

AGROFOTOVOLTAICO ARGENTONE

AGRICOLTURA 4.0

IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA
COLLOCATO SU STRUTTURA DI IRRIGAZIONE A SERVIZIO DI IMPIANTO AGRICOLO DI
DI POTENZA IN GENERAZIONE PARI A 25,467 MW E POTENZA IMMESSA IN RETE
PARI A 25,001 MW, **DENOMINATO "AFV ARGENTONE AGRICOLTURA 4.0"**

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA di BRINDISI
COMUNE di ORIA (Br)
opere connesse nel COMUNE DI ERCHIE (Br) contrada "Tre Torri"
Località ubicazione impianto AFV: Masseria Argentone - Oria (Br)

PROGETTO DEFINITIVO
Id AU HOS2I51



Tav.: 18b	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA AREA SSE	
Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
0	A4	HOS2I51_RelazioneGeotecnica_18b

Progettazione:	Committente:
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 (ITALY) P.IVA 05030190754 - msc.innovativesolutions@pec.it Ing. Santo Masilla iscritto all'Ordine Ing. di Brindisi al n.478	TRE TORRI ENERGIA s.r.l. Piazza del Grano n.3 - 39100 BOLZANO (BZ) p. iva 0305799214 - REA BZ 283988 tretorrienergia@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

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

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

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

GENERALITA'

OGGETTO	<u>PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLA SSE PER UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE IN AGRO DI ORIA(BR) in contrada Masseria Argentone con cabina di connessione in Erchie (BR) in contrada Masseria Tre Tori</u>
COMUNE:	ERCHIE (BR)
ZONA SISMICA:	ZONA 4
ALTITUDINE:	95 M s.l.m. 60 M s.l.m.l
TIPOLOGIA STRUTTURALE:	CALCESTRUZZO ARMATO
TIPOLOGIA FONDAZIONI:	FONDAZIONI SUPERFICIALI
NORMATIVA:	D. M. DELLE INFRASTRUTTURE 17/01/2018 CIRCOLARE C. S. LL. PP. N. 7 DEL 12/02/2019
APPROCCIO VERIFICA GEO:	APPROCCIO 2

	INDICE	
0.	PREMESSA	3
0.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI	4
1.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
1.1.	PERICOLOSITÀ SISMICA.....	5
1.1.1.	<i>SITO DI RIFERIMENTO</i>	<i>5</i>
1.1.2.	<i>PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA</i>	<i>6</i>
1.2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.	7
1.2.1.	IDROGEOLOGIA	10
1.2.2.	<i>INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE.....</i>	<i>10</i>
1.3.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI	10
2.	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI	12
2.1.	VERIFICHE GEO	13
2.2.	VERIFICHE STR	13
2.3.	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	15
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	19

O. PREMESSA

LA PRESENTE RELAZIONE È REDATTA ALLO SCOPO DI SINTETIZZARE GLI ASPETTI GEOTECNICI RELATIVI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE DELLA SSE PREVISTA PER IL PROGETTO DEFINITIVO PER LO SVILUPPO DEL PARCO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE IN AGRO DI **ORIA (BR)** e **Cabina di Connessione in ERCHIE (BR)**. LE ARE destinate alla realizzazione della cabina di connessione sono condivise con altro Progetto dello stesso produttore e SI AFFACCIANO SULLA STRADA PROVINCIALE SP144 IN LOCALITÀ MASSERIA TRE TORRI. LA SSE RISULTA UBICATA SULLA PROVINCIALE SP144 IN AGRO DI ERCHIE (BR).

La cabina elettrica utente è da considerarsi condivisa con I due impianti fotovoltaici codice HOS2I51 e 7PZH6k7.

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].

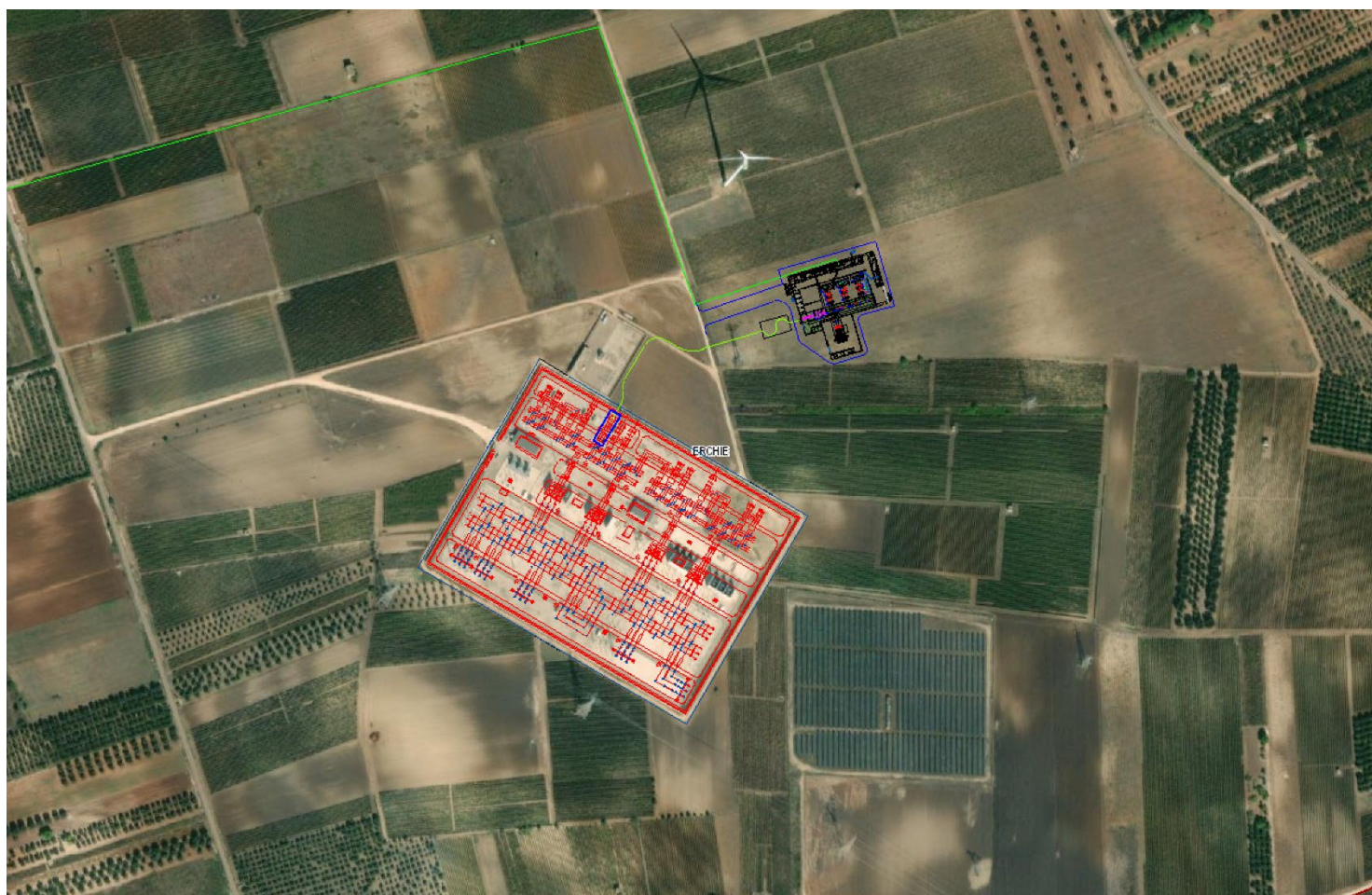
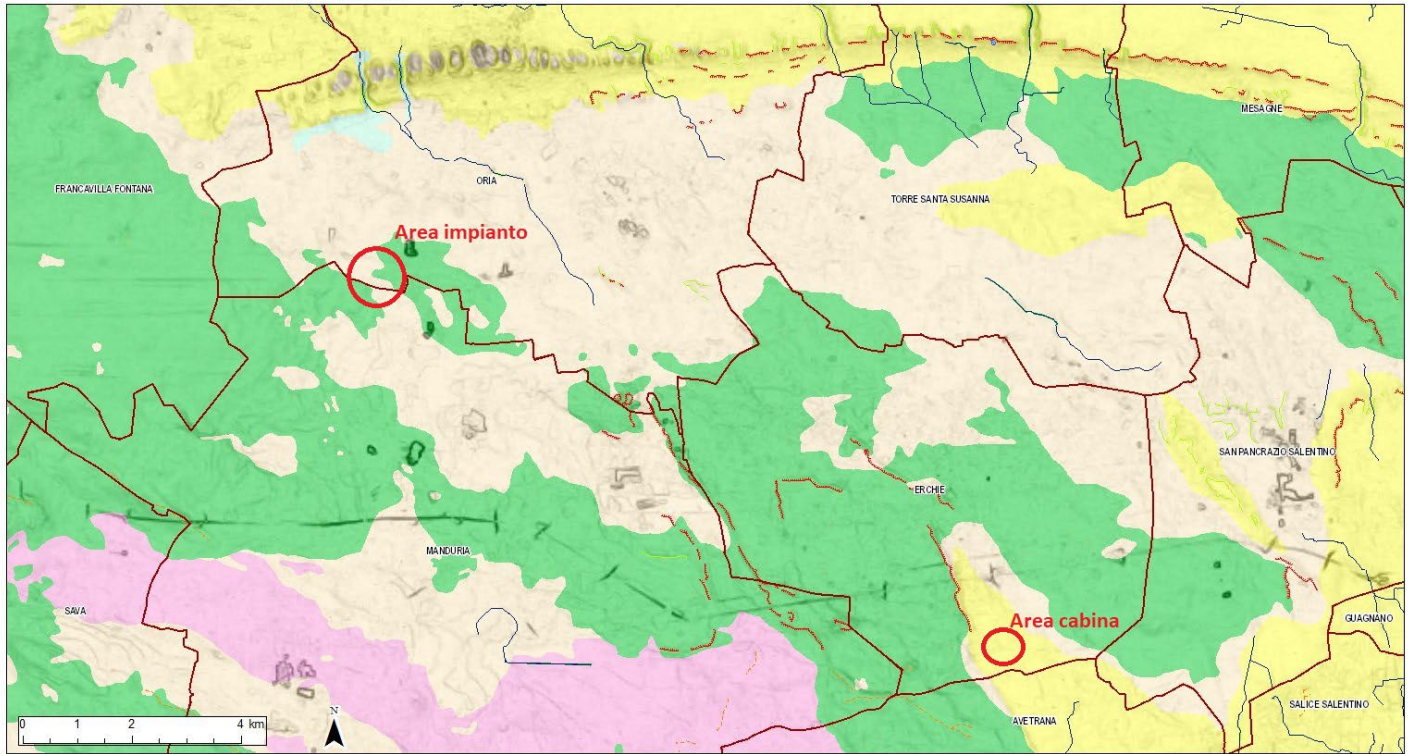


FIGURA 1: ORTOFOTO DELL'AREA

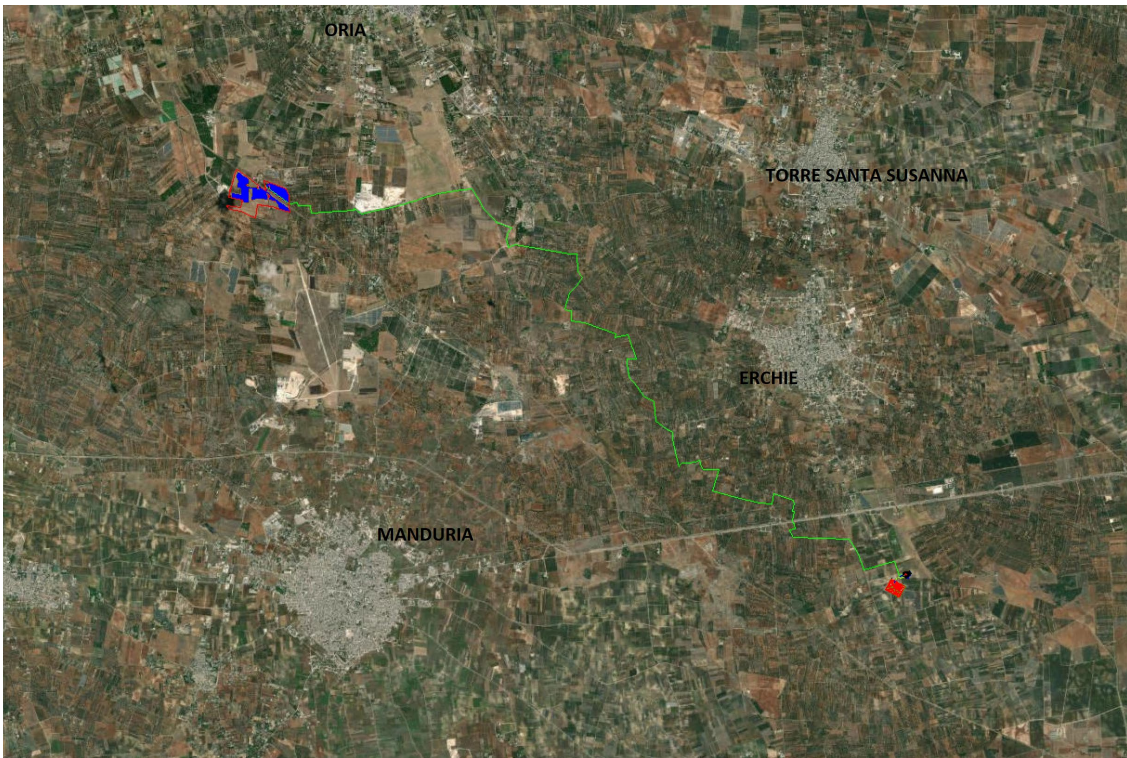
Idrogeomorfologia

Sistema Informativo Territoriale - Regione Puglia -- 16/11/2020

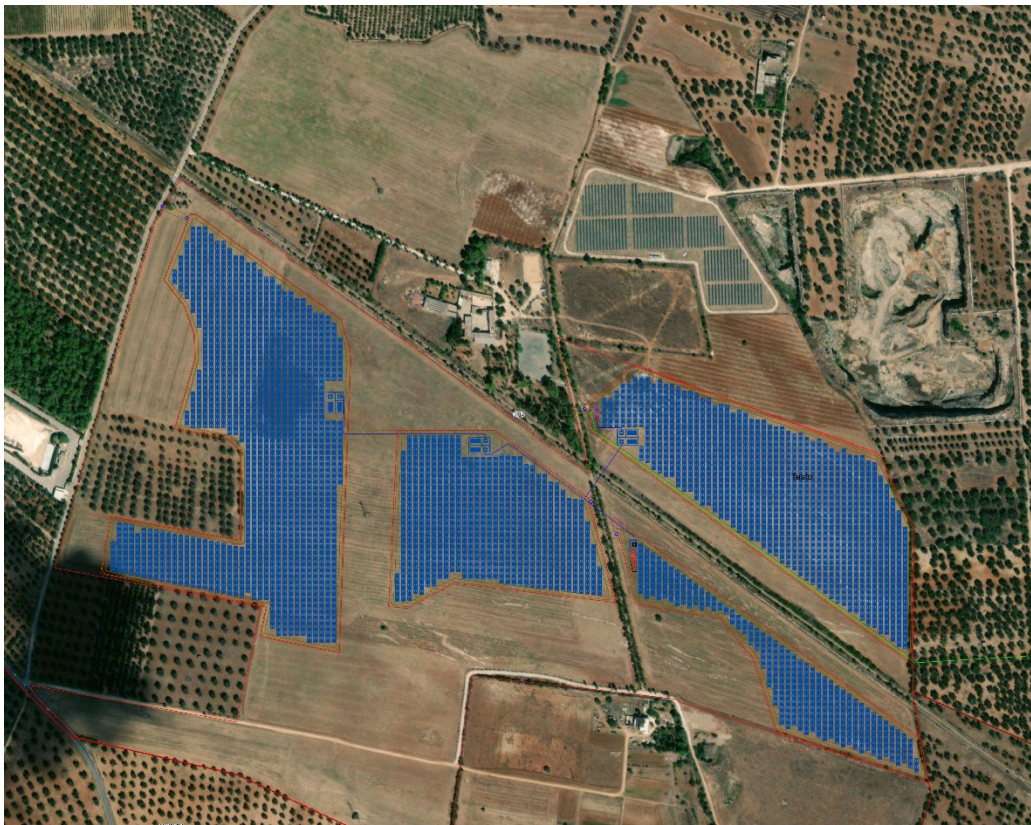


Confini Comunali	Falesia con spiaggia ciottolosa al piede	Strati suborizzontali (<math><10^\circ</math>)	Asse di sinciniale certo	Stagno, acquitrino, zona palustre
Isobata con equidistanza 5 m	Falesia con spiaggia sabbiosa al piede	Strati poco inclinati ($10^\circ-45^\circ$)	Asse di sinciniale presunto	Corso d'acqua
Isobata con equidistanza 25 m	Rias	Strati molto inclinati ($45^\circ-80^\circ$)	Faglia	Corso d'acqua episodico
Geosito	Spiaggia sabbiosa	Strati subverticali (>80°)	Faglia presunta	Corso d'acqua obliterato
Costa rocciosa	Spiaggia ciottolosa	Strati rovesciati	Lago naturale	Corso d'acqua tombato
Costa rocciosa con spiaggia ciottolosa al piede	Spiaggia sabbiosa-ciottolosa	Strati contorti	Lago artificiale	
Costa rocciosa con spiaggia sabbiosa al piede	Opere di difesa costiera	Asse di anticlinale certo	Laguna	
Falesia	Cordone Dunare	Asse di anticlinale presunto	Salina	

Ortofoto: Mappa delle Pendenze



Ubicazione Impianto nel Comune di Oria ed Erchie



Area impianto nel Comune di Oria (Br)

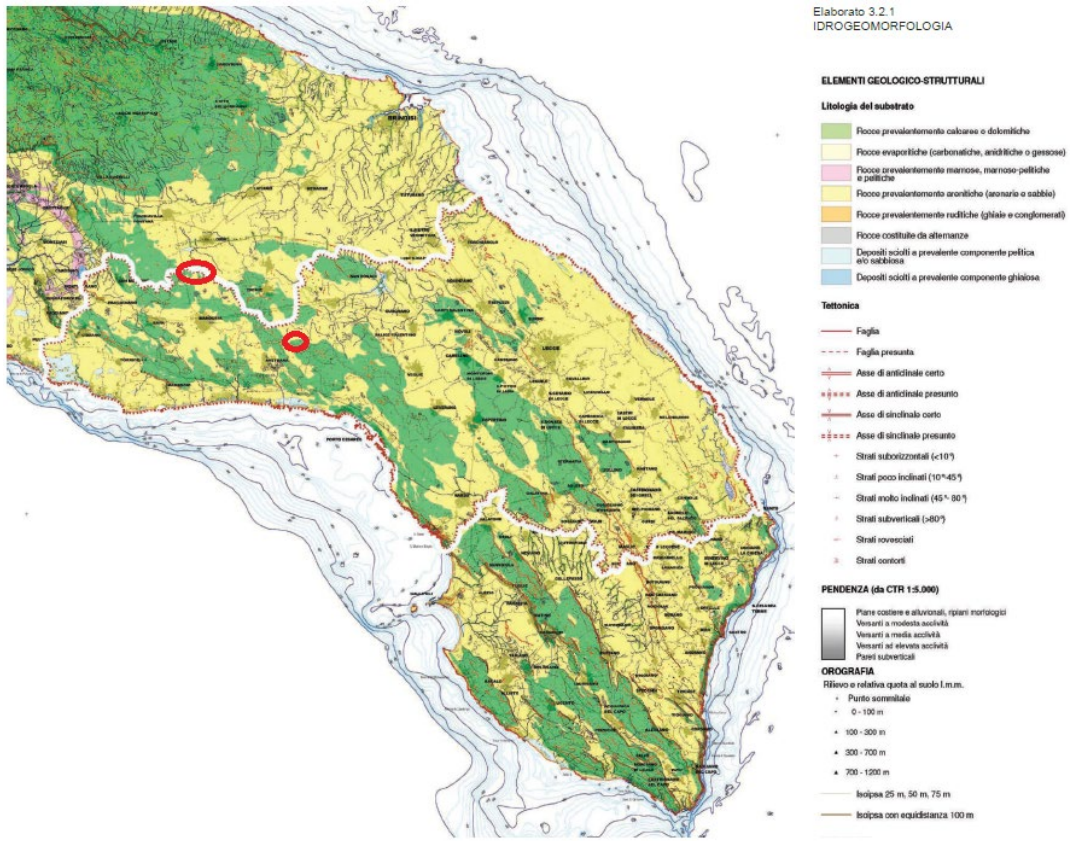
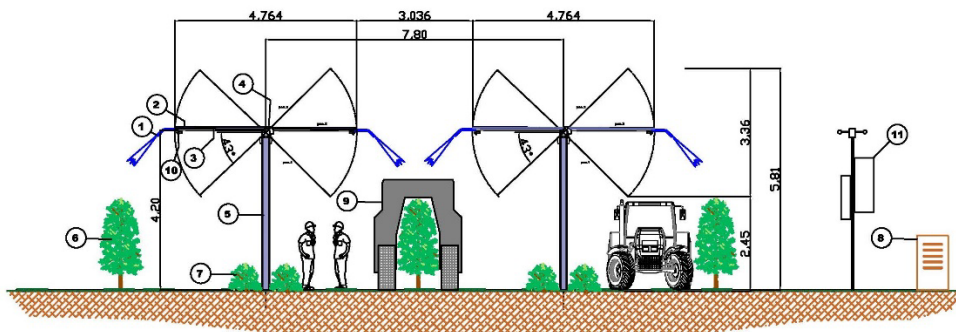


Tavola elementi Geologici

Schema TRAKER Tipologia impianto AFV



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

Caratteristiche Impianto Agrovoltaiico



Tipologia impianto agrovoltaiico – Impianto di irrigazione e sensori di campo integrato con la struttura di pertinenza.

0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

LA SSE SARÀ REALIZZATA CON STRUTTURA IN CALCESTRUZZO ARMATO GETTATO IN OPERA, ED AVRÀ LA CONFIGURAZIONE DESCRITTA NELLA RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO. SI RIPORTA DI SEGUITO IL LAYOUT DELLA SSE.

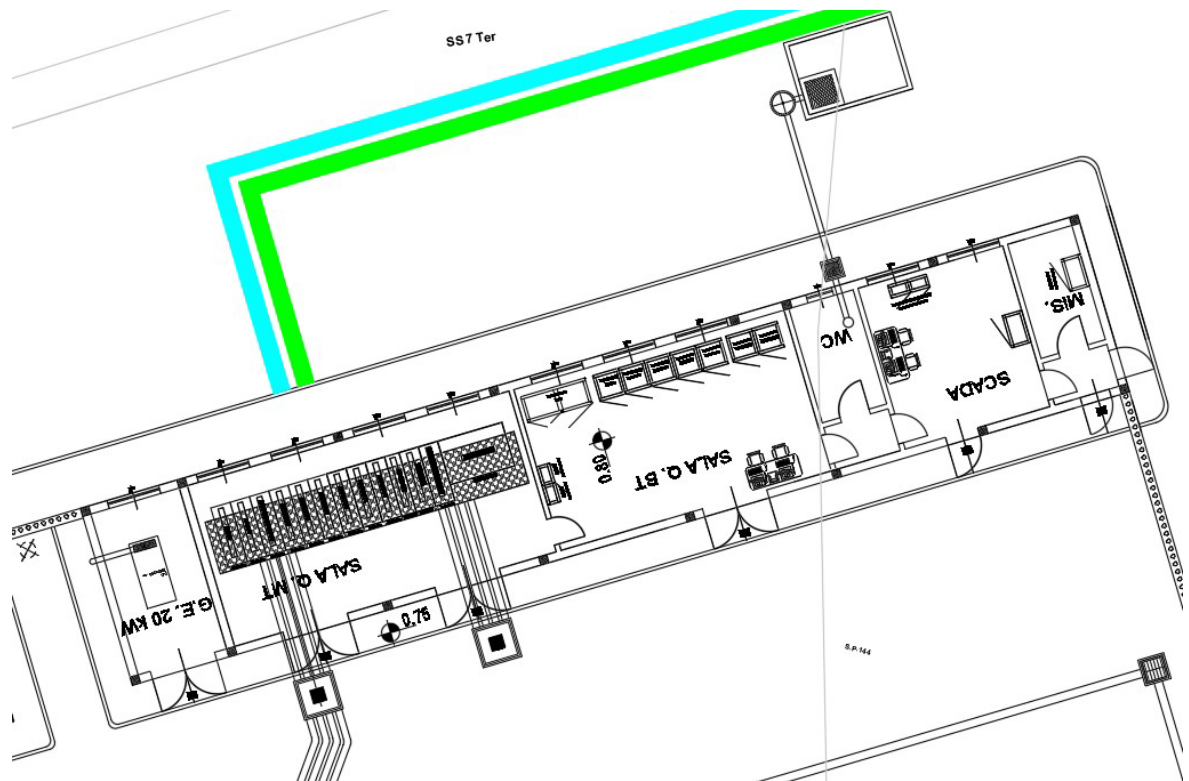


FIGURA 2: LAYOUT DELLA SSE

LE FONDAZIONI PER LA STRUTTURA IN OGGETTO SONO DEL TIPO "SUPERFICIALE" A PLATEA, PER RISOLVERE PROBLEMI DI TIPO COSTRUTTIVO E DI INFILTRAZIONE DAL BASSO DI ACQUE.

1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA

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

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

TABELLA 1: AREA 1

LATITUDINE [ED50/WGS84]	LONGITUDINE [ED50/WGS84]
40,400891/40.399907	17,754691 / 17.753904
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	100 ANNI

1.1.1. SITO DI RIFERIMENTO

POSIZIONE DEL PUNTO (SITO DI INTERESSE) RISPETTO ALLA GRIGLIA REGOLARE CHE COPRE TUTTO IL TERRITORIO NAZIONALE (NODI IN CUI È CALCOLATA L'ACCELERAZIONE SISMICA MASSIMA ATTESA):

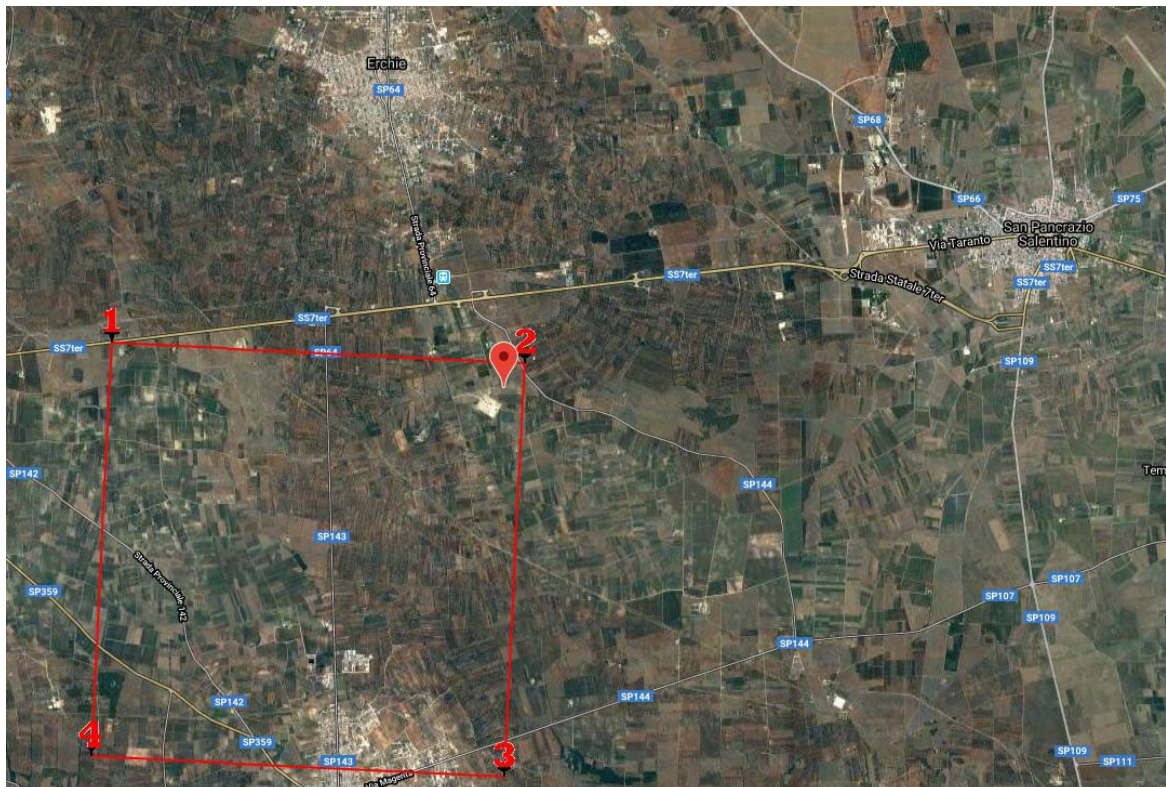
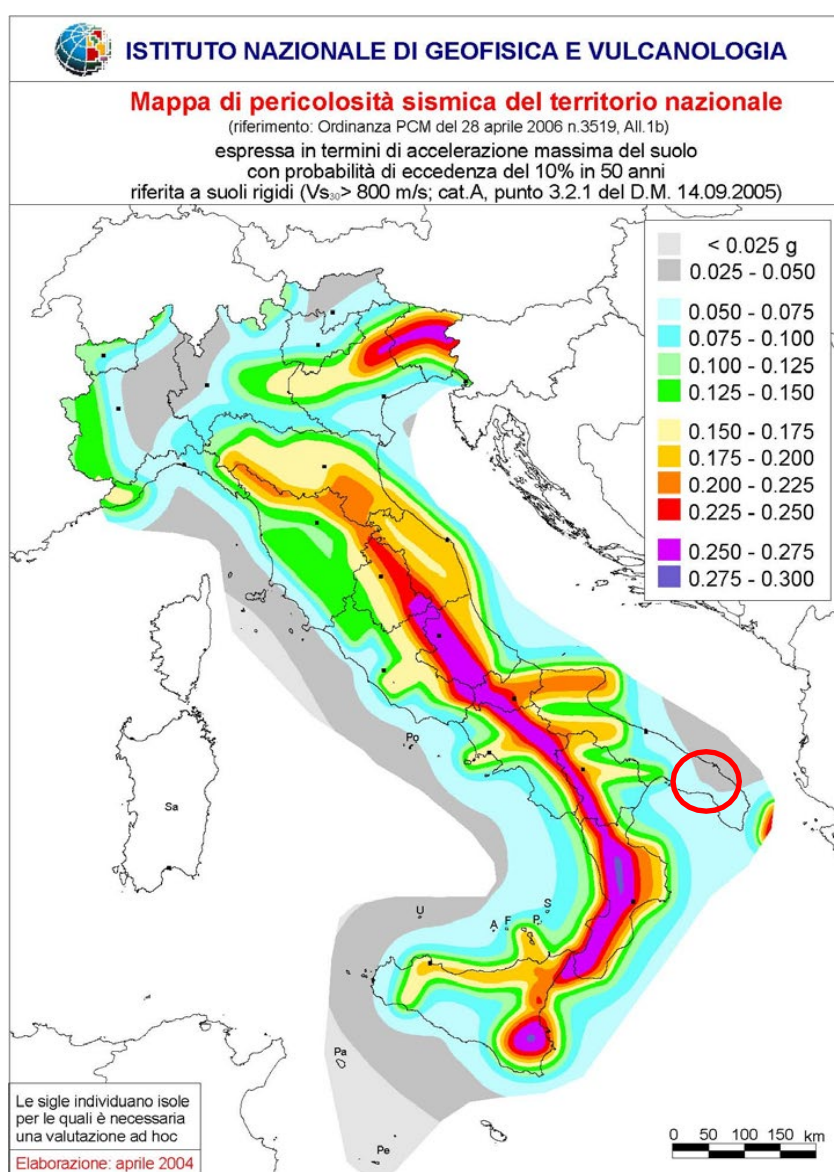


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

TABELLA 2: PARAMETRI PER TERRENO TIPO B

“STATO LIMITE”	T_R [ANNI]	A_G [G]	F_0 [-]	T^*_c [s]
OPERATIVITÀ	120	0.033	2.416	0.353
DANNO	201	0.039	2.508	0.393
SALVAGUARDIA VITA	1898	0.070	2.992	0.525
PREVENZIONE COLLASSO	2475	0.074	2.979	0.533





ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)
espressi in termini di accelerazione massima del suolo
con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni
riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

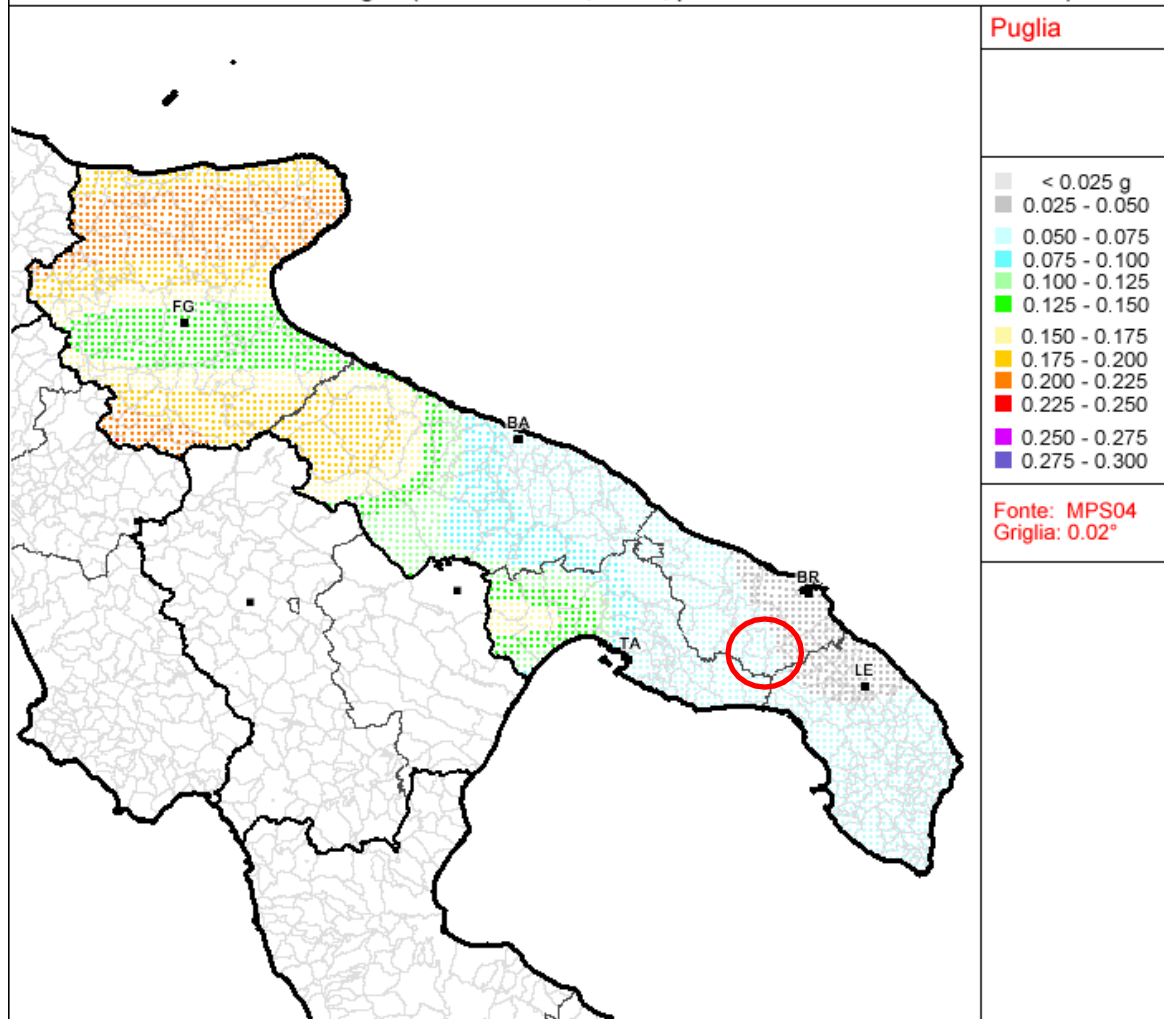


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA SUD OVEST DEL CAPOLUOGO (BRINDISI), A SUD DEL CENTRO ABITATO DI ERCHIE, POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI CIRCA 60 M S.L.M..

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

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

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

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

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

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

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

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

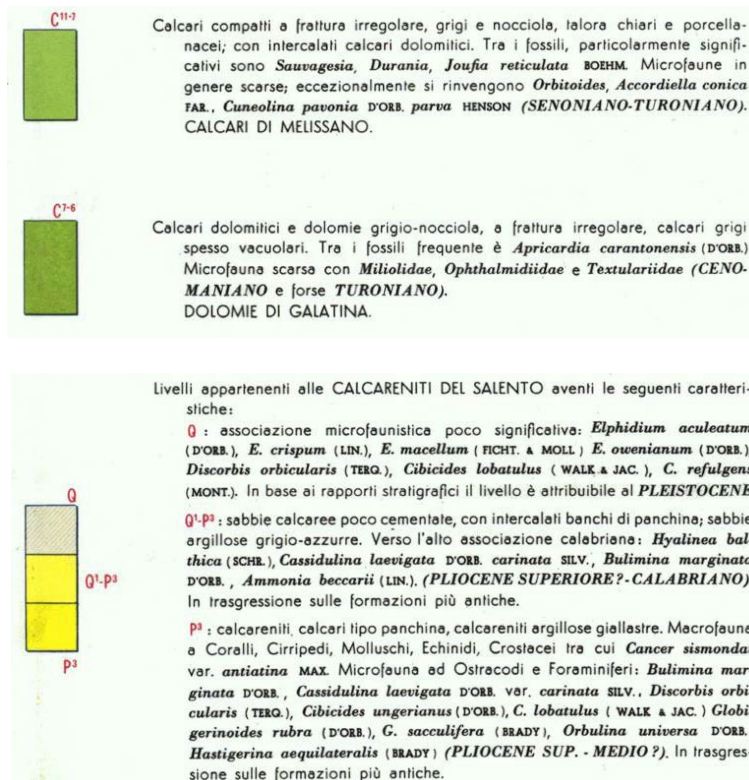
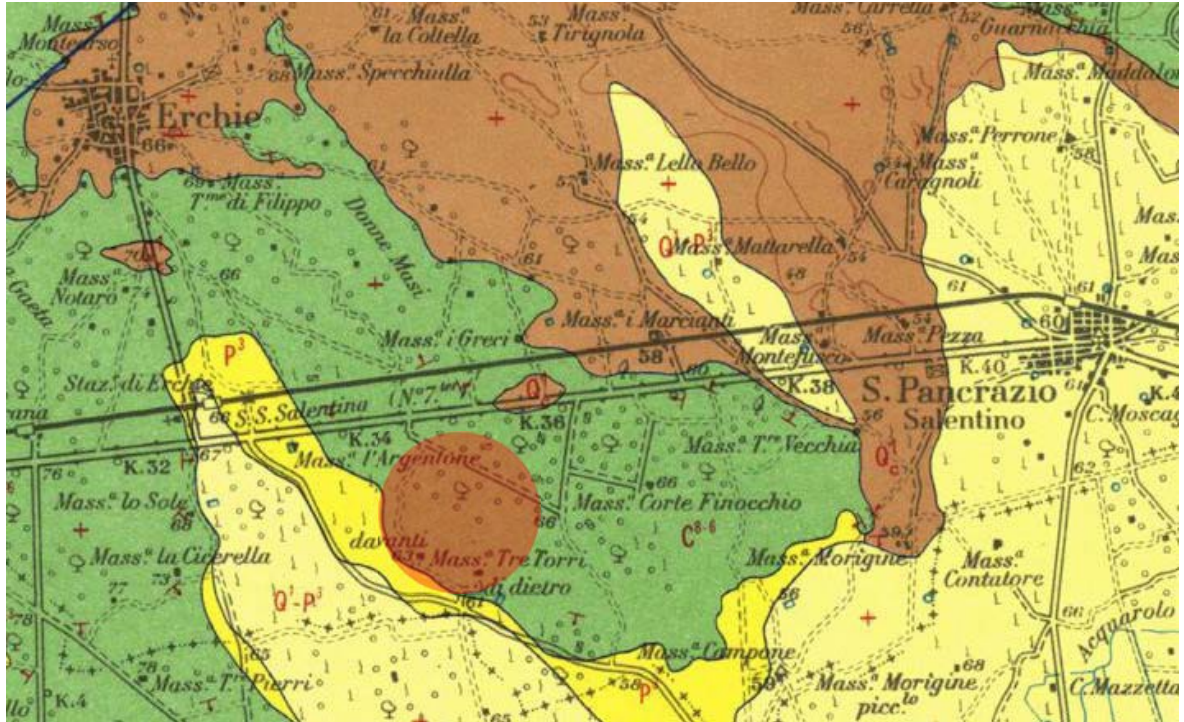


FIGURA 6: STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – GALLIPOLI FOGLIO 214 – IN ROSSO L'AREA DI INTERESSE

1.2.1. IDROGEOLOGIA

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

1.2.2. INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

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

TALE ATTIVITÀ È STATA CONDOTTA ESEGUENDO:


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

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

1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI

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

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

2 calcare	
Classificazione	Roccia
Fill 	
Pesi	
Peso specifico del terreno naturale (γ)	<daN/cm ³ > 0.0022
Parametri plastici	
Angolo di attrito efficace (ϕ')	<grad> 35
Coesione efficace (c')	<daN/cm ² > 0.35
Caratteristiche litostatiche	
Grado di sovraconsolidazione (OCR)	
Coeff. di spinta a riposo (κ_0)	0.43
Parametri elastici	
<input checked="" type="checkbox"/> Usa le impostazioni seguenti:	
Modulo elastico normale (E)	<daN/cm ² > 90000
Modulo elastico tangenziale (G)	<daN/cm ² > 31915
Esponente del parametro tensionale (I_p)	0
Coeff. di Poisson (ν)	0.43
Modulo edometrico (E_{ed})	<daN/cm ² > 63830

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

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

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

2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI

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

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

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

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

GEO: RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA CON SVILUPPO DI MECCANISMI DI COLLASSO DELL'INSIEME TERRENO-STRUTTURA;

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

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

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

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

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

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

2.1. VERIFICHE GEO

LA VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO INTERAGENTE CON LA STRUTTURA È CONDOTTA CON L'APPROCCIO 1 CON LA COMBINAZIONE (A2 + M2 + R2). MEDIANTE TALE APPROCCIO I PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO SONO RIDOTTI TRAMITE I COEFFICIENTI DEL GRUPPO M2 E LA RESISTENZA GLOBALE DEL SISTEMA TRAMITE I COEFFICIENTI γ_R DEL GRUPPO R2; NELL'USO DI QUESTA COMBINAZIONE, LE AZIONI DI PROGETTO IN FONDAZIONE DERIVANO DA ANALISI STRUTTURALI CHE DEVONO ESSERE SVOLTE IMPIEGANDO I COEFFICIENTI PARZIALI DEL GRUPPO A2. PER LA VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE RISULTA ESSERE:

$$\gamma_R = 1.80$$

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

2.2. VERIFICHE STR

LA VERIFICA DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE È CONDOTTA CON L'APPROCCIO 1 IN COMBINAZIONE 1 (A1 + M1 + R1) CONSIDERANDO TUTTE LE VARIE COMBINAZIONI DI CARICO AGENTI SULLE STRUTTURE DI FONDAZIONE, COMPRESSE LE COMBINAZIONI DI CARICO DERIVANTI DALLA PRESENZA DELL'AZIONE SISMICA. MEDIANTE TALE APPROCCIO I PARAMETRI DI RESISTENZA DEL TERRENO SONO RIDOTTI TRAMITE I COEFFICIENTI DEL GRUPPO M1 E LA RESISTENZA GLOBALE DEL SISTEMA TRAMITE I COEFFICIENTI γ_R DEL GRUPPO R1; NELL'USO DI QUESTA COMBINAZIONE, LE AZIONI DI

PROGETTO IN FONDAZIONE DERIVANO DA ANALISI STRUTTURALI CHE DEVONO ESSERE SVOLTE IMPIEGANDO I COEFFICIENTI PARZIALI DEL GRUPPO **A1**. È UTILE PRECISARE CHE IL COEFFICIENTE A1, IN CAMPO SISMICO, ASSUME VALORE UNITARIO.

PER LA VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE RISULTA ESSERE:

$$\gamma_R = 1.00$$

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_{Ei})	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

L'AZIONE DEL SISMA SI TRADUCE IN ACCELERAZIONI NEL SOTTOSUOLO (EFFETTO CINEMATICO) E NELLA FONDAZIONE, PER L'AZIONE DELLE FORZE D'INERZIA GENERATE NELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE (EFFETTO INERZIALE). NELL'ANALISI PSEUDO-STATICA, MODELLANDO L'AZIONE SISMICA ATTRAVERSO LA SOLA COMPONENTE ORIZZONTALE, TALI EFFETTI POSSONO ESSERE PORTATI IN CONTO MEDIANTE L'INTRODUZIONE DI COEFFICIENTI SISMICI RISPETTIVAMENTE DENOMINATI K_{HI} E K_{HK} , IL PRIMO DEFINITO DAL RAPPORTO TRA LE COMPONENTI ORIZZONTALE E VERTICALE DEI CARICHI TRASMESSI IN FONDAZIONE ED IL SECONDO FUNZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA AL SITO. I COEFFICIENTI SISMICI DEFINISCONO, QUINDI, L'ALiquOTA DI PESO ECCITATO DAL SISMA. NEL CASO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI È LECITO, IN ACCORDO ALLE PRESCRIZIONI DEL D.M. 17/01/2018 E DELLA CIRCOLARE N.7 DEL 12/02/2019, CONSIDERARE UNA RIDUZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI. TALE AFFERMAZIONE È GIUSTIFICATA DAL FATTO CHE LE FONDAZIONI SUPERFICIALI, DOTATE DI INERZIA, SONO SOGGETTE NON ALLA TOTALITÀ DELL'AZIONE SISMICA MA SOLO AD UNA SUA FRAZIONE. TALE FRAZIONE È DEFINITA DA UN COEFFICIENTE RIDUTTIVO β_S (SEMPRE MINORE DI 0,30) CHE TIENE IN

CONTO I POTENZIALI MECCANISMI DUTTILI IN GRADO DI SVILUPParsi ALL'INTERFACCIA TERRENO-FONDAZIONE.

2.3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

LA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE PRESCELTA È LA PLATEA CONTINUA SU CUI SI ATTESTANO LE PARERTI CONTROTERRA E I PILASTRI.

LA VERIFICA DI STABILITÀ DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE AVVIENE MEDIANTE LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE Q_{lim} , LA QUALE RAPPRESENTA LA PRESSIONE MASSIMA CHE UNA FONDAZIONE PUÒ TRASMETTERE AL TERRENO IN RELAZIONE AI TRE MECCANISMI DI ROTTURA FONDAMENTALI: ROTTURA GENERALE, ROTTURA LOCALE E PUNZONAMENTO.

PER QUANTO RIGUARDA I TRE MECCANISMI DI ROTTURA SOPRA MENZIONATI, È POSSIBILE OSSERVARE CHE NEL CASO DI TERRENO DENSO (O COMPATTO) I PIANI DI ROTTURA SI ESTENDONO FINO A RAGGIUNGERE LA SUPERFICIE DEL PIANO CAMPAGNA (ROTTURA GENERALE), NEL CASO DI MATERIALE SCIOLTO (O POCO CONSISTENTE) LE SUPERFICI DI ROTTURA INTERESSANO SOLO LA ZONA IN PROSSIMITÀ DEL CUNEO SOTTOSTANTE LA FONDAZIONE E NON SI ESTENDONO LATERALMENTE (ROTTURA LOCALE); NEL CASO DI MATERIALE MOLTO SCIOLTO (O MOLLE) LE SUPERFICI DI ROTTURA COINCIDONO PRATICAMENTE CON LE FACCE LATERALI DEL CUNEO (PUNZONAMENTO). ATTUALMENTE NON SI DISPONE DI CRITERI QUANTITATIVI PER INDIVIDUARE A PRIORI IL TIPO DI MECCANISMO DI ROTTURA, ANCHE SE ESISTONO INDICAZIONI A LIVELLO QUALITATIVO PER IDENTIFICARE IL TIPO DI ROTTURA PIÙ PROBABILE. AD OGGI, NON SONO REPERIBILI IN LETTERATURA SOLUZIONI ANALITICHE PER LO STUDIO DEL MECCANISMO DI ROTTURA LOCALE, MENTRE ESISTONO NUMEROSE SOLUZIONI ANALITICHE PER LA STIMA DEL CARICO LIMITE PER LO SCHEMA DI ROTTURA GENERALE.

I DUE PRINCIPALI STUDI TEORICI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE, DAI QUALI DERIVA LA MAGGIOR PARTE DELLE SOLUZIONI PROPOSTE SUCCESSIVAMENTE, SONO STATI CONDOTTI DA PRANDTL (1920) E TERZAGHI (1943), PER FONDAZIONE NASTRIFORME (PROBLEMA PIANO) UTILIZZANDO IL METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE (SOLUZIONE A VANTAGGIO DI SICUREZZA). ENTRAMBI SCHEMATIZZANO IL TERRENO COME UN MEZZO CONTINUO, OMOGENEO E ISOTROPO, A COMPORTAMENTO RIGIDO PLASTICO E PER IL QUALE VALE IL CRITERIO DI ROTTURA DI MOHR-COULOMB.

NON ESISTE, ATTUALMENTE ALCUN METODO PER DETERMINARE, SE NON QUALITATIVAMENTE, LA CAPACITÀ PORTANTE DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE; OGNI METODO PROPOSTO IN LETTERATURA È CARATTERIZZATO DA VALIDAZIONE SPERIMENTALE E SI RIFERISCE A PARTICOLARI MODELLI DI FONDAZIONE. NE CONSEGUE CHE NON ESISTE UN METODO ESATTO PER LA DETERMINAZIONE DELLA SU UN TERRENO REALE, MA SOLO UNA FAMIGLIA DI FORMULE APPROSSIMATE TRINOMIE. IN PARTICOLARE LA FORMULAZIONE GENERALE, PROPOSTA DA VESIC NEL 1975 E DI SEGUITO RIPROPOSTA, È UNA FORMULA TRINOMIA OTTENUTA, PER SOVRAPPOSIZIONE DI EFFETTI, DALLA SOMMA DI TRE COMPONENTI, CHE RAPPRESENTANO RISPETTIVAMENTE I CONTRIBUTI DI: COESIONE E ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO PRIVO DI PESO E DI SOVRACCARICHI; ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO PRIVO DI PESO MA SOTTOPOSTO ALL'AZIONE DI UN SOVRACCARICO Q ; ATTRITO INTERNO DI UN TERRENO DOTATO DI PESO E PRIVO DI SOVRACCARICO. OGNI COMPONENTE VIENE CALCOLATA IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AL CONTORNO MEDIANTE L'APPLICAZIONE FATTORI CORRETTIVI COSÌ DENOMINATI: FATTORE DI FORMA, FATTORE DI CAPACITÀ PORTANTE, FATTORE DI PROFONDITÀ, FATTORE DI INCLINAZIONE DEL CARICO, FATTORE DI INCLINAZIONE DELLA BASE, FATTORE DI INCLINAZIONE DEL PIANO CAMPAGNA.

SI RIPORTA DI SEGUITO LA FORMULAZIONE GENERALE PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI PROPOSTA DA VESIC NEL 1975.

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \bar{\gamma} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

DOVE:

N_c, N_q, N_γ	fattore di capacità portante
s_c, s_q, s_γ	fattore di forma
d_c, d_q, d_γ	fattore di profondità
g_c, g_q, g_γ	fattore di inclinazione del pino campagna
b_c, b_q, b_γ	fattore di inclinazione della base
i_c, i_q, i_γ	fattore di inclinazione del carico

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

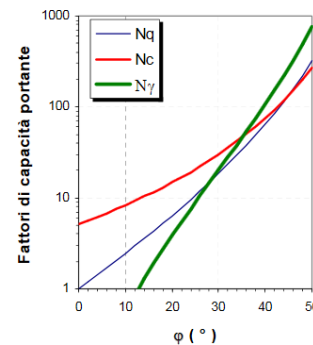


FIGURA 7 – FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE, TERZAGHI 1943

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$ argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	1	1
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate	$d_q = \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg} \phi}$	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 2 \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$	$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 2 \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{D}{B'} \right)$

FIGURA 8 – FATTORI DI PROFONDITÀ, VESIC 1975

Terreno	i_e	i_q	i_r
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L' \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condi- zioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot g \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \vartheta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \vartheta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$	ϑ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fon- dazione e la direzione di L

FIGURA 9 – FATTORI DI INCLINAZIONE CARICO, VESIC 1975

b_e	b_q	b_r
$b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$	$(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$

FIGURA 10 – FATTORI DI INCLINAZIONE DELLA BASE, HANSEN 1970

LA VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CAMPO SISMICO SI SVOLGE, IN ACCORDO ALLE PRESCRIZIONI DEL D.M. 17/01/2018 E DELLA CIRCOLARE N. 7 DEL 12/02/2019, CONSIDERANDO CHE L'AZIONE SISMICA VIENE EQUIPARATA AD UNA FORZA DI INTENSITÀ COSTANTE NEL TEMPO, CALCOLATA USUALMENTE COME FRAZIONE DEL PESO DELL'OPERA. GLI EFFETTI INERZIALI E CINEMATICI VENGONO INGLOBATI ALL'INTERNO DEI COEFFICIENTI SISMICI K_{HI} E K_{HK} E DEL COEFFICIENTE RIDUTTIVO B_S . IN PARTICOLARE L'EFFETTO INERZIALE PRODUCE VARIAZIONI DI TUTTI I COEFFICIENTI DI CAPACITÀ PORTANTE DEL CARICO LIMITE IN FUNZIONE DEL COEFFICIENTE SISMICO K_{HI} E VIENE PORTATO IN CONTO IMPIEGANDO LE FORMULE COMUNEMENTE ADOTTATE PER CALCOLARE I COEFFICIENTI CORRETTIVI DEL CARICO LIMITE IN FUNZIONE DELL'INCLINAZIONE, RISPETTO ALLA VERTICALE, DEL CARICO AGENTE SUL PIANO DI POSA. L'EFFETTO CINEMATICO MODIFICA IL SOLO COEFFICIENTE N_c IN FUNZIONE DEL COEFFICIENTE SISMICO K_{HK} ; IL FATTORE N_c VIENE QUINDI MOLTIPLICATO SIA PER IL COEFFICIENTE CORRETTIVO DELL'EFFETTO INERZIALE, SIA PER IL COEFFICIENTE CORRETTIVO PER L'EFFETTO CINEMATICO.

SI È RILEVATO CHE LE FORZE D'INERZIA GENERATE DALL'EVENTO SISMICO, CHE INTERESSANO LE MASSE DELLA SOVRASTRUTTURA E DEL TERRENO, IN PRESENZA DI LITOLOGIA SABBIOSA MODIFICANO SENSIBILMENTE QUELLA CHE È LA PORTATA DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE RISPETTO ALLA SUA NORMALE CONDIZIONE DI SOLLECITAZIONE STATICA. SONO PERTANTO STATI SVILUPPATI METODI SPECIFICI PER TENERE CONTO DI QUESTA SITUAZIONE; ALCUNI DI ESSI SI PROPONGONO DI VALUTARE LA PORTATA IN CONDIZIONI SISMICHE MANTENENDO LA STRUTTURA TRINOMIA MODIFICANDO I FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE RISPETTO AL CASO STATICO, MENTRE ALTRI CRITERI SONO STATI ELABORATI A PARTIRE DA APPROCCI DIVERSI. IL CRITERIO DI VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE IN ZONA SISMICA, UTILIZZATO NEL PRESENTE PROGETTO, È QUELLO DI PAOLUCCI E PECKER (1997), OVE SI AFFERMA CHE IL RUOLO GIOCATO DALL'INERZIA DEL TERRENO È PIUTTOSTO TRASCURABILE RISPETTO A QUELLO SVOLTO DALLE FORZE

SISMICHE TRASMESSE ALLA FONDAZIONE DALLA SOVRASTRUTTURA.

PAOLUCCI E PECKER (1997) BASANO LE LORO CONSIDERAZIONI SU UNA FONDAZIONE SOGGETTA A SFORZO NORMALE, TAGLIO ORIZZONTALE E MOMENTO TRASMESSO DALLA SOVRASTRUTTURA, OLTRE AI SOVRACCARICHI LATERALI Q ED ALLE FORZE D'INERZIA VERTICALI E ORIZZONTALI CHE NASCONO PER EFFETTO DEL SISMA SULLA MASSA DEL TERRENO. I RISULTATI OTTENUTI, SULLA BASE DELLA CLASSICA STRUTTURA TRINOMIA DI CAPACITÀ PORTANTE ALLA TERZAGHI (1943), FORNISCONO DEI COEFFICIENTI IN GRADO DI TENERE CONTO DEL CARICO ORIZZONTALE, DELL'INERZIA DEL SUOLO E DELL'ECCENTRICITÀ, MODIFICANDO IN TAL MODO LA CAPACITÀ PORTANTE STATICA DEL TERRENO. LA FORMULAZIONE DEFINITIVA RISULTA ESSERE LA SEGUENTE:

$$q_{lim,e} = q_{lim,s} \cdot v_h \cdot v_e \cdot v_i$$

CON I SEGUENTI COEFFICIENTI CORRETTIVI:

FORZA ORIZZONTALE:

$$v_h = \left(1 - \frac{T}{0,85 \cdot N}\right)^3$$

ECCENTRICITÀ DEL CARICO

$$v_e = \left(1 - \frac{e}{0,70 \cdot B}\right)^{1,8}$$

PER $e/B \leq 0,30$

INERZIA DEL TERRENO

$$v_i = \left(1 - \frac{k_h}{\text{TAN } \phi}\right)^{0,35}$$

3. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

NEL CORSO DELLA RELAZIONE SI È FATTO RIFERIMENTO A VARIE NORME E PUBBLICAZIONI TECNICHE ELENcate QUI DI SEGUITO. SI PRECISA CHE I NUMERI MANCANTI RIGUARDANO RIFERIMENTI CONTENUTI IN ARCHIVIO, NON UTILIZZATI NELLA PRESENTE RELAZIONE.

- [1] D.M. 17.01.2018 – AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- [2] CIRCOLARE N. 7/C.S.LL.PP. DEL 12/02/2019
- [3] LEGGE 5 NOVEMBRE 1971 N. 1086 - NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA.
- [4] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 14 FEBBRAIO 1974, N.11951 - “APPLICAZIONE DELLE NORME SUL CEMENTO ARMATO”.
- [5] CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 25 GENNAIO 1975, N.13229 - “L’IMPIEGO DI MATERIALI CON ELEVATE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA PER CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO.
- [6] • C.N.R. - UNI 10011-97 - “COSTRUZIONI DI ACCIAIO: ISTRUZIONI PER IL CALCOLO, L’ESECUZIONE, IL COLLAUDO E LA MANUTENZIONE”.
- [7] • OPCM 3274 D.D. 20/03/2003 S.M.I. – “PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA”, E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI (OPCM 3431 03/05/05).
- [8] D.M.LL.PP. 20 NOVEMBRE 1987 – “NORME TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DEGLI EDIFICI IN MURATURA E PER IL LORO CONSOLIDAMENTO”.
- [9] CIRC. MIN.LL.PP. N.11951 DEL 14 FEBBRAIO 1992 - CIRCOLARE ILLUSTRATIVA DELLA LEGGE N. 1086.
- [10] D.M. 14 FEBBRAIO 1992 - NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE, PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [11] CIRC. MIN.LL.PP. N.37406 DEL 24 GIUGNO 1993 – ISTRUZIONI RELATIVE ALLE NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE DI CUI AL D.M. 14 FEBBRAIO 1992.
- [12] D.M. 9 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE PER L’ESECUZIONE DELLE OPERE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE.
- [13] CIRC. MIN. LL.PP. 15.10.1996 N.252 AA.GG./S.T.C. - ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE «NORME TECNICHE PER IL CALCOLO E L’ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE» DI CUI AL D.M. 09.01.1996.
- [14] D.M. 16 GENNAIO 1996 – NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI
- [15] CIRC. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./S.T.C. DEL 4 LUGLIO 1996 – ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE “NORME TECNICHE RELATIVE AI CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI” DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996.
- [16] D.M. 16.1.1996 - NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE
- [17] CIRC. MIN. LL.PP. 10.4.1997, N. 65 - ISTRUZIONI PER L’APPLICAZIONE DELLE "NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE" DI CUI AL D.M. 16 GENNAIO 1996
- [18] EUROCODICE 1 - BASI DI CALCOLO ED AZIONI SULLE STRUTTURE
- [19] EUROCODICE 2 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO
- [20] EUROCODICE 3 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO
- [21] EUROCODICE 4 - PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

- [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

ALLEGATI ALLA RELAZIONE GEOTECNICA:

RELAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI INDIRETTE PROFONDE ESEGUITE CON IL SOFTWARE MODEST
VER. 8.22.

Sommario

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni2
 Fondazioni superficiali2
 Fondazioni profonde2
 Caratterizzazione4
 Geotecnica5
 Elenco unità geotecniche5
 Elenco colonne stratigrafiche7
 Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_018
 Fondazioni superficiali9
 Verifiche capacità portante9
 Cedimenti11

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 $\langle\%>$	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata $\langle\%>$	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 $\langle\%>$	0.00
-Percentuale di spinta passiva mobilitata $\langle\%>$	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	No
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	x
-A.P.I. (1984)										
-Viggiani (1999)										
-Olson e Dennis (1982)										
-Stas e Kulhavy (1984)										
-Skempton (1986)										
-Reese e O'Neill (1989)										
-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	0.25
-Reese e O'Neill (1989)										
-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	No	No	No	No	No	No	No	No	No
-Bowles (1991)	No	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	x
-Meyerhof (1963)										
-Hansen (1970)										
-Vesic (1975)										
-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

Relazione di calcolo

-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

	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 Biegansky (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'_{vo} 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

Relazione di calcolo

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	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 sabbie mediamente addensate:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1800.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2200.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 30.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00
- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.50$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 15000000.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 5680000.00$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.32$
- Modulo edometrico: $E_{ed} = 11360000.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

2 sabbie ben addensate:

Classificazione: Incoerente

Relazione di calcolo

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1900.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{\text{sat}} = 2300.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 20.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: $\text{OCR} = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.66$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 4000000.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 1430000.00$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.40$
- Modulo edometrico: $E_{\text{ed}} = 2860000.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

3 Argilla:

Classificazione: Coesivo

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 2050.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{\text{sat}} = 2100.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 24.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 3000.00$ daN/mq
- Coesione non drenata: $c_u = 22000.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: $\text{OCR} = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.59$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 800000.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 150000.00$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.37$
- Modulo edometrico: $E_{\text{ed}} = 1000000.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 180000.00$ daN/mq

4 Riporto:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 2200.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{\text{sat}} = 2250.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 40.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: $\text{OCR} = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.35$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 1500000.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 576923.00$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.30$
- Modulo edometrico: $E_{\text{ed}} = 2019230.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

5 unificato:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1750.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{\text{sat}} = 1900.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 18.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 0.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: $\text{OCR} = 1.00$
- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.69$

Parametri elastici:

Relazione di calcolo

- Modulo elastico normale: $E = 250000.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 103306.00$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 1.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.21$
- Modulo edometrico: $E_{ed} = 281419.00$ daN/mq
- Modulo elastico non drenato: $E_u = 0.00$ daN/mq

6 calcare:

Classificazione: Roccia

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 2200.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2200.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 35.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 3500.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.43$

Parametri elastici:

- Modulo elastico normale: $E = 900000000.00$ daN/mq
- Modulo elastico tangenziale: $G = 319150000.00$ daN/mq
- Esponente del parametro tensionale: $k_j = 0.00$
- Coeff. di Poisson: $\nu = 0.43$
- Modulo edometrico: $E_{ed} = 638300000.00$ 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 non presente

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	6 calcare	Roc.	2200.00	2200.00			35.00	3500.00			0.43	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	900000000.00	319150000.00	0.00	0.43	638300000.00	0.00	1

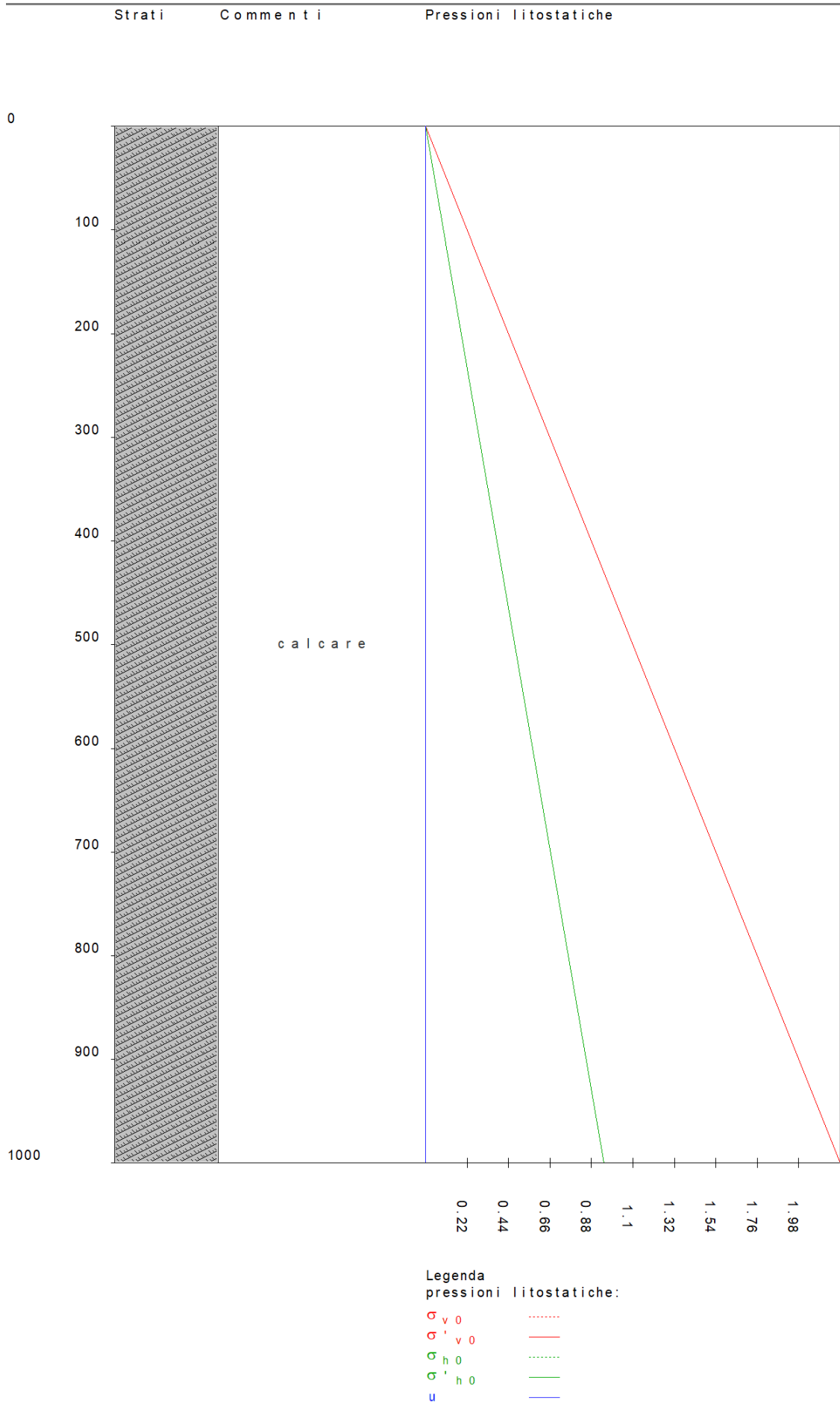


Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01

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

Relazione di calcolo

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_z = 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. 503

B=6.64 <m> L=32.01 <m> D=0.35 <m> β =0.00 <grad> η =0.00 <grad> γ_z =2200.02 <daN/mc>
 $\sigma_{v0,f}$ =770.00 <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

ϕ'_r =35.00 <grad> c'_r =3499.98 <daN/mq>
 N_q =33.30 N_c =46.12 N_g =45.23 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.
33	478484.00	11390.20	242.29	10892.00	-844205.00	6.60	28.48	1.13	1.14	0.93	1.00	1.00	1.00	518069.00	42325900.00	88.46

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni statiche

Metodo utilizzato: Indicazioni EC7

Platea n. 504

B=5.25 <m> L=9.85 <m> D=1.85 <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_r=2200.01$ <daN/mc>
 $\sigma_{v0,r}=4070.00$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\phi'_r=35.00$ <grad> $c'_r=3500.00$ <daN/mq>
 $N_q=33.30$ $N_c=46.12$ $N_g=45.23$ $b_q=1.00$ $b_c=1.00$ $b_g=1.00$

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.
33	229184.00	-11390.20	-242.30	20047.80	44361.80	5.08	9.46	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	601688.00	12563400.00	54.82

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche

Metodo utilizzato: Condizioni statiche

Platea n. 503

B=6.64 <m> L=32.01 <m> D=0.35 <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_r=2200.02$ <daN/mc>
 $\sigma_{v0,r}=770.00$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\phi'_r=35.00$ <grad> $c'_r=3499.98$ <daN/mq>
 $N_q=33.30$ $N_c=46.12$ $N_g=45.23$ $b_q=1.00$ $b_c=1.00$ $b_g=1.00$

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	331177.00	-23021.10	-11001.40	38949.60	-720785.00	6.41	27.65	1.13	1.14	0.93	1.00	1.00	1.00	509288.00	39242800.00	118.50
3	331178.00	-22972.50	11662.60	-22158.00	-721132.00	6.51	27.65	1.14	1.14	0.93	1.00	1.00	1.00	514030.00	40231900.00	121.48
5	334013.00	37632.90	-10849.50	38858.30	-485736.00	6.41	29.10	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	509241.00	41305100.00	123.66
7	334014.00	37681.50	11814.40	-22249.20	-486082.00	6.51	29.09	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	513906.00	42327100.00	126.72
9	332170.00	-1848.82	-37389.60	110210.00	-638114.00	5.98	28.16	1.12	1.13	0.94	1.00	1.00	1.00	489053.00	35814500.00	107.82
11	333020.00	16347.40	-37344.00	110182.00	-567599.00	5.98	28.60	1.12	1.12	0.94	1.00	1.00	1.00	489074.00	36378400.00	109.24
13	332171.00	-1686.98	38157.10	-93482.10	-639269.00	6.08	28.16	1.12	1.13	0.94	1.00	1.00	1.00	493815.00	36763200.00	110.68
15	333022.00	16509.20	38202.60	-93509.50	-568754.00	6.08	28.59	1.12	1.13	0.94	1.00	1.00	1.00	493812.00	37336600.00	112.11
17	331192.00	-23036.80	-11967.10	38524.20	-720572.00	6.41	27.65	1.13	1.14	0.93	1.00	1.00	1.00	509409.00	39270000.00	118.57
19	331192.00	-22988.20	10696.90	-22583.40	-720918.00	6.51	27.65	1.13	1.14	0.93	1.00	1.00	1.00	513911.00	40208800.00	121.41
21	334028.00	37617.20	-11815.30	38433.00	-485522.00	6.41	29.10	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	509361.00	41333300.00	123.74
23	334028.00	37665.80	10848.70	-22674.60	-485869.00	6.51	29.10	1.13	1.13	0.93	1.00	1.00	1.00	513787.00	42302800.00	126.64
25	332184.00	-1864.51	-38355.30	109784.00	-637900.00	5.98	28.16	1.12	1.13	0.94	1.00	1.00	1.00	489176.00	35840800.00	107.89
27	333035.00	16331.70	-38309.70	109757.00	-567385.00	5.99	28.60	1.12	1.12	0.94	1.00	1.00	1.00	489196.00	36405000.00	109.31
29	332185.00	-1702.67	37191.30	-93907.50	-639055.00	6.08	28.16	1.12	1.13	0.94	1.00	1.00	1.00	493695.00	36740900.00	110.60
31	333036.00	16493.50	37236.90	-93934.80	-568540.00	6.08	28.59	1.12	1.13	0.94	1.00	1.00	1.00	493692.00	37313900.00	112.04

Verifiche di capacità portante per rottura generale in condizioni sismiche

Metodo utilizzato: Condizioni statiche

Platea n. 504

B=5.25 <m> L=9.85 <m> D=1.85 <m> $\beta=0.00$ <grad> $\eta=0.00$ <grad> $\gamma_r=2200.01$ <daN/mc>
 $\sigma_{v0,r}=4070.00$ <daN/mq>

Verifiche in condizioni drenate

$\phi'_r=35.00$ <grad> $c'_r=3500.00$ <daN/mq>
 $N_q=33.30$ $N_c=46.12$ $N_g=45.23$ $b_q=1.00$ $b_c=1.00$ $b_g=1.00$

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	153421.00	-7988.28	1698.56	11507.70	27321.10	5.10	9.49	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	602814.00	12690100.00	82.71
3	153421.00	-8036.83	-2359.79	16305.60	27595.50	5.04	9.49	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	599577.00	12462500.00	81.23
5	150586.00	-6623.59	1546.73	11725.00	29579.70	5.09	9.46	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	602719.00	12624900.00	83.84
7	150586.00	-6672.14	-2511.63	16523.00	29854.00	5.03	9.45	1.31	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	599420.00	12394000.00	82.30
9	152429.00	-7453.99	6380.17	5986.16	27791.60	5.17	9.49	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	606566.00	12936500.00	84.87
11	151578.00	-7044.59	6334.62	6051.36	28469.10	5.17	9.47	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	606559.00	12918100.00	85.22
13	152429.00	-7615.83	-7147.68	21979.30	28706.00	4.96	9.47	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	595706.00	12173900.00	79.87
15	151579.00	-7206.43	-7193.23	22044.50	29383.60	4.96	9.46	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	595637.00	12152200.00	80.17
17	153406.00	-7972.59	2664.28	10704.50	27233.80	5.11	9.49	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	603351.00	12729000.00	82.98
19	153406.00	-8021.14	-1394.07	15502.40	27508.20	5.05	9.49	1.31	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	600116.00	12501000.00	81.49
21	150572.00	-6607.90	2512.45	10921.80	29492.40	5.10	9.46	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	603267.00	12664300.00	84.11
23	150572.00	-6656.45	-1545.91	15719.70	29766.70	5.04	9.45	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	599970.00	12433100.00	82.57
25	152414.00	-7438.31	7345.89	5182.95	27704.30	5.18	9.49	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	607104.00	12975900.00	85.14
27	151563.00	-7028.90	7300.34	5248.14	28381.80	5.18	9.48	1.31	1.32	0.84	1.00	1.00	1.00	607101.00	12957700.00	85.49

Relazione di calcolo

29	152414.00	-7600.15	-6181.96	21176.10	28618.70	4.97	9.47	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	596251.00	12212300.00	80.13
31	151564.00	-7190.74	-6227.51	21241.30	29296.30	4.97	9.46	1.30	1.31	0.84	1.00	1.00	1.00	596185.00	12190800.00	80.43

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_f = 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. 503

B=6.64 <m> L=32.01 <m> D=0.35 <m> H=33.22 <m> E_r=900001000.00 <daN/mq> v_r=0.43
 I_s=0.77 I_f=0.99 kw=108221000.00 <daN/mc>

CC	N <daN>	q _{es} <daN/mq>	Ced <cm>
1	331177.00	1557.38	0.00
2	331921.00	1560.87	0.00
3	331178.00	1557.38	0.00
4	331921.00	1560.87	0.00
5	334013.00	1570.71	0.00
6	333277.00	1567.25	0.00
7	334014.00	1570.71	0.00
8	333278.00	1567.25	0.00
9	332170.00	1562.04	0.00
10	332395.00	1563.11	0.00
11	333020.00	1566.04	0.00
12	332802.00	1565.02	0.00
13	332171.00	1562.05	0.00
14	332396.00	1563.11	0.00
15	333022.00	1566.05	0.00
16	332803.00	1565.02	0.00
17	331192.00	1557.45	0.00
18	331928.00	1560.91	0.00
19	331192.00	1557.45	0.00
20	331928.00	1560.91	0.00
21	334028.00	1570.78	0.00
22	333284.00	1567.29	0.00
23	334028.00	1570.78	0.00
24	333285.00	1567.29	0.00
25	332184.00	1562.11	0.00
26	332402.00	1563.14	0.00
27	333035.00	1566.11	0.00
28	332809.00	1565.05	0.00
29	332185.00	1562.12	0.00
30	332403.00	1563.14	0.00
31	333036.00	1566.12	0.00
32	332810.00	1565.06	0.00
33	478484.00	2250.09	0.00
34	351217.00	1651.62	0.00
35	334681.00	1573.85	0.00
36	332603.00	1564.08	0.00

Platea n. 504

B=5.25 <m> L=9.85 <m> D=1.85 <m> H=26.25 <m> E_r=900001000.00 <daN/mq> v_r=0.43
 I_s=0.64 I_f=0.90 kw=183581000.00 <daN/mc>

CC	N <daN>	q _{es} <daN/mq>	Ced <cm>
1	153421.00	2966.80	0.00
2	152678.00	2952.43	0.00
3	153421.00	2966.81	0.00
4	152678.00	2952.43	0.00
5	150586.00	2911.99	0.00
6	151322.00	2926.21	0.00
7	150586.00	2911.99	0.00

Relazione di calcolo

8	151322.00	2926.21	0.00
9	152429.00	2947.62	0.00
10	152203.00	2943.25	0.00
11	151578.00	2931.17	0.00
12	151796.00	2935.39	0.00
13	152429.00	2947.62	0.00
14	152203.00	2943.26	0.00
15	151579.00	2931.18	0.00
16	151796.00	2935.39	0.00
17	153406.00	2966.52	0.00
18	152671.00	2952.30	0.00
19	153406.00	2966.52	0.00
20	152671.00	2952.30	0.00
21	150572.00	2911.71	0.00
22	151315.00	2926.08	0.00
23	150572.00	2911.71	0.00
24	151315.00	2926.08	0.00
25	152414.00	2947.33	0.00
26	152196.00	2943.12	0.00
27	151563.00	2930.89	0.00
28	151789.00	2935.25	0.00
29	152414.00	2947.34	0.00
30	152196.00	2943.12	0.00
31	151564.00	2930.90	0.00
32	151789.00	2935.26	0.00
33	229184.00	4431.90	0.00
34	169004.00	3268.14	0.00
35	152609.00	2951.10	0.00
36	151996.00	2939.26	0.00