

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.: 18a	Titolo: RELAZIONE GEOTECNICA AREA IMPIANTO AFV	
Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
0	A4	HOS2I51_RelazioneGeotecnica_18a

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 DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE IN AGRO DI ORIA (BR) INTEGRATO CON IMPIANTO SUPERINTENSIVO DI ULIVETO IN LOCALITA' MASSERIA ARGENTONE</u>
COMUNE:	ORIA (BR)
ZONASISMICA:	ZONA 4
ALTITUDINE:	95-98 M S.L.M.
TIPOLOGIA STRUTTURALE:	STRUTTURA INACCIAIO
TIPOLOGIA FONDAZIONI:	FONDAZIONI PROFONDE
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	3
1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
1.1. PERICOLOSITÀ SISMICA.....	5
1.1.1. <i>SITO DI RIFERIMENTO</i>	5
1.1.2. <i>PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA</i>	6
1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.	7
1.2.1. IDROGEOLOGIA	10
1.2.2. <i>INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE</i>	10
1.3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA E MODELLO GEOTECNICO DEI TERRENI	10
2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE FONDAZIONI	13
2.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO	14
2.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO.....	15
2.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO	16
2.1.2.1 METODO A.....	16
2.1.2.2 METODO B.....	17
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	18

O. PREMESSA

LA PRESENTE RELAZIONE È REDATTA ALLO SCOPO DI SINTETIZZARE GLI ASPETTI GEOTECNICI RELATIVI ALLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PREVISTE PER IL PROGETTO DEFINITIVO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE PER LO SVILUPPO DEL PARCO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE SOLARE IN AGRO DI ORIA (BR). LE ARE SONO PROSSIME ALLA STRADA PROVINCIALE SP54 IN LOCALITÀ MASSERIA TRE ARGENTONE nel Comune di Oria (BR). Trattasi di un impianto AGROVOLTAICO con pannelli montati su una struttura tecnologica di pertinenza della Masseria Argentoni destinate a costituire, nella sua fattispecie, un vero e proprio impianto di irrigazione bidirezionale di un impianto AGRICOLO SUPERINTENSIVO DI ULIVETO PER LA PRODUZIONE DI OLIO EVO. Nella sua veste più generale l'opera rappresenta un impianto innovativo sotto ogni aspetto essendo il primo impianto AGROVOLTAICO in configurazione tecnologica ENERGIA-AGRICOLTURA; nella fattispecie trattandosi di impianto gestito da dati provenienti dall'impianto, un'apposita domotica gestirà l'intero Sistema gestionale integrando la manutenzione ordinaria dell'impianto fotovoltaico e la gestione dell'impianto agricolo. Il Progetto proposto rientra nella sfera dell'AGRICOLTURA 4.0, realizzata appunto attraverso la raccolta automatica, l'integrazione e l'analisi di dati provenienti dal campo, da sensori e da qualsiasi altra fonte terza.

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 REALIZZATI I PANNELLI FOTOVOLTAICI 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].

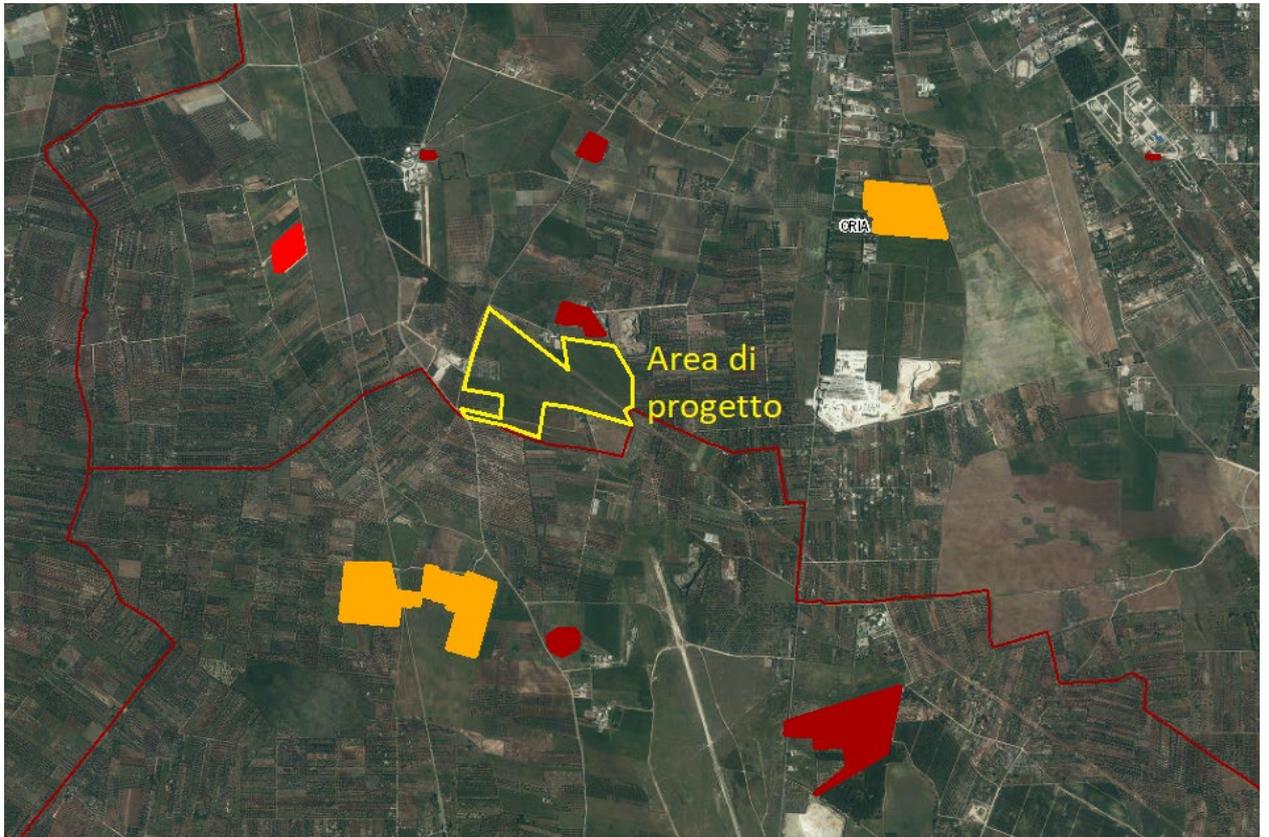
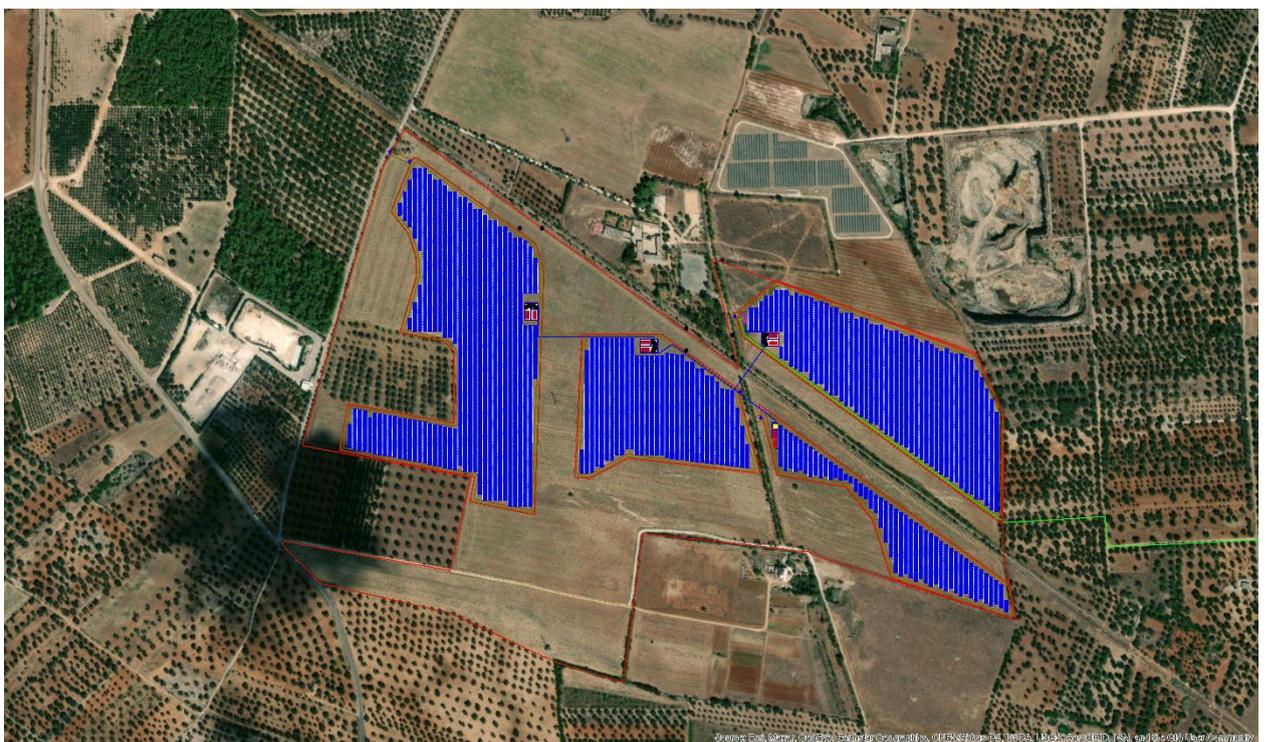


FIGURA 1: ORTOFOTO DELL'AREA - AREA DI PROGETTO E' L'AREA TOTALE DI 68 Ha Circa INTERESSATA DALL'INTERVENTO DI CUI CIRCA 20,90 ETTARI SARANNO DESTINATI A IMPIANTO AGROVOLTAICO.



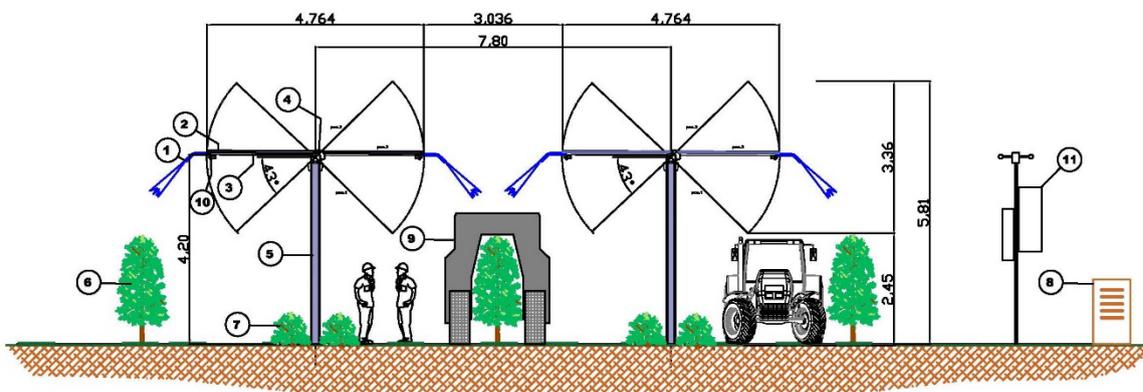
0.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI.

NEL SEGUITO SI FARÀ RIFERIMENTO AL SISTEMA RIPORTATO NELLA SUCCESSIVA FIGURA 2 PER LA DETERMINAZIONE E DESCRIZIONE DELLE AZIONI CHE IMPEGNANO LA STRUTTURA A SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI.

LE STRUTTURE A SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI RAPPRESENTANO UN “SISTEMA INSEGUITORE” DELLA LUCE SOLARE NELL’ARCO DELLA GIORNATA, CON UNA ROTAZIONE LUNGO UN SOLO ASSE, RAPPRESENTATO DALLA TRAVE LONGITUDINALE CHE SOSTIENE TUTTI I PANNELLI.

LA CONFIGURAZIONE TIPICA DEL SISTEMA INSEGUITORE PREVEDE LA INSTALLAZIONE, SU UNA MEDESIMA LINEA, DI 58 PANNELLI FOTOVOLTAICI. LA CONFIGURAZIONE PRESA IN CONSIDERAZIONE IN QUESTA FASE PROGETTUALE HA DUE FILE DI PANNELLI FOTOVOLTAICI MONTATI SU UNA STRUTTURA DI PERTINENZA (TRAKER ROTANTE). ALLE ESTREMITA SONO INSERITI, IN APPOSITA CANALINA, LE TUBAZIONI DELL’IMPINATO DI IRRIGAZIONE A SERVIZIO DELL’IMPIANTO SUPERINTENSIVO AGRICOLO DI ULIVETO. LA GESTIONE DELL’IMPIANTO DI ULIVETO E ROTAZIONE PER ESPOSIZIONE SOLARE E’ GESTITA DA UNA DOMOTICA/SOFTWARE BLULEAF®.

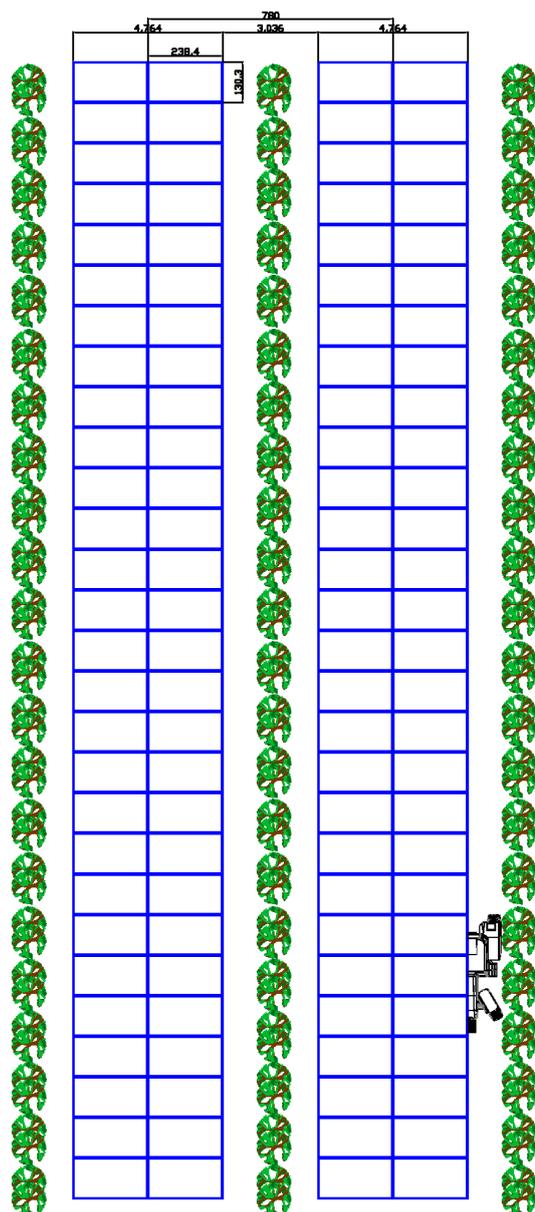
Schema TRAKER Tipologia impianto AFV



- 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

Fig.2 Configurazione impianto

DIMENSIONI DI 2384MM X 1303 MM, INSTALLATO CON IL LATO LUNGO PARALLELO ALL'ASSE DELLA TRAVE DI SOSTEGNO.



Schema TRAKER
Tipologia impianto AFV
Vista in pianta

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 GUAGNANO (LE)

TABELLA 1

LATITUDINE GPS	LONGITUDINE GPS
40° 27' 54"N	17° 37' 11"E
CLASSE DELL'EDIFICIO	IV
VITA NOMINALE STRUTTURA	Max 50 ANNI

1.1.1. SITO DIRIFERIMENTO

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):

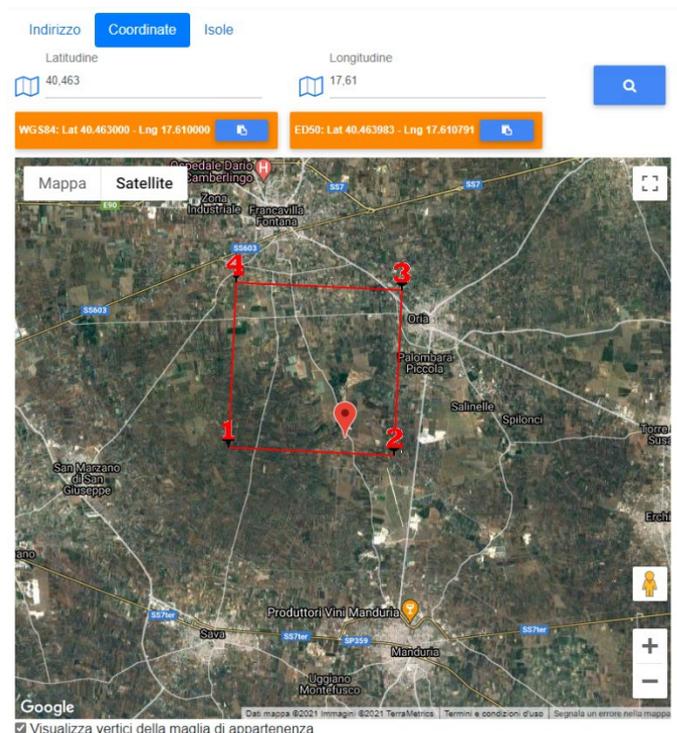


FIGURA 3: QUADRILATERI DI RIFERIMENTO

1.1.2. PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Al fine di definire la pericolosità sismica di base è stato eseguito uno studio relativo alla classificazione sismica ed alla zonazione sismogenetica del territorio italiano in linea con quanto prescritto dalle NTC 2018.

La finalità di questa indagine è quella di valutare e quantificare la pericolosità sismica di base partendo da valori attribuiti al territorio nell'ambito dei lavori per la redazione della mappa di pericolosità sismica dell'INGV (OPCM 20.03.2003 n.3274). Dopo l'approvazione da parte della Commissione Grandi Rischi del Dipartimento della Protezione Civile nella seduta del 6 aprile 2004, la mappa MPS04 (fig. 6.1) è diventata ufficialmente la mappa di riferimento per il territorio nazionale con l'emanazione dell'Ordinanza PCM 3519/2006 (G.U. n.105 dell'11 maggio 2006), mentre la redazione dell'ultima cartografia ufficiale (Carta ZS9) edita dall'INGV ha permesso la conseguente attribuzione di valori relativi alle specifiche degli eventi sismici attesi.

TABELLA 2: PARAMETRI PER TERRENO TIPO B

“STATO LIMITE”	T_R [ANNI]	A_G [G]	F_0 [-]	T^*_c [s]
OPERATIVITÀ	60	0.024	2.314	0.272
DANNO	101	0.031	2.370	0.340
SALVAGUARDIA VITA	949	0.060	2.735	0.510
PREVENZIONE COLLASSO	1950	0.071	2.881	0.531

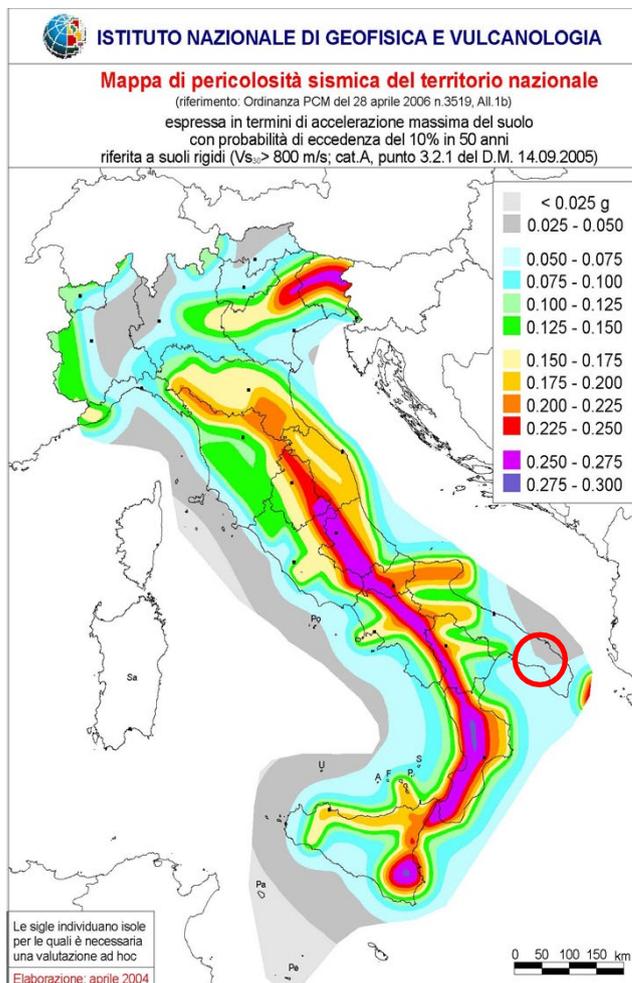


FIGURA 4: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA – APRILE 2004



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)

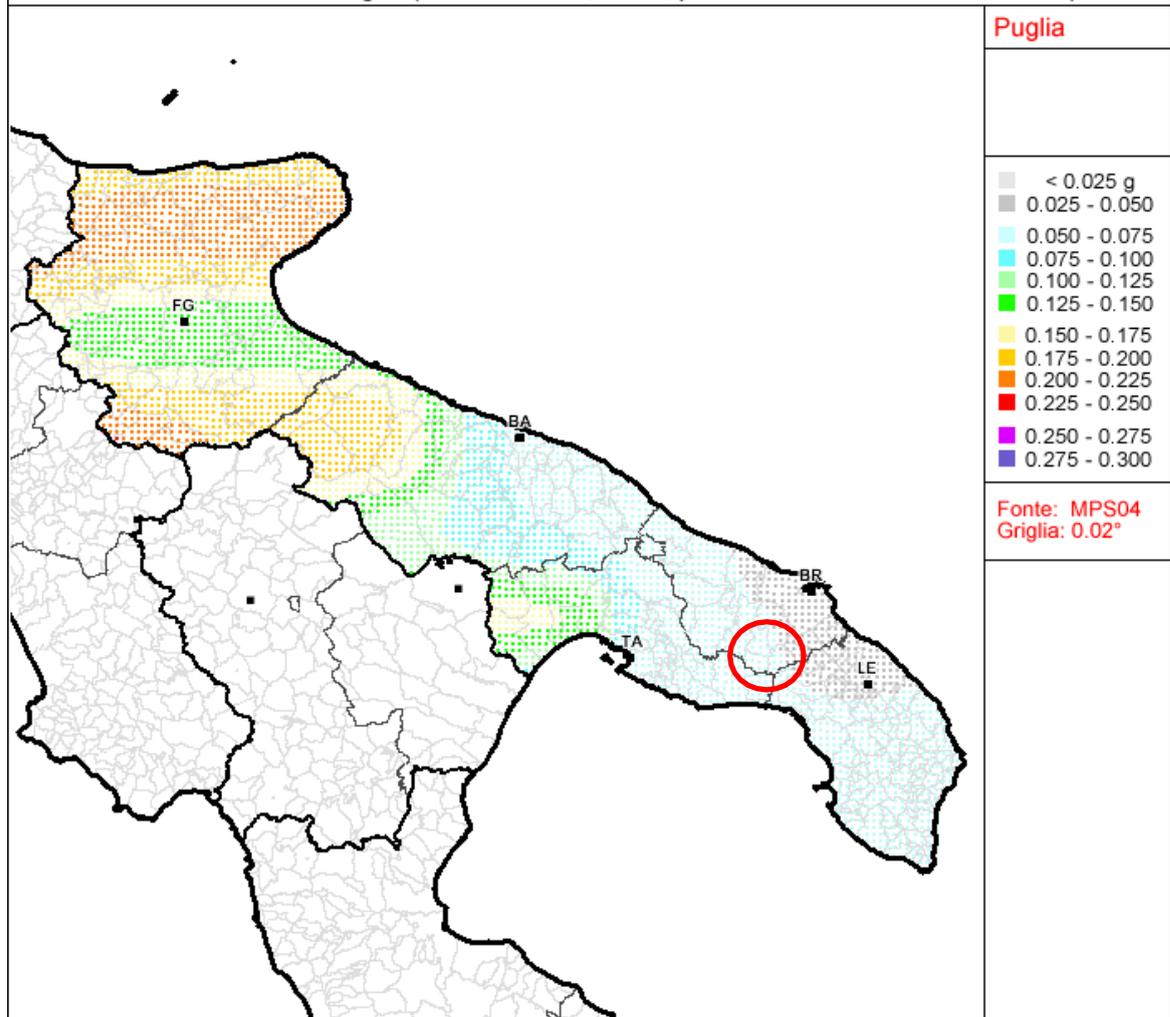


FIGURA 5: MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA IN DETTAGLIO SU AREA D'INTERESSE – APRILE 2004

Per la definizione dell'azione sismica, si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo (A, B, C, D, E) e delle condizioni topografiche (T1, T2, T3, T4). La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Con:

- h_i = spessore dello stato i -esimo;
- $V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
- N = numero di strati;
- H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno
- molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite

A – 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.

B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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.

C – Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine 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.

D – Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine 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.

E – 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.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche. Per quanto riguarda le configurazioni topografiche si ha che per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$;

T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;

T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$;

T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

Per definire la categoria di sottosuolo, sono state condotte **indagini di sismica attiva MASW** (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) con n. 24 geofoni disposti su un array lungo 46 metri. L'interdistanza geofonica adoperata per entrambe le prove è pari a 2 m, con durata dell'acquisizione dei sismogrammi di 1000 ms e passo di campionamento temporale pari a 130 μ s.

Detta metodologia consente con l'analisi in frequenza delle onde superficiali di tipo "rayleigh", generate con metodologia attiva, di ricavare tramite inversione la sismostratigrafia riferita alle onde di taglio Vs tramite il fenomeno della dispersione e quindi determinare la Vs,eq del sito indagato. La strumentazione utilizzata è del tipo a 24 canali, modello Echo 24 (anno 2002) della AMBROGEO interfacciato con un computer portatile.

Categoria suolo fondazione

Le indagini di tipo MASW hanno dato:

- "MASW 1" - VS,eq = **383 m/s cat.B**

- "MASW 2" - VS,eq = **339 m/s cat.C**

Per quanto riguarda le caratteristiche topografiche, tutte le aree rientrano nella categoria **T1**, ossia:

"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti **Ss** e **Cc** valgono **1**. Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti **Sc** e **Cc** possono essere calcolati, in funzione dei valori di Fo e T* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 1, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 1 - Espressioni di Ss. e Cc

Categoria sottosuolo	Ss	Cc
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S riportati nella Tab. 2, in funzione delle categorie T topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 2 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica St

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Caratterizzazione delle azioni sismiche

L'entrata in vigore dell'Ordinanza OPCM n. 3274 del 20/03/2003 ha determinato una suddivisione del territorio nazionale in aree omogenee da un punto di vista del rischio sismico e perimetrate, sulla base della presenza/assenza, di aree sismogenetiche attive. Sono stati così individuati 10751 nodi di riferimento. Ad ogni nodo è associato un valore di accelerazione massima attesa al suolo per un determinato periodo di ritorno.

La forma e intensità dello spettro di risposta di progetto sono funzione di tre parametri, che cambiano da sito a sito:

- **ag** :accelerazione orizzontale massima al sito;
- **Fo** :valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T*C**: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'entità di questi tre parametri determina lo spettro di risposta e, conseguentemente, l'entità delle forze esercitate sugli edifici.

Gli effetti dovuti al tipo di sottosuolo, alla stratigrafia, alla tettonica ed alla topografia, già indagati precedentemente in questo studio, saranno considerati nella costruzione del modello geologico. Lo scuotimento del suolo così individuato deve essere corretto, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie (come visto in precedenza con la determinazione della Categoria di sottosuolo sito specifica C e dei coefficienti di amplificazione topografica $S_T = 1,0$ e stratigrafica $S_s = 1,5$).

Per la costruzione dei grafici e per il calcolo dei parametri di pericolosità sismica si è utilizzato il software freeware della geostru <https://geoapp.eu/parametrisismici2018/> che, grazie ad un database statistico, ai dati sugli edifici e sul terreno ed ai dati sulla struttura, permette di ricavare alcuni valori utili al fine di quantificare i suddetti parametri. In conclusione, considerando una vita nominale dell'opera pari a 50 anni con classe d'uso I, si sono ottenuti i risultati di seguito riportati e riassunti in due tabelle (Tab.3 – Tab. 4)

Considerato dunque:

1. Le coordinate geografiche del sito oggetto di studio Lat.: 40,463; Long: 17,62;

2. La tipologia di costruzione ricadente in classe 1 con Vita Nominale (VN) delle opere in progetto pari a 35 anni e un coefficiente d'uso pari a 0,7, pertanto un periodo di riferimento (VR) pari a 24,5 anni ($VR = VN \times Cu$);

Stati limite



Classe Edificio

I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...



Vita Nominale

35



Interpolazione

Media ponderata

CU = 0.7

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.018	2.382	0.195
Danno (SLD)	35	0.020	2.371	0.212
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.047	2.680	0.412
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.056	2.835	0.447
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35			

Stati limite



Classe Edificio

I. Presenza occasionale di persone, edifici agricoli...



Vita Nominale

50



Interpolazione

Media ponderata

CU = 0.7

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.019	2.388	0.198
Danno (SLD)	35	0.020	2.376	0.214
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.047	2.683	0.411
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.056	2.838	0.445
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35			

Tabella 4 - Tabella relativa ai valori di: Tempi di ritorno (TR); parametri spettrali relativi alla accelerazione orizzontale massima al sito (ag) Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (Fo) e periodo di inizio del tratto di velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (Tc*); associati allo stato limite Operatività (SLO); Danno (SLD); Salvaguardia Vita (SLV); Prevenzione Collasso (SLC)

Coefficienti sismici

 Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni ▾

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) us (m)

 1  0.1

 Cat. Sottosuolo C ▾

 Cat. Topografica T1 ▾

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,79	1,75	1,41	1,37
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.012	0.012	0.012
kv	0.006	0.006	0.006	0.006
Amax [m/s ²]	0.600	0.600	0.600	0.600
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

In conclusione, si può asserire che per le aree in esame, non esistono particolari problematiche sismiche che possono provocare fenomeni di amplificazione, liquefazione, cedimenti ed instabilità, tali da innescare scenari di pericolosità sismica potenziale.

1.2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.

IL TERRITORIO SI ESTENDE NELL'AREA SUD OVEST DEL CAPOLUOGO (BRINDISI), A SUD DEI CENTRI ABITATI DI ORIA, POSTA AD UNA QUOTA TOPOGRAFICA DI CIRCA 95 M S.L.M..

L'ASPETTO MORFOLOGICO DELL'AREA INDAGATA, RISPECCHIA 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.

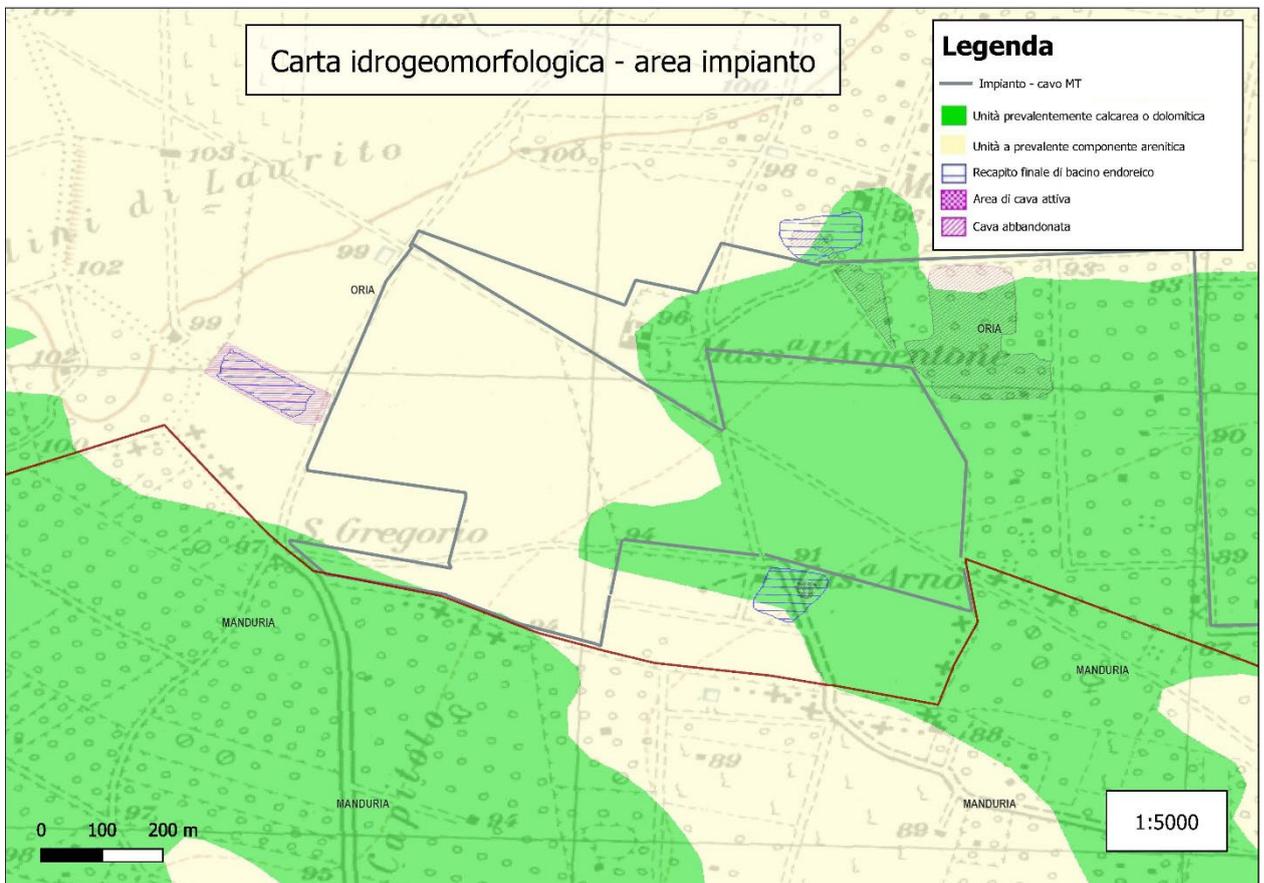
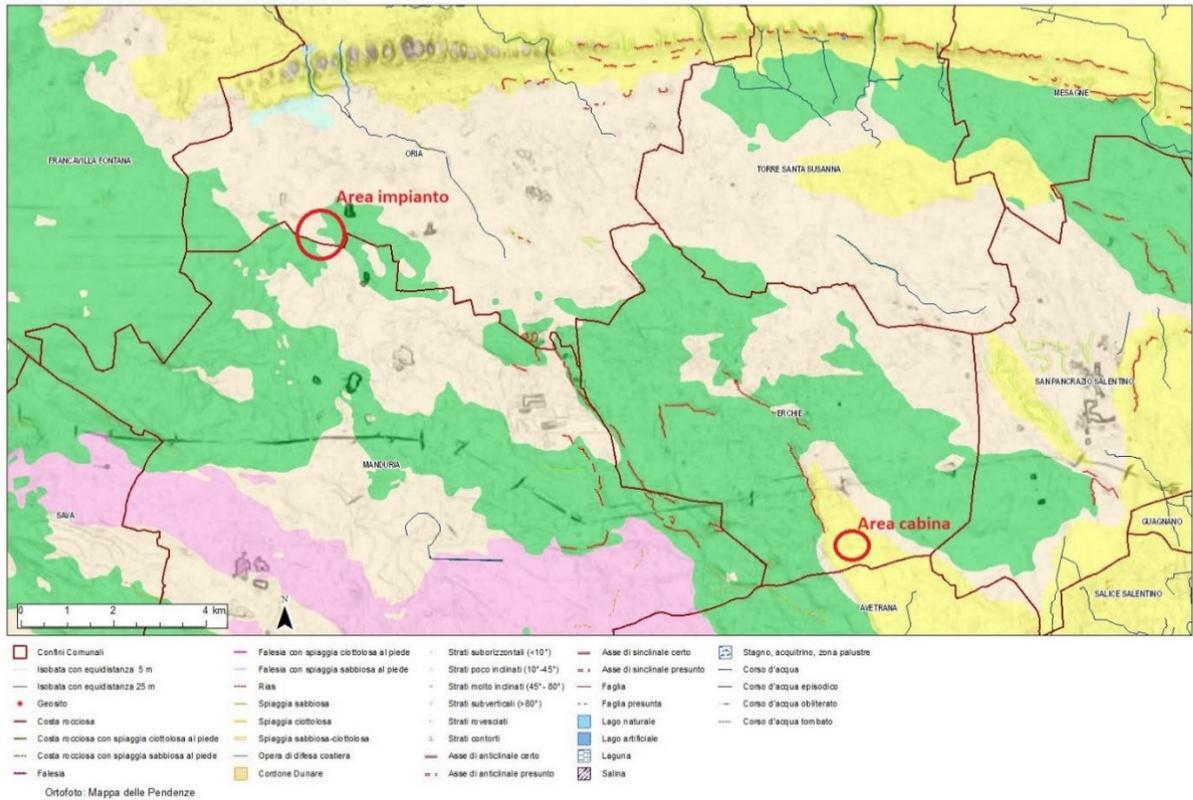
L'ORIGINE È BIOCHIMICA PER I CALCARI E SECONDARIA PER LE DOLOMIE.

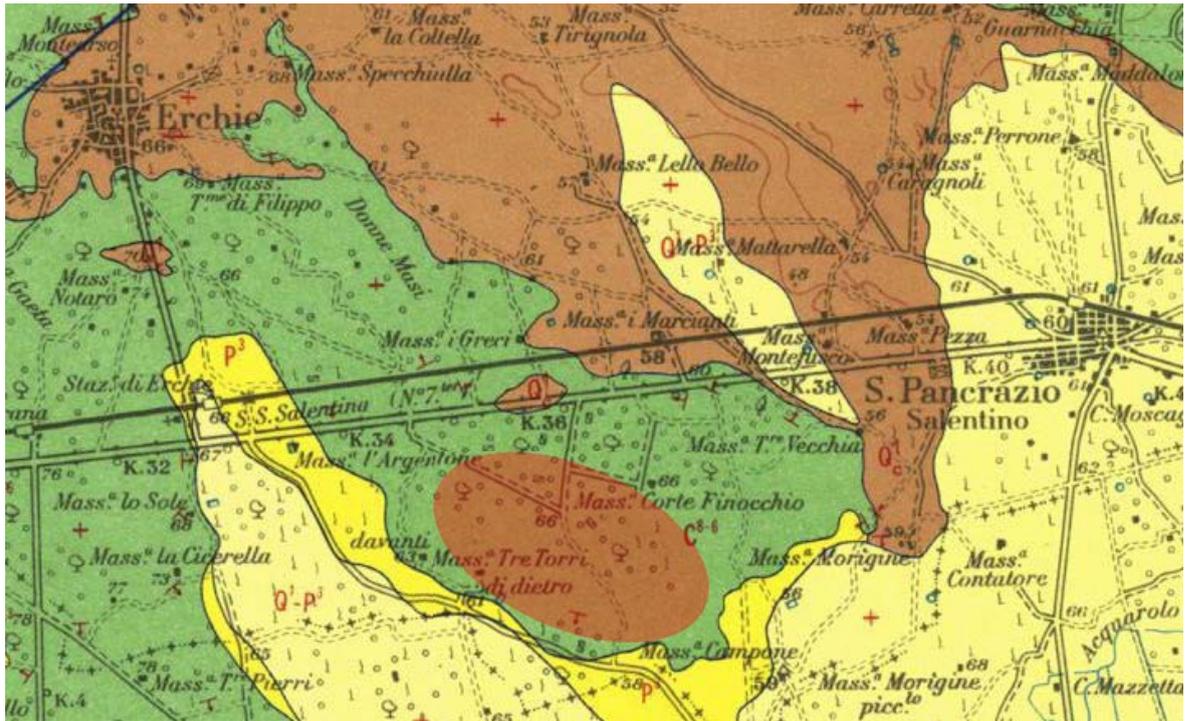
PER QUANTO RIGUARDA IL LORO AMBIENTE DEPOSIZIONALE, ESSO È DI MARE POCO PROFONDO, DI PIATTAFORMA

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.

Idrogeomorfologia

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





- C¹¹⁻²**
- Calcarei compatti a frattura irregolare, grigi e nocciola, talora chiari e porcellanacei; con intercalati calcari dolomitici. Tra i fossili, particolarmente significativi sono *Sauvagesia*, *Durania*, *Joufia reticulata* BOEHM. Microfauna in genere scarsa; eccezionalmente si rinvencono *Orbitoides*, *Accordiella conica* FAR., *Cuneolina pavonia* D'ORB. *parva* HENSON (SENONIANO-TURONIANO). CALCARI DI MELISSANO.
- C⁷⁻⁶**
- Calcarei dolomitici e dolomie grigio-nocciola, a frattura irregolare, calcari grigi spesso vacuolari. Tra i fossili frequente è *Apricardia carantonensis* (D'ORB.) Microfauna scarsa con *Miliolidae*, *Ophthalmidiidae* e *Textulariidae* (CENOMANIANO e forse TURONIANO). DOLOMIE DI GALATINA.

- Livelli appartenenti alle CALCARENITI DEL SALENTO aventi le seguenti caratteristiche:
- Q** : associazione microfaunistica poco significativa: *Elphidium aculeatum* (D'ORB.), *E. crispum* (LIN.), *E. macellum* (FICHT. & MOLL.) *E. owenianum* (D'ORB.), *Discorbis orbicularis* (TERQ.), *Cibicides lobatulus* (WALK & JAC.), *C. refulgens* (MONT.). In base ai rapporti stratigrafici il livello è attribuibile al **PLEISTOCENE**.
- Q¹-P³** : sabbie calcaree poco cementate, con intercalati banchi di panchina; sabbie argillose grigio-azzurre. Verso l'alto associazione calabrona: *Hyalinea balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB. *carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Ammonia beccarii* (LIN.). (**PLIOCENE SUPERIORE? - CALABRIANO**). In trasgressione sulle formazioni più antiche.
- P³** : calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose giallastre. Macrofauna a Coralli, Cirripedi, Molluschi, Echinidi, Crostacei tra cui *Cancer sisonidai* var. *antiatina* MAX. Microfauna ad Ostracodi e Foraminiferi: *Bulimina marginata* D'ORB., *Cassidulina laevigata* D'ORB. var. *carinata* SILV., *Discorbis orbicularis* (TERQ.), *Cibicides ungerianus* (D'ORB.), *C. lobatulus* (WALK & JAC.) *Globigerinoides rubra* (D'ORB.), *G. sacculifera* (BRADY), *Orbulina universa* D'ORB., *Hastigerina aequilateralis* (BRADY) (**PLIOCENE SUP. - MEDIO?**). In trasgressione sulle formazioni più antiche.

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 95 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;
- ESECUZIONE DI N.3 PROFILI SISMICI A RIFRAZIONE PER CARATTERIZZARE MECCANICAMENTE IL LITOTIPO FONDALE, ESEGUITI IL PRIMO PER UNA LUNGHEZZA DI 44 METRI, IL SECONDO DI 33 METRI;

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 CALCARI

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 (t_j)	0
Coeff. di Poisson (ν)	0.43
Modulo edometrico (E_{ed})	<daN/cm ² > 63830

LO STRATO DI ALTERAZIONE È CARATTERIZZATO DAI SEGUENTI DATI GEOTECNICI (DATI DI LETTERATURA):

ϕ	20
E_d	286
E_U	143
k_0	0,66
ν	0,40
E	400
G	143

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 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;
- IL DISPOSTO NORMATIVO CHE VIETA L'UTILIZZO DI QUALSIASI CONGLOMERATO PER LA REALIZZAZIONE DELLE FONDAZIONI;

DI AFFIDARE LA PORTANZA A STRUTTURE DI FONDAZIONE A:

- "PALI DI FONDAZIONE IN ACCIAIO BATTUTI" DELLA PROFONDITÀ COMPLESSIVA DI 1,60 M E SEZIONE IN ACCIAIO SCATOLARE, PROFILATO A CALDO, DIMENSIONE 220x220x6 MM;
- I TERRENI DI RICOPRIMENTO SONO CONSIDERATI AI FINI DELLA RESISTENZA DELLA FONDAZIONE.

I TERRENI RICONTRATI NELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO SONO CLASSIFICATI PER LA PARTE SUPERFICIALE COME "STRATO DI ALTERAZIONE" (CIRCA 50 CM) SU CALCARE FRATTURATO.

ESPERIENZE PREGRESSE HANNO DIMOSTRATO CHE, NONOSTANTE IL CARATTERE ROCCIOSO DEL CALCARE FRATTURATO, È POSSIBILE REALIZZARE LA FONDAZIONE DELLE STRUTTURE MEDIANTE LA "BATTITURA DIRETTA DEI PALI" NEL TERRENO.

NEI CASI IN CUI TALE ATTIVITÀ RISULTI IMPOSSIBILE, IPOTESI PLAUSIBILE VISTA LA NATURA DEL TERRENO, SI PREVEDE:

- SI REALIZZINO DEI PREFORI, DI ADEGUATO DIAMETRO, RIEMPITI POI CON GRANIGLIA DI ROCCIA, A SECCO (OVVERO SENZA L'AUSILIO DI AGGREGANTI O CEMENTI DI ALCUN TIPO), DELLA STESSA NATURA DEL TERRENO DI FONDAZIONE;
- SI PROCEDA CON LA BATTITURA DEL PALO NEL PREFORO COLMO DI GRANIGLIA.

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 UPLE 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. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO

LA VERIFICA È EFFETTUATA CON RIFERIMENTO ALL'APPROCCIO 2 DI [1]. IN PRIMA ISTANZA VENGONO DETERMINATE LE "RESISTENZE CALCOLATE", PER POI INDIVIDUARE LE "RESISTENZE CARATTERISTICHE" E LE "RESISTENZE DI PROGETTO". INFINE, QUESTE ULTIME SONO POSTE A CONFRONTO CON LE AZIONI DI PROGETTO, COSÌ COME INDIVIDUATE DAL PROGETTISTA STRUTTURALE, PER VERIFICARE LA DISUGUAGLIANZA PRESCRITTA DALLA NORMA.

NEL CASO IN ESAME LA RESISTENZA DI CALCOLO COINCIDE CON IL CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A FORZE VERTICALI, Q_L , CHE È ESPRESSO DALLA SOMMA DELLA RESISTENZA MOBILITATA ALLA BASE, Q_{LB} , E DELLA RESISTENZA MOBILITATA LUNGO IL FUSTO, Q_{LS} .

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

Tab. 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.

2.1.1. RESISTENZA ALLA BASE DEL PALO

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

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P})$$

IN CUI A_P È L'AREA DI BASE DEL PALO, Q_P È LA CAPACITÀ PORTANTE UNITARIA, c_u È LA RESISTENZA AL TAGLIO IN CONDIZIONI NON DRENATE DEL TERRENO ALLA PROFONDITÀ DELLA BASE DEL PALO, $\sigma_{v0,P}$ È LA TENSIONE VERTICALE TOTALE ALLA PUNTA, E N_c È UN FATTORE DI CAPACITÀ PORTANTE, IL CUI VALORE È ASSUNTO PARI A 9. MOLTO SPESO 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 SPESO 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):

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

2.1.2. RESISTENZA LATERALE DEL PALO

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

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

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

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

2.1.2.1 METODO α

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

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

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

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

2.1.2.2 METODO β

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

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

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

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

ANCHE PER I TERRENI INCOERENTI SI UTILIZZA IL METODO β .

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 MODEŠT
VER. 8.22.

Sommario

Criteri di analisi geotecnica e progetto delle fondazioni.....2
 Fondazioni profonde2
 Geotecnica.....3
 Elenco unità geotecniche3
 Elenco colonne stratigrafiche4
 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	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 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 <grad>		
-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)		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)		

Relazione di calcolo

-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 rigidità dello strato	x
-Coefficiente di influenza	4.00
-Pari a <daN/mq>	
Risposta elastica alla base	
-Calcolata dalla rigidità 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 terreno:

Classificazione: Incoerente

Pesi:

- Peso specifico del terreno naturale: $\gamma = 1700.00$ daN/mc
- Peso specifico del terreno saturo: $\gamma_{sat} = 2000.00$ daN/mc

Parametri plastici:

- Angolo di attrito efficace: $\phi' = 20.00$ grad
- Coesione efficace: $c' = 3500.00$ daN/mq

Caratteristiche litostatiche:

- Grado di sovraconsolidazione: OCR = 1.00
- Coeff. di spinta a riposo: $\kappa_0 = 0.65$

Parametri elastici:

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

2 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:

Relazione di calcolo

- 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
- K_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	K_0	Crit.
1	0.00	1 terreno	Inc.	1700.00	2000.00			20.00	3500.00		1.00	0.65	1
2	0.50	2 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	4000000.00	1430000.00	0.00	0.40	2860000.00	0.00	1
2	0.50	900000000.00	319150000.00	0.00	0.43	638300000.00	0.00	1

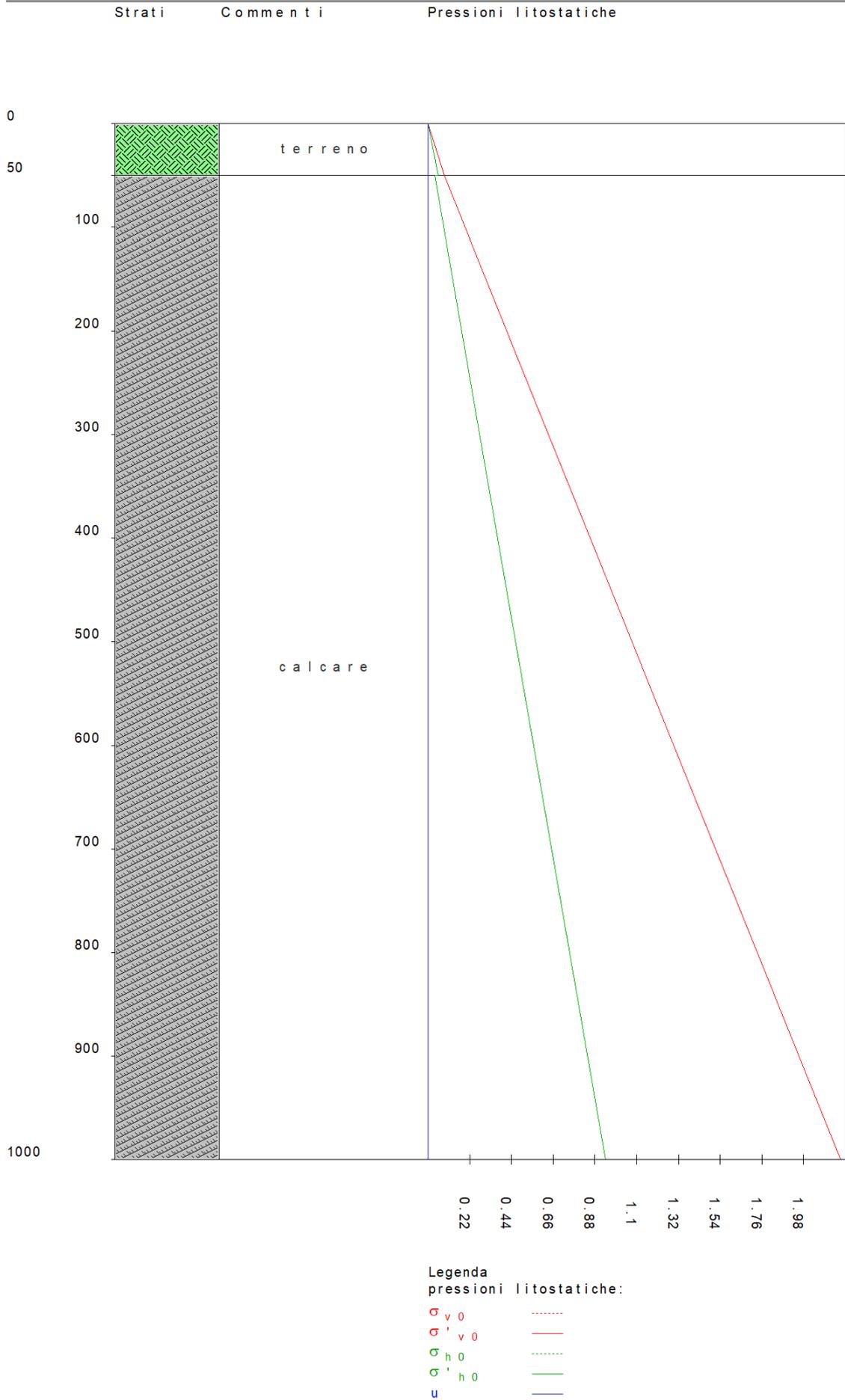


Figura numero 1: Colonna stratigrafica numero 1 str_01

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 $\gamma_R = 1.10$;
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

D_p = Diametro pali
 L_p = Lunghezza pali
 W_p = Peso del palo
 D = Profondità della testa del palo
 $Q_{S_{lim}}$ = Resistenza laterale di progetto per compressione
 $Q_{S_{lim,t}}$ = Resistenza laterale di progetto per trazione
 q_p = Pressione limite alla base del palo
 $Q_{P_{lim}}$ = Resistenza di progetto alla base del palo
 k_p = Risposta elastica alla base del palo
 Z_p = Profondità del tratto di integrazione
 τ_s = Attrito laterale limite per compressione
 $\tau_{s,t}$ = Attrito laterale limite per trazione
 k_s = Risposta elastica laterale per compressione
 $k_{s,t}$ = Risposta elastica laterale per trazione
 σ_h = Pressione limite per carichi orizzontali
 k_h = Risposta elastica per carichi orizzontali
Caso = Caso di verifica
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
N = Sforzo normale
Ced = Cedimento calcolato
Sic.V = Sicurezza a rottura verticale
T = Taglio in testa
M = Momento flettente
Sps = Spostamento
Sic.O = Sicurezza a rottura orizzontale

Verifiche capacità portante e cedimenti

Palo n. 1

Tipo palo=Battuto prefabbricato
Rotazione testa libera
Coefficiente di efficienza=1.00

Relazione di calcolo

Dp=0.230000 <m> Lp=1.600000 <m> Wp=166.19 <daN> D=0.00 <m>

Colonna stratigrafica numero 1 str_01

Verifiche in condizioni drenate

Zp <m>	τ_s <daN/cmq>	$\tau_{s,t}$ <daN/cmq>	k_s <daN/cm>	$k_{s,t}$ <daN/cm>	σ_h <daN/cmq>	k_h <daN/cm>
0.00	0.35	0.23	3.11	3.11	4.00	34.78
0.50	0.46	0.31	693.80	693.80	6.32	7826.09
1.60	0.74	0.49	693.80	693.80	9.00	7826.09

QS_{lim}=6283.78 <daN>

QS_{lim,t}=4147.29 <daN>

q_p=1224.07 <daN/cmq>

QP_{lim}=508572.00 <daN>

k_p=6199.15 <daN/cm>

Verifiche in condizioni drenate

Caso	CC	N <daN>	Ced <cm>	Sic.V	T <daN>	M <daNm>	Sps <cm>	Sic.O
1	1	-395.87	0.00	665.25	27.59	41.38	0.00	>1
2	2	-359.88	0.00	--	18.16	27.25	0.00	--
3	3	-395.87	0.00	665.25	27.59	41.38	0.00	>1
4	4	-359.88	0.00	--	18.16	27.25	0.00	--
5	5	-395.87	0.00	665.25	27.59	41.38	0.00	>1
6	6	-359.88	0.00	--	18.16	27.25	0.00	--
7	7	-395.87	0.00	665.25	27.59	41.38	0.00	>1
8	8	-359.88	0.00	--	18.16	27.25	0.00	--
9	9	-395.87	0.00	665.25	27.59	41.38	0.00	>1
10	10	-359.88	0.00	--	18.16	27.25	0.00	--
11	11	-395.87	0.00	665.25	27.59	41.38	0.00	>1
12	12	-359.88	0.00	--	18.16	27.25	0.00	--
13	13	-395.87	0.00	665.25	27.59	41.38	0.00	>1
14	14	-359.88	0.00	--	18.16	27.25	0.00	--
15	15	-395.87	0.00	665.25	27.59	41.38	0.00	>1
16	16	-359.88	0.00	--	18.16	27.25	0.00	--
17	17	-1532.85	0.00	171.81	0.00	0.00	0.00	>1
18	18	-1069.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
19	19	-501.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
20	20	-359.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
21	21	-4554.45	0.00	57.82	4315.20	3733.50	0.52	1.43
22	22	-3345.81	0.00	78.71	2589.12	2240.10	0.20	2.94
23	23	-3084.28	0.00	--	2876.80	2489.00	0.24	--
24	24	-2278.52	0.00	--	1726.08	1493.40	0.11	--
25	25	-904.76	0.00	--	575.36	497.80	0.03	--
26	26	-501.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
27	27	-359.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
28	28	1322.56	-0.00	1.48	4315.20	3733.50	0.52	1.43
29	29	113.92	-0.00	17.13	2589.12	2240.10	0.20	2.94
30	30	778.33	-0.00	--	2876.80	2489.00	0.24	--
31	31	-27.43	-0.00	--	1726.08	1493.40	0.11	--
32	32	-99.00	0.00	--	575.36	497.80	0.03	--
33	33	-501.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--
34	34	-359.88	0.00	--	0.00	0.00	0.00	--