

COMUNE DI CASTELLANETA

(Provincia di Taranto)

Realizzazione di un impianto agrivoltaico PNRR della potenza nominale in DC di 38,512 MWp denominato "Santacroce" e delle relative opere di connessione alla Rete di Trasmissione dell'energia elettrica Nazionale (RTN) in zona agricola del Comune di Castellaneta (TA) in località S. Andrea

Proponente

PIVEXO 10 S.r.l.

PIVEXO 10 S.r.l.
Via Stazione snc - 74011 Castellaneta (TA)
Tel +39 0998441860, Fax +39 0998445168
P.IVA 03358040735, REA TA-210859
PEC: pivexo10@pec.it

Sviluppatore

 **Greenergy**

GREENERGY SRL
Via Stazione snc - 74011 Castellaneta (TA)
Tel +39 0998441860, Fax +39 0998445168
P.IVA 02599060734, REA TA-157230
www.greenergy.it, mail:info@greenergy.it

Elaborato RELAZIONE GEOTECNICA

Data

15/05/2024

Codice Progetto

GP - 45

Nome File GYIPX64_RelazioneGeotecnica

Codice Elaborato

P_08_C

Revisione

00

Foglio

A4

Scala

-

00

Prima emissione

15/05/2024

Ing. Donatella Lopresto

Ing. Giuseppe Mancini

PIVEXO 10 s.r.l

Rev.

Descrizione

Data

Redatto

Verificato

Approvato

INDICE

1) Premessa	3
2) Descrizione degli interventi in progetto	4
3) Normativa di riferimento	12
4) Ubicazione e sismicità dell'area	13
5) Geologia dell'area e costituzione del sottosuolo	15
6) Caratterizzazione geotecnica delle rocce	18
6.1) Prove in sito	18
6.2) Caratterizzazione geotecnica	18
7) Prospezioni e caratterizzazione sismica del sito	20
7.1) Premessa	20
7.2) Descrizione della campagna d'indagine	22
7.3) Determinazione della Vs,eq o Vs30 – Tecnica MASW	23
7.4) Acquisizione dati sismici	25
7.5) Elaborazione dati acquisiti	25
7.6) Classificazione sismica	26

7.7) Estrapolazione dei dati geotecnici dall'elaborazione dei dati sismici.....	28
8) Descrizione delle opere da realizzare	31
8.1) Normativa di riferimento	31
8.2) Strutture di sostegno dei moduli.....	32
8.3) Cabine.....	33
9) Carico limite di fondazione	34
10) Risultati delle elaborazioni di calcolo	57
10.1) Cabine di trasformazione	57
10.2) Cabine di raccolta e manutenzione	63

1) Premessa

Il presente lavoro fa seguito all'incarico conferito dalla società Pivexo 10 Srl, con sede in Castellaneta (TA) alla via Stazione s.n.c., ed è stato redatto utilizzando parte dello studio geologico, geotecnico e sismico redatto dal geologo Pasquale Lopresto. Ha lo scopo di definire la stratimetria e le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni interessati dal progetto di un impianto agrivoltaico, per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile solare, tramite conversione fotovoltaica avente potenza nominale in Corrente Alternata (AC o CA) pari a 36,00 MW e potenza del Generatore Fotovoltaico in Corrente Continua (DC o CC) pari a 38,512 MWp. Il progetto fotovoltaico unito alle relative opere di connessione alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) sarà denominato "Romanazzi" ed è situato in agro del comune di Castellaneta.

Nel settore in parola si rinvencono i termini litologici appartenenti ad una serie di depositi sabbiosi, argillosi e limosi, poggianti su uno spesso banco pelitico giacente sul basamento calcareo-calcarenitico. Il settore in esame si mostra subpianeggiante, lievemente ondulato e degradante verso meridione, ed appare stabile, con assenza di fenomeni di dissesto geologico, per cui nel seguito del lavoro non sarà effettuata la verifica di stabilità del pendio. L'idrografia superficiale, legata alle caratteristiche dei terreni, al loro assetto ed al regime pluviometrico tipico del clima mediterraneo, nel tratto interessato dai lavori le acque di precipitazione meteorica, che non vengono assorbite dai terreni, confluiscono nelle linee di deflusso superficiale naturali e artificiali esistenti.

Lo studio viene finalizzato alla ricostruzione delle condizioni geologiche ed idrogeologiche dell'area in parola ed alla caratterizzazione dei terreni dal punto di vista geomeccanico. Per l'espletamento dell'incarico conferito sono state compiute,

in questa fase, delle indagini profonde dirette, consistite nella realizzazione di due sondaggi del tipo penetrometrico dinamico continuo (DPSH), in aggiunta ed in approfondimento delle conoscenze della costituzione del sottosuolo, nota dagli studi eseguiti in precedenza nel territorio comunale di Castellaneta, e dall'osservazione degli scavi, eseguiti per l'edificazione di fabbricati, e delle colonne stratigrafiche dei pozzi realizzati, per la ricerca di acque sotterranee, e dalla visione dei versanti degli spaccati naturali ed artificiali esistenti e delle pareti delle cave, sparse nel territorio. Inoltre la conoscenza della stratimetria locale è stata ottenuta mediante la realizzazione di un'indagine di tipo indiretto, per la precisione quattro prospezioni geosismiche a rifrazione, secondo la metodologia MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), aventi il fine di conoscere l'andamento dei terreni nel suolo e sottosuolo e di caratterizzare sismicamente la successione stratigrafica esistente.

In merito alle opere di fondazione, alla geologia locale e alle caratteristiche geotecniche del sito, la particolare struttura dei litotipi rinvenuti è ben nota in letteratura geologica, per cui i parametri geotecnici, che di seguito si forniranno, scaturiscono da studi precedenti, eseguiti su siti contermini e su materiali appartenenti allo stesso ambiente geologico, facendo salve indagini geognostiche in situ più dettagliate che si dovessero rendere necessarie in una fase successiva fase di studio ed inoltre saranno seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente.

2) Descrizione degli interventi in progetto

La PIVEXO 10 s.r.l. con sede in via Stazione s.n.c. – 74011 Castellaneta (TA), intende sviluppare il progetto di un impianto agrivoltaico su di un terreno con destinazione

agricola (destinazione di PUG prevalente – contesto rurale), l'area catastale in disponibilità è di circa 61,9846 Ha, distinto in Catasto al Foglio 113 Particelle 25, 87; Foglio 114 Particelle 200, 242, 396 e Foglio 115 Particelle 7, 18, 93 e 95. La stazione di elevazione e stazione elettrica verrà realizzata su di un terreno distinto in Catasto al Foglio 101 Particella 126 e Foglio 110 Particella 197.

L'impianto agrivoltaico sarà collegato tramite cavidotto interrato in Media Tensione (MT) alla Stazione di Elevazione Utenza 30/150 kV la quale a sua volta verrà collegata in antenna a 150 kV su di una futura Stazione Elettrica di Smistamento a 150 kV della RTN da inserire in entra-esce alla direttrice a 150kV denominata "Pisticci – Taranto N2", previa realizzazione di:

- Nuova Stazione Elettrica (SE) della RTN a 150kV da collegare in entra-esce alle linee a 150 kV della RTN "Pisticci – Taranto N2" e "Ginosa-Matera";
- Potenziamento/Rifacimento della linea a 150 kV della RTN "Ginosa - Matera" nel tratto compreso tra la nuova SE succitata e la SE RTN a 380/150 kV di Matera;
- Potenziamento/Rifacimento della direttrice a 150 kV della RTN "Ginosa – Palagiano".

TERNA S.p.A. ha rilasciato alla Società PIVEXO 10 SRL la "Soluzione Tecnica Minima Generale" sopra evidenziata ed identificata dal Codice Pratica 202401767 in data 14/05/2024.

L'impianto agrivoltaico sarà costituito da un totale di 50.674 moduli fotovoltaici con una potenza di 760 Wp cadauno per una potenza totale complessiva installata di 38,512 MWp. L'impianto agrivoltaico sarà suddiviso in stringhe sezionabili direttamente a bordo inverter.

Le caratteristiche tecniche/elettriche dei due lotti sono disponibili in forma estesa all'interno dell'elaborato di progetto: "P_01_B Relazione tecnica elettrica"

I cavi in corrente continua in uscita da ciascuna delle stringhe dell'impianto, verranno collegate direttamente agli ingressi MPPT disponibili per ciascun inverter. La configurazione elettrica adottata prevede l'utilizzo di inverter da 320 kW. L'uscita di ciascun inverter a 1500 V (AC) risulta collegata, mediante opportune protezioni, ad un quadro BT; quest'ultimo è collegato al rispettivo trasformatore BT/MT (alloggiato in adiacenza al vano contenente il quadro BT) con uscita a 30kV.

Trasformatore e inverter risultano installati con tutte le necessarie protezioni elettriche richieste; ogni singolo sottocampo è dotato di un proprio trasformatore MT/BT 30/0,8 kV contenente tutte le protezioni previste dalla normativa.

Tutta la distribuzione, BT e MT, avviene tramite cavidotto.

Nella progettazione dell'impianto sono stati adottati i seguenti accorgimenti:

- Collocamento dei moduli FV in configurazione Tracker (1P) aventi l'asse verso il Sud geografico (0° SUD) e con una inclinazione (Est-Ovest) rispetto al piano orizzontale di $\pm 55^\circ$, al fine di massimizzare la captazione della radiazione solare;
- Disposizione ottimale dei moduli allo scopo di minimizzare gli ombreggiamenti sistemati;
- Configurazione ottimale delle stringhe di moduli allo scopo di minimizzare le perdite per mismatching;
- Configurazione impiantistica tale da garantire il corretto funzionamento dell'impianto fotovoltaico nelle diverse condizioni di potenza generata e nelle varie modalità previste dal gruppo di condizionamento e controllo della potenza (accensione, spegnimento, mancanza rete del distributore, ecc...) nel

pieno rispetto delle prescrizioni della normativa per i produttori allacciati in Media Tensione;

- Utilizzo di cavi per il trasporto dell'energia progettati specificatamente per l'impiego nelle applicazioni fotovoltaiche per le sue caratteristiche elettriche-termiche-meccaniche e chimiche. Tali cavi presentano, infatti, un'ottima resistenza alla corrosione, all'acqua, all'abrasione, agli agenti chimici (oli minerali, ammoniacca, sostanze acide ed alcaline) ed un buon comportamento in caso di incendio (bassa emissione di fumi, gas tossici e corrosivi).



Figura 1: Vista ortofoto dell'area oggetto dell'intervento

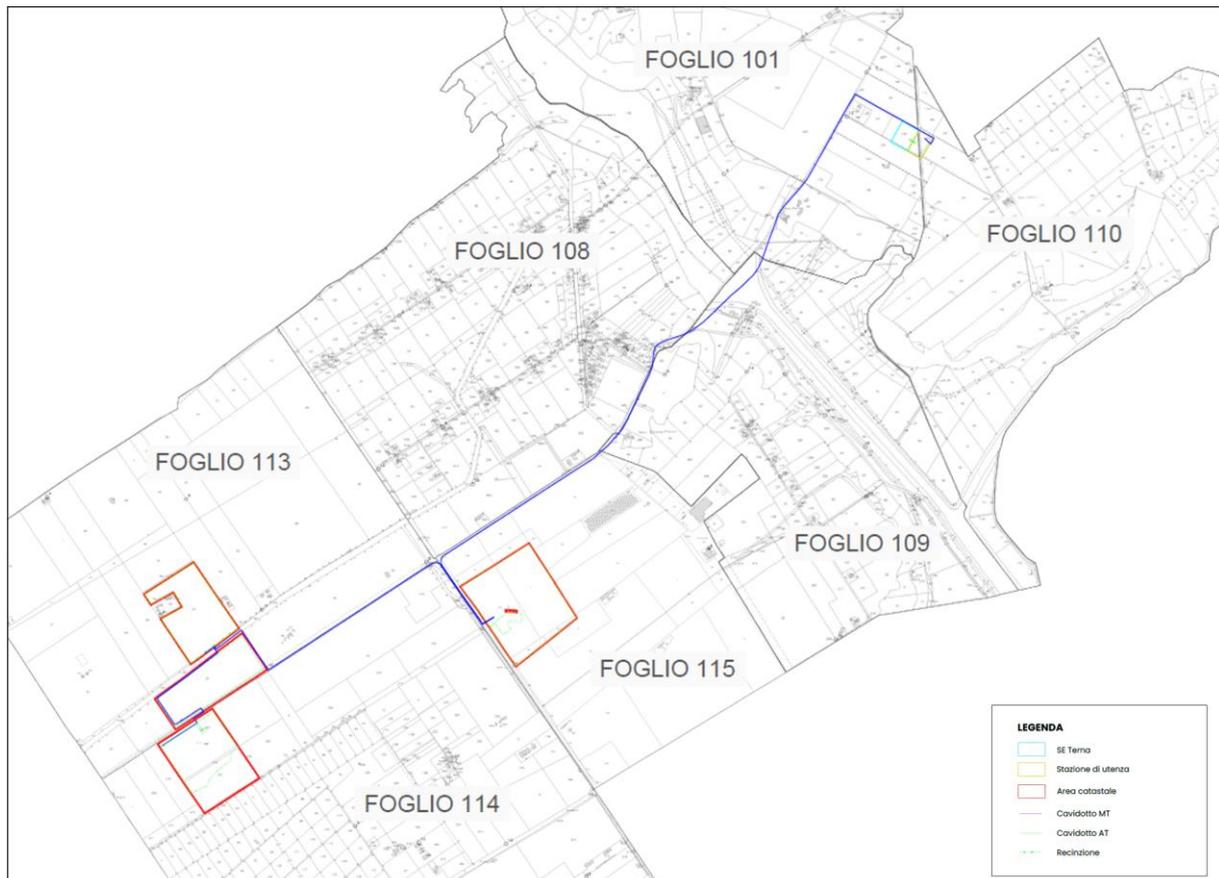


Figura 2: Inquadramento catastale dell'area oggetto dell'intervento

Nel caso specifico, il luogo prescelto per l'intervento in esame, infatti, risulta essere da un lato economicamente sfruttabile in quanto area esclusivamente utilizzata per la trasformazione agricola, lontana dai centri abitati e urbanisticamente coerente con l'attività svolta, con conseguenti minori impatti a causa della ridotta visibilità rispetto ad impianti posizionati in aree diverse, dall'altro la zona risulta non essere interessata da vincoli ambientali insostenibili. La potenza dell'impianto agrivoltaico progettato è pari a 38,512 MWp; esso risulta composto nella sua interezza da 50.674 moduli fotovoltaici da 760 W, montati su strutture ad inseguimento solare.

La tipologia di struttura che si andrà ad utilizzare risulta appositamente progettata e infissa nel terreno in assenza di opere in cemento armato. Le

modalità di installazione prevedono la realizzazione di un impianto poggiato sul terreno, ascrivibile alla categoria altri impianti fotovoltaici. Non si prevede la realizzazione di particolari volumetrie, fatte salve quelle associate ai poli tecnici, inverter e cabine del tipo outdoor, indispensabili per la realizzazione dell'impianto agrivoltaico. Al termine della sua vita utile, l'impianto dovrà essere smesso e il soggetto esercente provvederà al ripristino dello stato dei luoghi, come disposto dall'art. 12 comma 4 del D. Lgs. n. 387 del 29 dicembre 2003.

L'intervento proposto:

- Consente la produzione di energia elettrica senza alcuna emissione di sostanze inquinanti;
- Utilizza fonti rinnovabili eco-compatibili;
- Consente il risparmio di combustibile fossile;
- Non produce nessun rifiuto o scarto di lavorazione;
- Non è fonte di inquinamento acustico;
- Non è fonte di inquinamento atmosferico;
- Utilizza viabilità di accesso già esistente;
- Comporta l'esecuzione di opere edili di dimensioni modeste che non determinano in alcun modo una significativa trasformazione del territorio, relativamente alle fondazioni superficiali, delle undici cabine e inverter.

La fonte fotovoltaica, inoltre, essendo sensibile agli ombreggiamenti necessita di superfici alquanto pianeggianti che riescono a conferire all'impianto regolarità e facilità di installazione delle strutture che, ormai non necessitano più di opere di fondazione in calcestruzzo ma vengono installate mediante semplice infissione.



Figura 3: Tecnica di realizzazione di fondazioni Tracker

I criteri di progettazione che hanno fatto ricadere la scelta dell'area nel Comune di Castellaneta, sono di seguito sintetizzati:

L'impianto agrivoltaico sarà collegato tramite cavidotto interrato in Media Tensione (MT) alla Stazione di Elevazione Utenza 30/150 kV la quale a sua volta verrà collegata in antenna a 150 kV su di una futura Stazione Elettrica di Smistamento a 150 kV della RTN da inserire in entra-esce alla direttrice a 150kV denominata "Pisticci – Taranto N2", previa realizzazione di:

- Nuova Stazione Elettrica (SE) della RTN a 150kV da collegare in entra-esce alle linee a 150 kV della RTN "Pisticci – Taranto N2" e "Ginosa-Matera";
- Potenziamento/Rifacimento della linea a 150 kV della RTN "Ginosa - Matera" nel tratto compreso tra la nuova SE succitata e la SE RTN a 380/150 kV di Matera;
- Potenziamento/Rifacimento della direttrice a 150 kV della RTN "Ginosa -

Palagiano”.

- 1)** l’area risulta ben servita dalla infrastrutturazione elettrica MT;
- 2)** la Società proponente ha già nella sua disponibilità i terreni su cui sarà installato l’impianto e che sarà coinvolto per le attività agricole e le mitigazioni;
- 3)** l’area si presenta orograficamente adatta all’installazione di impianti agrivoltaici in quanto pianeggiante oltre che fertile e adatta alle colture previste dal progetto agricolo.

L’intervento proposto:

- Consente la produzione di energia elettrica senza alcuna emissione di sostanze inquinanti;
- Utilizza fonti rinnovabili eco-compatibili;
- Consente il risparmio di combustibile fossile per la medesima produzione energetica;
- Produce limitati rifiuti e/o scarti di lavorazione;
- Non è fonte di inquinamento acustico;
- Non è fonte di inquinamento atmosferico;
- Utilizza viabilità di accesso già esistente;
- Consente il mantenimento e la continuità della vocazione agricola dell’area;
- Si pone come ulteriore presidio dell’area per la presenza di manutentori, agricoltori, tecnici;
- Permette di ottimizzare e trasferire il know how dell’agricoltura 4.0 grazie ai sistemi di controllo e precisione legati alla gestione agricola/irrigazione/infestanti e parametri micro climatici;
- Comporta l’esecuzione di opere edili di dimensioni modeste che non determinano in alcun modo una significativa trasformazione del territorio perché

reversibili e perché l'artificializzazione sarà limitata a circa il 2/3% dell'area di intervento.

3) Normativa di riferimento

Secondo quanto contenuto nelle *"Nuove Norme Tecniche per le costruzioni"*, le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica devono essere esposti in una specifica relazione geologica e le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove, che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive. Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una successiva e specifica relazione geotecnica. I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche, i sopralluoghi diretti e la conoscenza della zona valutata dallo scrivente, hanno permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti dell'area studiata:

- inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico,
- caratterizzazione litostratigrafica e geomeccanica dei terreni,
- caratterizzazione sismica del sito,
- eventuali prescrizioni.

Le indagini geognostiche e la presente relazione sono conformi a quanto disposto nelle normative seguenti:

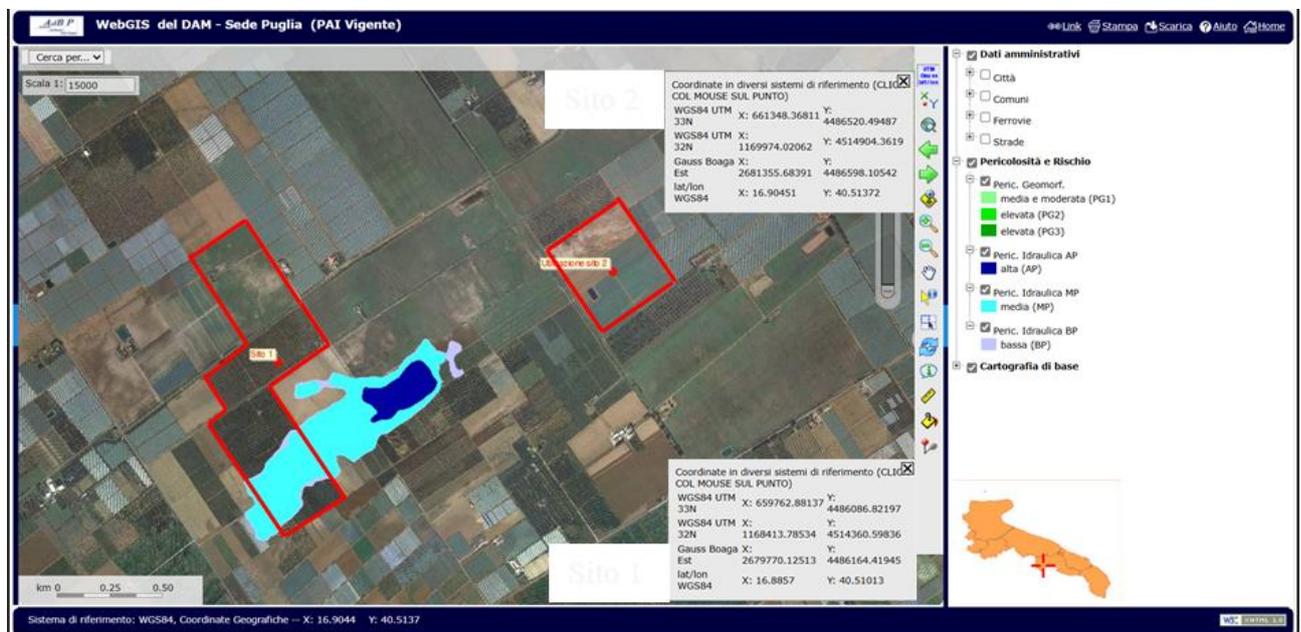
- A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (1977);
- D.M. del 11/03/1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni ecc.";
- Circolare Ministero LL.PP. del 24/09/1988 n. 30483;
- D.P.R. 554/1999;
- D.P.R. 328/2001;
- O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003;
- D.M. 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni;
- Circolare LL.PP. n. 617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni";
- D.M. 17/01/2018 aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Nei riguardi dell'azione sismica le NTC hanno come obiettivo il controllo del livello di danneggiamento della struttura a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese. Si fa presente, per quanto riportato, che le opere in progetto, in ogni caso, dovranno essere dimensionate nell'osservanza e nel rispetto delle vigenti norme di legge per l'edilizia civile ed industriale e della normativa per la disciplina delle opere strutturali.

4) Ubicazione e sismicità dell'area

Il settore interessato dagli interventi si rinviene a circa quattordici chilometri di distanza, verso sud ovest, dal centro abitato di Castellaneta, ricade in parte della tavoletta 201 I S.E. "*Masseria Casamassima*" della carta topografica d'Italia, edita dall'Istituto Geografico Militare, alla scala 1:25.000, ad una quota altimetrica

compresa indicativamente tra le isoipse di 55 e 50 metri sul livello del mare, ed è riportato in catasto al foglio di mappa catastale 113 particelle 25, 87 e foglio 114 particelle 200, 242, 396 (sito 1) e foglio 115 particelle 7, 18, 93, 95 (sito 2). Si riporta, di seguito, l'ubicazione del punto in cui sono state effettuate le indagini, tratta dalle tavole del Piano dell'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), redatto dall'Autorità di Bacino dell'Appennino Meridionale (ex AdB di Puglia) e le sue coordinate, con diversi sistemi di riferimento, precisamente:



da cui si evince che il sito è privo di qualsiasi vincolo sia geomorfologico che idraulico.

Dal punto di vista sismico il comune in oggetto (Castellaneta - Codice ISTAT 2001 n° 16073003), secondo quanto riportato nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 - *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica* (Ordinanza n. 3274) pubblicata nella Gazzetta Ufficiale

del 08 maggio 2003, e dal provvedimento regionale di cui alla Deliberazione della Giunta della Regione Puglia del 02 marzo 2004 n° 153 (B.U.R. N° 33 del 18 marzo 2004), passa da area non classificata a Zona 3 (accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni 0,05-0,15 ed accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme tecniche) 0,15).

5) Geologia dell'area e costituzione del sottosuolo

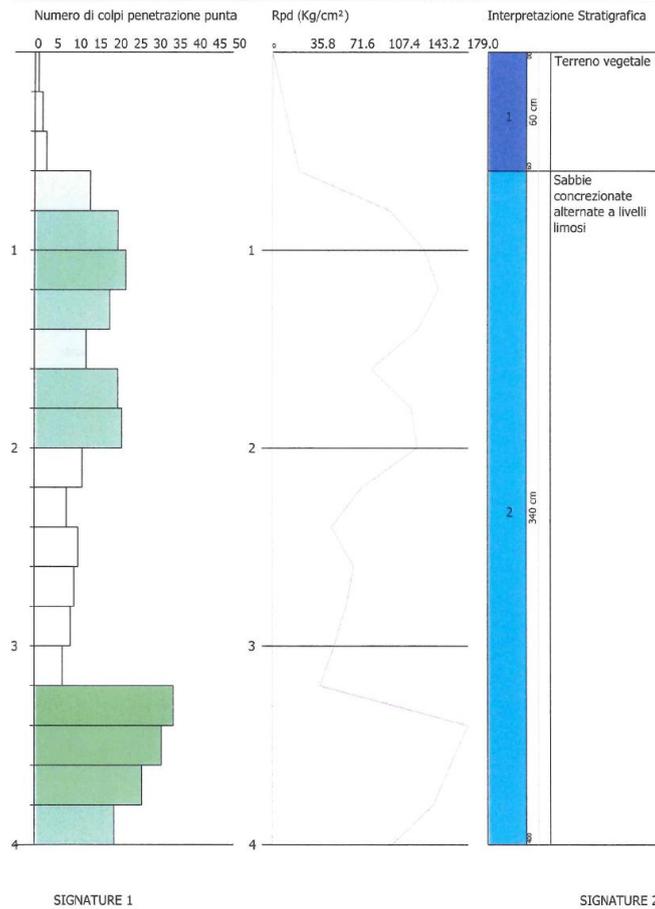
La conoscenza del sottosuolo si è ottenuta mediante la realizzazione di una campagna geognostica, consistita nell'esecuzione, da parte della Geoprove S.r.l., con sede in Ruffano (LE) alla Via Il Giugno, 2, di quattro prove utilizzando un penetrometro dinamico superpesante DPSH (Dinamic Penetrometer Super Heavy) Pagani TG 63-200, con avanzamento delle aste e dei rivestimenti ogni 30 cm. Al termine delle indagini geognostiche è stata redatta la relazione, allegata al presente studio, di cui si riporta di seguito uno stralcio, che ha permesso di ricostruire il modello geologico stratigrafico, una definizione dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione e di verificare la presenza di un'eventuale falda acquifera dell'area studiata, precisamente:

- sito 1

GEOSTRU
CHANGES FROM: PREFERENCES OPTIONS
COMPANY
.....

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N° 2
Strumento utilizzato: DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente: 02/06/2024
Descrizione:
Località: Scala 1:20

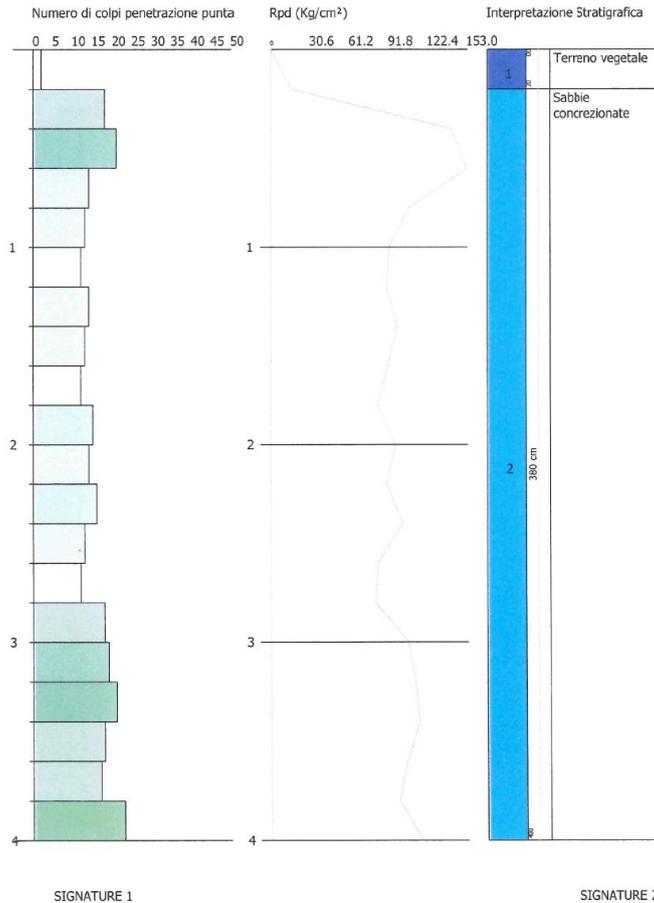


- sito 2

GEOSTRU
 CHANGES FROM: PREFERENCES OPTIONS
 COMPANY

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°3
 Strumento utilizzato: DPHM (Dynamic Probing Super Heavy)

Committente: 02/06/2024
 Descrizione:
 Località: Scala 1:20



6) Caratterizzazione geotecnica delle rocce

La caratterizzazione geotecnica dei terreni, fino alla massima profondità indagata, si è resa possibile attraverso l'esecuzione di prove geotecniche in sito e/o con riferimenti a provini provenienti dallo stesso contesto geologico.

6.1) Prove in sito

Nell'area in esame è stata eseguita una campagna costituita da due prove DPSH della profondità di 4,00 metri. La successione litostratigrafica ricostruita è la seguente:

* sito 1

- da 0,00 m a 0,60 m *Terreno Vegetale*
- da 0,60 m a 4,00 m *Sabbie concrezionate*

* sito 2

- da 0,00 m a 0,20 m *Terreno Vegetale*
- da 0,20 m a 4,00 m *Sabbie concrezionate*

Per i parametri risultanti dalle prospezioni in oggetto si rinvia all'allegato rapporto di prova.

6.2) Caratterizzazione geotecnica

Dal punto di vista tecnico i sedimenti prevalentemente sabbiosi, che sono stati incontrati nel corso delle indagini e che saranno interessati dalle opere fondali dell'intervento in parola, sono da considerarsi in linea di massima sciolti, da incoerenti a variamente coerenti. Si fa osservare che la natura del terreno è

caratterizzata da una consistenza variabile, con presenza, al di sotto di un sottile strato di terreno agrario, di sabbie limose giallo-grigiastre a scheletro ghiaioso, a luoghi, con termini e livelli addensati e cementati. Si riporta, di seguito, la caratterizzazione geologico-tecnica delle rocce che saranno interessate dalle opere fondali, precisamente:

Sabbie limose ed argillose giallo-grigiastre a scheletro ghiaioso addensate

Le proprietà geotecniche dei materiali rinvenuti e che saranno interessati dai lavori in progetto, dato che la natura delle rocce rilevate, anche se variabile localmente sia in senso verticale che orizzontale, possono essere considerate nel complesso uniformi e che, nell'area interessata dalle opere fondali, le proprietà tecniche debbano mantenersi pressoché costanti, cautelativamente possono essere quantificate "a stima" tramite i seguenti parametri delle caratteristiche fisiche e dei parametri di resistenza al taglio, desunti anche dalle indicazioni precedenti e dalla letteratura in materia, precisamente:

Peso	N/m ³	18000
K _x	N/cm ³	60
K _y	N/cm ³	60
K _x	N/cm ³	200
φ		25-30°
σ _{slu}	N/mm ²	0,2
Coesione non drenata	kg/cm ²	0,10-0,20
Coesione efficace	kg/cm ²	0,10-0,20
Modulo edometrico	N/mm ²	25
Coefficiente di Poisson (ν)		0,3

Coefficiente di reazione verticale

Riguardo al valore del coefficiente di reazione verticale (il coefficiente di reazione k , secondo il modello alla Winkler, non è una caratteristica del terreno: il suo valore dipende, oltre che dalla deformabilità del terreno, anche dalla geometria della fondazione e dall'entità dei carichi applicati), da assumere ai fini del dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione si può far riferimento ai seguenti valori:

$$\text{costante di Winkler } k \quad 2 \div 4 \text{ daN/cm}^3.$$

7) Prospezioni e caratterizzazione sismica del sito

7.1) Premessa

L'azione sismica (art. 3.2 *Norme Tecniche Costruzioni*) sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno per effetto delle onde sismiche: il moto sismico sollecita la struttura provocandone la risposta dinamica, che deve essere verificata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese. Sotto l'effetto dell'azione sismica allo Stato Limite Ultimo le strutture, pur subendo danni di rilevante entità, devono mantenere una resistenza e rigidità residua nei confronti delle azioni orizzontali e dei carichi verticali.

La recente normativa sismica nazionale (OPCM 3274-2003 e successive modifiche ed integrazioni, e N.T.C.) riprendendo l'Eurocodice 8, impone la classificazione sismica del sottosuolo in base al parametro $V_{s,eq}$ o V_{s30} per la progettazione in zona sismica. Tale parametro, che rappresenta la velocità equivalente delle onde di taglio del sottosuolo, può essere calcolato come media pesata delle velocità di propagazione delle onde s all'interno di ogni strato noti gli spessori degli strati presenti. Per la precisione le NTC2018 prescrivono la classificazione del sottosuolo in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di

propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Dove N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore ($h(strato)$) e dalla velocità delle onde s ($V_s(strato)$). Per H si intende la 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 depositi con profondità H del substrato superiore a 30 metri, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{s30} , ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente relazione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Di seguito verranno definiti alcuni parametri necessari alla determinazione dell'azione sismica di progetto, di pertinenza del geologo, rimandando l'analisi degli spettri di risposta elastici e degli spettri di progetto relativi ai vari stati limite alle fasi successive della progettazione. Ai sensi del punto 3.2.1 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni", ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario valutare l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto in superficie, prendendo in considerazione il terreno compreso tra il piano di posa delle fondazioni ed un substrato rigido di riferimento. A tal fine la norma individua cinque diversi tipi di sottosuolo (indicati con la lettera da A ad E) a rigidezza via via decrescente (vedi sotto).

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

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

7.2) Descrizione della campagna d'indagine

Le prospezioni sismiche a rifrazione sono tra le indagini geofisiche più diffuse ed utilizzate, grazie all'elevato contenuto di informazioni che possono fornire sul sottosuolo, in alternativa o ad integrazione dei classici metodi di indagine diretta (perforazioni di sondaggio). Il metodo si basa sulla proprietà dei terreni (grado di cementazione e fratturazione, porosità, contenuto in acqua, ecc.), di farsi attraversare con diversa velocità dalle onde sismiche, registrando mediante geofoni il tempo di arrivo della prima onda sismica. L'indagine consiste nel generare onde elastiche longitudinali, in un punto del terreno, e di rilevarne il loro arrivo in altri punti per poter ricostruire, attraverso lo studio dei percorsi e delle velocità, la disposizione geometrica dei litotipi presenti al di sotto della sezione indagata.

Il sistema è concepito con un'unità di acquisizione indipendente per ogni geofono, per cui il segnale proveniente dal geofono raggiunge l'elettronica dopo pochi centimetri di cavo. La presenza di un convertitore per ogni canale, inoltre, garantisce la massima qualità delle registrazioni; esso è pilotato da uno stadio di

amplificazione differenziale a guadagno variabile e dotato di filtri passa banda (4-200 Hz). Il segnale amplificato e filtrato raggiunge il convertitore analogico digitale posto a pochi millimetri di distanza.

Ogni unità è dotata di un proprio microprocessore e memoria, che colloquia con l'unità centrale di raccolta dati (personal computer dotato di apposito software) tramite un bus corrispondente allo standard RS485.

Le varie unità di acquisizione sono collegate fra loro con un cavo a 2 coppie, una coppia di alimentazione e una coppia dati.

7.3) Determinazione della $V_{s,eq}$ o V_{s30} – Tecnica MASW

La prospezione geosismica eseguita utilizzando la metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, avente il fine di conoscere l'andamento dei terreni nel suolo e sottosuolo e caratterizzare sismicamente la successione stratigrafica esistente, che consente la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori posti sulla superficie del suolo.

La prova in parola, messa a punto nel 1999 da ricercatori del Kansas Geological Survey (Park et al., 1999), permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che si trasmettono con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente

delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione, cioè sono onde la cui velocità dipende dalla frequenza.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki, 1999; Park e Miller, 2006; Roma, 2006):

- 1) Nel "metodo attivo" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano di campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).
- 2) Nel "metodo passivo" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

In allegato viene mostrata l'interpretazione dei profili sismici utilizzando il "metodo attivo", prima descritto.

La profondità massima di penetrazione, diversamente dalla sismica a rifrazione tradizionale, è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e le sue frequenze, quindi non dipende dalla geometria dello stendimento, ma dalle caratteristiche della successione litostratigrafica del terreno investigato. L'obiettivo della registrazione è l'individuazione del treno di onde superficiali (onde di Rayleigh). Il treno d'onda attraversando il mezzo subisce una dispersione le cui modalità sono direttamente correlate con la velocità di propagazione delle onde di taglio Sh . Le caratteristiche di un'acquisizione per la tecnica MASW prevedono una o più energizzazioni registrate per tempi di 1-2 secondi con intervallo di campionamento di $250 \mu s^{-1} ms$.

Dal sismogramma, note le caratteristiche geometriche dell'acquisizione, si ottiene lo spettro delle velocità (diagramma velocità-frequenza) sul quale viene individuata la

curva di dispersione. La curva di dispersione viene sottoposta ad un processo di inversione basato su complessi algoritmi genetici che lavorano in un campo assegnato dall'operatore di ΔV (range di variazione della velocità) e Δp (range di variazione dello spessore di terreno a velocità "costante") che porta all'elaborazione di un modello del terreno espresso nel grafico profondità-velocità delle onde Sh con il relativo calcolo della $V_{s,eq}$ o V_{s30} . L'attendibilità e l'affidabilità del modello matematico viene espressa in termini di deviazione standard del valore di velocità delle onde Sh e del rispettivo spessore assegnato a ciascun strato, ed in termini di "misfit" indice di qualità del processo di elaborazione matematica. Si ricorda che l'errore caratteristico del metodo rimane generalmente all'interno del 10% dello spessore individuato.

7.4) Acquisizione dati sismici

Per l'esecuzione delle indagini in oggetto è stato impiegato il seguente apparato di acquisizione:

- Sismografo a 12 canali - modello Dolang DBS270;
- computer portatile con programma dedicato di acquisizione;
- N° 12 geofoni PE-3 S da 4,5 Hz, geofono starter e cavo geofonico da 12 Geofoni;
- Attrezzatura per l'energizzazione in superficie costituito da piattello e massa battente.

7.5) Elaborazione dati acquisiti

I dati acquisiti sono stati elaborati utilizzando il programma specifico per la MASW, ideato e prodotto dall'Ingegnere Vitantonio Roma.

7.6) Classificazione sismica

Per quanto riguarda gli aspetti sismici, caratterizzanti la successione stratigrafica in parola, secondo quanto emerso dalle indagini eseguite e secondo quanto riportato nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 (Ordinanza n. 3274) relativamente al punto 3. azione sismica, 3.1 Categorie di suolo di fondazione, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, che definisce le categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni), è rappresentata dai valori della $V_{s,eq}$ di 454 e 253 metri al secondo, riscontrati nelle prove MASW, rispettivamente per il sito 1 e 2, può essere classificata, in applicazione della normativa delle N.T.C., come appartenente al secondo gruppo, precisamente:

- Sito 1

“Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”

- Sito 2

“Categoria C: Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”

Una volta assegnata la classe di riferimento del suolo oggetto di studio, si possono definire, secondo gli schemi seguenti, i parametri per le espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali (Tabella 1) e verticali (Tabella 2).

Tabella 1

Categoria del suolo	S	T _B	T _C	T _D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Tabella 2

Categoria del suolo	S	T _B	T _C	T _D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Le ultime considerazioni sono in merito ai valori dello spostamento e delle velocità orizzontali massime del suolo (d_g) e (v_g) che derivano dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 * S * T_C * T_D * a_g =$$

$$v_g = 0,16 * S * T_C * a_g =$$

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($v_{S30} > 800$ m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Infatti, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra 4 punti della griglia di accelerazioni, tramite media pesata utilizzando la formula

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

p = valore parametro di interesse nel punto in esame;

P_i = valore parametro di interesse nell' i -simo punto della maglia elementare contenete il punto in esame;

d_i = distanza del punto in esame dall' i -simo punto della maglia suddetta.

Si otterranno così i parametri spettrali P (a_g, F_o, T_c^*), con:

a_g = accelerazione massima al sito;

F_0 = 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.

Tali parametri, vedasi allegato, descrivono i caratteri del moto sismico orizzontale del sito di riferimento rigido le cui grandezze definiscono le forme spettrali relative alla particolare PVR. Dall'elaborazione si ottengono i valori dei parametri caratteristici per il calcolo delle azioni sismiche, relativi all'area di verifica, riferiti al suolo di categoria A, riportati nella relazione sulla pericolosità sismica di base e del sito.

7.7) Estrapolazione dei dati geotecnici dall'elaborazione dei dati sismici

È possibile, tramite la conoscenza della densità del materiale e della velocità delle onde S, risalire ad alcuni parametri di carattere geotecnico.

I terreni riscontrati dall'indagine sismica sono pressoché omogenei e ad essi è stato attribuito un determinato valore di peso di volume naturale, in considerazione alle osservazioni litologiche sopra esposte è possibile definire che il peso di volume della sequenza stratigrafica (valori medi desunti da dati bibliografici e da prove di laboratorio) possa essere: $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ (sabbie limose ed argille grigio-giallastre con scheletro ghiaioso).

Pertanto in base alla valutazione delle velocità dei singoli strati individuati con le onde

di taglio (V_s) si possono ricavare:

-Modulo di taglio (G);

-Modulo di elasticità dinamico (E_d);

-Rigidità sismica (R).

I parametri geotecnici sopra menzionati sono stati calcolati nel seguente modo e sintetizzati nelle tabelle 3 e 4:

- Modulo di taglio (G) (OHTA Y., GOTO N., 1978) o modulo di taglio a piccole deformazioni G_0

$$G = \frac{\gamma_t}{g} \times (Vs)^2$$

dove:

γ_t = peso di volume naturale

g = accelerazione di gravità ($9,81 \text{ m/s}^2$)

Vs = velocità delle onde di taglio (S)

- Modulo di compressibilità dinamico (E_d)

$$E_d = 2 * G * (1 + \nu)$$

dove:

E_d = modulo di elasticità dinamico

G = modulo di taglio

ν = coefficiente di Poisson

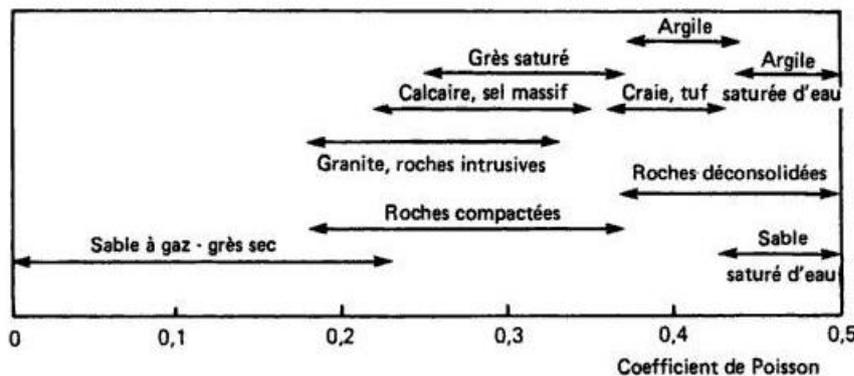
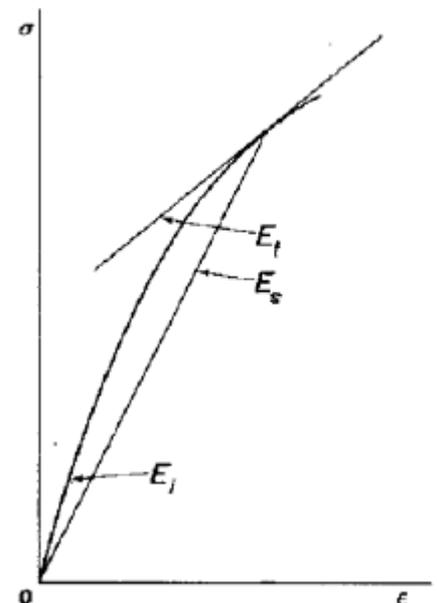


Figure 3.21 Ordre de grandeur du coefficient de Poisson pour différents types de roche (d'après Lavergne, 1986).

Il grafico riportato a lato rappresenta l'andamento di una curva sollecitazioni/deformazioni di un litotipo con caratteristiche elastiche (da I. W. Farmer).



Il modulo che viene calcolato con l'utilizzo delle velocità delle onde di taglio (V_s) è disegnato dalla E_i (riportata nel grafico), che rappresenta il modulo tangente iniziale, che è il più elevato, ma anche quello ottenuto con maggiore precisione ed esprime il valore di E sotto carico nullo.

- *Rigidità sismica (R)*

$$R = \gamma_t * V_s$$

È un parametro strettamente legato alla amplificazione sismica locale: infatti l'incidenza dei danni tende a diminuire all'aumentare della rigidità sismica.

- *Modulo di incompressibilità o bulk (k)*

$$R = \gamma_t * V_s$$

Espresso dal rapporto tra pressioni totali e variazioni relative di volume.

$$k = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

Questi moduli vengono espressi in MPa (circa 10 kg/cm²). Si osservi che i moduli elastici, calcolati attraverso le misure di velocità in situ, non sono direttamente confrontabili con i valori ottenuti in laboratorio (moduli elastici statici) sia a causa del tipo, grandezza e modalità di sollecitazione sia perché, i moduli calcolati in laboratorio sono relativi a piccoli campioni, mentre i dati ottenuti dalla sismica riguardano grandi volumi di roccia in posto. In generale i moduli elastici dinamici risultano più elevati di quelli calcolati per via statica.

Tabella 3 – Classi litotecniche (valori medi) – Sito 1

Intervallo dell'unità litologica desunta dall'indagine sismica	V_s (m/s)	V_p (m/s)	G (MPa)	E (MPa)	K (MPa)	R (m/s x kN/m ³)
0,00-2,00 m <i>sabbie variamente cementate</i>	292	546	156,45	406,76	338,97	5256
2,00-30,00 m <i>sabbie limose addensate</i>	473	885	410,51	1067,33	889,4425	8514
30,00 m ed oltre <i>basamento</i>	489	915	438,75	1140,76	950,6339	8802

Tabella 4 – Classi litotecniche (valori medi) – Sito 2

Intervallo dell'unità litologica desunta dall'indagine sismica	Vs (m/s)	Vp (m/s)	G (MPa)	E (MPa)	K (MPa)	R (m/s x kN/m ³)
0,00-12,00 m <i>sabbie variamente cementate</i>	216	404	85,61	222,58	185,4826	3888
12,00-30,00 m <i>sabbie limose addensate</i>	287	587	151,14	392,95	327,4609	5166
30,00 m ed oltre <i>basamento</i>	287	537	151,14	392,95	327,4609	5166

$$G = (g * Vs^2) / 10000 \text{ (modulo di rigidità o di taglio)}$$

$$E = (2 * g * Vs^2 * (1 + n)) / 10000 \text{ (modulo di elasticità o Young)}$$

$$K = (g * Vp^2 - (4/3 * Vs^2)) / 10000 \text{ (modulo di volume)}$$

$$R = (Vs * g) \text{ (rigidità sismica)}$$

8) Descrizione delle opere da realizzare

8.1) Normativa di riferimento

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";

- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

8.2) Strutture di sostegno dei moduli

Nella struttura ad inseguitore solare i moduli fotovoltaici sono fissati ad un telaio in acciaio, che ne forma il piano d'appoggio, a sua volta opportunamente incernierato ad un palo, anch'esso in acciaio, da infiggere direttamente nel terreno. La profondità standard di infissione è di 3 m. Tuttavia, in fase esecutiva in base alle caratteristiche del terreno ed ai calcoli strutturali tale valore potrebbe subire modifiche che tuttavia si prevede siano non eccessive (come l'utilizzo di pali più profondi o cemento su alcuni pali). Questa tipologia di struttura faciliterà enormemente sia la costruzione che la dismissione dell'impianto a fine vita, riducendo drasticamente le modifiche subite dal suolo. Per la fondazione si utilizzano profili di infissione zincati a caldo in diverse classi dimensionali. La forma di palificazione appositamente sviluppata garantisce un'infissione ottimale nel terreno con simultanea rigidità a flessione massimale. In questo modo si ottiene che le forze di infissione possono anche essere trasmesse fino al punto di collegamento superiore conferendo all'impianto la stabilità ottimale nei confronti dei carichi di vento e di neve. L'infissione dei profili di palificazione nel terreno viene eseguito con battipali idraulici con riguardo al terreno. Questo procedimento di palificazione è particolarmente indicato soprattutto in caso

di impianti di grandi dimensioni; con una macchina si può realizzare, a seconda del terreno, una potenza di circa 250 pali al giorno. Sono possibili anche forme di terreno più difficili (pietre ecc.); in caso di sottosuoli in roccia, la macchina può essere attrezzata aggiuntivamente con un gruppo di foratura.

8.3) Cabine

La cabine di campo saranno in container metallico, o in c.a.v. mentre quella di consegna sarà realizzata come monoblocco prefabbricato in c.a.v. a struttura monolitica autoportante senza giunti di unione tra le pareti e tra queste ed il fondo, le dimensioni delle cabine di trasformazione, sono (6,07x2,438x2,89)m (LXPXH), poggiata su una soletta di base di dimensioni (7,06x3,438x0,25) m, (LXPXH), mentre le cabine di raccolta e le cabine di manutenzione hanno le seguenti dimensioni (6,70x2,50x3,37) poggiate su una platea di base di dimensioni (7,70x3,5x0,25) m . Le cabine prefabbricare sono certificate dal costruttore per l'alloggio, il trasporto e la movimentazione completa di inverter, trasformatore, interruttore MT e accessori. Le cabine possono essere prefabbricate e trasportate in sito per il collegamento plug and play.

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle simulazioni geotecniche eseguite, per la fondazione della cabina di trasformazione-ausiliaria e della cabina di consegna, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative all'interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione terreno.

9) Carico limite di fondazione

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r ", così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti

relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_g = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- j angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)

- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- g_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- g_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{sen}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che

lungo L)

- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso

- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso.

Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice RQD . In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

 $s_c = 1.3$ per fondazioni di tipo quadrato;

 $s_\gamma = 1.0$ per fondazioni di tipo nastriforme

 $s_\gamma = 0.8$ per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2\left(0.75\pi - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)} \quad N_\gamma = \frac{\operatorname{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{p\gamma}$	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \operatorname{tg}^6\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \operatorname{tg}^4\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)$$

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di

due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{sd} \leq T_{Rd} = N_{sd} \cdot \operatorname{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% dell'angolo di attrito)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1-2\nu}{2-2\nu}}}{\left(\frac{1-2\nu}{2-2\nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\begin{array}{l} -\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} \\ -\frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \end{array} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del

piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \qquad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento

- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento

- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di $Q_{lim\ q}$, $Q_{lim\ g}$, $Q_{lim\ c}$ e di $Q_{res\ P}$ (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ q}$ termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ g}$ termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ c}$ termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{res\ P}$ termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- T_{Blim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- T_B / T_{Blim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- T_{Llim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- T_L / T_{Llim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- C_{mb} numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori

riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp,r}$, mentre il secondo al cedimento $w_{lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50

- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50

Combinazioni di carico:**APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)**

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan f$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1

- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < C_a < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

10) Risultati delle elaborazioni di calcolo

10.1) Cabine di trasformazione

ARCHIVIO TERRENI

Per la determinazione della capacità portante dei terreni e dei cedimenti massimi si è escluso lo strato A della stratigrafia rilevata in quanto risultato rimaneggiato e quindi non idoneo come piano di sedime.

Descrizione terreno: **STRATO B- Sabbie giallo-grigiastre limose**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. C. Ades.	Sat. Angolo Res.	Coazione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ² %	%	
1,800 E-3	2,000 E-3	25,000	0,100	18,571	25,000 60,0	0,300	0,90

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento	Tipologia Macro	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici	
n.			cm	cm	cm	cm ²	n. per elem.	n.
Platea n. 1	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 2	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 3	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 4	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1

Platea n. 5	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 6	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 7	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 8	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 9	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 10	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 11	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 12	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 13	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 14	Platea	001	12.500	77.578	25.000	4726.750	4	1
Platea n. 15	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 16	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 17	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 18	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 19	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 20	Platea	001	12.500	77.578	25.000	4726.750	4	1
Platea n. 21	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 22	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 23	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 24	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 25	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 26	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 27	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 28	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 29	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 30	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 31	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 32	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 33	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 34	Platea	001	12.500	77.578	25.000	4726.750	4	1
Platea n. 35	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 36	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 37	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 38	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 39	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 40	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 41	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 42	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 43	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 44	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 45	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 46	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1

Platea n. 47	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 48	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 49	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 50	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 51	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 52	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 53	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 54	Platea	001	12.500	77.578	25.000	4726.750	4	1
Platea n. 55	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 56	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 57	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 58	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 59	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 60	Platea	001	12.500	83.711	25.000	5503.750	4	1
Platea n. 61	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 62	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 63	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 64	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 65	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 66	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 67	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 68	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 69	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 70	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 71	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 72	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 73	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 74	Platea	001	12.500	77.578	25.000	4726.750	4	1
Platea n. 75	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 76	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 77	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 78	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 79	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 80	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 81	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 82	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 83	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 84	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1

Elemento	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
n.			cm	cm	cm	cm	cm
Macro n. 1	Macro-Platea	001	12.500	360.000	25.000	720.000	720.000

Progetto per la realizzazione di un impianto agrivoltaico PNRR della potenza nominale in DC di 38,512 MWp denominato "Santacroce" e delle relative opere di connessione alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) in zona agricola del Comune di Castellaneta (TA) in località "S. Andrea"

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali γ_{Rd} di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per comb. di tipo SLU STR:

$$S_{gm.Lt} \text{ (tens. litostatica)} = -0.0225 \text{ daN/cm}^2$$

$$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.7946 + 0.0937 + 0.8271 + 0.0000$$

$$Q_{max} / Q_{lim} = 1.1361 / 1.7153 = 0,662 \text{ Ok (Cmb. n. 001)}$$

$$TB / T_{Blim} = 0.0 / 152135.4 = 0,000 \text{ Ok (Comb. n. 001)}$$

$$TL / T_{Llim} = 0.0 / 151436.5 = 0,000 \text{ Ok (Comb. n. 001)}$$

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-460 20.6	-1.1361	-1.1361

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

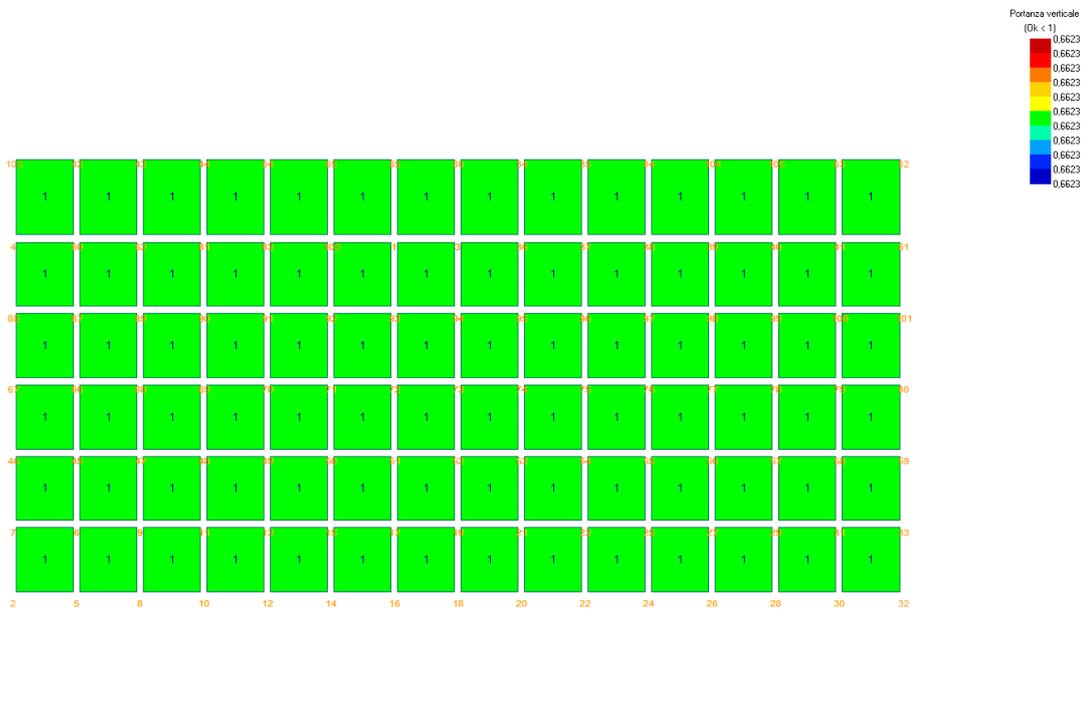
Elemento: Platea n. 1

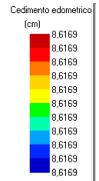
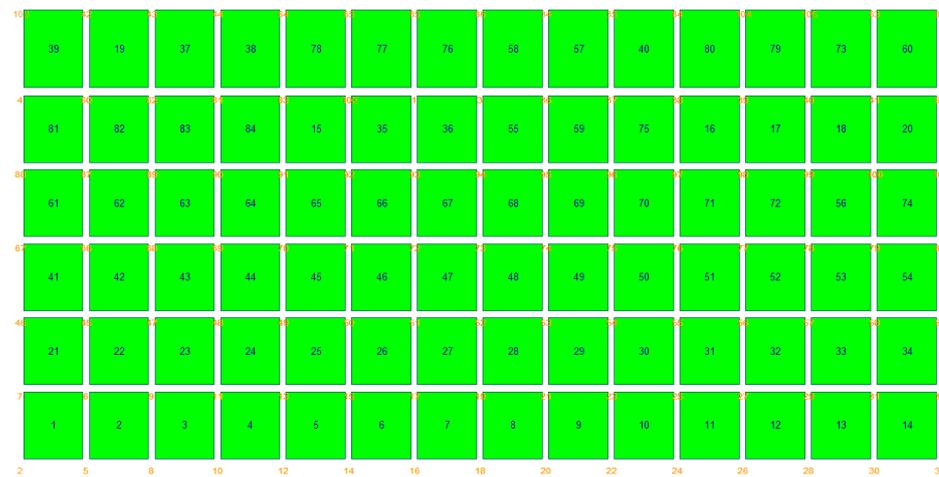
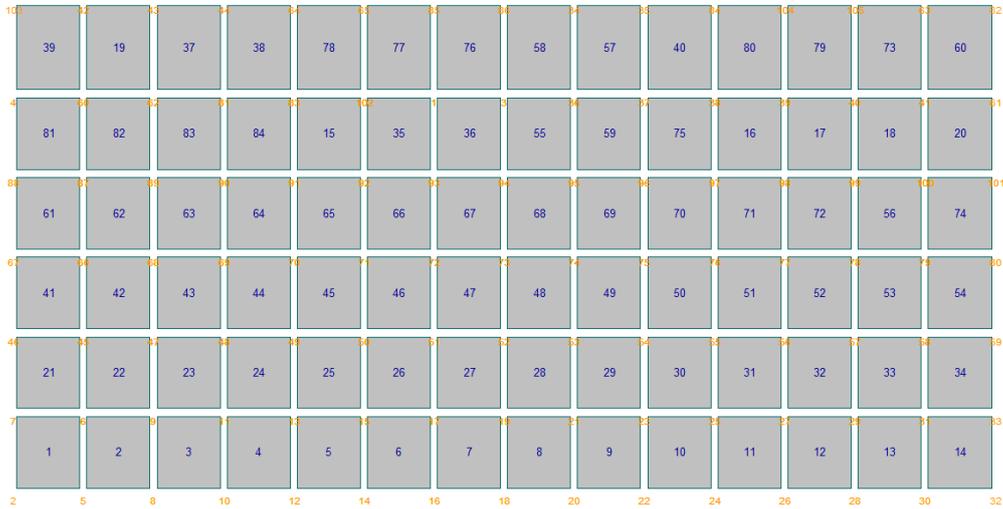
Sollecitazioni:

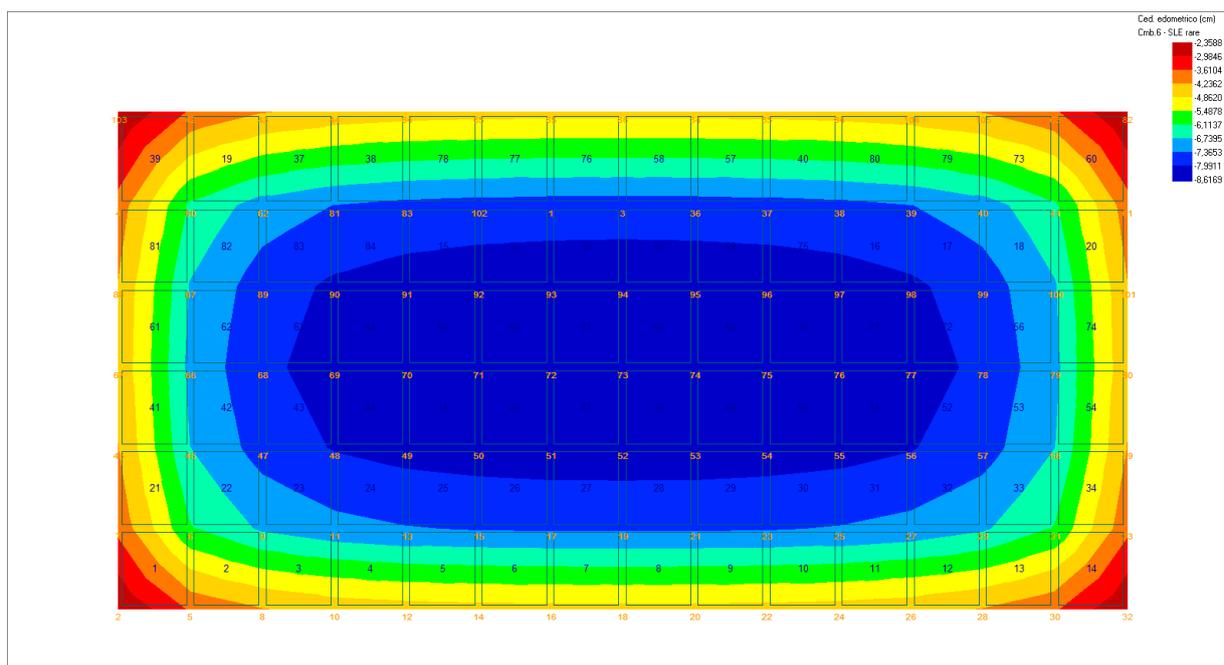
Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
006	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-353322.3	-0.8724	-0.8724
007	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-349312.7	-0.8625	-0.8625

Cedimento massimo = -8.617 cm in Comb n. 006

Cedimento minimo = -2.331 cm in Comb n. 007







10.2) Cabine di raccolta e manutenzione

Per la determinazione della capacità portante dei terreni e dei cedimenti massimi si è escluso lo strato A della stratigrafia rilevata in quanto risultato rimaneggiato e quindi non idoneo come piano di sedime.

Indice / Descrizione terreno: **STRATO B- Sabbie giallo-grigiastre limose**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. C. Ades.	Sat. Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ² %	%	
1,800 E-3	2,000 E-3	25,000	0,100	18,571	25,000 60,0	0,300	0,90

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento	Tipologia Macro	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici
n.			cm	cm	cm	cm ²	n. per elem. n.
Platea n. 1	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4 1
Platea n. 2	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4 1
Platea n. 3	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4 1
Platea n. 4	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4 1

Progetto per la realizzazione di un impianto agrivoltaico PNRR della potenza nominale in DC di 38,512 MWp denominato "Santacroce" e delle relative opere di connessione alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) in zona agricola del Comune di Castellaneta (TA) in località "S. Andrea"

Platea n. 5	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 6	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 7	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 8	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 9	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 10	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 11	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 12	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 13	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 14	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 15	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 16	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 17	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 18	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 19	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 20	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 21	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 22	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 23	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 24	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 25	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 26	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 27	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 28	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 29	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 30	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 31	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 32	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 33	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 34	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 35	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 36	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 37	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 38	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 39	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 40	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1

Platea n. 41	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 42	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 43	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 44	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 45	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 46	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 47	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 48	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 49	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 50	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 51	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 52	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 53	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 54	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 55	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 56	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 57	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 58	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 59	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 60	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 61	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 62	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 63	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 64	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 65	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 66	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 67	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 68	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 69	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 70	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 71	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 72	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 73	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 74	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 75	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 76	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1

Platea n. 77	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 78	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 79	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 80	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 81	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 82	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 83	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 84	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 85	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 86	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 87	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 88	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 89	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 90	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 91	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 92	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 93	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 94	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 95	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 96	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 97	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 98	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 99	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 100	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 101	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 102	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 103	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 104	Platea	001	12.500	63.586	25.000	3175.500	4	1
Platea n. 105	Platea	001	12.500	63.586	25.000	3175.500	4	1
Platea n. 106	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 107	Platea	001	12.500	68.613	25.000	3697.500	4	1
Platea n. 108	Platea	001	12.500	83.388	25.000	5461.250	4	1
Platea n. 109	Platea	001	12.500	63.586	25.000	3175.500	4	1
Platea n. 110	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 111	Platea	001	12.500	63.586	25.000	3175.500	4	1
Platea n. 112	Platea	001	12.500	63.586	25.000	3175.500	4	1

	RELAZIONE GEOTECNICA	Pag. 67 di 70
---	----------------------	---------------

Platea n. 113	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1
Platea n. 114	Platea	001	12.500	77.278	25.000	4690.250	4	1

Elemento Eq.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung.	Travata
n.			cm	cm	cm	cm	cm	
Macro n. 1	Macro-Platea	001	12.500	360.000	25.000	960.000	960.000	

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per comb. di tipo **SLU STR**:

$$S_{gm. Lt} \text{ (tens. litostatica)} = -0.0225 \text{ daN/cm}^2$$

$$Q_{lim} = Q_{lim c} + Q_{lim q} + Q_{lim g} + Q_{res P} = 0.7241 + 0.0862 + 0.8486 + 0.0000$$

$$Q_{max} / Q_{lim} = 1.1361 / 1.6589 = 0,685 \text{ Ok (Comb. n. 001)}$$

$$TB / TB_{lim} = 0.0 / 202847.2 = 0,000 \text{ Ok (Comb. n. 001)}$$

$$TL / TL_{lim} = 0.0 / 201682.5 = 0,000 \text{ Ok (Comb. n. 001)}$$

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-613494.4	-1.1361	-1.1361

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI
Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
006	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-471096.4	-0.8724	0.8724
007	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-465750.3	-0.8625	0.8625

Cedimento massimo = -8.674 cm in Comb n. 006

Cedimento minimo = -2.334 cm in Comb n. 007

