

Regione Puglia

COMUNE DI SALICE SALENTINO - COMUNE DI VEGLIE
PROVINCIA DI LECCE

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTI RINNOVABILI,
NONCHE' OPERE CONNESSE ED INFRASTRUTTURE, DI POTENZA
PREVISTA IMMESSA IN RETE PARI A 60 MW
ALIMENTATO DA FONTE EOLICA DENOMINATO "SAVE ENERGY"**

OPERE DI CONNESSIONE E INFRASTRUTTURE PER IL COLLEGAMENTO ALLA RTN:
Comuni di Erchie (Br)-San Pancrazio Salentino (Br) - Avetrana (Ta)

PROGETTO DEFINITIVO

Codice Impianto: 6QTZQR9

Tavola :

Titolo :

**CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE
Plinto di fondazione aerogeneratore
Relazione Geotecnica**

R07c-4

Cod. Identificativo elaborato :

6QTZQR9_DocumentazioneSpecialistica_7c-4

Progetto:

ENERWIND s.r.l.

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

MSC Innovative Solutions s.r.l.s.

Via Milizia n.55 - 73100 Lecce
Tel. +39 3383137911
Email: msc.innovativesolutions@gmail.com - P. IVA 05030190754
Responsabile progettazione: Dott. Ing. Santo Masilla

Committente:

AVETRANA ENERGIA s.r.l.

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

SOCIETA' DEL GRUPPO

FRI-EL GREEN POWER S.p.A.
Piazza della Rotonda, 2 - 00186 Roma (RM) - Italia
Tel. +39 06 6880 4163 - Fax. +39 06 6821 2764
Email: info@fri-el.it - P. IVA 01533770218

Indagine Specialistiche :
Dott.Ing. Giovanni Luca D'Amato

Data

20.06.2021

Revisione

Prima Emissione

Redatto

SM

Approvato

MT

Data: Giugno 2021

Scala :

File: 6QTZQR9_DocumentazioneSpecialistica_7c-4

Controllato:

Formato:

A4

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

(NTC 2018 CAP. 6)

GENERALITA'

OGGETTO	<u>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTI RINNOVABILI, NONCHÉ OPERE CONNESSE ED INFRASTRUTTURE, DI POTENZA PREVISTA IMMESA IN RETE PARI A 60 MW ALIMENTATO DA FONTE EOLICA DENOMINATO "SAVE ENERGY"</u>
COMUNE:	SALICE SALENTINO (LE)
ALTITUDINE:	50 – 54 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	9
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	13
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PLATEA	16
3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO	18
3.2.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO	19
3.2.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO	20
3.2.2.1. METODO A	21
3.2.2.2. METODO B	21
3.3. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA	22
3.4. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI	22
4. VERIFICA FONDAZIONI	24
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	25

I. PREMESSA

LA PRESENTE RELAZIONE È REDATTA ALLO SCOPO DI SINTETIZZARE GLI ASPETTI GEOTECNICI RELATIVI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PREVISTE PER N. 10 AEROGENERATORI, INSTALLATI SU TORRI IN ACCIAIO DI ALTEZZA 115 M, DA REALIZZARE PER IL NUOVO PARCO EOLICO IN AGRO DI SALICE SALENTINO, PROVINCIA DI LECCE.

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 (SIA DI QUELLA "DIRETTA" CHE DI QUELLA "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].

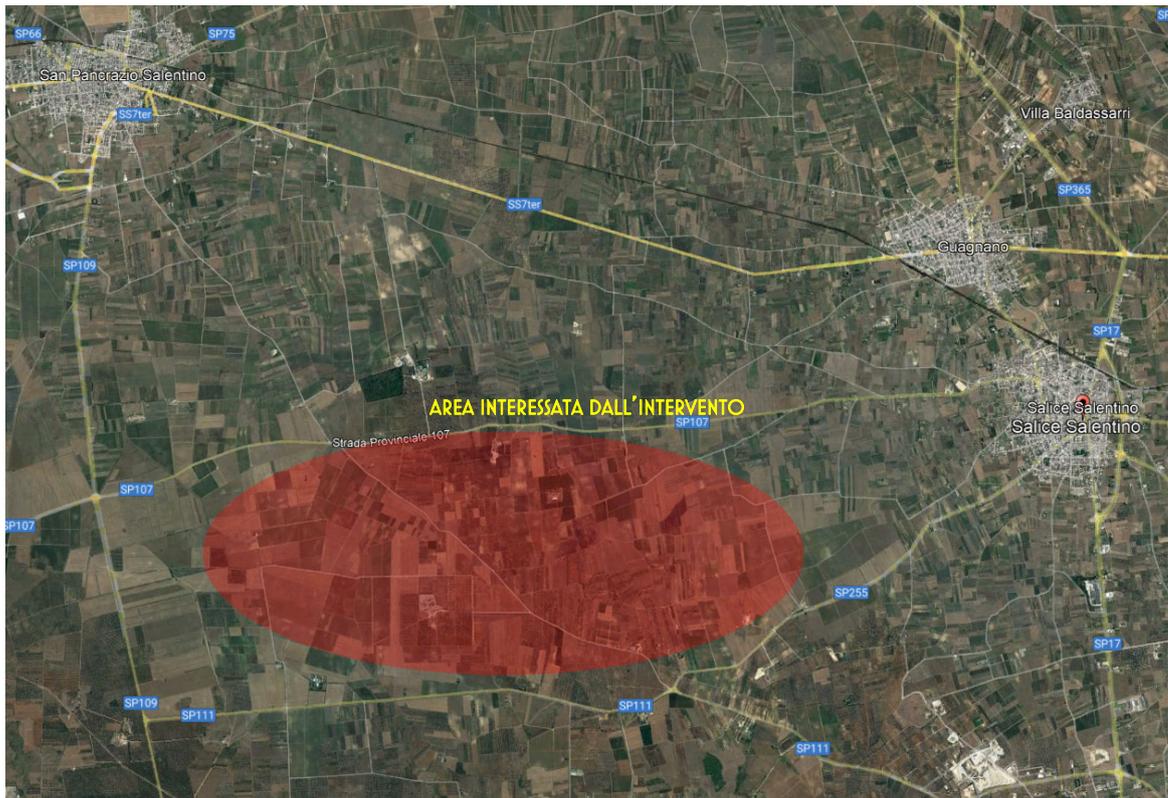


FIGURA I: ORTOFOTO DELL'AREA

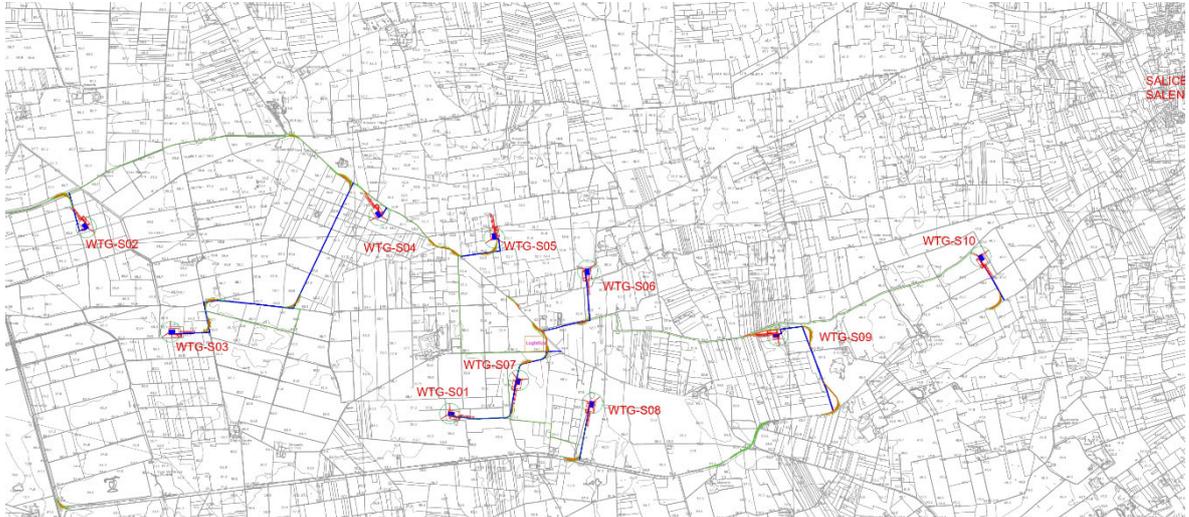


FIGURA 2: POSIZIONE DEGLI AEROGENERATORI

1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

IL PROGETTO PREVEDE L'INSTALLAZIONE, IN TOTALE, DI N. 10 AEROGENERATORI.

LE STRUTTURE IN ELEVAZIONE SONO RAPPRESENTATE DA TORRI DI ACCIAIO DI CIRCA 115 M (ALTEZZA DELLA BASE DEL MOZZO) DAL PIANO CAMPAGNA. LE OPERE DI FONDAZIONE IN PROGETTO HANNO LO SCOPO DI TRASFERIRE AL TERRENO DI FONDAZIONE:

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

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.1. PERICOLOSITÀ SISMICA

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

PARAMETRI DI INGRESSO PER LE FORME SPETTRALI NELLA LOCALITÀ DI INSTALLAZIONE A SALICE SALENTINO (LE)

LATITUDINE [ED50/WSG84]	LONGITUDINE [ED50/WSG84]
40,371756 / 40,370773	17,897447 / 17,896664
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):

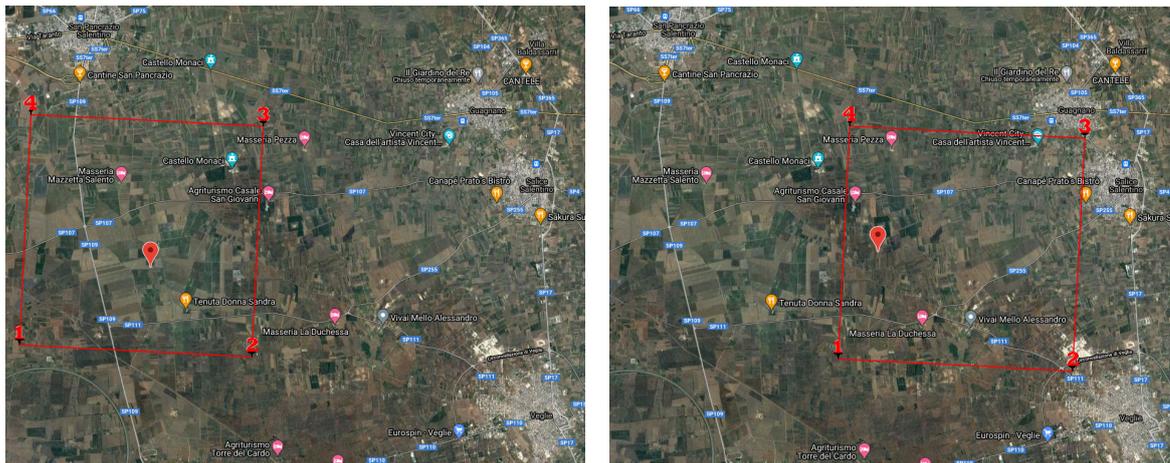


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

2.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

TABELLA I

"STATO LIMITE"	T_R [ANNI]	A_G [G]	F_0 [-]	T^*_c [S]
OPERATIVITÀ	120	0.032	2.376	0.352
DANNO	201	0.038	2.452	0.399
SALVAGUARDIA VITA	1898	0.072	2.775	0.534
PREVENZIONE COLLASSO	2475	0.077	2.826	0.532

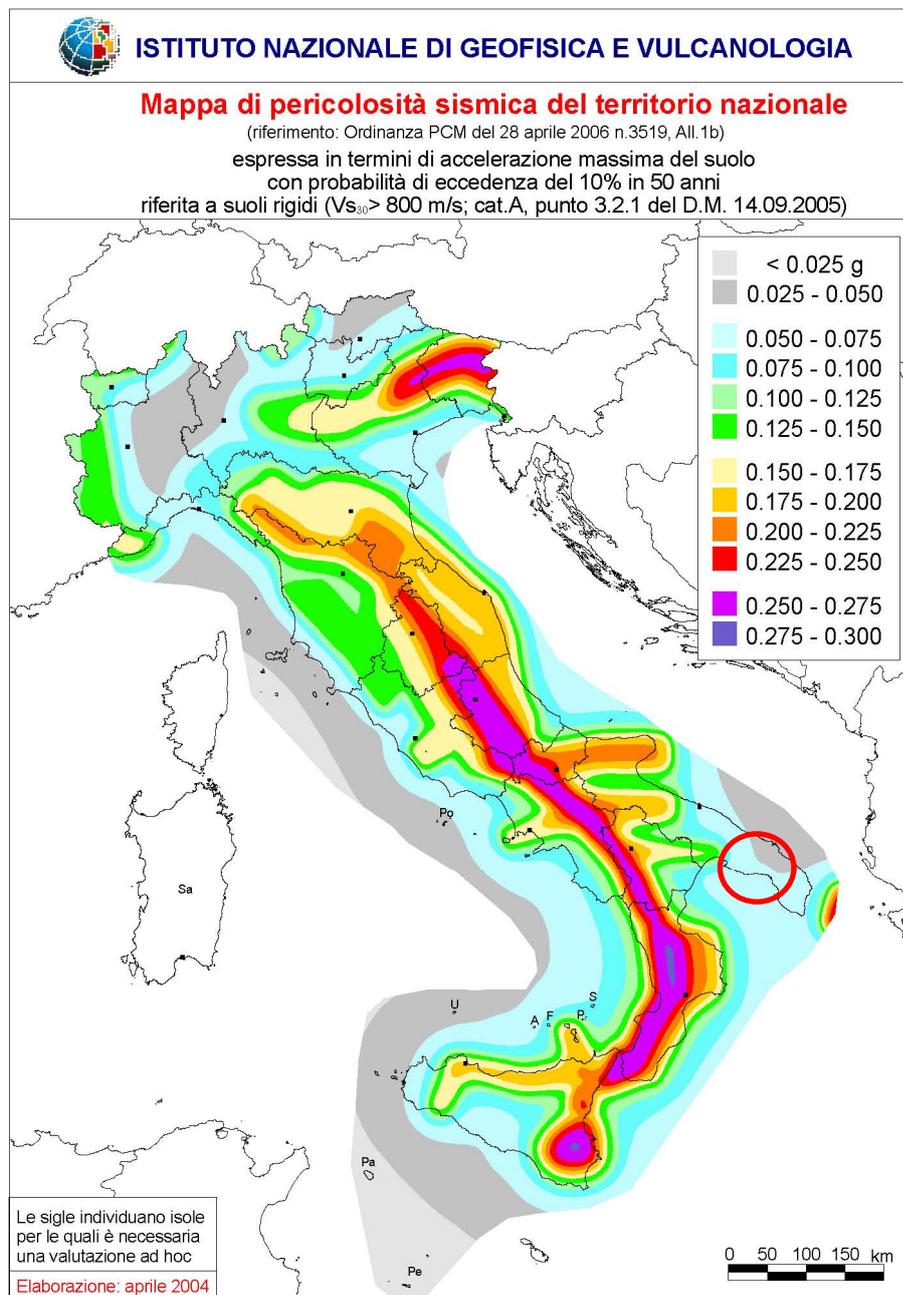


FIGURA 4. MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004

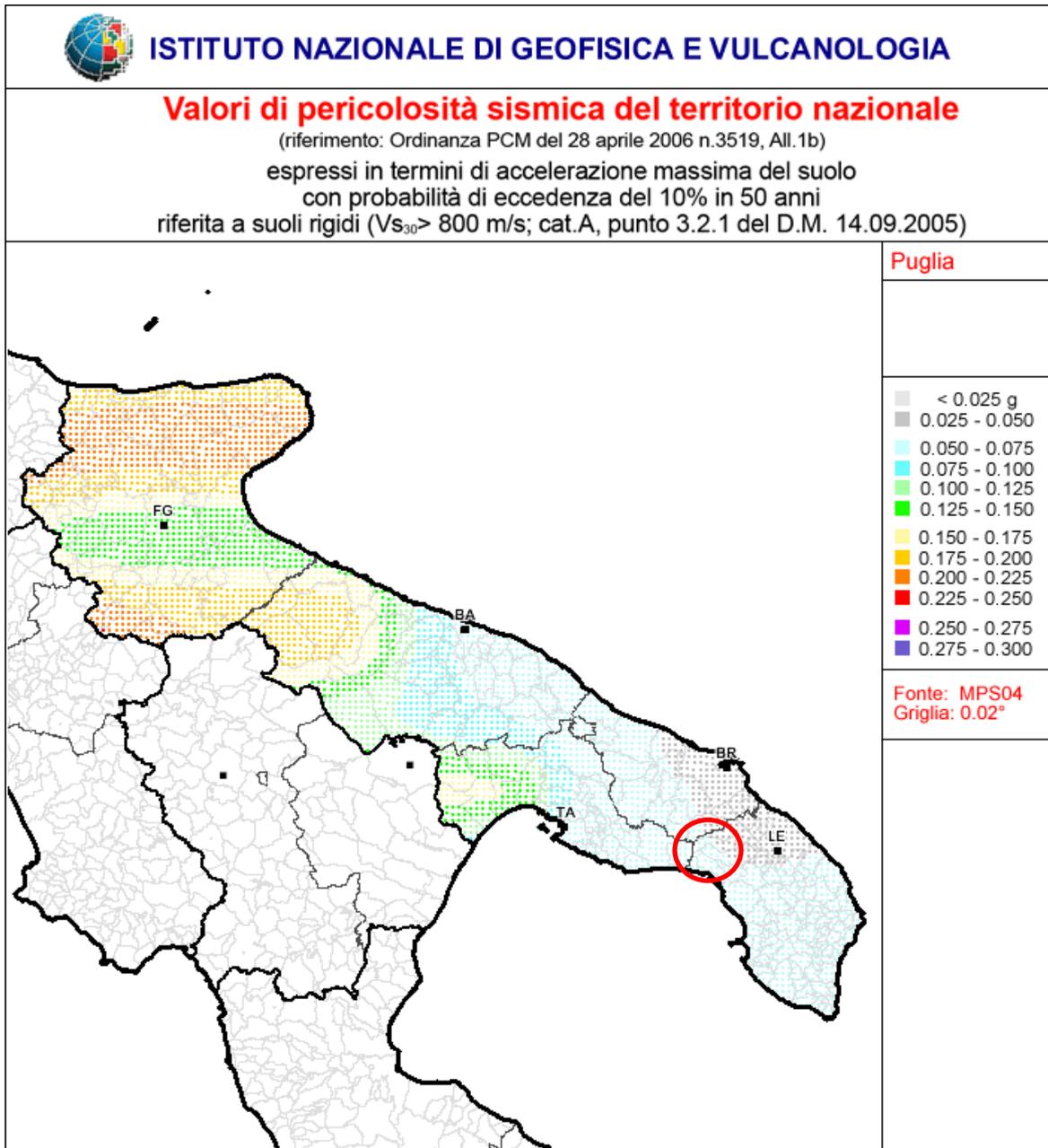


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

2.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA EST DELL'AGRO DI SALICE SALENTINO (LE), AL CONFINE TRA LE PROVINCE DI TARANTO E LECCE, DALLA MORFOLOGIA TIPICAMENTE "PIANEGGIANTE" CON QUOTA TOPOGRAFICA VARIABILE DA CIRCA 50 M A CIRCA 54 M S.L.M..

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

L'ATTUALE CONFIGURAZIONE GEOLOGICA È FRUTTO DELLA TETTONICA DISTENSIVA CHE HA INTERESSATO IL BASAMENTO CALCAREO DURANTE IL TERZIARIO E HA DATO VITA AD UNA SERIE DI DEPRESSIONI IN CUI SI SONO DEPOSTE IN TRASGRESSIONE LE SEQUENZE SEDIMENTARIE PLEISTOCENICHE.

IL RILIEVO GEOLOGICO HA EVIDENZIATO LA PRESENZA DELLE SEGUENTI FORMAZIONI (DAL BASSO VERSO L'ALTO):

- CALCARI DI ALTAMURA (CENOMANIANO-TURONIANO);
- 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, 5, 8. 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.

PRESENTA UNA STRATIFICAZIONE VARIABILE ED È INTERESSATA DA UNA FRATTURAZIONE SUB-VERTICALE, CON DIACLASI E LEPTOCLASI CHE, AVENDO UN ANDAMENTO NORMALE AI PIANI DI STRATO, TALVOLTA RENDONO LA ROCCIA BRECCIATA E SCOMPONIBILE IN SOLIDI DI FORMA GEOMETRICA CHE CONFERISCONO ALLA FORMAZIONE SUDDETTA UNA GENERALE PERMEABILITÀ IN GRANDE.

SONO PRESENTI INOLTRE, STRUTTURE FISICO-MECCANICHE SECONDARIE DOVUTE ALL'AZIONE DEL CARSISSIMO, CON FRATTURE E SACCATURE RIEMPIE DI MATERIALE RESIDUALE (TERRA ROSSA).

2.2.2. CALCARENITI DI GRAVINA

QUESTA FORMAZIONE, DAL RILIEVO LITOLOGICO DI SUPERFICIE, SI È APPURATO CHE NON VIENE INTERESSATA DALL'IMPIANTO EOLICO.

2.2.3. SABBIE

QUESTA FORMAZIONE, IN AFFIORAMENTO, COSTITUISCE IL TERRENO FONDALE PER GLI AEROGENERATORI 2, 3, 4, 6, 7, 9, 10.

PER QUANTO RIGUARDA SPECIFICAMENTE L'AREA RILEVATA, TALE DEPOSITO È COSTITUITO DA SABBIE SCIOLTE, SOLO LOCALMENTE CONTENENTI LIVELLI CEMENTATI.

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. RISULTA VARIAMENTE COSTITUITO E POTENTE DA LUOGO A LUOGO DELLE ZONE DI AFFIORAMENTO, ANDANDO DALL'AREA OFANTINA A QUELLA PREMURGIANA E A QUELLA SALENTINA. IN QUEST'ULTIMA AREA, L'ARTICOLAZIONE E FRAMMENTAZIONE DEI BACINI DI SEDIMENTAZIONE, HA PRODOTTO LA DIFFERENTE COSTITUZIONE LITOLOGICA, CON RIFERIMENTO ALLA PRESENZA E ALLA FREQUENZA DI LIVELLI ARENACEI, LIMOSI E/O ARGILLOSI, CALCARENITICI, NELL'AMBITO DEI DEPOSITI SABBIOSI.

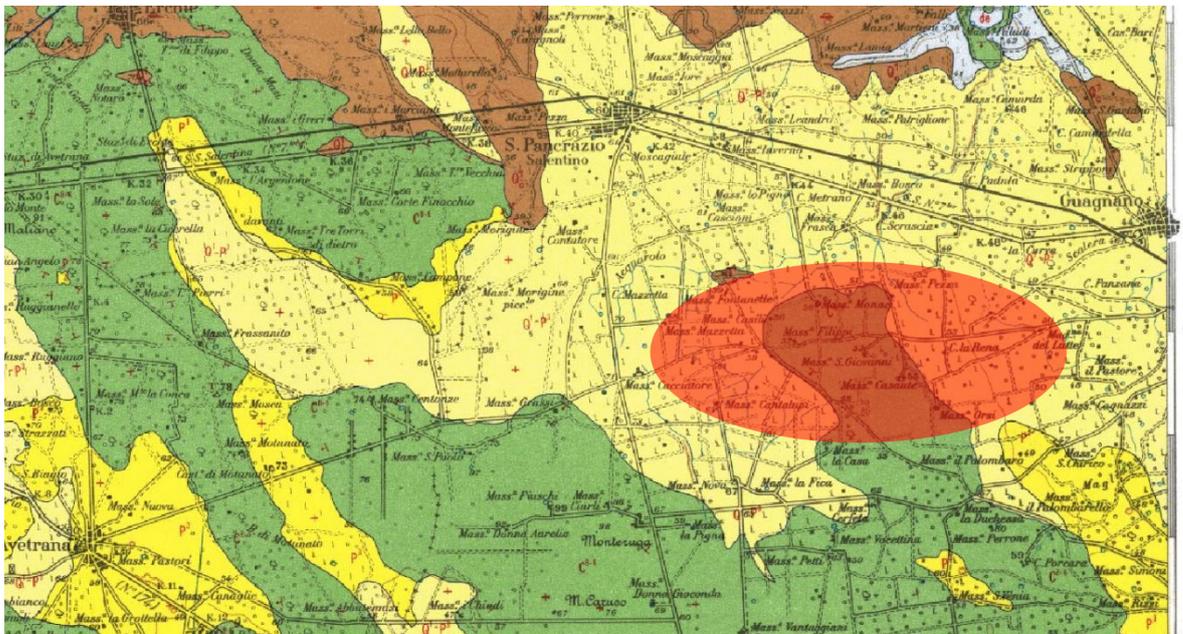


FIGURA 6: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA FOGLIO 203

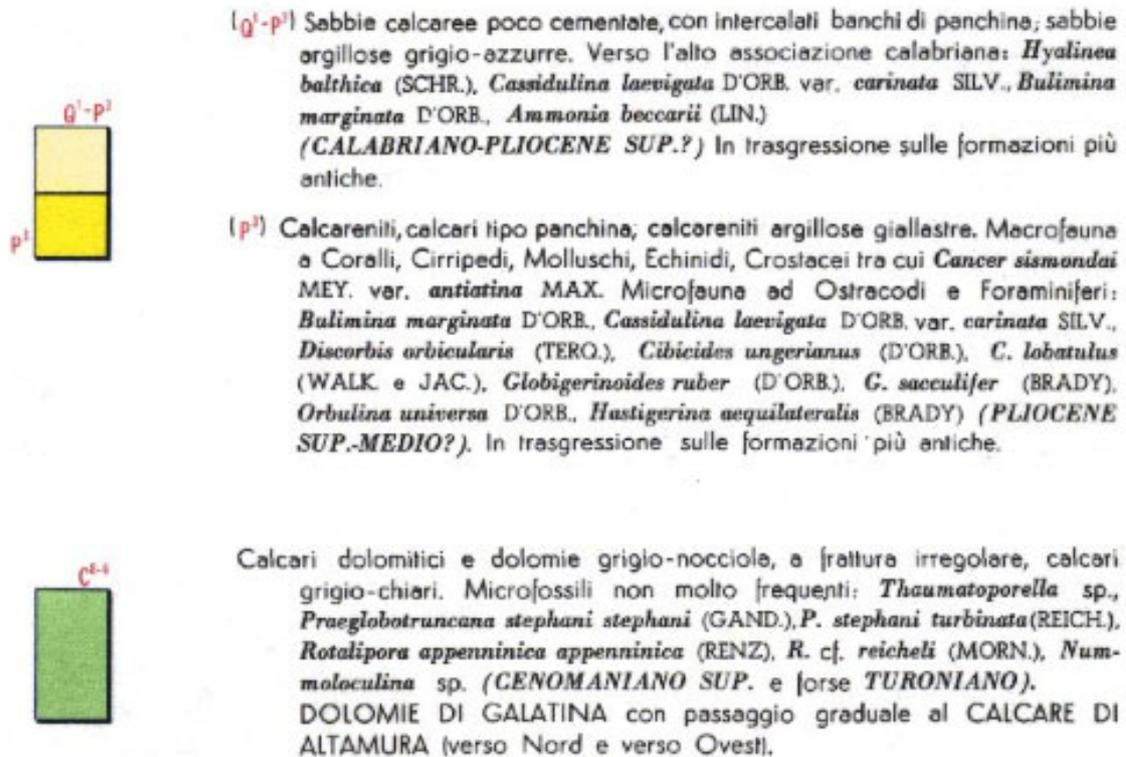


FIGURA 7: LEGENDA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA

2.2.4. IDROGEOLOGIA

DAL PUNTO DI VISTA IDROGEOLOGICO, LA PRESENZA DI TERRENI PERMEABILI PER POROSITÀ E PER FESSURAZIONE E CARSIAMO, FA SÌ CHE L'AREA D'INTERVENTO SIA CARATTERIZZATA DA UN'UNICA FALDA ACQUIFERA DENOMINATA "FALDA PROFONDA O CARSIKA" CONOSCIUTA COME FALDA COSTIERA O CARSIKA AD UNA PROFONDITÀ MAGGIORE DI 50 M.

2.2.5. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

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

TALE ATTIVITÀ, PROGETTATA CON LO SCOPO DI ACCERTARE LA COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO E DI VALUTARE LE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI LITOTIPI PRESENTI, È STATA CONDOTTA ESEGUENDO LE SEGUENTI INDAGINI IN CORRISPONDENZA DELLA POSIZIONE DEGLI AEROGENERATORI 10, 8 E 3:

- N. 4 PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE;

- N 2 INDAGINI SISMICHE CON METODOLOGIA MASW, PER INDIVIDUARE LA CATEGORIA SISMICA DI SUOLO DI FONDAZIONE;

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

2.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI

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

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

Strato	ϕ	$E_{statico}$	ν	c	γ
	°	[daN/cm ²]		[daN/cm ²]	[daN/m ³]
1	33	100000	0,35	1,00	2190

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

Strato	D_r	ϕ	V_p	V_s	$E_{statico}$	ν	c	γ
	[%]	°	[m/s]	[m/s]	[daN/cm ²]		[daN/cm ²]	[daN/m ³]
1	61	29,3	800	339	5600	0,43	0,0	1720

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.

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

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

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

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

3. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI

LE INDAGINI GEOTECNICHE E GEOFISICHE HANNO RESTITUITO PARAMETRI DI CARATTERIZZAZIONE ELASTICA DEI SUOLI CHE SUGGERISCONO, VISTO L'IMPEGNO STATICO A CUI SARANNO SOGGETTI I TERRENI DI FONDAZIONE, DI AFFIDARE LA PORTANZA A STRUTTURE DI FONDAZIONE DEL TIPO DI SEGUITO DESCRITTE.

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

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

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

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

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

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

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

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

GEO: RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA CON SVILUPPO DI

MECCANISMI DI COLLASSO DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA;

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

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

VERIFICHE EQU: L'EDIFICIO È SOGGETTO AD AZIONI DI TIPO VERTICALE E ORIZZONTALE. COME SI EVINCE DAL DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE, QUESTE ULTIME SONO TUTTE DI COMPRESSIONE. PERTANTO ESSENDO LE PRESSIONI DI COMPRESSIONE, SICURAMENTE NON SI HANNO FENOMENI DI PERDITA DI EQUILIBRIO DELLA STRUTTURA.

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

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

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

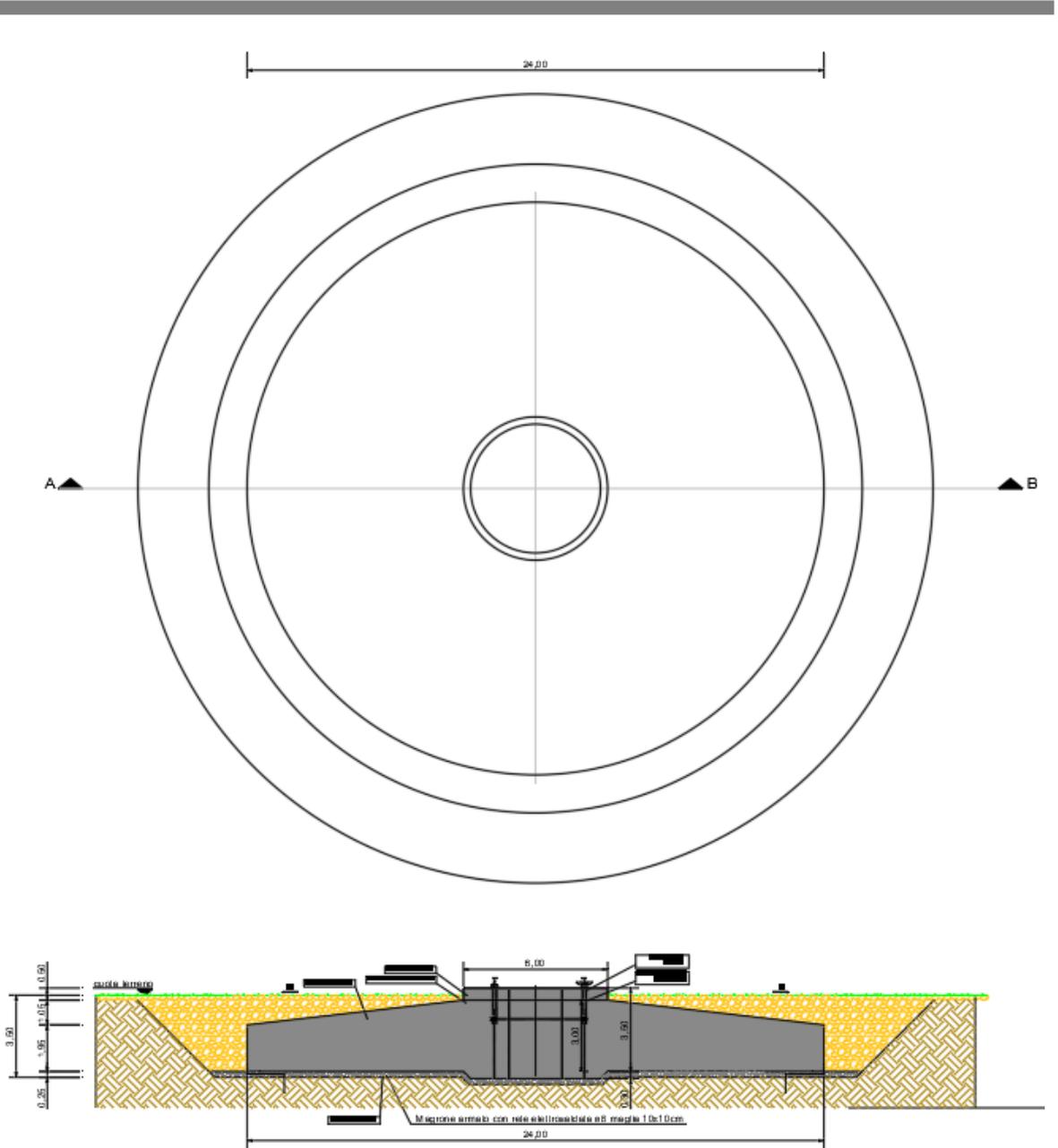


FIGURA 8: GEOMETRIA FONDAZIONE DIRETTA

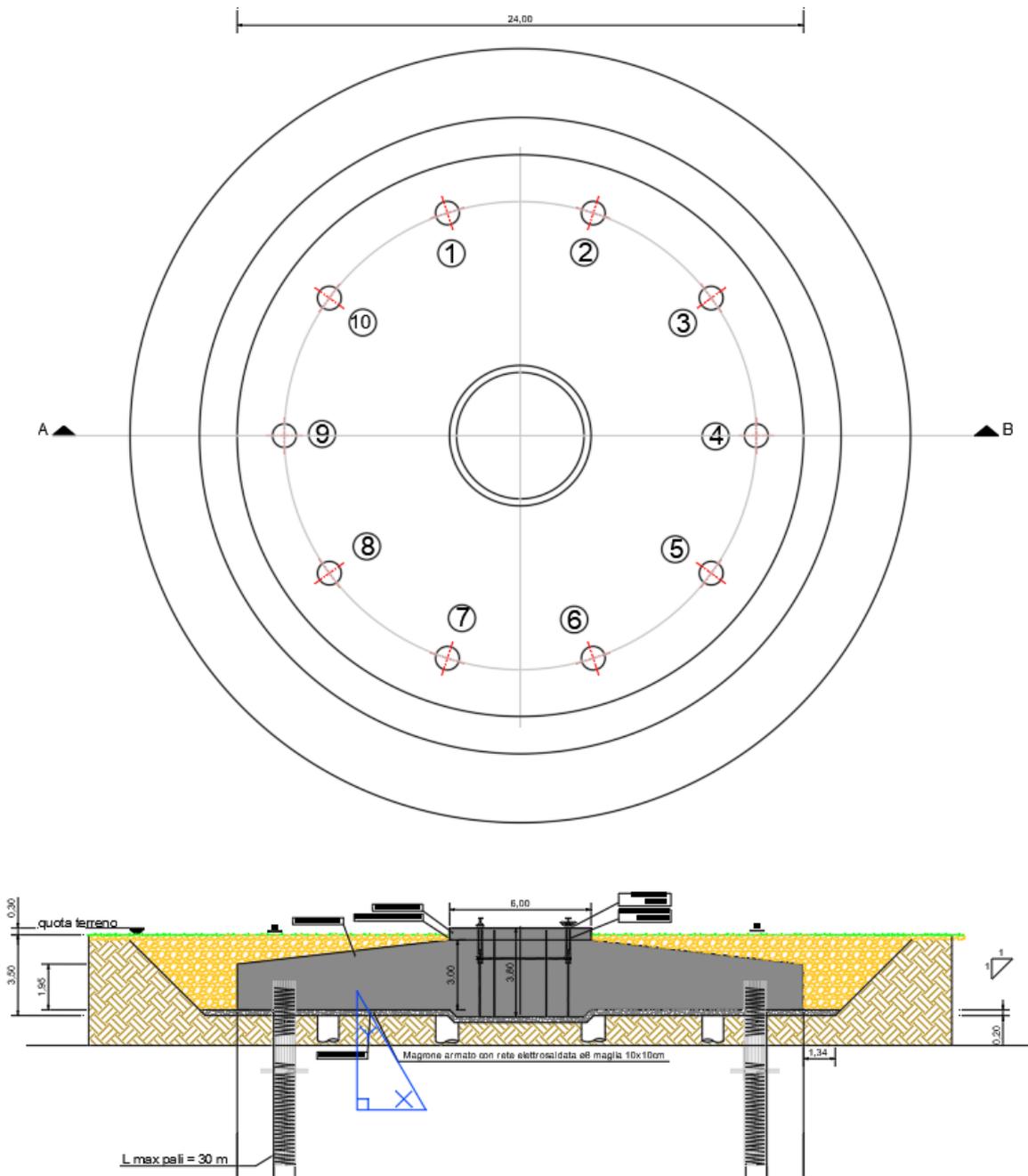


FIGURA 9: GEOMETRIA FONDAZIONE INDIRETTA

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:

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

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

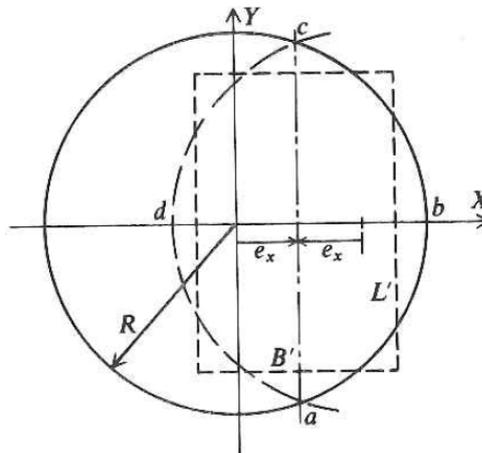
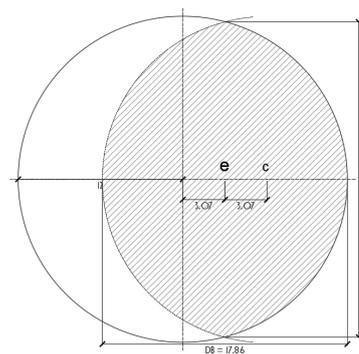


FIGURA IO: FATTORI GEOMETRICI PER LE FONDAZIONI CIRCOLARI

$$e = M / N$$

N	6627 kN
W	30133 kN
Q	36760 kN
V	1175 kN
M	112893 kNm
e	3.07 m



B1	17.857922 m
S	307.24 m ²
db/ac	0.769738
L'	19.978708 m
B'	15.378371 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	26.0920
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	5,14	38.6383
$N_y = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$	/	48.8852
FATTORI CORRETTIVI DI FORMA	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE
$s_c = 1+(N_q/N_c)(B'/L')$	1,4999	1,4999
$s_q = 1+ \tan \phi' (B'/L')$	/	1,5198
$s_y = 1-0,4(B'/L')$	/	0,6921
FATTORI CORRETTIVI DI INCLINAZIONE DEL CARICO	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE
$m = [2+(B'/L')]/[1+(B'/L')]$	1.5651	1,5651
$i_q = \{1-[H/(V+B'L'c'ctg \phi')]\}^m$	1	1,0326
$i_c = i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	1	1,0339
$i_y = \{1-[H/(V+B'L'c'ctg \phi')]\}^{(m+1)}$	/	1,0540
FATTORI CORRETTIVI DI APPROFONDIMENTO	BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE
$D/B' < 1$		
$d_q = 1+[2(D/B') \tan \phi' (1-\sin \phi')]^2$	1	1,2079
$d_c = d_q - [(1-d_q)/(N_c \tan \phi')]$	1	1,10910
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}	783,64 kN/m ²	16370,82 kN/m ²
Q_{lim}	240766 kN	5029771 kN
$E_d = Q*1,5$ kN	55141 kN	55141 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	4,37	91,22

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 EFFETTUA DIVIDENDO I VALORI DEI CONTRIBUTI ALLA PUNTA E LATERALE PER IL FATTORE DI CORRELAZIONE ξ , DEFINITO NELLA TABELLA 6.4.IV DEL CAPITOLO 6 DELLA NORMA. CONSIDERATO IL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (UNA PER PALO) NON POSSIAMO CHE CONSIDERARE I VALORI MASSIMI PREVISTI IN NORMATIVA.

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

LA DETERMINAZIONE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO È, INFINE, EFFETTUATA CON RIFERIMENTO AI COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_B = 1.35$ (COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA BASE DEL PALO) E $\gamma_S = 1.15$ (COEFFICIENTE DI SICUREZZA LATERALE DEL PALO), COME DA TABELLA 6.4.II DELLA NORMA.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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

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

3.2.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO

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

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

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

$$Q_p = 9 c_u A_p$$

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

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

3.2.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO

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

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

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

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

3.2.2.1 METODO α

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

$$\tau_s = \alpha c_u$$

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

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

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

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

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

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

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

3.2.2.2 METODO β

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

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

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

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

ANCHE PER I TERRENI INCOERENTI SI UTILIZZA IL METODO β .

3.3. CAPACITÀ PORTANTE DELLA PALIFICATA

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

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

3.4. CARICO LIMITE ULTIMO ORIZZONTALE IN TERRENI INCOERENTI

NEL CASO DEL MECCANISMO IN ESAME, SI SUPPONE CHE LA RESISTENZA DEL SISTEMA PALO TERRENO SIA MOBILITA PER UN VALORE DI AZIONE ORIZZONTALE H_{ULT} DETERMINATO DALL'INGRESSO NEL DIAGRAMMA ADIMENSIONALIZZATO PROPOSTO DA BROMS (V. DIAGRAMMA O1, LINEA ROSSA TRATTEGGIATA PER IL NOSTRO CASO) PER PALI FLESSIBILI, NELL'IPOTESI DI MEZZO PURAMENTE ATTRITIVO.

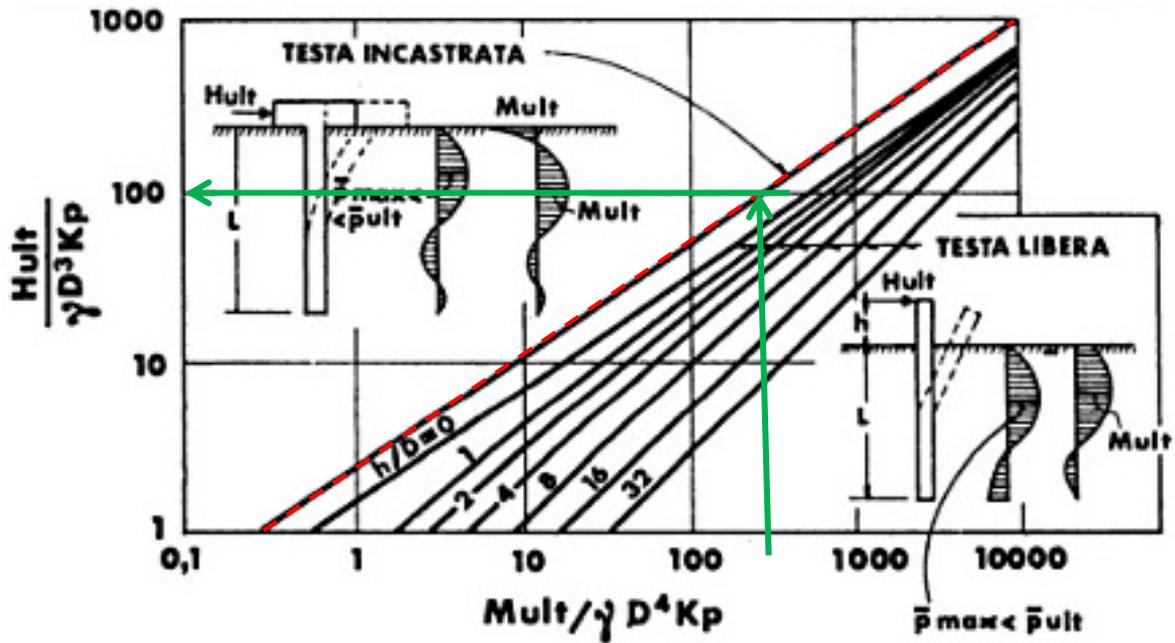


DIAGRAMMA I

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

MSC Innovative Solutions s.r.l.s.
Via Milizia, 55 – 73100 Lecce

Responsabile Progettazione: Ing. Santo Masilla

4. VERIFICA FONDAZIONI

LE RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST VER. 8.25 E CON IL SOFTWARE DI CALCOLO NUMERICO "XFINEST 2014 VER. 2021", 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 21/01/2019
- [3] LEGGE 5 NOVEMBRE 1971 N. 1086 – NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA.
- [4] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 14 FEBBRAIO 1974, N.11951 – “APPLICAZIONE DELLE NORME SUL CEMENTO ARMATO”.
- [5] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 25 GENNAIO 1975, N.13229 – “L’IMPIEGO DI MATERIALI CON ELEVATE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA PER CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO.
- [6] • C.N.R. – UNI 10011-97 – “COSTRUZIONI DI ACCIAIO: ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L’ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE”.
- [7] • OPCM 3274 D.D. 20/03/2003 S.M.I. – “PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA”, E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI (OPCM 3431 03/05/05).
- [8] D.M.LL.PP. 20 NOVEMBRE 1987 – “NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DEGLI EDIFICI IN MURATURA E PER IL LORO CONSOLIDAMENTO”.
- [9] CIRC. MIN.LL.PP. N.11951 DEL 14 FEBBRAIO 1992 – CIRCOLARE ILLUSTRATIVA DELLA LEGGE N. 1086.
- [10] D.M. 14 FEBBRAIO 1992 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE, PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [11] CIRC. MIN.LL.PP. N.37406 DEL 24 GIUGNO 1993 – ISTRUZIONI RELATIVE ALLE NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE DI CUI AL D.M. 14 FEBBRAIO 1992.
- [12] D.M. 9 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [13] CIRC. MIN. LL.PP. 15.10.1996 n.252 AA.GG./S.T.C. – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE «NORME TECNICHE PER IL CALCOLO E L’ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE» DI CUI AL D.M. 09.01.1996.
- [14] D.M. 16 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI
- [15] CIRC. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./S.T.C. DEL 4 LUGLIO 1996 – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE “NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI” DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996.
- [16] D.M. 16.1.1996 – NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- [17] CIRC. MIN. LL.PP. 10.4.1997, n. 65 – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE “NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE” DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996
- [18] EUROCODICE 1 – BASI DI CALCOLO ED AZIONI SULLE STRUTTURE
- [19] EUROCODICE 2 – PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO

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

LECCE, DICEMBRE 2021



ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI:

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

Relazione di calcolo

Correlata con prove CPT	No
Correlata con prove SPT	No
Fattore di riduzione pressione limite alla base per pali trivellati	No
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									
-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									
-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 per compressione 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									
-Bowles (1991)	Si	No								
Considera l'effetto dell'attrito negativo	No									
-Coefficiente di Lambe										
Pressione limite alla base										
Calcolo della pressione limite alla base del palo	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									
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)										

Relazione di calcolo

-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
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

Specifici	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Informazioni preliminari										
Coefficiente di uniformità	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									
-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									
-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									
-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									
Densità relativa										
Correlata con prove SPT										
-Terzaghi e Peck (1948)	Si									
-Gibbs e Holtz (1957)	No									
-Meyerhof (1957)	No									
-Schultze e Menzenbach (1961)	No									
-Bazaara (1967)	No									
-Marcuson e Bieganousky (1977)	No									
-Skempton (1986)	No									
Correlata con prove CPT										
-Schmertmann (1976)	Si									
-Jamiolkowski et al. (1985)	No									
-Baldi et al. (1986)	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									
-Schmertmann (1975)	No									
-Wolff (1989)	No									
-Hatanaka e Uchida (1996)	No									
-Road Bridge Specification	No									
-Owasaki e Iwasaki	No									
-Japanese National Railway	No									
-Peck-Hanson e Thornburn	No									
-De Mello	No									
Correlato con prove CPT										
-Robertson e Campanella (1983)	Si									
-Durgunoglu e Mitchell	No									
-Caquot	No									
Correlata con proprietà indice										
-In funzione della densità relativa, per terreni incoerenti	No									
-In funzione dell'indice di plasticità, per terreni coesivi	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									
-Stroud (1974)	No									
Correlata con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	Si									
-Lunne e Eide	No									
Correlata con proprietà indice										
-Bjerrum e Simons (1960)	No									
-Skempton (1953)	No									

Relazione di calcolo

	No									
-Calcolata da $\sigma'v_0$ con moltiplicatore pari a										
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
-Valore minore										
Caratteristiche litostatiche										
Grado di sovraconsolidazione										
-Correlato con prove SPT										
-Mayne e Kemper (1988)	No									
-Correlato con prove CPT										
-Mayne e Kemper (1988)	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 D_r										
-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 D_r										
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: $\gamma = 2190.00$ daN/mc

- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2190.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 33.00$ grad

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

Caratteristiche litostatiche:

- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.46$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 1000000000.00$ daN/mq

- Modulo elastico tangenziale: $G = 370370000.00$ daN/mq

- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$

- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.35$

- Modulo edometrico: $E_{ed} = 740740000.00$ daN/mq

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

Elenco colonne stratigrafiche

Sommario

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni.....2
 Fondazioni profonde2
 Geotecnica.....3
 Elenco unità geotecniche3
 Elenco colonne stratigrafiche3
 Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_015
 Fondazioni profonde.....6
 Verifiche capacità portante e cedimenti6

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni

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 trivellati	No
Spostamenti orizzontali	
Spostamenti orizzontali	Risposta elastica in funzione della stratigrafia

Specifici		1
Attrito laterale limite		
Calcolo dell'attrito laterale limite		Si
-Condizioni non drenate		
-Calcolo di α		
-Pari a		
-A.G.I. (1984)		
-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
-Iniezioni ripetute		x
-Unica iniezione		
-Condizioni drenate		
-Calcolo di β		
-Pari a		
-Reese e O'Neill (1989)		x
-Calcolato		
-Calcolo di k		
-Pari a		
-Dal rapporto con k_0 pari a		0.00
-Fleming (1985)		
-Calcolo di δ		
-Pari a $\langle \text{grad} \rangle$		
-Dal rapporto con ϕ' pari a		0.00
-Calcolo di a' dal rapporto con c'		1.00
Calcolo dell'attrito laterale limite per trazione		
-Considera i risultati del calcolo per l'attrito laterale limite per compressione con un fattore di riduzione pari a		0.66
-Sowa (1970)		No
-Bowles (1991)		Si
Considera l'effetto dell'attrito negativo		No
-Coefficiente di Lambe		
Pressione limite alla base		
Calcolo della pressione limite alla base del palo		Si

Relazione di calcolo

-Terzaghi (1943)	
-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
Cedimenti	
Risposta elastica laterale	
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	x
-Coefficiente di influenza	4.00
-Pari a <daN/mq>	
Risposta elastica alla base	
-Calcolata dalla rigidezza dello strato	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
-Coefficiente effetto tridimensionale	2.00
Resistenza limite	
-Calcolata dai parametri plastici	x
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per attrito	3.00
-Coefficiente effetto tridimensionale resistenza per coesione	4.00
-Pari a <daN/mq>	

Geotecnica

Elenco unità geotecniche

1 sabbie:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1720.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 1930.00$ daN/mc

Proprietà indice:

- Densità relativa: $D_r = 61.00$ <%>

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 29.30$ grad
- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: $OCR = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.51$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 56000000.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 19580000.00$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.43$
- Modulo edometrico: $E_{ed} = 39160000.00$ 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

Simbologia

- ϕ' =Angolo di attrito efficace
- γ =Peso specifico del terreno naturale

Relazione di calcolo

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

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 sabbie	Inc.	1720.00	1930.00	61.00	0.00	29.30	0.00		1.00	0.51	1

Simbologia

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

St.	z <m>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	k_j	ν	E_{ed} <daN/mq>	E_u <daN/mq>	Crit.
1	0.00	56000000.00	19580000.00	1.00	0.43	39160000.00	0.00	1

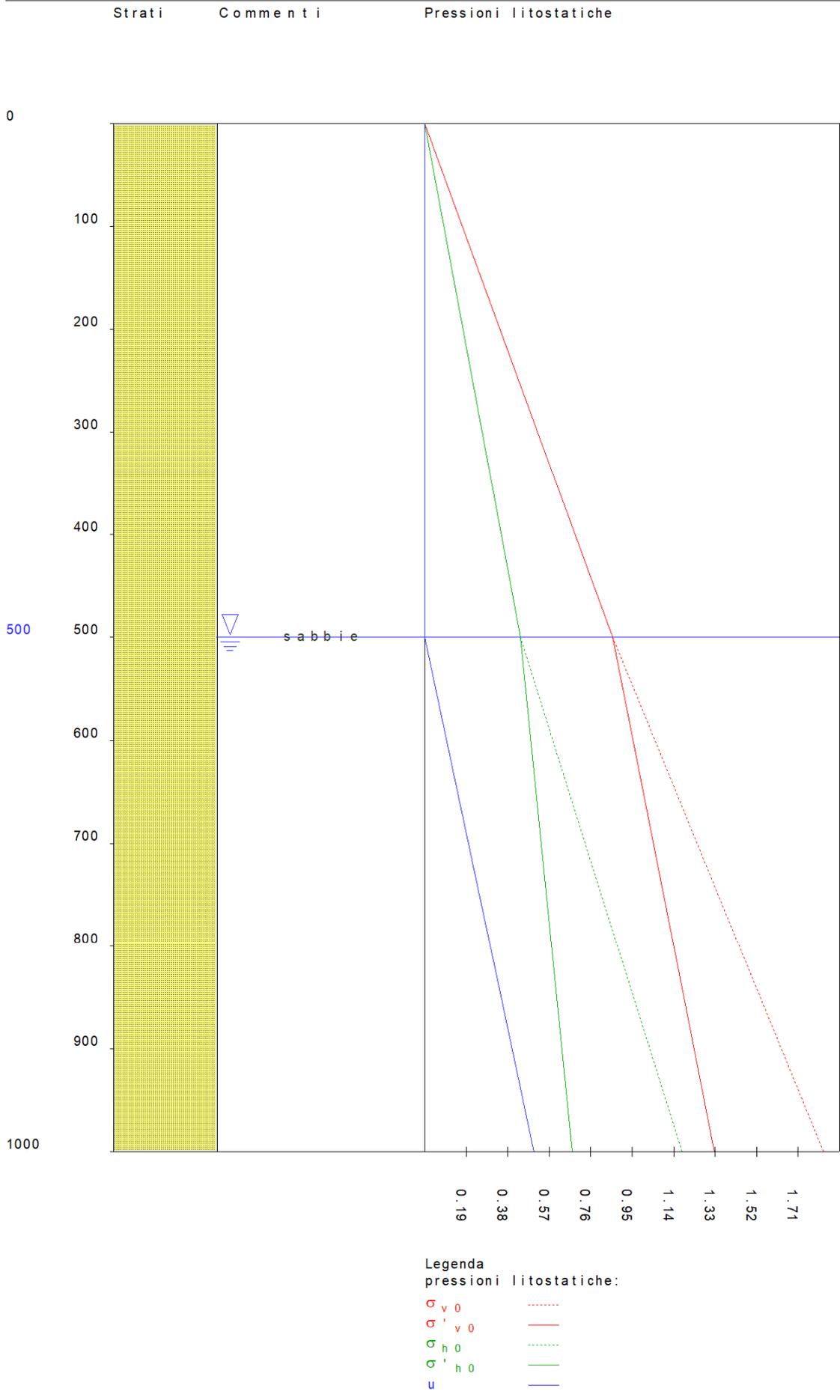


Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01

Relazione di calcolo

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 $\gamma_R = 1.10$;

Coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni profonde:

Per pali infissi:

Resistenza alla base $\gamma_{R,b} = 1.15$;

Resistenza laterale in compressione $\gamma_{R,s} = 1.15$;

Resistenza laterale in trazione $\gamma_{R,t} = 1.25$;

Per pali trivellati:

Resistenza alla base $\gamma_{R,b} = 1.35$;

Resistenza laterale in compressione $\gamma_{R,s} = 1.15$;

Resistenza laterale in trazione $\gamma_{R,t} = 1.25$;

Per pali ad elica continua:

Resistenza alla base $\gamma_{R,b} = 1.30$;

Resistenza laterale in compressione $\gamma_{R,s} = 1.15$;

Resistenza laterale in trazione $\gamma_{R,t} = 1.25$;

Fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica desumibile dai criteri di progetto.

Fondazioni profonde

Simbologia

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

Verifiche capacità portante e cedimenti

Palo n. 354

Tipo palo=Trivellato

Rotazione testa libera

Coefficiente di efficienza=1.00

Dp=1.000000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=58904.90 <daN> D=0.00 <m>

Colonna stratigrafica numero 1 str_01

Relazione di calcolo

Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cmq>	k_s <daN/cm>	σ_h <daN/cmq>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{im}=748598.00 <daN>
 q_p=266.83 <daN/cmq>
 QP_{im}=2095690.00 <daN>
 k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-408119.00	0.21	3.18	198.19	17018.40	0.05	>1
2	2	-357335.00	0.18	--	102.93	15466.80	0.04	--
3	3	-402484.00	0.20	3.22	197.99	17026.80	0.05	>1
4	4	-354642.00	0.18	--	101.74	15468.50	0.04	--
5	5	-350304.00	0.18	3.70	166.49	17010.20	0.05	>1
6	6	-329710.00	0.17	--	73.23	15460.60	0.04	--
7	7	-344668.00	0.17	3.76	160.02	16997.90	0.05	>1
8	8	-327018.00	0.17	--	68.22	15457.00	0.04	--
9	9	-394459.00	0.20	3.29	195.67	17035.80	0.05	>1
10	10	-350808.00	0.18	--	98.61	15470.20	0.04	--
11	11	-377114.00	0.19	3.44	188.49	17040.60	0.05	>1
12	12	-342520.00	0.17	--	91.19	15470.20	0.04	--
13	13	-375674.00	0.19	3.45	188.82	17039.70	0.05	>1
14	14	-341832.00	0.17	--	91.48	15469.70	0.04	--
15	15	-358329.00	0.18	3.62	175.68	17023.70	0.05	>1
16	16	-333545.00	0.17	--	80.61	15464.50	0.04	--
17	17	-442070.00	0.22	2.93	170.48	23301.30	0.07	>1
18	18	-336714.00	0.17	--	113.75	17111.20	0.05	--
19	19	-341084.00	0.17	--	27.30	15533.80	0.04	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 356

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 D_p=1.000000 <m> L_p=30.000000 <m> W_p=58904.90 <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	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{im}=748598.00 <daN>
 q_p=266.83 <daN/cm>
 QP_{im}=2095690.00 <daN>
 k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-401637.00	0.20	3.23	197.90	17027.90	0.05	>1
2	2	-354237.00	0.18	--	101.52	15468.70	0.04	--
3	3	-386883.00	0.20	3.35	194.19	17039.80	0.05	>1
4	4	-347188.00	0.18	--	96.61	15470.60	0.04	--
5	5	-365905.00	0.18	3.54	181.06	17033.50	0.05	>1
6	6	-337164.00	0.17	--	84.82	15467.60	0.04	--
7	7	-351151.00	0.18	3.69	167.41	17011.90	0.05	>1
8	8	-330115.00	0.17	--	73.95	15461.00	0.04	--
9	9	-406344.00	0.21	3.19	197.91	17021.40	0.05	>1
10	10	-356486.00	0.18	--	102.34	15467.50	0.04	--
11	11	-395624.00	0.20	3.28	195.98	17034.80	0.05	>1
12	12	-351364.00	0.18	--	99.01	15470.10	0.04	--
13	13	-357163.00	0.18	3.63	174.55	17022.00	0.05	>1
14	14	-332988.00	0.17	--	79.72	15464.00	0.04	--
15	15	-346444.00	0.17	3.74	162.51	17001.80	0.05	>1
16	16	-327866.00	0.17	--	70.23	15458.10	0.04	--

Relazione di calcolo

17	17	-248293.00	0.13	5.22	1108.90	22273.10	0.07	>1
18	18	-207530.00	0.10	--	737.77	16486.90	0.05	--
19	19	-315247.00	0.16	--	133.89	15500.10	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 358

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.000000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=58904.90 <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/cmq>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{lim}=748598.00 <daN>
 q_p=266.83 <daN/cmq>
 QP_{lim}=2095690.00 <daN>
 k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-385512.00	0.19	3.36	193.65	17040.30	0.05	>1
2	2	-346533.00	0.17	--	96.05	15470.60	0.04	--
3	3	-367275.00	0.19	3.53	183.24	17034.40	0.05	>1
4	4	-337819.00	0.17	--	86.73	15467.80	0.04	--
5	5	-385512.00	0.19	3.36	192.59	17040.70	0.05	>1
6	6	-346533.00	0.17	--	95.12	15470.80	0.04	--
7	7	-367275.00	0.19	3.53	182.09	17034.80	0.05	>1
8	8	-337819.00	0.17	--	85.68	15468.00	0.04	--
9	9	-406789.00	0.21	3.19	198.26	17020.60	0.05	>1
10	10	-356699.00	0.18	--	102.73	15467.30	0.04	--
11	11	-406789.00	0.21	3.19	197.96	17020.70	0.05	>1
12	12	-356699.00	0.18	--	102.47	15467.30	0.04	--
13	13	-345998.00	0.17	3.75	161.93	17000.90	0.05	>1
14	14	-327653.00	0.17	--	69.77	15457.90	0.04	--
15	15	-345998.00	0.17	3.75	161.53	17001.00	0.05	>1
16	16	-327653.00	0.17	--	69.37	15457.90	0.04	--
17	17	-131806.00	0.07	9.83	2124.90	20708.10	0.07	>1
18	18	-129871.00	0.07	--	1415.31	15551.20	0.05	--
19	19	-299715.00	0.15	--	271.51	15457.50	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 360

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.000000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=58904.90 <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/cmq>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{lim}=748598.00 <daN>
 q_p=266.83 <daN/cmq>
 QP_{lim}=2095690.00 <daN>
 k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-365905.00	0.18	3.54	182.19	17033.10	0.05	>1
2	2	-337165.00	0.17	--	85.86	15467.40	0.04	--
3	3	-351151.00	0.18	3.69	168.22	17011.60	0.05	>1
4	4	-330115.00	0.17	--	74.73	15460.90	0.04	--

Relazione di calcolo

5	5	-401636.00	0.20	3.23	197.25	17028.20	0.05	>1
6	6	-354237.00	0.18	--	100.96	15468.90	0.04	--
7	7	-386882.00	0.20	3.35	193.14	17040.30	0.05	>1
8	8	-347187.00	0.18	--	95.69	15470.80	0.04	--
9	9	-395624.00	0.20	3.28	196.84	17034.40	0.05	>1
10	10	-351364.00	0.18	--	99.76	15469.90	0.04	--
11	11	-406344.00	0.21	3.19	198.25	17021.30	0.05	>1
12	12	-356486.00	0.18	--	102.64	15467.40	0.04	--
13	13	-346444.00	0.17	3.74	162.06	17002.00	0.05	>1
14	14	-327866.00	0.17	--	69.78	15458.20	0.04	--
15	15	-357163.00	0.18	3.63	173.54	17022.40	0.05	>1
16	16	-332988.00	0.17	--	78.77	15464.10	0.04	--
17	17	-137101.00	0.07	9.45	2969.83	20799.80	0.08	>1
18	18	-133402.00	0.07	--	1978.95	15605.80	0.06	--
19	19	-300421.00	0.15	--	387.52	15460.20	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 362

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.000000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=58904.90 <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	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{im}=748598.00 <daN>
 q_p=266.83 <daN/cm>
 QP_{im}=2095690.00 <daN>
 K_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-350304.00	0.18	3.70	167.24	17009.90	0.05	>1
2	2	-329711.00	0.17	--	73.97	15460.40	0.04	--
3	3	-344668.00	0.17	3.76	160.05	16997.80	0.05	>1
4	4	-327018.00	0.17	--	68.26	15457.00	0.04	--
5	5	-408119.00	0.21	3.18	198.17	17018.40	0.05	>1
6	6	-357335.00	0.18	--	102.91	15466.80	0.04	--
7	7	-402484.00	0.20	3.22	197.38	17027.10	0.05	>1
8	8	-354642.00	0.18	--	101.22	15468.60	0.04	--
9	9	-377114.00	0.19	3.44	189.63	17040.10	0.05	>1
10	10	-342521.00	0.17	--	92.22	15470.00	0.04	--
11	11	-394459.00	0.20	3.29	196.56	17035.40	0.05	>1
12	12	-350808.00	0.18	--	99.38	15470.10	0.04	--
13	13	-358329.00	0.18	3.62	174.64	17024.10	0.05	>1
14	14	-333545.00	0.17	--	79.64	15464.70	0.04	--
15	15	-375673.00	0.19	3.45	187.66	17040.10	0.05	>1
16	16	-341832.00	0.17	--	90.45	15470.00	0.04	--
17	17	-262157.00	0.13	4.94	3534.40	22414.80	0.09	>1
18	18	-216773.00	0.11	--	2355.76	16572.90	0.06	--
19	19	-317095.00	0.16	--	466.85	15505.00	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 364

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.000000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=58904.90 <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	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{im}=748598.00 <daN>
 q_p=266.83 <daN/cm>

Relazione di calcolo

QP_{lim}=2095690.00 <daN>
k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-344668.00	0.17	3.76	160.02	16997.90	0.05	>1
2	2	-327018.00	0.17	--	68.22	15457.00	0.04	--
3	3	-350304.00	0.18	3.70	166.49	17010.20	0.05	>1
4	4	-329710.00	0.17	--	73.23	15460.60	0.04	--
5	5	-402484.00	0.20	3.22	197.99	17026.80	0.05	>1
6	6	-354642.00	0.18	--	101.74	15468.50	0.04	--
7	7	-408119.00	0.21	3.18	198.19	17018.40	0.05	>1
8	8	-357335.00	0.18	--	102.93	15466.80	0.04	--
9	9	-358329.00	0.18	3.62	175.68	17023.70	0.05	>1
10	10	-333545.00	0.17	--	80.61	15464.50	0.04	--
11	11	-375674.00	0.19	3.45	188.82	17039.70	0.05	>1
12	12	-341832.00	0.17	--	91.48	15469.70	0.04	--
13	13	-377114.00	0.19	3.44	188.49	17040.60	0.05	>1
14	14	-342520.00	0.17	--	91.19	15470.20	0.04	--
15	15	-394459.00	0.20	3.29	195.67	17035.80	0.05	>1
16	16	-350808.00	0.18	--	98.61	15470.20	0.04	--
17	17	-459207.00	0.23	2.82	3732.94	23313.50	0.09	>1
18	18	-348139.00	0.18	--	2488.58	17119.60	0.07	--
19	19	-343369.00	0.17	--	497.71	15535.60	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 366

Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00
D_p=1.000000 <m> L_p=30.000000 <m> W_p=58904.90 <daN> D=0.00 <m>
Colonna stratigrafica numero 1 str_01
Verifiche in condizioni drenate

Z _p <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	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{lim}=748598.00 <daN>
q_p=266.83 <daN/cm>
QP_{lim}=2095690.00 <daN>
k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-351151.00	0.18	3.69	167.41	17011.90	0.05	>1
2	2	-330115.00	0.17	--	73.95	15461.00	0.04	--
3	3	-365905.00	0.18	3.54	181.06	17033.50	0.05	>1
4	4	-337164.00	0.17	--	84.82	15467.60	0.04	--
5	5	-386883.00	0.20	3.35	194.19	17039.80	0.05	>1
6	6	-347188.00	0.18	--	96.61	15470.60	0.04	--
7	7	-401637.00	0.20	3.23	197.90	17027.90	0.05	>1
8	8	-354237.00	0.18	--	101.52	15468.70	0.04	--
9	9	-346444.00	0.17	3.74	162.51	17001.80	0.05	>1
10	10	-327866.00	0.17	--	70.23	15458.10	0.04	--
11	11	-357163.00	0.18	3.63	174.55	17022.00	0.05	>1
12	12	-332988.00	0.17	--	79.72	15464.00	0.04	--
13	13	-395624.00	0.20	3.28	195.98	17034.80	0.05	>1
14	14	-351364.00	0.18	--	99.01	15470.10	0.04	--
15	15	-406344.00	0.21	3.19	197.91	17021.40	0.05	>1
16	16	-356486.00	0.18	--	102.34	15467.50	0.04	--
17	17	-652983.00	0.38	1.98	3533.43	22401.30	0.09	>1
18	18	-477322.00	0.25	--	2356.05	16573.80	0.06	--
19	19	-369205.00	0.19	--	475.50	15518.60	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 368

Tipo palo=Trivellato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00

Relazione di calcolo

Dp=1.000000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=58904.90 <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>	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{im}=748598.00 <daN>
 q_p=266.83 <daN/cm²>
 QP_{im}=2095690.00 <daN>
 k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-367275.00	0.19	3.53	182.09	17034.80	0.05	>1
2	2	-337819.00	0.17	--	85.68	15468.00	0.04	--
3	3	-385512.00	0.19	3.36	192.59	17040.70	0.05	>1
4	4	-346533.00	0.17	--	95.12	15470.80	0.04	--
5	5	-367275.00	0.19	3.53	183.24	17034.40	0.05	>1
6	6	-337819.00	0.17	--	86.73	15467.80	0.04	--
7	7	-385512.00	0.19	3.36	193.65	17040.30	0.05	>1
8	8	-346533.00	0.17	--	96.05	15470.60	0.04	--
9	9	-345998.00	0.17	3.75	161.53	17001.00	0.05	>1
10	10	-327653.00	0.17	--	69.37	15457.90	0.04	--
11	11	-345998.00	0.17	3.75	161.93	17000.90	0.05	>1
12	12	-327653.00	0.17	--	69.77	15457.90	0.04	--
13	13	-406789.00	0.21	3.19	197.96	17020.70	0.05	>1
14	14	-356699.00	0.18	--	102.47	15467.30	0.04	--
15	15	-406789.00	0.21	3.19	198.26	17020.60	0.05	>1
16	16	-356699.00	0.18	--	102.73	15467.30	0.04	--
17	17	-769470.00	0.50	1.68	2970.03	20917.20	0.08	>1
18	18	-554980.00	0.30	--	1980.89	15690.90	0.06	--
19	19	-384737.00	0.19	--	404.46	15485.70	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 370

Tipo palo=Trivellato
 Rotazione testa libera
 Coefficiente di efficienza=1.00
 Dp=1.000000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=58904.90 <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>	σ_h <daN/cm ² >	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{im}=748598.00 <daN>
 q_p=266.83 <daN/cm²>
 QP_{im}=2095690.00 <daN>
 k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-386882.00	0.20	3.35	193.14	17040.30	0.05	>1
2	2	-347187.00	0.18	--	95.69	15470.80	0.04	--
3	3	-401636.00	0.20	3.23	197.25	17028.20	0.05	>1
4	4	-354237.00	0.18	--	100.96	15468.90	0.04	--
5	5	-351151.00	0.18	3.69	168.22	17011.60	0.05	>1
6	6	-330115.00	0.17	--	74.73	15460.90	0.04	--
7	7	-365905.00	0.18	3.54	182.19	17033.10	0.05	>1
8	8	-337165.00	0.17	--	85.86	15467.40	0.04	--
9	9	-357163.00	0.18	3.63	173.54	17022.40	0.05	>1
10	10	-332988.00	0.17	--	78.77	15464.10	0.04	--
11	11	-346444.00	0.17	3.74	162.06	17002.00	0.05	>1
12	12	-327866.00	0.17	--	69.78	15458.20	0.04	--
13	13	-406344.00	0.21	3.19	198.25	17021.30	0.05	>1
14	14	-356486.00	0.18	--	102.64	15467.40	0.04	--

Relazione di calcolo

15	15	-395624.00	0.20	3.28	196.84	17034.40	0.05	>1
16	16	-351364.00	0.18	--	99.76	15469.90	0.04	--
17	17	-764174.00	0.49	1.70	2128.75	20999.50	0.07	>1
18	18	-551450.00	0.30	--	1420.40	15739.40	0.05	--
19	19	-384031.00	0.19	--	295.64	15487.20	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Palo n. 372

Tipo palo=Trivellato

Rotazione testa libera

Coefficiente di efficienza=1.00

Dp=1.000000 <m> Lp=30.000000 <m> Wp=58904.90 <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/cmq>	k_h <daN/cm>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.82	5.67	7.53	64.92
30.00	0.50	21.02	27.87	240.43

QS_{lim}=748598.00 <daN>

q_p=266.83 <daN/cmq>

QP_{lim}=2095690.00 <daN>

k_p=187.78 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-402484.00	0.20	3.22	197.38	17027.10	0.05	>1
2	2	-354642.00	0.18	--	101.22	15468.60	0.04	--
3	3	-408119.00	0.21	3.18	198.17	17018.40	0.05	>1
4	4	-357335.00	0.18	--	102.91	15466.80	0.04	--
5	5	-344668.00	0.17	3.76	160.05	16997.80	0.05	>1
6	6	-327018.00	0.17	--	68.26	15457.00	0.04	--
7	7	-350304.00	0.18	3.70	167.24	17009.90	0.05	>1
8	8	-329711.00	0.17	--	73.97	15460.40	0.04	--
9	9	-375673.00	0.19	3.45	187.66	17040.10	0.05	>1
10	10	-341832.00	0.17	--	90.45	15470.00	0.04	--
11	11	-358329.00	0.18	3.62	174.64	17024.10	0.05	>1
12	12	-333545.00	0.17	--	79.64	15464.70	0.04	--
13	13	-394459.00	0.20	3.29	196.56	17035.40	0.05	>1
14	14	-350808.00	0.18	--	99.38	15470.10	0.04	--
15	15	-377114.00	0.19	3.44	189.63	17040.10	0.05	>1
16	16	-342521.00	0.17	--	92.22	15470.00	0.04	--
17	17	-639119.00	0.37	2.03	1116.87	22521.80	0.07	>1
18	18	-468080.00	0.24	--	746.06	16645.50	0.05	--
19	19	-367357.00	0.19	--	162.85	15520.50	0.05	--
20	20	-342176.00	0.17	--	17.35	15461.90	0.04	--

Relazione di calcolo

Colonna stratigrafica numero 1

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

Falda a profondità: 5.00 m

Simbologia

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

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.	2190.00	2190.00	0.00	0.00	33.00	10000.00			0.46	1

Simbologia

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

St.	z <m>	E <daN/mq>	G <daN/mq>	k_j	ν	E_{ed} <daN/mq>	E_u <daN/mq>	Crit.
1	0.00	10000000000.00	370370000.00	1.00	0.35	740740000.00	0.00	1

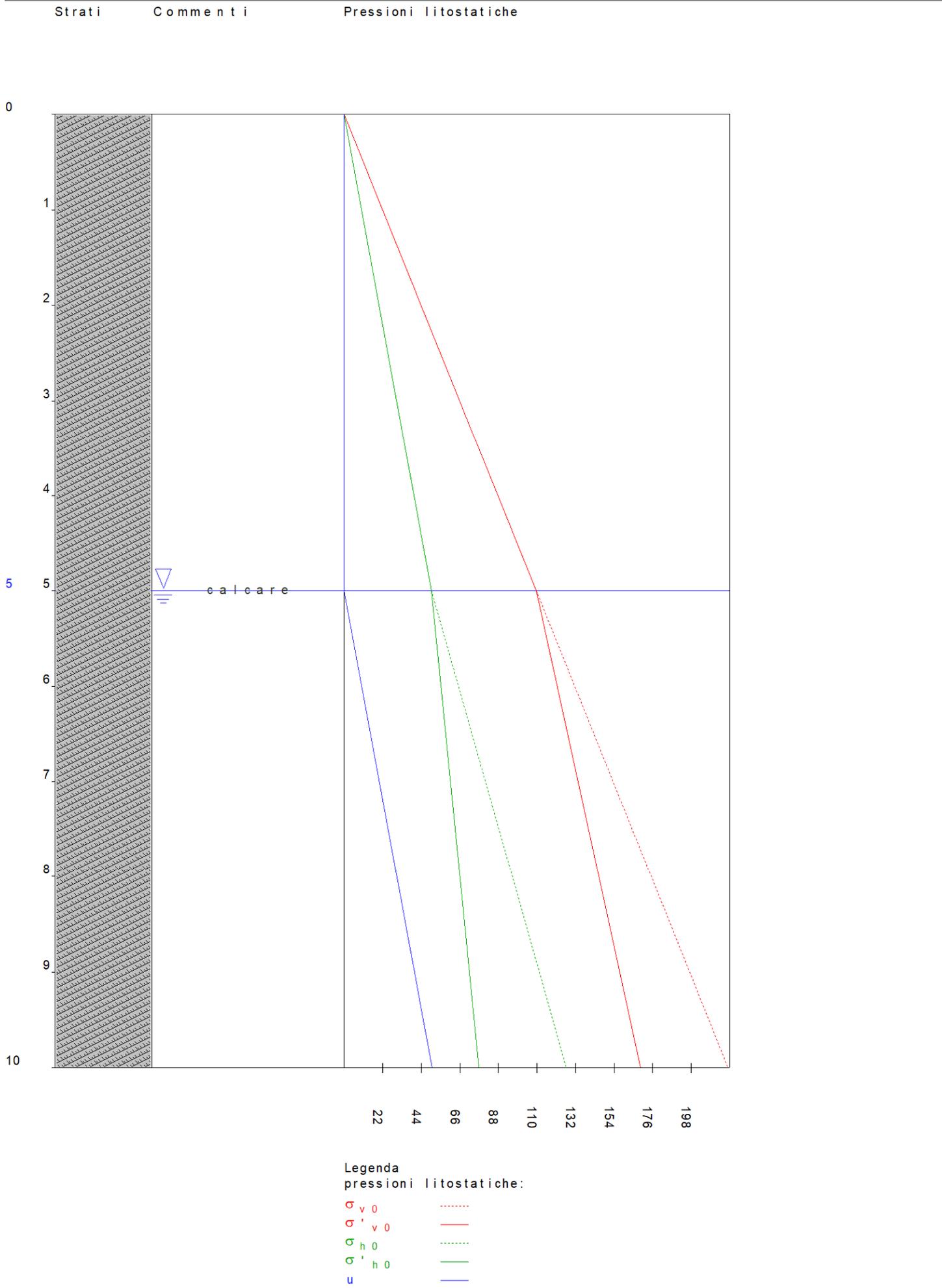


Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01

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

β =Inclinazione del piano di campagna
 γ_r =Peso specifico rappresentativo del terreno di fondazione
 η =Inclinazione del piano di posa della fondazione
 ϕ'_r =Angolo di attrito rappresentativo del terreno di fondazione
 $\sigma_{v0,f}$ =Pressione verticale alla profondità del piano di posa della fondazione
 B =Base della fondazione
 B' =Base della fondazione reagente
 CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 D =Profondità del piano di posa della fondazione
 L =Lunghezza della fondazione (L>B)
 L' =Lunghezza della fondazione reagente
 Mx =Momento intorno all'asse X
 My =Momento intorno all'asse Y
 N =Sforzo normale
 Nc =Coefficiente di capacità portante relativo alla coesione del terreno di fondazione
 Nq =Coefficiente di capacità portante relativo al peso del terreno di fondazione
 Nq =Coefficiente di capacità portante relativo al sovraccarico laterale
 Rd =Resistenza di progetto (Carico limite)
 Sic. =Sicurezza
 Tx =Taglio in dir. X
 Ty =Taglio in dir. Y
 bc =Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a coesione
 bq =Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a peso del terreno
 bq =Fattore di inclinazione del piano di fondazione relativo a sovraccarico laterale
 c'_r =Coesione efficace rappresentativa del terreno di fondazione
 ic =Fattore di inclinazione relativo alla coesione
 iq =Fattore di inclinazione relativo al peso del terreno
 iq =Fattore di inclinazione relativo al sovraccarico laterale
 qiim =Pressione limite
 sc =Fattore di forma relativo alla coesione
 sq =Fattore di forma relativo al peso del terreno
 sq =Fattore di forma relativo al sovraccarico laterale

Verifiche capacità portante

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Metodo utilizzato: Indicazioni EC7

Platea n. 4502

B=19.69 <m> L=20.61 <m> D=0.00 <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_r=1465.81$ <daN/mc>
 $\sigma_{v0,f}=0.00$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\phi'_r=33.00$ <grad> $c'_r=9999.88$ <daN/mq>
 $N_q=26.09$ $N_c=38.64$ $N_g=32.59$ $b_q=1.00$ $b_c=1.00$ $b_g=1.00$

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 _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
17	5986750.00	-617375.00	2046250.00	5884180.00	-18707400.00	14.37	17.72	1.44	1.46	0.76	1.00	1.00	1.00	823495.00	91144700.00	15.22

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche

Metodo utilizzato: Condizioni statiche

Platea n. 4502

B=19.69 <m> L=20.61 <m> D=0.00 <m> β=0.00 <grad> η=0.00 <grad> γ_r=1465.81 <daN/mc>

σ_{v0,t}=0.00 <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

φ'_r=33.00 <grad> c'_r=9999.88 <daN/mq>

N_q=26.09 N_c=38.64 N_g=32.59 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 _{lim} <daN/mq>	R _d <daN>	Sic.
1	5016480.00	-139536.00	-41753.30	1269690.00	402469.00	19.18	20.45	1.51	1.53	0.72	1.00	1.00	1.00	920893.00	157082000.00	31.31
3	5016480.00	-139477.00	41950.80	1281560.00	-362907.00	19.18	20.47	1.51	1.53	0.72	1.00	1.00	1.00	920734.00	157137000.00	31.32
5	5016480.00	139477.00	-41950.70	-1281560.00	362907.00	19.18	20.47	1.51	1.53	0.72	1.00	1.00	1.00	920734.00	157137000.00	31.32
7	5016480.00	139536.00	41753.40	-1269690.00	-402469.00	19.18	20.45	1.51	1.53	0.72	1.00	1.00	1.00	920893.00	157082000.00	31.31
9	5016480.00	-41950.80	-139477.00	362907.00	1281560.00	19.54	20.10	1.53	1.55	0.71	1.00	1.00	1.00	929805.00	158823000.00	31.66
11	5016480.00	41753.30	-139536.00	-402469.00	1269690.00	19.53	20.11	1.53	1.55	0.71	1.00	1.00	1.00	929458.00	158672000.00	31.63
13	5016480.00	-41753.30	139536.00	402469.00	-1269690.00	19.53	20.11	1.53	1.55	0.71	1.00	1.00	1.00	929458.00	158672000.00	31.63
15	5016480.00	41950.80	139477.00	-362907.00	-1281560.00	19.54	20.10	1.53	1.55	0.71	1.00	1.00	1.00	929805.00	158823000.00	31.66

Cedimenti

Metodo utilizzato: Bowles

Simbologia

v_r =Coefficiente di Poisson rappresentativo del terreno di fondazione

B =Base della fondazione

CC =Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Ced=Cedimento calcolato

D =Profondità del piano di posa della fondazione

E_r =Modulo elastico rappresentativo del terreno di fondazione

H =Spessore del terreno responsabile del cedimento

I_r =Coefficiente di profondità

I_s =Coefficiente di influenza

L =Lunghezza della fondazione (L>B)

N =Sforzo normale

kw =Costante di sottofondo

q_{es} =Pressione di esercizio

Platea n. 4502

B=19.69 <m> L=20.61 <m> D=0.00 <m> H=98.43 <m> E_r=78997000.00 <daN/mq> v_r=0.35

I_s=0.52 I_r=1.00 kw=4435470.00 <daN/mc>

CC	N <daN>	q _{es} <daN/mq>	Ced <cm>
1	5016480.00	12360.80	0.28
1	4560440.00	11237.10	0.25
2	4560440.00	11237.10	0.25
3	5016480.00	12360.80	0.28
3	4560440.00	11237.10	0.25
4	4560440.00	11237.10	0.25
5	5016480.00	12360.80	0.28
5	4560440.00	11237.10	0.25
6	4560440.00	11237.10	0.25
7	5016480.00	12360.80	0.28
7	4560440.00	11237.10	0.25
8	4560440.00	11237.10	0.25
9	5016480.00	12360.80	0.28
9	4560440.00	11237.10	0.25
10	4560440.00	11237.10	0.25
11	5016480.00	12360.80	0.28
11	4560440.00	11237.10	0.25
12	4560440.00	11237.10	0.25
13	5016480.00	12360.80	0.28
13	4560440.00	11237.10	0.25
14	4560440.00	11237.10	0.25
15	5016480.00	12360.80	0.28
15	4560440.00	11237.10	0.25
16	4560440.00	11237.10	0.25
17	5986750.00	14751.60	0.33
18	4562940.00	11243.30	0.25
19	4560940.00	11238.40	0.25

Relazione di calcolo

20	4560440.00	11237.10	0.25
----	------------	----------	------