =Pressione di esercizio
- Ced=Cedimento calcolato

Platea n. 1902

B=21.47 <m> L=22.49 <m> D=0.00 <m> H=107.37 <m> E_r=49946000.00 <daN/mq> v_r=0.28

I_s=0.52 I_r=1.00 kw=2436320.00 <daN/mc>

CC	N <daN>	q _{es} <daN/mq>	Ced <cm>
1	10150100.00	21021.80	0.86
1	9227400.00	19110.70	0.78
2	9227400.00	19110.70	0.78
3	10150100.00	21021.80	0.86
3	9227400.00	19110.70	0.78
4	9227400.00	19110.70	0.78
5	10150100.00	21021.80	0.86
5	9227400.00	19110.70	0.78
6	9227400.00	19110.70	0.78
7	10150100.00	21021.80	0.86
7	9227400.00	19110.70	0.78
8	9227400.00	19110.70	0.78
9	10150100.00	21021.80	0.86
9	9227400.00	19110.70	0.78
10	9227400.00	19110.70	0.78
11	10150100.00	21021.80	0.86
11	9227400.00	19110.70	0.78
12	9227400.00	19110.70	0.78
13	10150100.00	21021.80	0.86
13	9227400.00	19110.70	0.78
14	9227400.00	19110.70	0.78
15	10150100.00	21021.80	0.86
15	9227400.00	19110.70	0.78
16	9227400.00	19110.70	0.78
17	12059700.00	24976.70	1.03
18	9230100.00	19116.30	0.78
19	9227940.00	19111.80	0.78

Relazione di calcolo

20	9227400.00	19110.70	0.78
----	------------	----------	------

Sommario

Criteria di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni	2
Fondazioni superficiali	2
Fondazioni profonde	2
Caratterizzazione	4
Geotecnica	5
Elenco unità geotecniche	5
Elenco colonne stratigrafiche	5
<i>Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01</i>	8

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni

Fondazioni superficiali

Generali	
Generali	
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo di a' dal rapporto con c'	1.00
Calcolo di a_u dal rapporto con c_u	1.00
Calcolo di σ' dal rapporto con ϕ'	1.00
Considera l'angolo di attrito in deformazione piana per fondazioni nastriformi	No
Calcolo dei parametri rappresentativi per terreni stratificati	Media pesata
-Calcola i valori medi dell'angolo di attrito secondo la sua tangente	No
Capacità portante in condizioni statiche	
Calcolo della capacità portante per rottura generale	Indicazioni EC7 (Allegato D)
-Combinazione dei fattori di forma e di inclinazione del carico	Considera solo i fattori di forma
-Considera il fattore di riduzione per platee	No
-Considera gli effetti dell'eccentricità del carico con un unico fattore riduttivo	No
Considera eccentricità e inclinazione dei carichi attraverso domini di interazione	No
-Parametro correttivo del momento	0.00
-Parametro correttivo del carico orizzontale	0.00
Calcolo della capacità portante per rottura locale	No
	Vesic (1975)
Calcolo della capacità portante per rottura per punzonamento	No
Calcolo della capacità portante per scorrimento	No
-Percentuale di carico orizzontale assorbito dai cordoli <%>	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata <%>	0.00
Calcolo della capacità portante per sollevamento	No
Capacità portante in condizioni sismiche	
Calcolo della capacità portante per rottura generale	Metodo scelto per le condizioni statiche
Riduzione dell'angolo d'attrito per terreni incoerenti ben addensati	No
Calcolo della capacità portante per scorrimento	No
-Percentuale di carico orizzontale assorbito dai cordoli <%>	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata <%>	0.00
Cedimenti	
Cedimenti	Bowles
-Spessore del terreno responsabile del cedimento	
-Dal rapporto con le dimensioni della fondazione pari a	5.00
Considera pressioni di esercizio al netto delle tensioni litostatiche	No
Calcola costante di sottofondo per pressioni di esercizio	No
Limita costante di sottofondo ad un valore	No

Fondazioni profonde

Generali	
Generali	
Calcolo capacità portante per carichi verticali	Secondo formule statiche
Considera capacità portante	Entrambe
Condizioni di calcolo per terreni coesivi	Sia drenate che non drenate
Calcolo della profondità critica	In funzione della densità relativa e del diametro del palo
Effettua calcolo elasto-plastico per cedimenti	Si
Effettua calcolo elasto-plastico per spostamenti orizzontali	Si
Rapporto di elasticità trazione/compressione pari a	1.00
Fattori di correlazione	1.70
Considera fattori di correlazione anche per carichi orizzontali	No
Considera peso del palo	No
Divisore del raggio del palo per lunghezza concii	1.00
Max numero concii palo	50.00
Attrito laterale limite da prove in sito	
Correlato con prove CPT	No
Correlato con prove SPT	No
Fattore di riduzione attrito laterale per pali trivellati	No
Pressione limite alla base da prove in sito	
Correlata con prove CPT	No
Correlata con prove SPT	No
Fattore di riduzione pressione limite alla base per pali	No

Relazione di calcolo

trivellati										
Spostamenti orizzontali										
Spostamenti orizzontali	Risposta elastica in funzione della stratigrafia									
Specifici	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Attrito laterale limite										
Calcolo dell'attrito laterale limite	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Condizioni non drenate										
-Calcolo di α										
-Pari a										
-A.G.I. (1984)		x	x	x	x	x	x	x	x	x
-A.P.I. (1984)										
-Viggiani (1999)										
-Olson e Dennis (1982)										
-Stas e Kulhavy (1984)										
-Skempton (1986)										
-Reese e O'Neill (1989)	x									
-Metodo di Bustamente e Doix (1985) per micropali	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Iniezioni ripetute	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Unica iniezione										
-Condizioni drenate										
-Calcolo di β										
-Pari a		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
-Reese e O'Neill (1989)	x									
-Calcolato										
-Calcolo di k										
-Pari a										
-Dal rapporto con k_0 pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Fleming (1985)										
-Calcolo di δ										
-Pari a <grad>										
-Dal rapporto con ϕ' pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Calcolo di a' dal rapporto con c'	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Calcolo dell'attrito laterale limite per trazione										
-Considera i risultati del calcolo per l'attrito laterale limite percompressione con un fattore di riduzione pari a	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
-Sowa (1970)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Bowles (1991)	Si	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Considera l'effetto dell'attrito negativo	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Coefficiente di Lambe										
Pressione limite alla base										
Calcolo della pressione limite alla base del palo	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Terzaghi (1943)		x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Meyerhof (1963)										
-Hansen (1970)										
-Vesic (1975)	x									
-Berezantzev (1961)										
-Berezantzev (1965)										
-Stagg e Zienkiewicz (1968)										
-Relazione generale, coefficienti di capacità portante										
-In condizioni drenate										
- N_q										
- N_c										
-In condizioni non drenate										
- N_c										
-Fattore di riduzione per terreni coesivi sovraconsolidati	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Cedimenti										
Risposta elastica laterale										
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente di influenza	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
-Pari a <daN/mq>										
Risposta elastica alla base										
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Pari a <daN/mq>										
Spostamenti orizzontali										
Risposta elastica										
-Vesic (1961)										
-Broms (1964)										
-Glick (1948)										
-Chen (1978)										
-Pari a <daN/mq>										
-Dal modulo elastico	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente effetto tridimensionale	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00

Relazione di calcolo

Resistenza limite										
-Calcolata dai parametri plastici	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per attrito	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per coesione	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
-Pari a <daN/mq>										

Caratterizzazione

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Specifici										
Informazioni preliminari										
Coefficiente di uniformità	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Definizione della composizione granulometrica, per terreni incoerenti	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Sabbia fine uniforme	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Sabbia fine ben gradata - sabbia media uniforme										
-Sabbia media ben gradata - sabbia grossa uniforme										
-Sabbia e ghiaia - ghiaia media										
Definizione indici compressibilità edometrica, per terreni coesivi	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Indice di compressione (Cc)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Indice di ricomprensione (Cr)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-Considera incremento preconsolidazione costante	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Correggi NSPT se la misura è sottofalda	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Densità relativa										
Correlata con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Gibbs e Holtz (1957)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Meyerhof (1957)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Schultze e Menzenbach (1961)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Bazaara (1967)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Marcuson e Bieganousky (1977)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Skempton (1986)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con prove CPT										
-Schmertmann (1976)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Jamiołkowski et al. (1985)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Baldi et al. (1986)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Angolo d'attrito										
Correlato con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Schmertmann (1975)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Wolff (1989)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Hatanaka e Uchida (1996)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Road Bridge Specification	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Owasaki e Iwasaki	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Japanese National Railway	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Peck-Hanson e Thornburn	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-De Mello	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlato con prove CPT										
-Robertson e Campanella (1983)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Durgunoglu e Mitchell	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Caquot	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con proprietà indice										
-In funzione della densità relativa, per terreni incoerenti	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-In funzione dell'indice di plasticità, per terreni coesivi	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Coesione non drenata										
Correlata con prove SPT										
-Hara et al. (1971)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Stroud (1974)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
-Lunne e Eide	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Correlata con proprietà indice										
-Bjerrum e Simons (1960)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Skempton (1953)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Calcolata da σ'_{v0} con moltiplicatore pari a	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
Pari a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

Relazione di calcolo

-Valore minore										
Caratteristiche litostatiche										
Grado di sovraconsolidazione										
-Correlato con prove SPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Correlato con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Elaborazione dei risultati										
-Valore medio	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Valore minore										
Coefficiente di spinta a riposo										
-Calcolo di k_0 (NC)										
-Jaky (1936)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Brooker e Ireland (1965)										
-Alpan (1967)										
-Massarsch (1979)										
-Correlato con Dr										
-Calcolato dal coefficiente di Poisson										
-Calcolo di α										
-Pari a										
-Kulhawy (1989)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Alpan (1967) per terreni coesivi										
-Alpan (1967) per terreni incoerenti										
-Correlato con Dr										
Parametri elastici										
Correlati con prove GFS										
Correlati con prove SPT										
-Stroud e Butler (1975)										
-Stroud (1989)	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
-Schmertmann (1978)										
-Farrent										
-Menzenbach e Malcev										
-D'Appolonia										
-Schulze e Menzenbach										
-Crespellani e Vannucchi										
-Ohsaki e Iwasaki, per sabbie										
-Ohsaki e Iwasaki, per sabbie con fini										
Correlati con prove CPT										
-Schmertmann (1977)										
-Robertson e Campanella (1983)										
-Kulhawy e Mayne (1990)										
-Rix e Stokoe (1992)										
-Mayne e Rix (1993)										
Fattore correttivo	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Geotecnica

Elenco unità geotecniche

1 calcarenite:

Classificazione: Roccia

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 2680.00$ daN/mc

- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2680.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 30.00$ grad

- Coesione efficace: $c' = 1300.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.50$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 250000000.00$ daN/mq

- Modulo elastico tangenziale: $G = 94700000.00$ daN/mq

- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$

- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.32$

- Modulo edometrico: $E_{ed} = 189390000.00$ daN/mq

- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

Elenco colonne stratigrafiche

Colonna stratigrafica numero 1

Posizione: X=0.00 <m> Y=0.00 <m> Z=0.00 <m>

Falda a profondità: 5.00 m

Relazione di calcolo

Simbologia

St.	=Strato
z	=Profondità della superficie superiore dello strato
Unità geotecnica	=Unità geotecnica
Class.	=Classificazione
	Coes. = Coesivo
	Inc. = Incoerente
	Roc. = Roccia
	N. c. = Non classificato
γ	=Peso specifico del terreno naturale
γ_{sat}	=Peso specifico del terreno saturo
D_r	=Densità relativa
I_p	=Indice di plasticità
ϕ'	=Angolo di attrito efficace
c'	=Coesione efficace
c_u	=Coesione non drenata
OCR	=Grado di sovraconsolidazione
κ_0	=Coeff. di spinta a riposo
Crit.	=Criterio di progetto

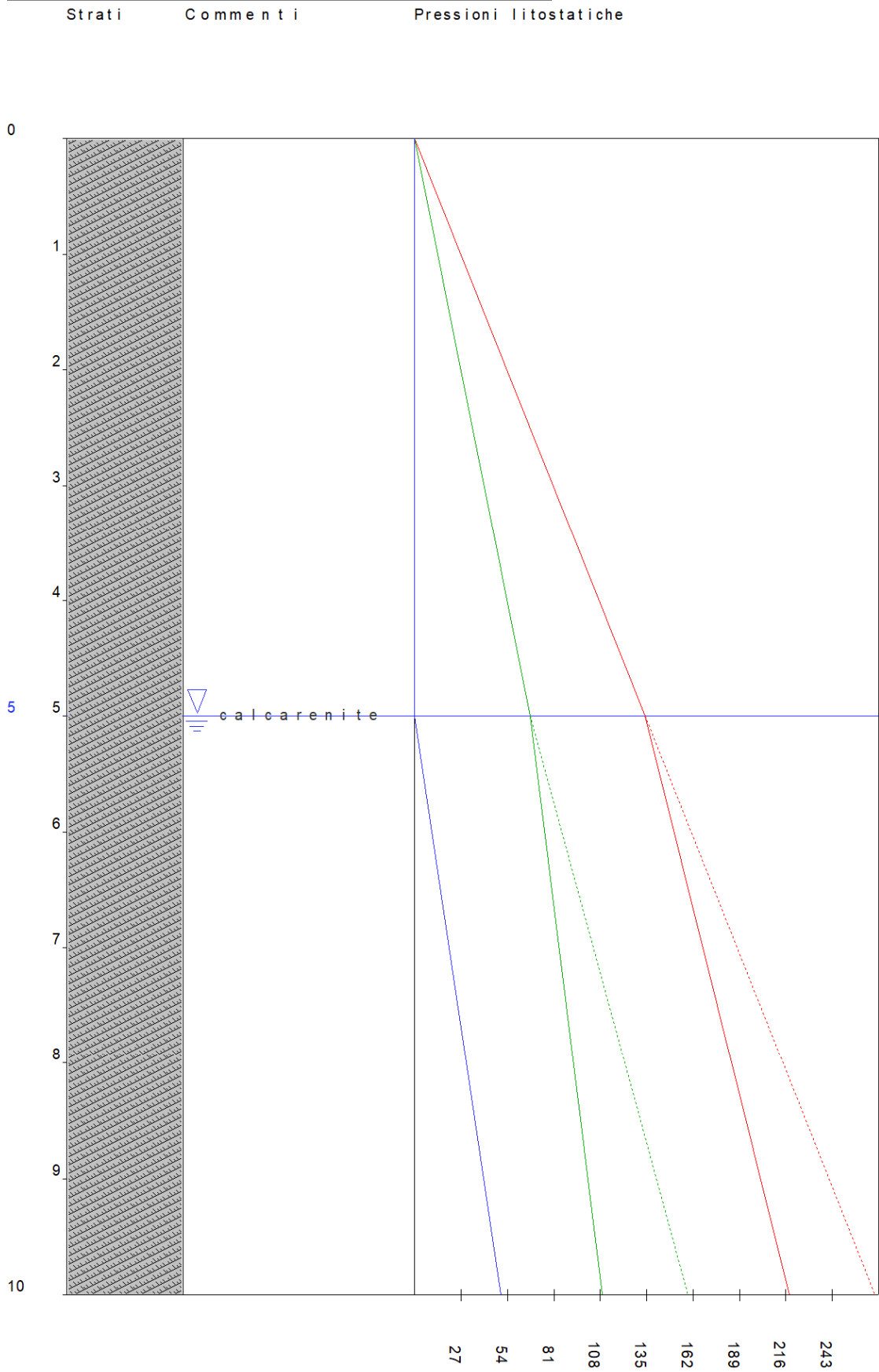
St.	z <m>	Unità geotecnica	Class.	γ <daN/mc>	γ_{sat} <daN/mc>	D_r	I_p	ϕ' <grad>	c' <daN/mq>	c_u <daN/mq>	OCR	κ_0	Crit.
1	0.00	1 calcarenite	Roc.	2680.00	2680.00	0.00	0.00	30.00	1300.00			0.50	1

Simbologia

St.	= Strato
z	= Profondità della superficie superiore dello strato
E	= Modulo elastico normale
G	= Modulo elastico tangenziale
k_j	= Esponente del parametro tensionale
ν	= Coeff. di Poisson
E_{ed}	= Modulo edometrico
E_u	= Modulo elastico non drenato
Crit.	= Criterio di progetto

St.	z <m>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	k_j	ν	E_{ed} <daN/mq>	E_u <daN/mq>	Crit.
1	0.00	250000000.00	94700000.00	1.00	0.32	189390000.00	0.00	1

Relazione di calcolo



Legenda
pressioni litostatiche:

- p_{v0} (dotted red line)
- p_{v0} (solid red line)
- p_{h0} (dotted green line)
- p_{h0} (solid green line)
- u (solid blue line)

Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01

Le verifiche degli elementi di fondazione sono state effettuate utilizzando l'approccio 2.

Coefficienti parziali per le azioni, per verifiche in condizioni statiche:

Permanenti strutturali, sicurezza a favore	$\gamma_A = 1.00;$
Permanenti strutturali, sicurezza a sfavore	$\gamma_A = 1.30;$
Permanenti non strutturali, sicurezza a favore	$\gamma_A = 0.00;$
Permanenti non strutturali, sicurezza a sfavore	$\gamma_A = 1.50;$
Variabili, sicurezza a favore	$\gamma_A = 0.00;$
Variabili, sicurezza a sfavore	$\gamma_A = 1.50.$

I coefficienti parziali per le azioni sono posti pari all'unità per le verifiche in condizioni sismiche.

Tali coefficienti sono comunque desumibili dalla tabella delle combinazioni delle CCE (Parametri di calcolo).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici:

Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_M = 1.00;$
Coesione efficace	$\gamma_M = 1.00;$
Coesione non drenata	$\gamma_M = 1.00;$

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni superficiali:

Capacità portante	$\gamma_R = 2.30;$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.10;$