



REGIONE CAMPANIA PROVINCIA DI NAPOLI COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA

IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA E PRODUZIONE AGRICOLA UBICATO NEL COMUNE DI GIUGLIANO IN CAMPANIA (NA) IN LOCALITA' PROVVIDENZA, LA PIGNA, CINISTRELLI DELLA POTENZA NOMINALE DI 86.626,10 KW IN AGGIUNTA AD UN SISTEMA DI ACCUMULO DI 23.040 KWDC PER UNA POTENZA COMPLESSIVA AI FINI DELLA CONNESSIONE DI 109.666,10 KW COMPRESIVO DELLE OPERE DI RETE PER LA CONNESSIONE DELL'IMPIANTO ALLA RETE ELETTRICA NAZIONALE DI TERNA SPA



PROGETTO DEFINITIVO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE COMPRESIVO DELLE OPERE DI RETE PER LA CONNESSIONE

ELABORATO

Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione

DATA: Dicembre 2021

Scala:

Nome file:

PROPONENTE

NP Terra del Sole

NP TERRA DEL SOLE S.R.L.
Via San Marco, 20121 Milano (MI)
Partita IVA 12080400968
PEC: npterradelsole@legalmail.it

NP TERRA DEL SOLE S.R.L.
Via San Marco, 21
20121 Milano
P. IVA e C.F. 12080400968

ELABORATO DA:



Ing. Aniello Romano - Geol. Mattia Lettieri - Geol. Antonio Viggiano
Via Firenze, 41 - 84085 Mercato San Severino (SA) tel. e fax. 089826537

Il Tecnico
ing. Aniello Romano



revisione	descrizione	data	Elab. n. D8
A			
B			
C			

INDICE

1. PREMESSA.....		3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....		5
3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E CARTOGRAFICO		6
4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA		13
4.1 CARATTERI LITOLOGICO-STRUTTURALI E GEOMORFOLOGICI DELL'AREA DI STUDIO.....		13
4.2 IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA DELL'AREA DI STUDIO.....		16
4.3 GEOMORFOLOGIA E STABILITÀ DELL'AREA DI STUDIO		19
5. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA.....		20
5.1 STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO DELLE AREE DI STUDIO.....		20
5.2 UNITÀ LITOTECNICHE RISCOSETRATE NEI SITI ESAMINATI		22
6. MODELLAZIONE SISMICA ED INDAGINI GEOFISICHE		28
7. ANALISI SISMICA DELL'AREA DI STUDIO		30
7.1 CLASSIFICAZIONE SISMICA DI GIUGLIANO IN CAMPANIA		31
8. RISPOSTA SISMICA LOCALE		32
8.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO ED AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA		32
8.2 CATEGORIA TOPOGRAFICA		33
8.3 CONDIZIONI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA		34
9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA SECONDO LE N.T.C. 2018 (D.M. 17.01.2018)		35
10. CARICHI AGENTI		50
10.1 SCARICHI IN FONDAZIONE		60
11. VERIFICHE FONDAZIONI DI PROGETTO		62
11.1 OPERE DI FONDAZIONE PER I TRACKERS		63
11.2 VERIFICA DEL CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE A TRAZIONE		65
11.3 CALCOLO DELLA RESISTENZA LATERALE DEL PALO DI FONDAZIONE		66

11.4 ANALISI DEL PALO SOGGETTO A FORZE ORIZZONTALI	67
11.5 RESISTENZA ALLA PUNTA DEL PALO	68
11.6 VERIFICA FONDAZIONI LOCALI CABINE	69

Allegati alla relazione:

- 1) *Tabulato di calcolo pali di fondazione tracker Campo 1 Nord;*
- 2) *Tabulato di calcolo pali di fondazione tracker Campo 2 Sud;*
- 3) *Tabulato di calcolo fondazioni cabine Campo 1 Nord*
- 4) *Tabulato di calcolo fondazioni cabine Campo 2 Sud*

1. Premessa

Su incarico ricevuto dalla soc. **NP Tella del Sole S.r.l.**, con sede in Milano alla Via San Marco n°11 – P.IVA 12080400968, il sottoscritto ing. Romano Aniello iscritto all’Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno al n. 4268, con studio tecnico in Mercato San Severino (SA) alla Via Macello n°33, redige la presente relazione geotecnica e sismica per il progetto denominato *“Impianto agro-fotovoltaico per la produzione di energia elettrica e produzione agricola ubicato nel Comune di Giugliano in Campania (NA) in Località Provvidenza, La Pigna, Cinistrelli della potenza nominale di 86626,1 kW e comprensivo delle opere di rete per la connessione dell’impianto alla rete elettrica nazionale”*.

Come si evince dalla documentazione tecnica progettuale fornita agli scriventi dalla committenza, il progetto prevede la realizzazione di un impianto agro-fotovoltaico, ovvero un impianto caratterizzato da un utilizzo “ibrido” di terreni che saranno infatti utilizzati sia per la produzione agricola che per la produzione di energia elettrica del tipo ad inseguitori monoassiali, con sistema di accumulo (energy storage system). Il progetto mira a coniugare produzione fotovoltaica con produzione agricola e rigenerazione/riqualificazione del territorio. Agro-fotovoltaico, anche nella variante fito-voltaica, è far coesistere generazione elettrica ed economia agricola senza sottrarre territorio utile all’agricoltura.

L’impianto agrivoltaico in progetto è suddiviso in due campi: il primo, da realizzarsi in località Cinistrelli, è denominato **“CAMPO 1 NORD”**, mentre il secondo, da realizzarsi in località Provvidenza e La Pigna è denominato **“CAMPO 2 SUD”**.

Le aree dove sorgerà l’impianto fotovoltaico sono attualmente utilizzate ai fini agricoli, ricadono in aree a destinazione Agricola secondo il PRGC del Comune di Giugliano in Campania ed hanno un’estensione complessiva di circa 144 ha.

L’impianto è configurato con un sistema ad inseguitore solare monoassiale di tilt. L’inseguitore solare orienta i pannelli fotovoltaici posizionandoli sempre nella direzione migliore per assorbire più radiazione luminosa possibile. Prevede l’installazione di 142010 pannelli fotovoltaici bifacciali da 610 W per una potenza complessiva di generazione di 86.626,10 kWp, raggruppati in stringhe e collegate ai rispettivi inverter.

Per l’impianto saranno realizzate n°32 cabine elettriche per la conversione DC/AC e per l’elevazione della potenza a media tensione 30 kV. Sono previste inoltre cabine storage per il sistema di accumulo, cabine ad uso promiscuo e locale tecnico, cabine ad uso locale O&M (gestione e manutenzione) a servizio dell’intero impianto, e cabine di raccolta e sezionamento dei cavidotti di vettoriamento dell’energia fino alla stazione Utente MT/AT.

In un’ottica di efficientamento degli impianti e degli investimenti, il progetto prevede la realizzazione di un sistema di accumulo agli ioni di litio di circa 23 MW di potenza e con una

capacità di circa 80 MWh. Il sistema di accumulo, alloggiato in nove cabine del tipo container standard ISO 20', sarà alimentato sia dall'impianto di produzione che dalla rete di e- distribuzione.

L'impianto sarà idoneamente dotato dei dovuti sistemi di allarme e videosorveglianza. Saranno realizzati una rete di cavidotti interrati, interni al campo fotovoltaico, per la distribuzione della corrente continua e per la distribuzione della corrente alternata in bassa tensione per l'alimentazione dei servizi ausiliari. Saranno realizzati una rete di cavidotti interrati interni al campo fotovoltaico in media tensione ed esterni al campo fotovoltaico per il vettoriamento dell'energia fino alla stazione Utente MT/AT.

È prevista la costituzione di un'ampia fascia arborea-arbustiva perimetrale con la finalità di mitigazione e schermatura paesaggistica.

Ai fini dell'allacciamento di detto impianto alla rete elettrica nazionale, si prevede il collegamento in antenna a 220 kV su un nuovo stallo a 220 kV della sezione a 220 kV della Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione della RTN a 380/220/150 kV di Patria, previa realizzazione di una sottostazione utente MT/AT ubicata nei pressi della SE Terna Patria. Terna Spa ha comunicato che, al fine di razionalizzare l'utilizzo delle strutture di rete, sarà necessario condividere lo stallo in stazione con la iniziativa della società MC Consulting S.r.l. codice pratica 202001988. La potenza richiesta ai fini della connessione alla RTN è pari a 109,829 MW in immissione.

La presente relazione tecnica descrive la caratterizzazione geotecnica e sismica dei siti in oggetto in uno con le verifiche preliminari geotecniche relative alle fondazioni dei Tracker e alle strutture di servizio dell'impianto fotovoltaico (cabine per la conversione DC/AC ed elevazione, cabine storage, cabine ad uso locale tecnico, cabine locale O&M, cabine di raccolta, cabina di sezionamento). Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dallo studio geologico redatto dai Geologi Lettieri Mattia e Viggiano Antonio allegato al presente progetto.

2. Normativa di riferimento

La normativa a cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e verifica sono le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018, oltre alle seguenti normative:

- Legge n. 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 02.02.1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”.
- Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo”.
- Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica”.
- Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.

3. Inquadramento territoriale e cartografico

Il Comune di Giugliano in Campania (NA) è posto nella zona nord-occidentale della Provincia di Napoli, in un territorio compreso tra l'agro aversano a nord e i Campi Flegrei a sud. Il territorio si trova pressoché sul livello del mare. Il tratto costiero, basso e sabbioso, si estende sul litorale domitio per circa 3 Km, da Marina di Varcaturò a Lido di Licola. All'interno del territorio si trova il Lago Patria, lago di origine vulcanica con l'omonima località sulle sue sponde.

L'intero territorio comunale si estende per circa 94 kmq e confina con i Comuni di: Aversa (CE), Casapesenna (CE), Castel Volturno (CE), Lusciano (CE), Melito di Napoli (NA), Mugnano di Napoli (NA), Parete (CE), Pozzuoli (NA), Qualiano (NA), Quarto (NA), San Cipriano d'Aversa (CE), Sant'Antimo (NA), Trentola-Ducenta (CE), Villa Literno (CE), Villaricca (NA).

I siti esaminati sono ubicati nella porzione centro-settentrionale del territorio comunale e si sviluppano a Ovest del capoluogo in un'area a vocazione agricola, delimitata a Sud dalla Strada Statale 162 NC Asse Mediano.

Le aree oggetto di studio si sviluppano su una superficie complessiva di circa 140 ettari con quote mediamente comprese tra i 35 e i 60 metri s.l.m. nel settore Nord-Ovest del nucleo abitativo principale del Comune di Giugliano e si presentano con forma in pianta irregolare; esse si estendono tra l'area del Nuovo Mercato Ortofrutticolo di Giugliano e il comune di Parete (a est) e l'agglomerato Industriale ASI di Giugliano-Qualiano (a sud) (Figg.1-2).

Il carattere paesaggistico dell'area, tipica piana alluvionale, è simile a quello delle aree limitrofe: si tratta di un paesaggio agricolo, coltivato, estremamente parcellizzato, scarsamente urbanizzato e totalmente pianeggiante.

Lo strumento urbanistico relativo al Comune di Giugliano in Campania (NA) è il Piano Regolatore Generale. Dalla consultazione del SIT di Giugliano in Campania si evince che il territorio che sarà interessato dalla realizzazione dell'impianto fotovoltaico risulta classificato come Zona Omogenea E1 "Agricola Normale" e non è sottoposto a vincoli di tipo paesaggistico–archeologico, paesaggistico e idrogeologico (Figg. 3-4).

Nell'ambito della Carta Tecnica Numerica Regionale, in scala 1:5.000, la zona di studio è compresa nei seguenti quadranti (Figg. 5-6):

- *Elemento n°447022 - Parete;*
- *Elemento n°447023 - Santa Maria a Cubito;*
- *Elemento n°447051 - Giugliano in Campania;*
- *Elemento n°447061 - Quadrivio di Qualiano;*
- *Elemento n°447063 - Giugliano in Campania;*
- *Elemento n°447064 - Giugliano in Campania;*

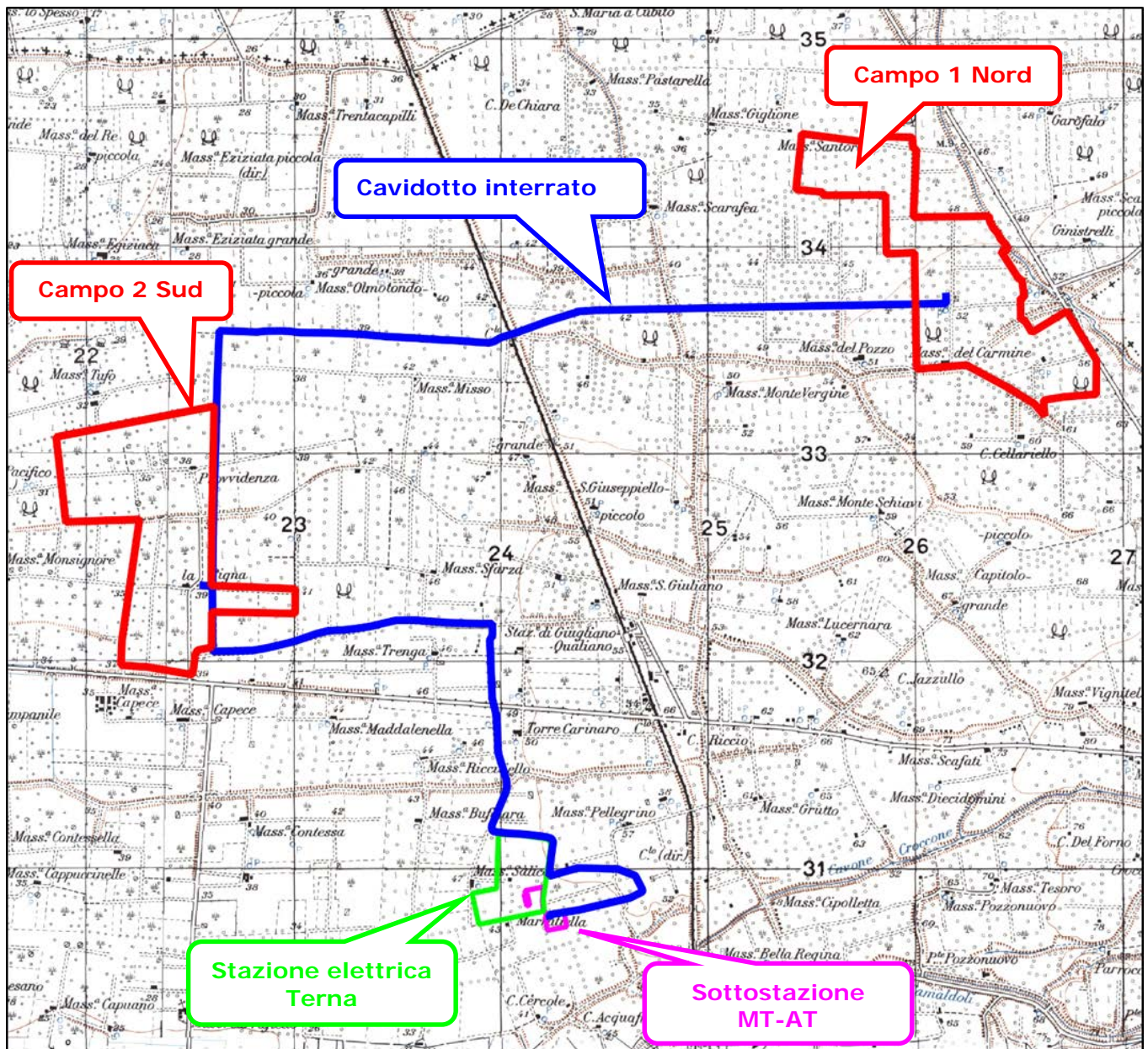


Fig. 1 - Stralcio carta I.G.M. in scala 1:25.000

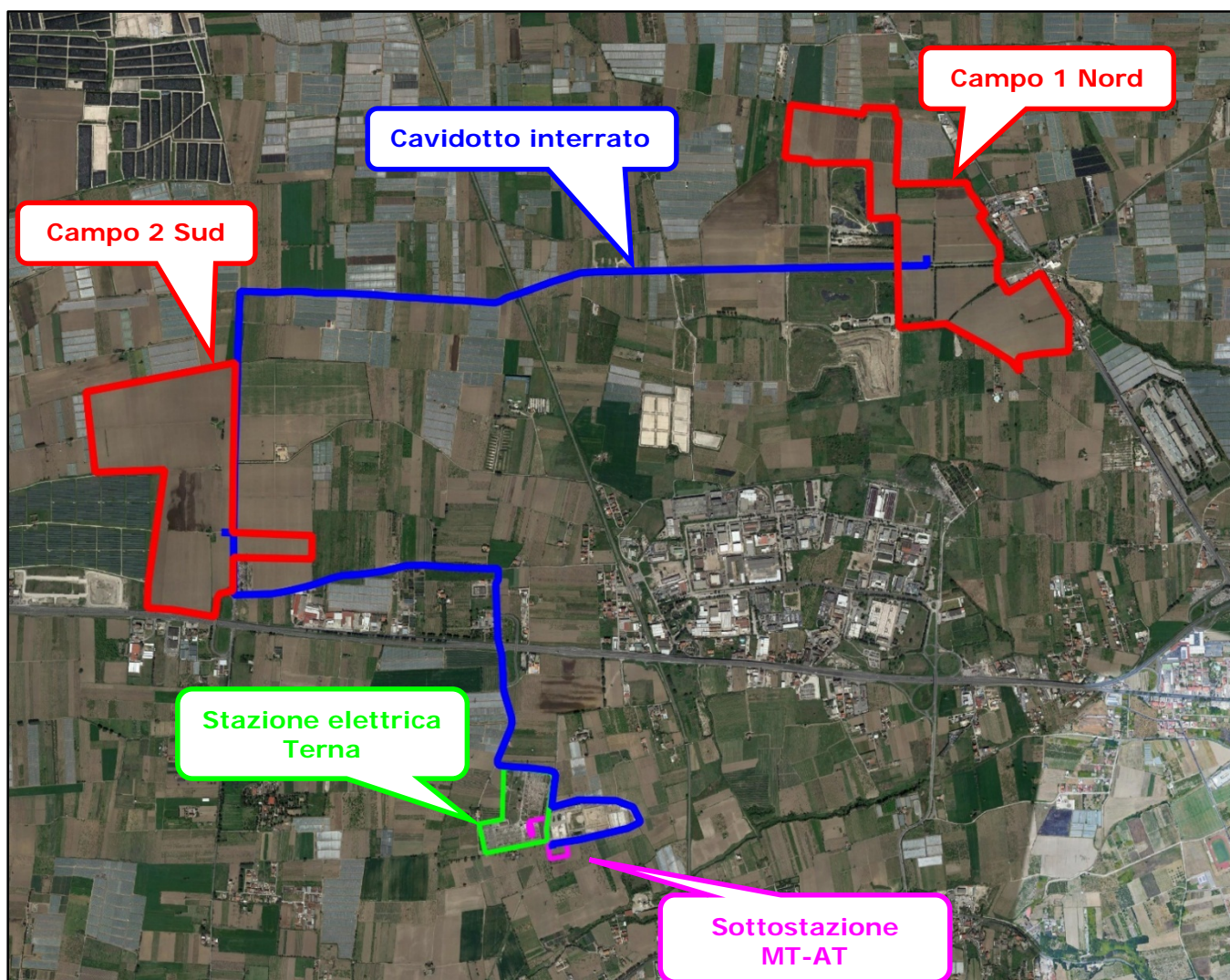


Fig. 2 - Ortofoto delle aree di studio ubicate nel Comune di Giugliano in Campania - Fonte Google Satellite

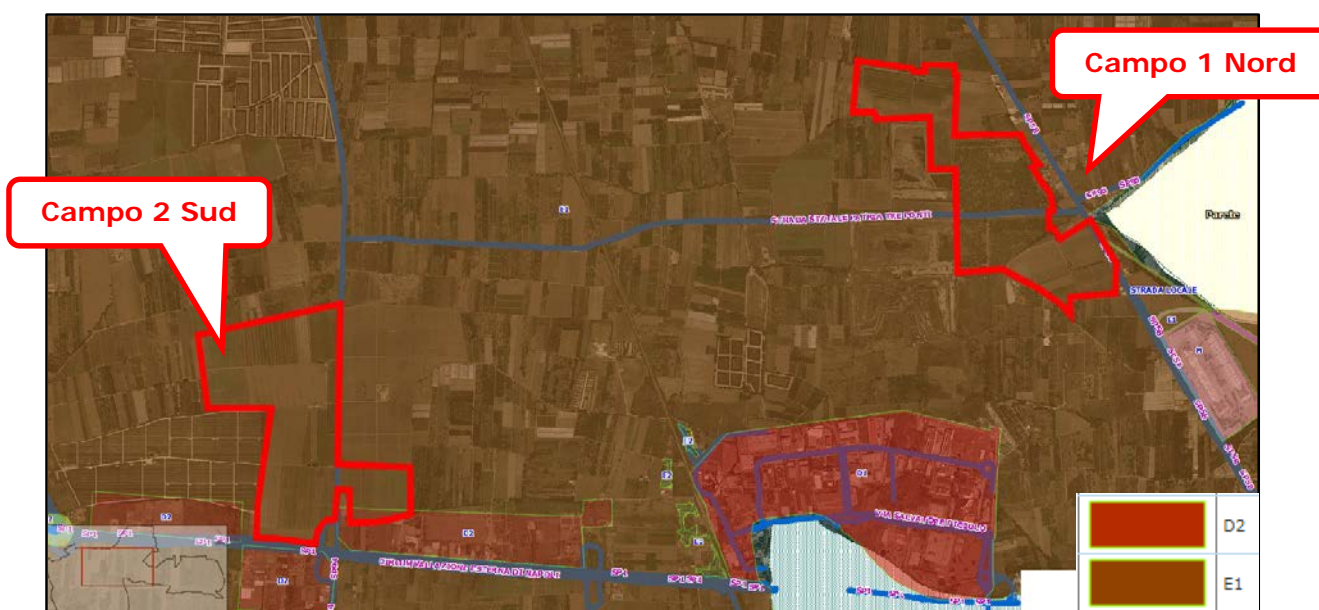


Fig. 3 - Stralcio delle zone omogenee del P.R.G. di Giugliano in Campania (fonte, SIT Giugliano in Campania)

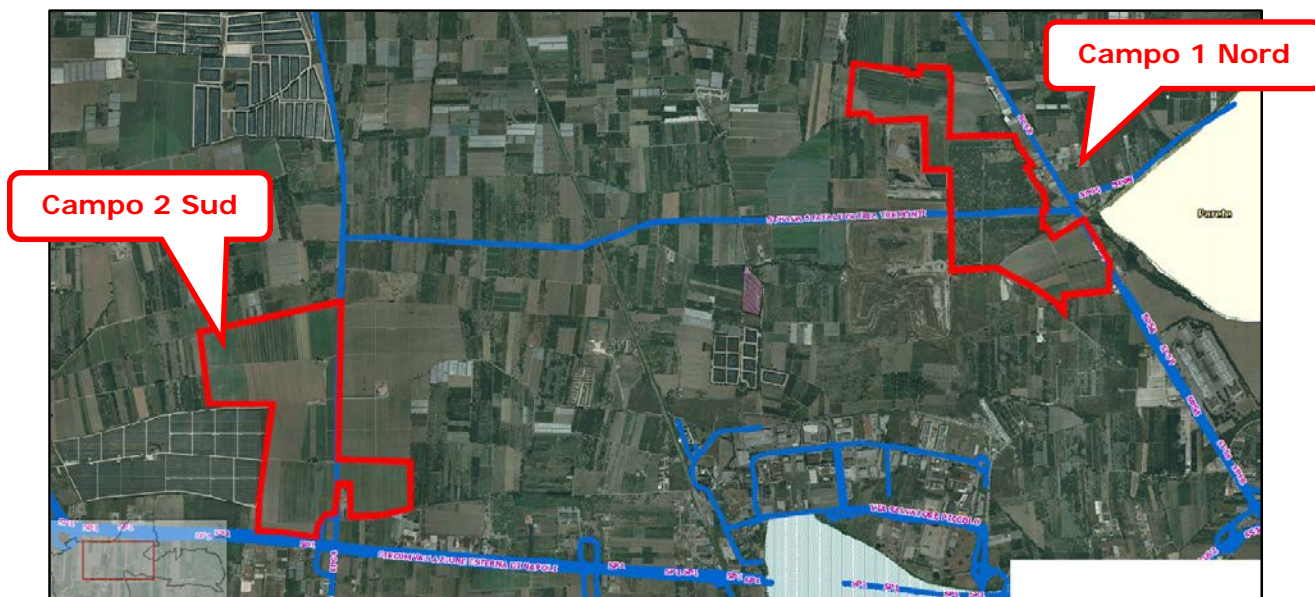


Fig. 4 – Stralcio della carta dei vincoli (fonte, SIT Giugliano in Campania)

Legenda

-  Rischio Idraulico
-  Paesaggistico - Archeologico
-  Paesaggistico
-  Idreogeologico
-  Servitù Militare

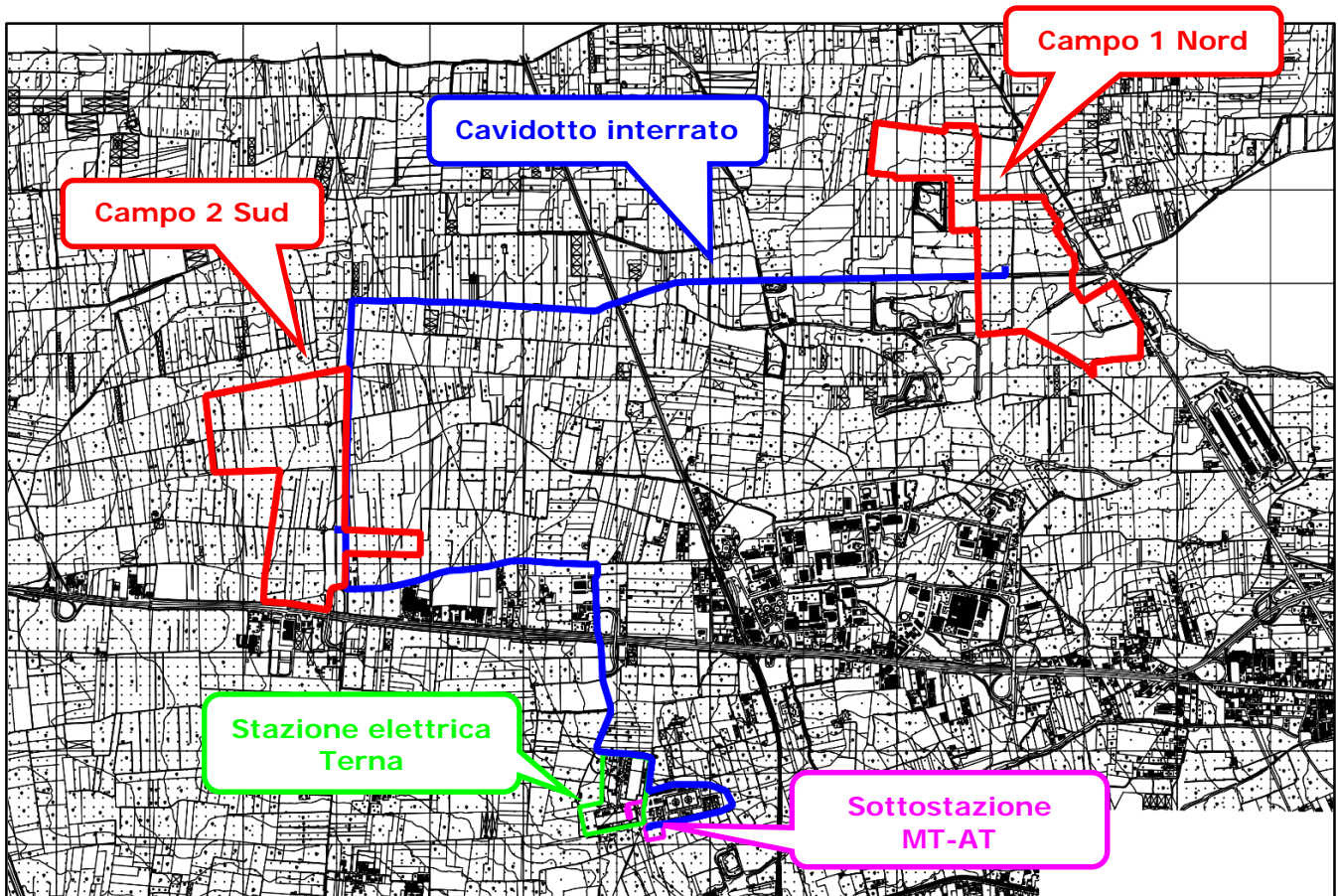


Fig. 5 - Stralcio aerofotogrammetrico della Carta Tecnica Numerica Regionale

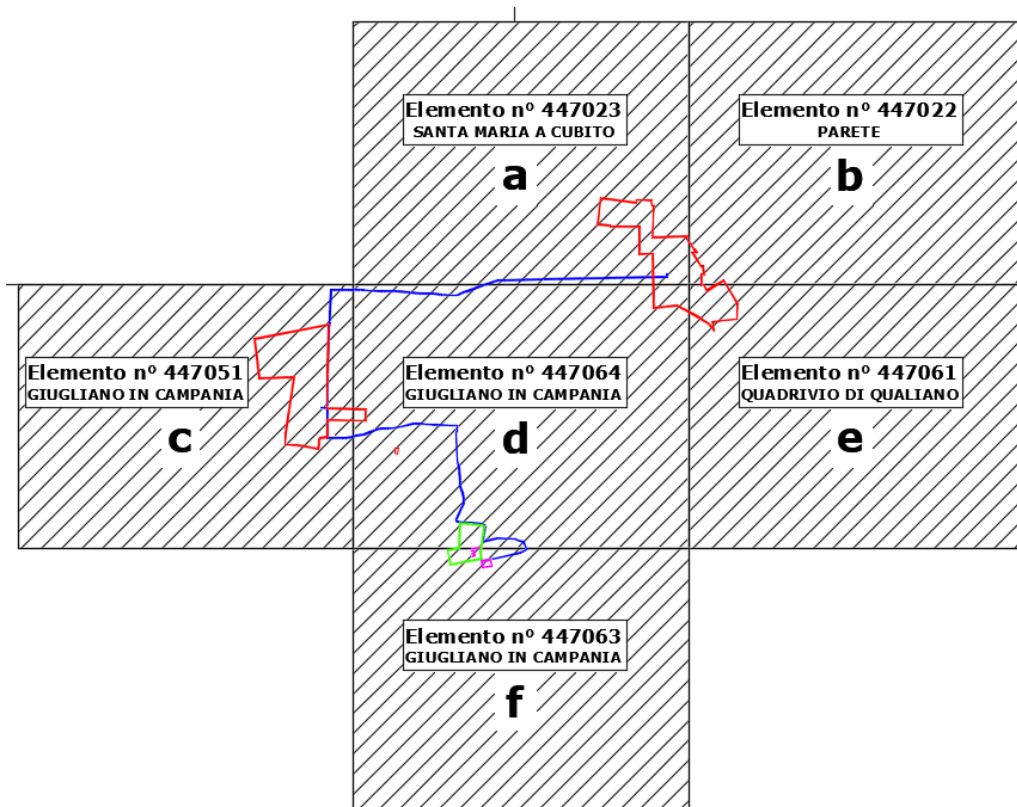


Fig. 6 – Quadranti della Carta Tecnica Regionale interessati dalla realizzazione dell'impianto fotovoltaico

L'impianto agrivoltaico denominato "**Campo 1 Nord**" sarà realizzato in località Cinistrelli su un appezzamento di terreno di circa 67 ettari (Fig. 7) confinato ad est dalla Strada Provinciale Santa Maria a Cubito–Giugliano e ad ovest dai siti di discarica denominati Masseria del Pozzo-Schiavi.

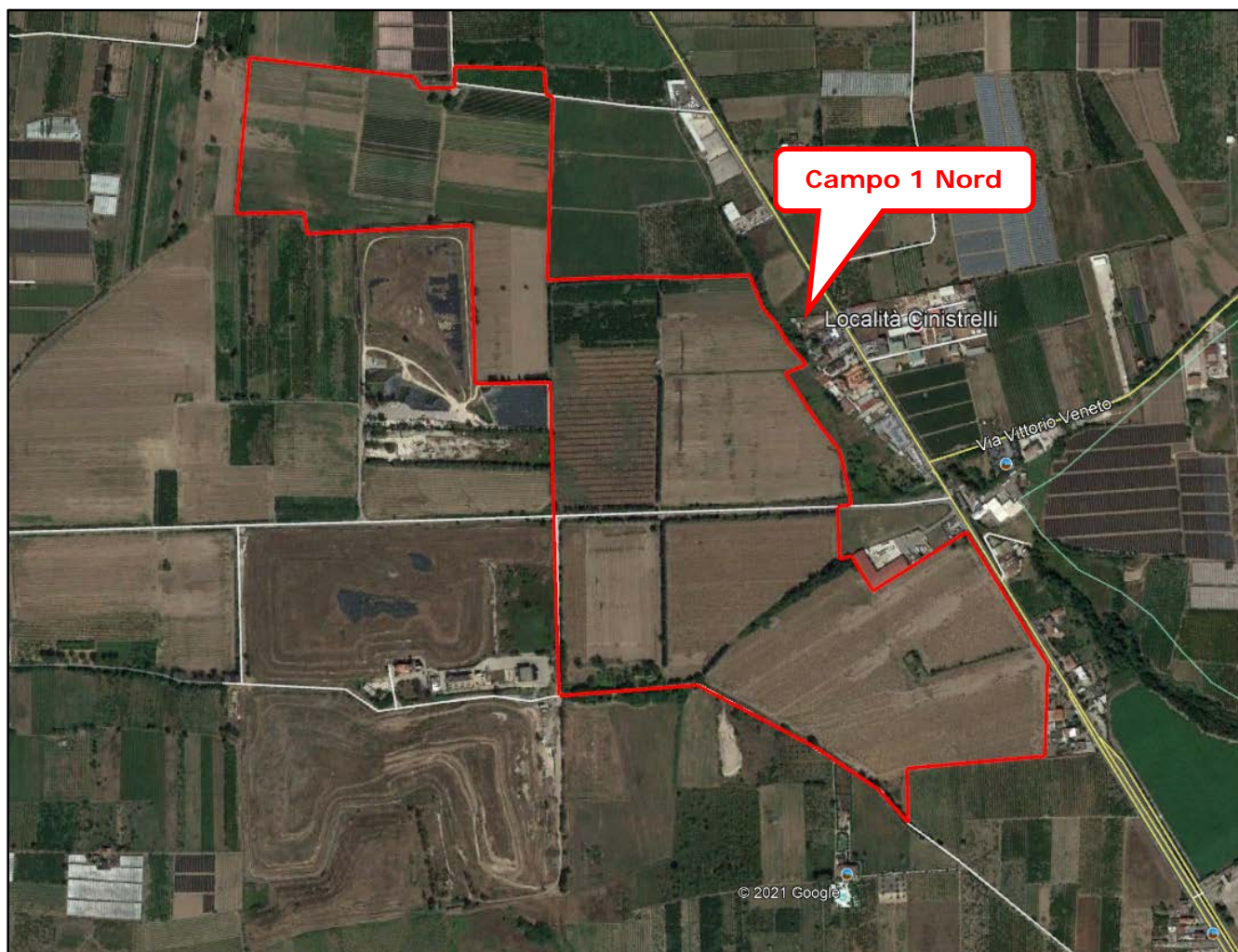


Fig. 7 - Ortofoto dell'area di studio ubicata in località Cinistrelli (Campo 1 Nord) - Fonte Google Earth

L'impianto agrivoltaico denominato "**Campo 2 Sud**" sarà realizzato, invece, in località Provvidenza e La Pigna, su un appezzamento di terreno di circa 71 ettari che si sviluppa immediatamente a Nord della Strada Statale 162 NC Asse Mediano (Fig. 9), ad ovest della località Ponte Riccio.

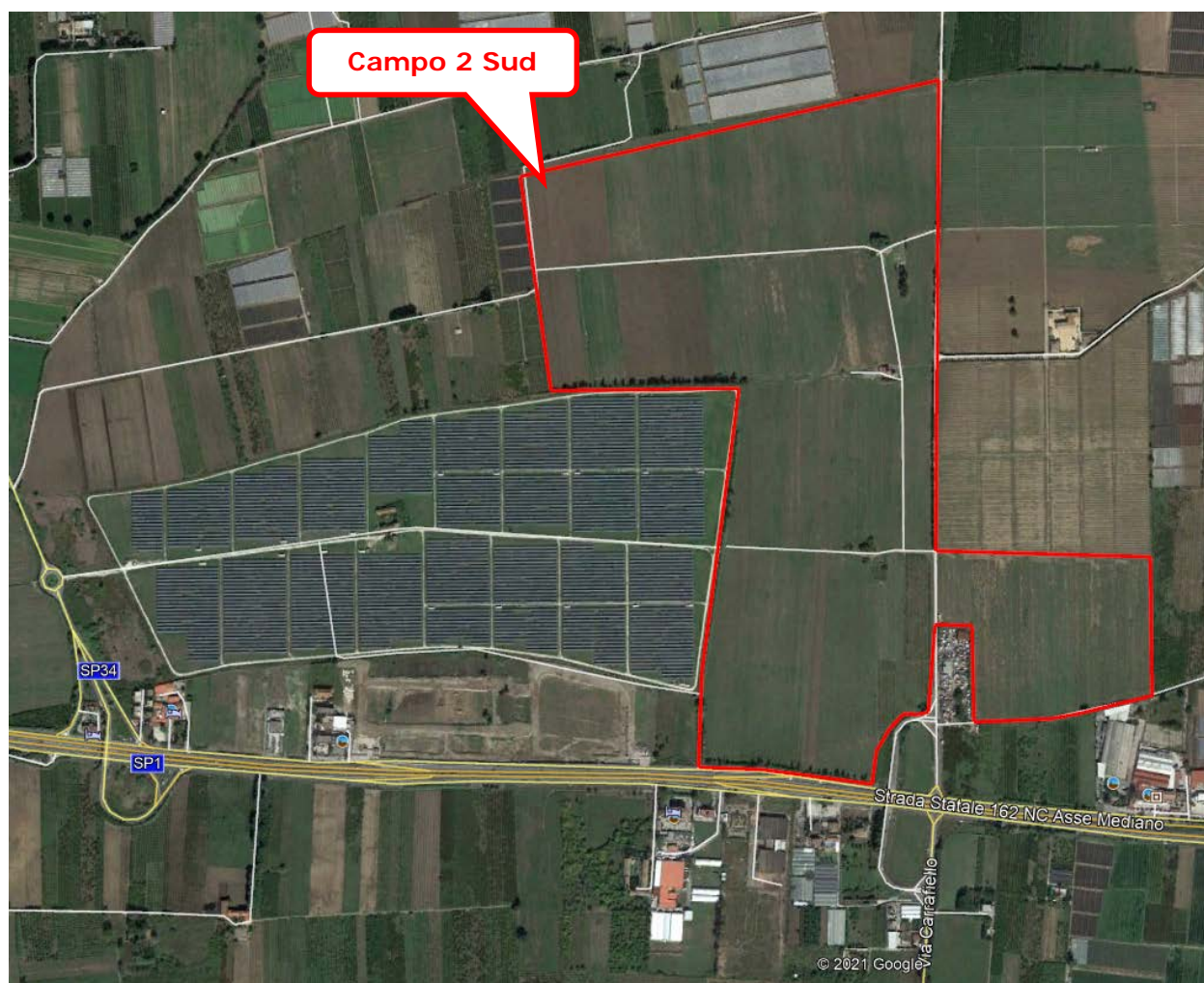


Fig. 9 - Ortofoto dell'area di studio ubicata in località Provvidenza e La Pigna (Campo 2 Sud) - Fonte Google Earth

4. Caratterizzazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica

4.1 Caratteri litologico-strutturali e geomorfologici dell'area di studio

Il territorio comunale di Giugliano in Campania (NA) si inserisce nell'ambito dell'unità fisiografica e geologica della Piana Campana, vasta area subpianeggiante compresa tra il mar Tirreno ad ovest, il M. Massico a Nord, i M.ti di Avella e di Sarno ad est ed i M.ti Lattari a sud, che ingloba le due notevoli strutture vulcaniche del Somma–Vesuvio e dei Campi Flegrei (Fig. 10).

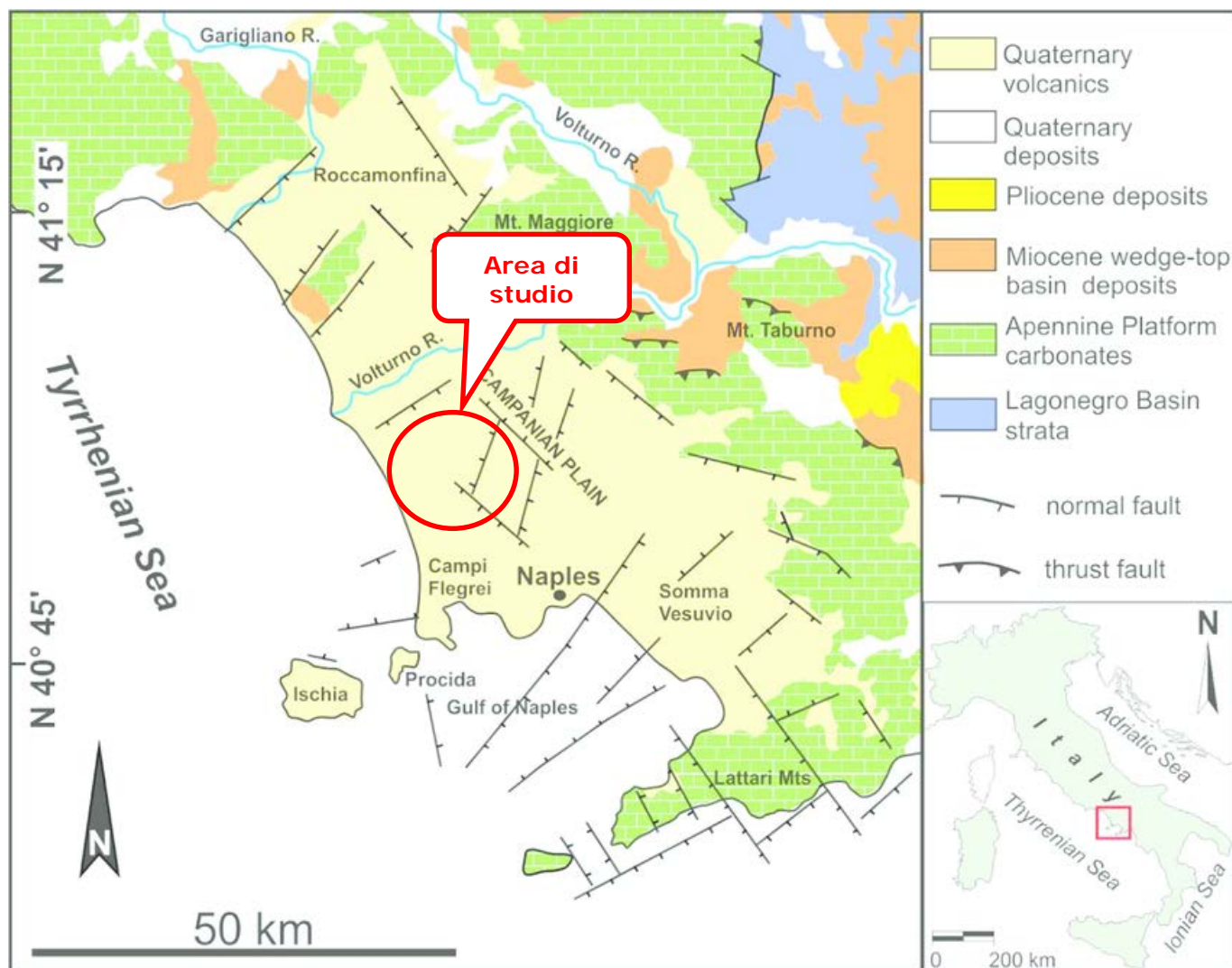


Fig. 10 - Carta geologico-strutturale schematica della Campania; [da Vitale e Isaia, 2014].

In particolare, i terreni affioranti nel territorio comunale sono costituiti in prevalenza dai prodotti piroclastici indifferenziati, rimaneggiati e dilavati, formati da depositi da caduta (ceneri, sabbie, pomici, lapilli) delle eruzioni flegree tardopleistoceniche-oloceniche, caratterizzati da lenti di sabbia e pomici di colore grigio (pozzolane), materiale detritico e suoli; questi terreni, almeno

nell'area in esame, presentano uno spessore variabile fra circa 2 e 30 m. Tali materiali poggiano sulla formazione del tufo giallo napoletano Auct. che rappresenta il substrato stabile dell'area puteolana. Quest'ultima formazione vulcanica, in facies lapidea a prevalente tessitura massiva, si presenta compatta alla base ed alterata e pseudocoerente nella sua parte sommitale, con spessore di alcune decine di metri e potenza complessiva non nota; inoltre, è dislocata da allineamenti di faglie a prevalente andamento appenninico (nord-ovest – sud-est) che la ribassano verso ovest ed affiora nel centro storico puteolano (Rione Terra) ed estesamente a nord, sud-est e sud-ovest della zona indagata, ai margini del relitto calderico collassato.

Il territorio comunale di Giugliano in Campania ricade nel foglio n° 446-447 "Napoli" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (Servizio Geologico d'Italia - ISPRA, 2018) (Fig. 11).

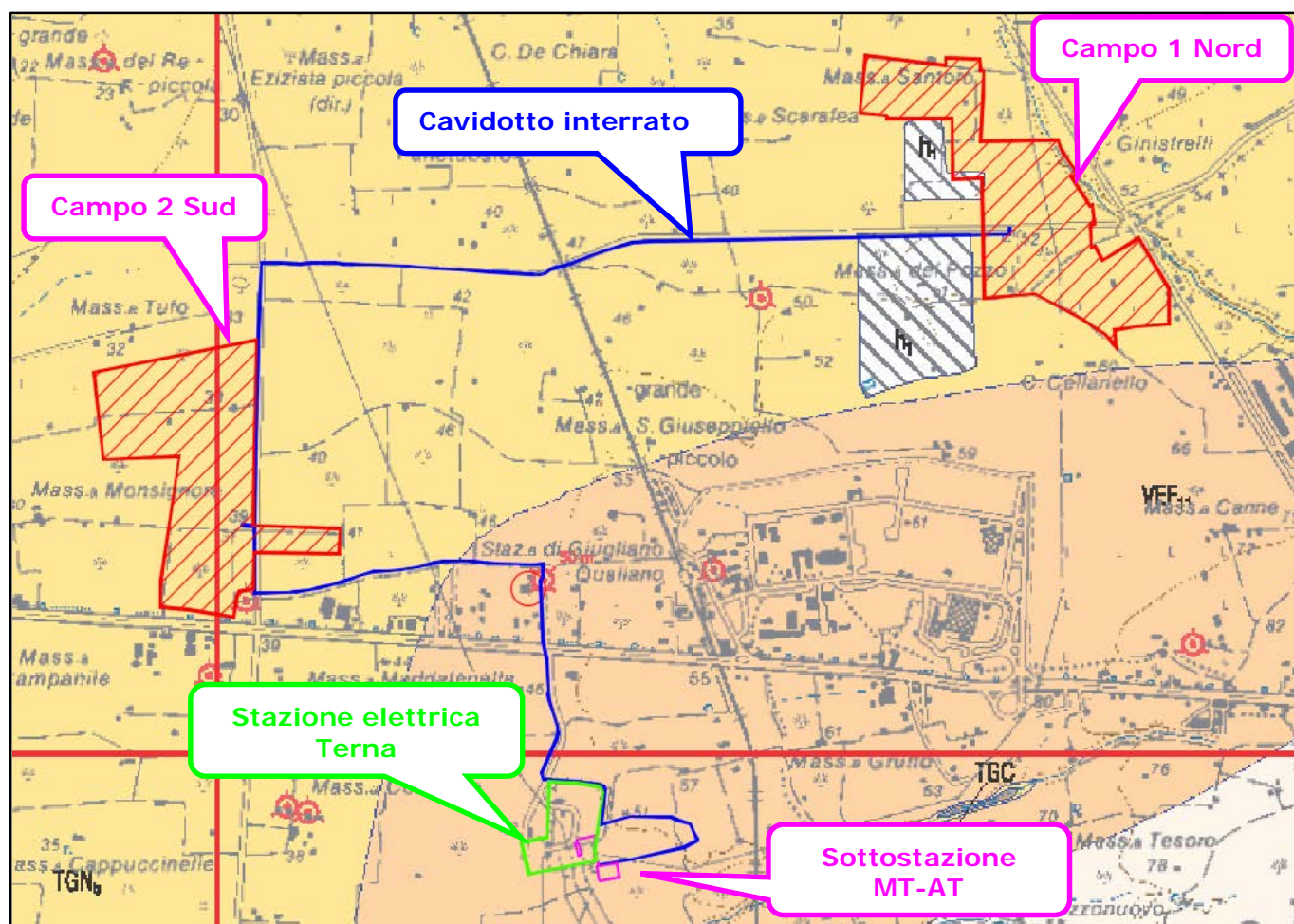


Fig. 11 - Stralcio della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 - Foglio 446-447 "Napoli"



Discariche

Discariche controllate di rifiuti solidi urbani e rifiuti inerti edili (calcestruzzo, laterizi, malte, ceramiche, pezzame tufaceo).

ATTUALE

SUBSINTEMA DI AGNANO-SOCCAVO (VEF₁₁)



Successione di depositi confinata a tetto da uno spesso paleosuolo ocraceo ampiamente distribuito sia nei settori interni alla caldera flegrea che nelle aree di piana circostanti. La successione poggia sui depositi di tufo del subsistema di Napoli (VEF 10). I depositi sono composti da alternanze di ceneri grigie e verdastre fini e grossolane con lenti di lapilli pomicei e da cineriti giallastre con livelli e lenti di scorie nere. I depositi delle unità litosomatiche o litostratigrafiche sono separate da superfici erosive, paleosuoli o sedimenti continentali non vulcanici, e talora poggiano su depositi marini. L'unità subsintemica comprende inoltre i relitti di duomi di lava e depositi di tufi giallastri. Il subsintema contiene anche l'unità de "La Starza" che comprende la sequenza dell'omonimo terrazzo marino costituito da alternanze di sedimenti marini e di livelli piroclastici.

TUFO GIALLO NAPOLETANO



Successione di depositi piroclastici giallastri generalmente litificati nelle zone prossimali (TGN_a) che variano in verticale e lateralmente a depositi sciolti di colore grigio chiaro (TGN_b). La sequenza del TGN è suddivisibile in due diversi membri separati da variazioni sedimentologiche e tessiturali dei depositi o dalla presenza di una discordanza angolare, ma in questa sede non cartografati singolarmente. Una breccia grossolana lentiforme ricca in scorie nere, lave e tufi si intercala tra i due membri. Il membro inferiore di spessore massimo circa 20 m è formato da una fitta alternanza di livelli cineritici ricchi in lapilli accrezionali e sottili livelli pomicei grossolani. Il membro superiore di spessore massimo di 100 m, è formato da spessi livelli cineritici generalmente massivi, con lenti pomicee. Le pomici hanno vescicole molto allungate pochi cristalli di feldspato e composizione da latitica a trachitica. I litici sono tufi verdi e tufi epiclastici e lave. I depositi sono stati messi in posto da correnti piroclastiche e subordinatamente per caduta. Età ⁴⁰Ar/³⁹Ar 14,9±0.4 ka (DEINO *et alii*, 2004).

PLEISTOCENE SUPERIORE p.p. (Tardoglaciale)

Come già detto precedentemente, tale area si colloca all'interno della Piana Campana, vasta depressione tettonico-strutturale posta tra il margine tirrenico e i contrafforti appenninici, ribassata durante il Plio-Pleistocene ad opera delle principali direttrici tettoniche a carattere distensivo ad andamento SO-NE e NO-SE e colmata nel tempo da una successione molto spessa di depositi marini, alluvionali e vulcanici di origine flegrea e vesuviana.

In particolare il territorio di Giugliano in Campania è situato in gran parte nel settore della Piana Campana posto a nord della caldera che borda l'area vulcanica attiva dei Campi Flegrei, una piccola porzione sudoccidentale comprende anche una parte del bordo calderico sepolto.

I terreni che costituiscono il substrato del territorio comunale sono pertanto strettamente connessi alla attività vulcanica dei Campi Flegrei e alle dinamiche fluvio-lacustri-palustri e marino-costiere della Piana stessa, a loro volta influenzate dalle variazioni del livello del mare e dalle fasi vulcano-tettoniche succedutesi da oltre 39.000 anni fino ad oggi.

Per la realizzazione del foglio geologico "Napoli" sono stati eseguiti, nel territorio comunale di Giugliano in Campania, 3 sondaggi geognostici: nell'area del Lago Patria il sondaggio ha raggiunto i 60 m dal p.c. perforando per intero una sequenza cineritica con inclusi pomicei e scoriacei, attribuibile al TGC; il sondaggio presso la stazione di Giugliano, profondo 50 m, ha perforato terreni piroclastici alternati a paleosuoli, attribuibili al subsintema VEF₁₁, al TGN e al TGC.

Il sondaggio ubicato a sud del limite comunale, ha raggiunto la profondità di 57,5 m perforando terreni piroclastici alternati a paleosuoli e depositi continentali rimaneggiati, ascrivibili al VEF₁₂, al VEF₁₁ e al TGC.

Numerose ed estese aree di cava attive, scavate sia nella unità litoide (TGN_a) che in quella incoerente pozzolanacea (TGN_b) del Tufo Giallo Napoletano, sono diffuse nel settore sudoccidentale del territorio comunale, nell'intorno della caldera sepolta. I fronti di cava possono essere sede di fenomeni di instabilità gravitativa (generalmente crolli), soprattutto in corrispondenza di alvei in incisione.

4.2 Idrologia e idrogeologia dell'area di studio

La zona in esame ricade nell'unità idrogeologica del Volturno-Regi Lagni la quale è delimitata a NW dalla struttura vulcanica del Roccamonfina e dal monte Massico, a NE dai massicci carbonatici, a SE dai Campi Flegrei e dal Somma-Vesuvio e dal mare a SW.

Nell'area di specifico interesse non sono presenti corsi d'acqua principali o bacini lacustri, i più prossimi sono l'Alveo dei Camaldoli, che scorre circa 3 km a sud dei siti che saranno interessati dagli impianti fotovoltaici, ed il Lago Patria che è posto ad ovest dei siti ad una distanza variabile dai 3 km (Campo 2 Sud) ai 6 Km (Campo 1 Nord). Sono presenti, invece, numerosi fossi e piccoli corsi d'acqua che drenano l'intera zona.

In questa unità idrogeologica è possibile rinvenire una prima falda freatica, che viene alimentata preferenzialmente dagli apporti zenitali diretti e nei settori topograficamente depressi, anche per drenanza. La falda superficiale è in generale poco produttiva in quanto, specie nelle aree di basso morfologico, in affioramento si rinvengono prevalentemente depositi limoso-argillosi. Al contrario, nelle stesse aree, le falde sottostanti presentano in genere una buona produttività e sono spesso caratterizzate dal fenomeno dell'artesianesimo.

Il complesso piroclastico-alluvionale superiore, costituito da cineriti e depositi fluviali a granulometria variabile da media a fine, è caratterizzato complessivamente da una permeabilità bassa con punte di permeabilità medio-alta in corrispondenza della frazione ghiaioso sabbiosa, coincidente con tasche di pomici e lapilli.

Il Complesso tufaceo è caratterizzato da una permeabilità bassa o nulla in corrispondenza dei tratti a consistenza lapidea, mentre, laddove lo stesso presenta un grado di diagenesi inferiore, o dove sono presenti fessurazioni, il grado permeabilità aumenta. Il complesso tufaceo rappresenta un ruolo idrogeologico di fondamentale importanza, infatti, se nel complesso prevalgono le caratteristiche di minore permeabilità, esso costituisce il substrato per le falde accolte nei materiali che lo sovrastano nonché l'elemento di sconfinamento per acque sotterranee più profonde.

La grande variabilità litologica e strutturale sia verticale che laterale dei terreni presenti nel sottosuolo dell'area esaminata, sede dell'acquifero, quindi, determina un corpo idrico a falde sovrapposte, variamente tra loro interferenti idraulicamente e solo localmente confinate da depositi più litoidi e/o impermeabili come il TGC.

Tale acquifero presenta caratteristiche di elevata vulnerabilità (Corniello *et al.*, 1999; ENEA, 2002) che, unita all'alta pressione antropica e al fenomeno dello smaltimento incontrollato dei rifiuti e conseguenti roghi degli stessi (Terra dei Fuochi) in aree permeabili e non isolate idraulicamente dalla falda acquifera, costituisce un forte elemento di criticità per ambiente e salute dell'area comunale.

Uno studio eseguito dalla *Geoproject s.a.s.* per l'elaborazione del *Piano di Caratterizzazione della discarica "Masseria del Pozzo"*, posta nell'area limitrofa a quella di specifico interesse, ha

eseguito indagini specifiche per la ricostruzione dell'andamento della falda, quali una tomografia geoelettrica e dei Sondaggi Elettrici Verticali (SEV).

La tomografia geoelettrica permette la misura della resistività dei terreni in cui è stata immessa una corrente continua. I risultati ottenuti sono i seguenti:

- *da 0,0 m a -25,0 m la resistività è compresa tra 80 ohm x m e 50 ohm x m, strato attribuibile a materiale di natura piroclastica;*
- *da -25,0 m a circa -45,0 m il valore della resistività risulta essere compreso tra i 50 ohm x m e i 15 ohm x m. Anche in questo caso strato attribuibile a materiale di natura piroclastica;*
- *tra i -45,0 m e i -55,0 m si registra un abbassamento della resistività dai 15 ohm x m ai 5 ohm x m, che denota la presenza di falda idrica.*

Anche i risultati dei SEV hanno fornito l'andamento della variazione di resistività con la profondità ottenendo una conseguente sismostratigrafia. Tale elaborato conferma le evidenze dirette e i risultati della suddetta tomografia, individuando un unico livello di resistività compreso tra 0 m e -50 m e un netto decremento al disotto di tale quota. Tale abbassamento è correlabile alla presenza della falda idrica, attestata quindi, ad una profondità dal piano campagna di circa 50 m.

L'area in esame, come già detto, fa parte dell'acquifero della Piana Campana, caratterizzato da trasmissività media dell'ordine di $10^{-2} - 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ e con un livello dell'altezza di falda, compreso tra 2 e 12,4 m s.l.m (Di Nardo et al., 2009). Il limite inferiore dell'acquifero coincide col passaggio al complesso argilloso-sabbioso. I valori della conducibilità idraulica K dei dati disponibili per l'area in esame risultano non univoci, variando tra 10^{-4} m/s (Di Nardo et al., 2009) e 10^{-6} m/s (ARPAC, 2008). Prove in cella edometrica, disponibili in letteratura, hanno restituito un valore della conducibilità pari a 10^{-6} m/s ; tali prove sono tipicamente effettuate su provini di dimensioni ridotte che non possono rappresentare la complessità dell'intero strato di terreno.

Di conseguenza, tale valore potrebbe risultare poco realistico, essendo, inoltre, presenti sul territorio numerosi pozzi ad uso agricolo dai quali gli agricoltori sono in grado di emungere acqua per irrigazione in portate ben superiori a quelle che sarebbe possibile emungere con un tale valore di K.

Ciò fa pensare che il terreno presenta un alto grado di fratturazione e che tali fratture, di conseguenza, aumentano sensibilmente il valore della conducibilità idraulica (Viparelli, 1978).

Al fine di effettuare valutazioni sul verso di deflusso della falda e sulla piezometria dell'area oggetto di studio, sono state effettuate diverse campagne di misura in due punti di prelievo presenti nei lotti di terreno interessati dalla realizzazione dell'impianto fotovoltaico.

A partire dal piano campagna, si è individuato una Falda di base ad una profondità media dal piano campagna di circa quaranta metri, ospitata da uno strato di sabbia limosa. Il deflusso ha direzione principale si ha verso mare (Fig. 12).

Tale falda, la principale del complesso idrogeologico Occidentale–Flegreo, trae alimentazione da un'area di alto piezometrico compreso tra l'abitato di Marano ed il retroterra di Pozzuoli, dove si rinvengono numerose conche endoerliche responsabili della riduzione delle aliquote d'acqua di ruscellamento.

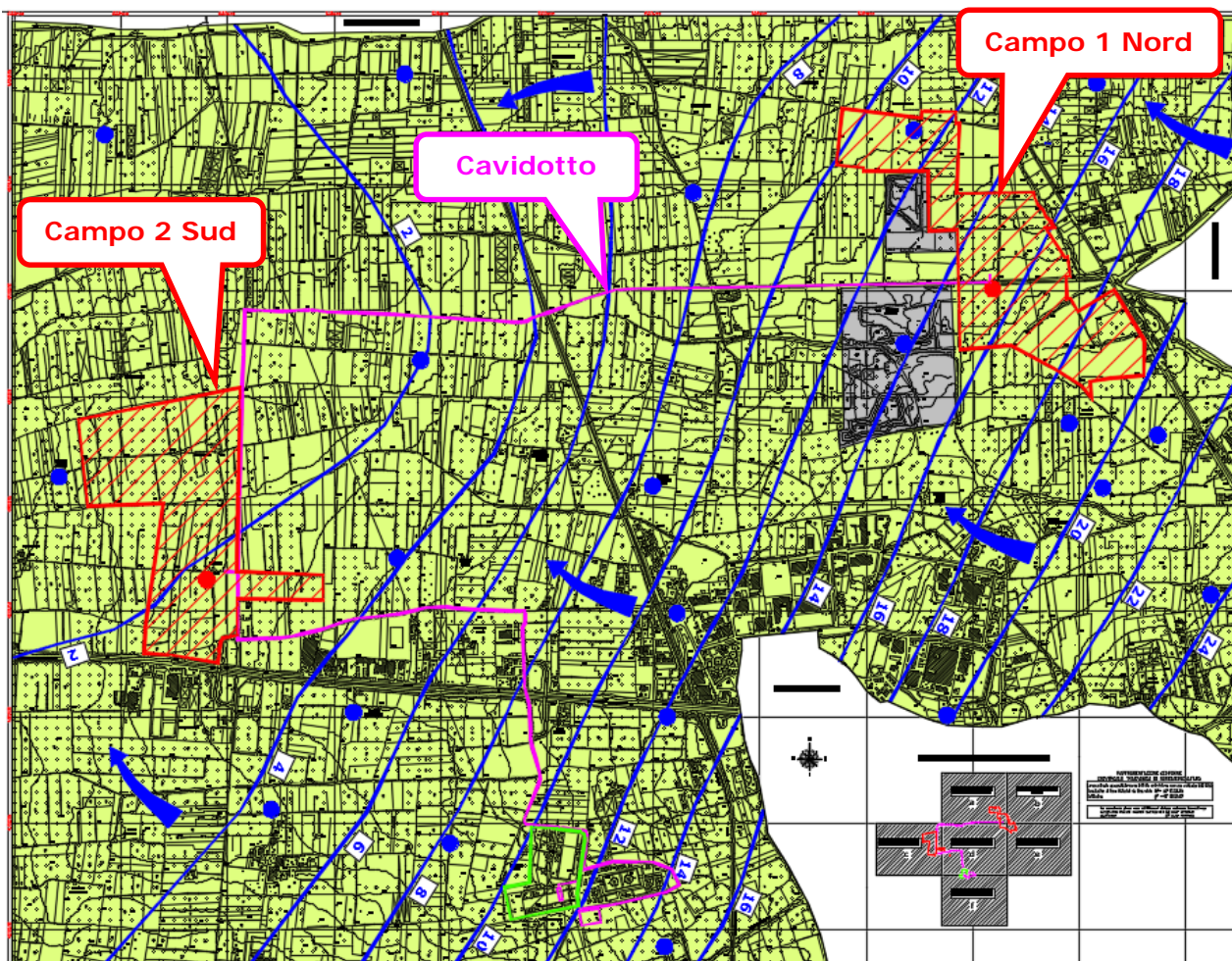


Fig. 12 - Carta idrogeologica dell'area in esame

Legenda

Completo delle piroclastiti da caduta:
Depositi incoerenti costituiti in gran parte da pomici e ceneri derivanti dall'attività esplosiva dei centri eruttivi campani. Per la giustapposizione laterale e verticale di termini granulometricamente differenti, costituiscono acquiferi eterogenei ed anisotropi la cui trasmissività è generalmente mediocre.

Completo idrogeologico	Tipo di permeabilità prevalente
Piroclastiti da caduta	Porosità Fessurazione Carsismo

Completo idrogeologico	Gradi di permeabilità			
Piroclastiti da caduta	Impemeabile	Scarso	Medio	Elevato
	$K < 10^{-7}$ cm/s	$K = 10^{-4} \pm 10^{-7}$ cm/s	$K = 10^{-1} \pm 10^{-4}$ cm/s	$K > 10^{-1}$ cm/s

Pozzi presenti nell'area di studio

Punti di misura della falda freatica

Curve isopiezometriche e relativo valore in m s.l.m.

Principale asse di drenaggio preferenziale identificato dalle ricostruzioni piezometriche

4.3 Geomorfologia e stabilità dell'area di studio

Il territorio comunale, con un'estensione di circa 94 kmq, si presenta morfologicamente pressoché pianeggiante e rientra in quella che costituisce la cosiddetta Piana Campana, leggermente degradante verso ovest, a partire dalla quota 100 metri s.l.m. in prossimità dell'abitato di Giugliano, fino a 5-10 metri s.l.m. in corrispondenza delle aree depresse del Lago Patria. Il contesto pianeggiante dell'area in esame risulta interrotto da diversi siti, cavità createsi a seguito dell'estrazione di pozzolana, adibiti a discarica e che a causa della continua coltivazione, assumono la tipica conformazione a "rilevato".

L'area di studio, in quanto parte dell'unità fisiografica della Piana Campana, presenta una superficie topografica sub-orizzontale con quote assolute intorno ai 40-55 metri sul livello del mare; le pendenze medie sono intorno all'1%. Non sono presenti rotture di pendenza né movimenti di tipo tettonico in atto, infatti tale morfologia si mantiene inalterata verso N e W fino al mare con pendenze inferiori all'1% mentre verso S termina in corrispondenza dei rilievi dei Campi Flegrei. La suddetta morfologia del territorio, in generale piuttosto dolce, diventa aspra in corrispondenza di numerose piccole incisioni torrentizie che confluiscono nel principale alveo dei Camaldoli, il quale pur essendo un alveo artificiale è impostato lungo una linea di drenaggio preferenziale e demarca, inoltre, il confine naturale con i territori circostanti.

Le incisioni menzionate, denominate localmente *Cavoni*, rappresentano processi di erosione lineare operati dalle acque meteoriche e di ruscellamento, che non potendosi infiltrare nei terreni pozzolanici, poco permeabili, confluiscono verso queste linee preferenziali di drenaggio, approfondendole con un processo molto lento ma costante nel tempo.

Non si notano segni di instabilità superficiale né tanto meno è segnalata la presenza di cavità sotterranee che potrebbero dar luogo a pericolose, anche se molto localizzate, forme di dissesto.

I siti di specifico interesse, soprattutto nella parte più superficiale, come detto nei paragrafi precedenti, sono geologicamente composti da depositi di prevalente natura piroclastica, messi in posto, con meccanismi differenti, sia dalle alterne fasi deposizionali legate al vulcanismo esplosivo che, dal Pleistocene ad oggi, hanno interessato l'area Campana, e sia dai fenomeni di erosione e trasporto e deiezione che hanno agito su tali terreni e sui litotipi che formano i rilievi circostanti.

Gli stessi siti, proprio perché sono a debolissima pendenza, fanno registrare condizioni di equilibrio soddisfacenti in quanto costituiti da coltri di terreni sciolti recenti, con disposizione geomorfica pianeggiante. Le aree che saranno interessate dalla realizzazione dell'impianto fotovoltaico sono da ritenersi, dunque, stabili sia per le condizioni di giacitura primaria e secondaria delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo e sia per il grado di acclività della morfologia (bassissima pendenza).

Ciò è confermato anche dalla Carta Inventario dei Fenomeni Franosi dell'ex Autorità di Bacino regionale Campania Centrale, la quale non individua fenomeni franosi potenziali o in atto nella zona di studio.

5. Caratterizzazione geologica e geotecnica

5.1 Stratigrafia del sottosuolo delle aree di studio

Le rocce attraversate dai geognostici a carotaggio, considerati nella relazione geologica allegata al progetto, sono principalmente di origine vulcanica con intercalati sedimenti di origine non vulcanica sia continentali che marini. Tutte le sequenze carotate sono state caratterizzate litologicamente e da esse sono stati selezionati e prelevati campioni utili per effettuare analisi geochemiche e paleontologiche.

In particolare (vedi relazione geologica allegata al progetto) dalle carote estratte si evince che tra 1,60 e 3,60 si riconosce un deposito piroclastico grigio chiaro riferibile al subsistema di Agnano-Soccavo (VEF₁₁) separato da sabbie di origine alluvionale (fino a 5,0 m) dai depositi piroclastici ascrivibili al subsistema di Napoli (TGN; VEF₁₀) con uno spessore di circa 10 m.

Al di sotto, tra 15,40 e 15,80 m, si sviluppa un paleosuolo marrone che poggia su un livello piroclastico spesso circa 50 cm, che a sua volta copre un paleosuolo brunastro spesso 50 cm.

La successione fino a fine sondaggio continua con i depositi del Tufo Grigio Campano, formati fino a 22 m da livelli di breccia, da 22 a 44 m da depositi cineritici da flusso, da 44 a 46,80 m da facies pipernoide e in basso da depositi massivi da flusso grigio-violacei.

Ulteriori indagini (eseguite dalla SOGESID nell'intorno dell'area vasta in località Masseria del Pozzo-Schiavi, nell'ambito del progetto di monitoraggio dei punti d'acqua per la caratterizzazione dei siti di discarica) hanno permesso di ricostruire la serie stratigrafica principale attraverso l'esecuzione di sondaggi spinti fino ad una profondità massima di 60 metri.

La successione stratigrafica può essere sintetizzata nei seguenti orizzonti:

- **Complesso piroclastico-alluvionale superficiale** (0,00 – 17,00 mt.), è individuato dal letto sedimentario dei Regi Lagni, raggruppa depositi di tipo fluviale costituiti prevalentemente da sabbie grossolane e ghiaie sovrapposte a materiali limosi ed argillosi. Si osserva però che i materiali alluvionali sono spesso interdigerati ed intercalati con i materiali piroclastici, in modo che risulta praticamente impossibile una netta distinzione areale dei due complessi. Si è potuto procedere alla suddivisione stratigrafica su base granulometrica del Complesso nei seguenti orizzonti.
 - Materiale di riporto costituito da sabbia limosa di colore marrone chiaro
 - Limo sabbioso di colore variabile dal marrone scuro al nero con pomici centimetriche
 - Limo sabbioso di colore grigio avana con matrice argillosa

- Limo argilloso di colore marrone scuro con inclusione di pomice di dimensione massima 1-2 cm.
- **Complesso tufaceo** (17,00 – 39,00 mt.), si tratta di cineriti grigiastre associate a scorie nere e brandelli di lava riconducibili alla formazione del Tufo Grigio Campano e, a luoghi, anche a tufi più antichi. Il grado di diagenesi dei materiali è arealmente variabile così come, sulla stessa verticale, possono alternarsi livelli diversamente lapidei; talora sono stati osservati anche significativi livelli lavici intercalati. La diversità nel grado di diagenesi, è di certo dovuta alla variabilità areale dei fenomeni diagenetici del tufo (legati a neoformazione, successiva alla messa in posto, di cristallini di sanidino o di zeolite) ma risente anche delle modalità esecutive delle perforazioni e della sensibilità dell'operatore.
- **Complesso piroclastico inferiore** (39,00 – 60,00 metri) è presente in maniera continua sotto il deposito tufaceo; si tratta di cineriti medie a granulometria sabbioso limosa debolmente ghiaiosa di colore grigiastro/marrone sede della falda principale.

In particolare, volendo discretizzare ulteriormente gli orizzonti stratigrafici sopra descritti, per l'area investigata limitrofa al **Campo 1 Nord** del presente progetto, è possibile distinguere i seguenti strati:

- 1) **livello eluviale costituito da terreno vegetale, cineriti e sabbie** ascrivibili all'attività storica del complesso vulcanico Somma-Vesuvio (79 d.C. e posteriore), seguiti da livelli di lapilli pomiceo e pozzolane più o meno humificate. Lo spessore di tale strato è di 2 m.
- 2) **orizzonte pozzolanico, ovvero facies distale incoerente del Tufo Giallo Napoletano.** L'orizzonte è caratterizzato dalla presenza di pomice sub arrotondate immerse in una matrice cineritica. Lo spessore totale è di circa 14 m.
- 3) **Tufo Grigio Campano** rappresentato da orizzonti sabbiosi alternati a fasce di Tufo in s.s. La formazione si rinviene fino ad una profondità di 50-60 m dal p.c.

Le indagini eseguite dal *Consorzio di Bonifica del Bacino Inferiore del Volturno* in un'area limitrofa a quella del **Campo 2 Sud** del presente progetto, ubicato in località Provvidenza e La Pigna, hanno permesso di ricostruire la seguente successione stratigrafica:

- 0,00 ÷ 2,00 m: **Coltre di terreni superficiali** costituiti da terreno vegetale e sabbie limose di colore marrone.
- 2,00 ÷ 17,0 m: **Tufo Giallo Napoletano (TGN)**: limi sabbiosi più o meno argillosi di colore variabile da grigio a marrone, con inclusi livelli clastici di natura pomicea a grana grossolana (formazione delle piroclastiti superiori).
- 17,0 ÷ 40,0 m: **Tufo grigio campano (TGC)** rappresentato da orizzonti a varia consistenza; cinerite di colore dal grigiastro e raramente marroncino per i primi metri, passante a grigio e grigio nerastro; nel complesso mediamente addensata o

addensata con pomici e piccoli lapilli scuri, definibile come sabbia limosa debolmente ghiaiosa; all'interno cenere grigio-chiara mediamente addensata a granulometria limosa sabbiosa e/o sabbia finissima con piccole pomici grigiastre e scorie bollose nerastre; è possibile rinvenire a tratti nei primi metri, anche livelli litoidi di tufo grigio campano; dai circa venti metri diventa prevalentemente cinerite grigia molto addensata e compatta.

Le caratteristiche idrogeologiche dell'area sono definite da due corpi acquiferi separati da un livello a bassa permeabilità. In particolare dall'alto verso il basso si distinguono:

- un primo acquifero, costituito dalle piroclastiti superiori, di scarso interesse idrogeologico con sporadica presenza di sottili livelli idrici effimeri a carattere stagionale;
- livello a bassa permeabilità e/o impermeabile costituito dai livelli tufacei compatti e ben cementati a luoghi alterati o fratturati;
- un secondo acquifero, costituito dal complesso piroclastico inferiore (39–60 mt.). Esso supporta la falda profonda e riveste una notevole importanza idrogeologica per la sua produttività idrica.

5.2 Unità litotecniche riscontrate nei siti esaminati

I dati scaturiti dal rilevamento geologico di campagna e dall'insieme delle indagini eseguite in sito e dall'analisi di quelle disponibili per l'area di studio, previo opportune elaborazioni ed interpretazioni, hanno consentito di conoscere il modello geologico del sito in esame e di caratterizzare dal punto di vista fisico-meccanico e dinamico i terreni della porzione di sottosuolo di interesse geotecnico.

La successione stratigrafica delle aree esaminate, dall'alto verso il basso stratigrafico, è formata dalla sovrapposizione regolare ed abbastanza continua di materiali diversi non per origine ma per composizione, messi in posto con differenti modalità. In particolare il sottosuolo indagato è costituito dai seguenti terreni:

- 1) Terreni piroclastici sciolti o poco addensati a granulometria limoso-sabbiosa in debole matrice argillosa, di colore variabile da marrone chiaro al marrone scuro, inglobante minute pomici bianche e giallastre, in posto o rimaneggiate; spessore variabile da 1,50 m a 2,50 m circa.
- 2) Sabbie limose di natura vulcanica, a luoghi debolmente argillose, da poco a mediamente addensate, con inclusi livelli clastici di natura pomicea a grana grossolana (facies distale incoerente del Tufo Giallo Napoletano – Pozzolana propriamente detta), livelli litoidi e strati di limi sabbiosi argillosi; spessore medio pari a circa 14,0 m.

- 3) Tufo Grigio Campano (Ignimbrite campana), granulometricamente associabile ad una sabbia fine da mediamente addensata nei primi metri a ben addensata con la profondità, a tratti anche litificata, di colore grigio scuro; spessore variabile da 30,0 m a 40,0 m circa.

L'analisi e l'elaborazione delle indagini eseguite nei siti studiati ha permesso di riconoscere, a partire dall'attuale piano campagna, le seguenti unità litotecniche caratterizzate dalle caratteristiche fisico-meccaniche e sismiche appresso descritte:

- un primo strato avente uno spessore medio di circa 2,00 m presso il Campo 1 Nord e di circa 2,50 m presso il Campo 2 Sud, costituito da limo sabbioso di natura piroclastica inglobante piccole pomice, di colore variabile dal marrone chiaro al marrone scuro. Le caratteristiche meccaniche di questa unità litotecnica, come rilevato dalle prove eseguite in sito e in laboratorio, sono modesti. I parametri geotecnici ricavati dalle indagini in sito mostrano valori abbastanza ridotti dei pesi di volume. Il numero dei colpi N_{SPT} varia da 1 a 5, indicativo di terreni sciolti o poco addensati caratterizzati da valori bassi di resistenza alla punta. Il *peso dell'unità di volume* varia mediamente da 1,40 t/mc a 1,60 t/mc. Il valore dell'*angolo di resistenza al taglio* è mediamente di 25°, quello fatto registrare dalla *coesione drenata* è compreso tra 0,04 Kg/cm² e 0,05 Kg/cm², mentre la *coesione non drenata* varia tra 0,05 Kg/cm² e 0,12 Kg/cm². Il valore del *modulo elastico* è compreso tra 24 Kg/cm² e 32 Kg/cm², quello di *compressibilità edometrica* oscilla tra 32 Kg/cm² e 69 Kg/cm²; la densità relativa varia dal 12,30% al 19,76%. Il valore della velocità delle *onde di taglio* V_s oscilla tra 144 m/s e 225 m/s;

- un secondo strato avente uno spessore variabile dai 6,00 m ai 10,00 m circa m costituito da terreni di natura piroclastica prevalentemente a granulometria sabbiosa da fine a grossolana, in matrice limosa, di colore generalmente grigio chiaro, da poco a moderatamente addensato, con inclusione di livelli clastici di natura pomicea a grana grossolana e livelli litoidi a struttura vacuolare. Le caratteristiche meccaniche evidenziano una certa eterogeneità dello strato per alcuni parametri, tanto che il numero dei colpi N_{SPT} mediamente varia da 7 a 18, ma in alcuni casi sono risultati anche molto maggiori con interruzione della prova; il *peso dell'unità di volume* oscilla da 1,53 t/mc a 1,91 t/mc; una certa disuniformità si registra invece nei valori dell'*angolo di resistenza al taglio* che è compreso da 25° a 32° e nella *coesione drenata* che varia da 0,10 a 0,20 Kg/cm². Il valore della *coesione non drenata* varia da 0,18 a 0,44 Kg/cm² mentre la densità relativa oscilla dal 26,78% al 47,59%. Il valore del *modulo elastico* è compreso tra 40 Kg/cm² e 71 Kg/cm², quello di *compressibilità edometrica* oscilla tra 43 Kg/cm² e 140 Kg/cm². Il valore medio della velocità delle onde di taglio V_s è compreso tra 194 m/s e 387 m/s.

- Un terzo strato di spessore maggiore 5,0 m costituito prevalentemente da sabbie grossolane, a tratti anche debolmente limose, di colore variabile dal marrone al rossastro fino al giallastro, inglobante verso la base dello strato scorie nere e brandelli di lava. La formazione si presenta da mediamente a molto addensata. In questo strato si è raggiunto il limite di resistenza del terreno delle prove penetrometriche statiche e dinamiche continue, dopo penetrazioni assai modeste. Il tetto dello strato si presenta abbastanza omogeneo. il numero dei colpi N_{SPT} mediamente varia da 10 a 34, il *peso dell'unità di volume* varia da 1,62 a 1,98 t/mc, l'*angolo di resistenza al taglio* è compreso tra 29 e 32°. La bassa compressibilità dello strato è testimoniata dai valori medio-alti del *modulo elastico* (57÷120 Kg/cmq) e del *modulo di compressibilità edometrica* (54÷200 Kg/cmq circa). Il valore della velocità delle onde di taglio V_s è compreso tra 368 e 543 m/s.

Dalla relazione geologica allegata quindi si evince che sono stati discretizzati i vari orizzonti individuati nei siti esaminati, con la caratterizzazione fisico-meccanica media dei terreni nell'ambito del volume significativo, dove per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata (direttamente o indirettamente) dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, distinta per le aree che costituiscono il Campo 1 Nord e il Campo 2 Sud.

Caratteristiche geotecniche e sismiche per il sito Campo 1 Nord

Unità litotecnica A – Limo sabbioso debolmente argilloso

- Spessore medio = 2,00 m
- Numero dei colpi N_{SPT} = 3
- Densità relativa = 14,36%
- Peso unità di volume = 1,48 t/mc
- Peso di volume saturo = 1,82 t/mc
- Angolo di attrito = 25,09°
- Coesione drenata = 0,04 Kg/cmq
- Coesione non drenata = 0,07 Kg/cmq
- Modulo elastico = 26 Kg/cmq
- Modulo edometrico = 44 Kg/cmq
- Velocità onde di taglio = 178 m/s
- Coefficiente di Poisson = 0,35
- Modulo di reazione K_0 = 0,43
- Modulo deformazione a taglio dinamico = 249 Kg/cmq
- Resistenza punta penetrometro statico = 5 Kg/cmq

Unità litotecnica B – Sabbia limosa

- Spessore medio = 6,00 m
- Numero dei colpi N_{SPT} = 10
- Densità relativa = 34,10%
- Peso unità di volume = 1,69 t/mc
- Peso di volume saturo = 1,88 t/mc
- Angolo di attrito = 27,92°
- Coesione drenata = 0,05 Kg/cm²
- Coesione non drenata = 0,26 Kg/cm²
- Modulo elastico = 50 Kg/cm²
- Modulo edometrico = 75 Kg/cm²
- Velocità onde di taglio = 276 m/s
- Coefficiente di Poisson = 0,33
- Modulo di reazione K_0 = 2,18
- Modulo deformazione a taglio dinamico = 699 Kg/cm²
- Resistenza punta penetrometro statico = 21 Kg/cm²

Unità litotecnica C – Sabbia a tratti debolmente limosa con pomici e litici vulcanici

- Spessore medio = > 5,00 m
- Numero dei colpi N_{SPT} = 23
- Densità relativa = 54,35%
- Peso unità di volume = 1,87 t/mc
- Peso di volume saturo = 1,98 t/mc
- Angolo di attrito = 32,43°
- Coesione drenata = 0,08Kg/cm²
- Coesione non drenata = 0,54 Kg/cm²
- Modulo elastico = 86 Kg/cm²
- Modulo edometrico = 122 Kg/cm²
- Velocità onde di taglio = 442 m/s
- Coefficiente di Poisson = 0,31
- Modulo di reazione K_0 = 4,25
- Modulo deformazione a taglio dinamico = 1215 Kg/cm²
- Resistenza punta penetrometro statico = 44 Kg/cm²

Caratteristiche geotecniche e sismiche per il sito Campo 2 Sud

Unità litotecnica A – Limo sabbioso debolmente argilloso

- Spessore medio = 2,60 m
- Numero dei colpi N_{SPT} = 3
- Densità relativa = 15,67%
- Peso unità di volume = 1,46 t/mc
- Peso di volume saturo = 1,69 t/mc
- Angolo di attrito = 26,80°
- Coesione drenata = 0,044 Kg/cm²
- Coesione non drenata = 0,08 Kg/cm²
- Modulo elastico = 27 Kg/cm²
- Modulo edometrico = 47 Kg/cm²
- Velocità onde di taglio = 202 m/s
- Coefficiente di Poisson = 0,35
- Modulo di reazione K_0 = 0,55
- Modulo deformazione a taglio dinamico = 272 Kg/cm²
- Resistenza punta penetrometro statico = 6 Kg/cm²

Unità litotecnica B – Sabbia limosa

- Spessore medio = 7,00 m
- Numero dei colpi N_{SPT} = 11
- Densità relativa = 34,50%
- Peso unità di volume = 1,71 t/mc
- Peso di volume saturo = 1,87 t/mc
- Angolo di attrito = 29,11°
- Coesione drenata = 0,05 Kg/cm²
- Coesione non drenata = 0,27 Kg/cm²
- Modulo elastico = 55 Kg/cm²
- Modulo edometrico = 83 Kg/cm²
- Velocità onde di taglio = 297 m/s
- Coefficiente di Poisson = 0,33
- Modulo di reazione K_0 = 2,26
- Modulo deformazione a taglio dinamico = 718 Kg/cm²
- Resistenza punta penetrometro statico = 22 Kg/cm²

Unità litotecnica C – Limo sabbioso debolmente argilloso

- Spessore medio = 1,30 m
- Numero dei colpi N_{SPT} = 6
- Densità relativa = 23,07%
- Peso unità di volume = 1,63 t/mc
- Peso di volume saturo = 1,84 t/mc
- Angolo di attrito = 26,41°
- Coesione drenata = 0,05 Kg/cmq
- Coesione non drenata = 0,15 Kg/cmq
- Modulo elastico = 35 Kg/cmq
- Modulo edometrico = 49 Kg/cmq
- Velocità onde di taglio = 380 m/s
- Coefficiente di Poisson = 0,34
- Modulo di reazione K_0 = 1,18
- Modulo deformazione a taglio dinamico = 451 Kg/cmq
- Resistenza punta penetrometro statico = 12 Kg/cmq

Unità litotecnica D – Tufo giallo napoletano litoide

- Spessore medio = 1,30 m
- Peso unità di volume = 1,57 t/mc
- Angolo di attrito = 36,50°

Unità litotecnica E – Sabbia a tratti debolmente limosa con pomici e litici vulcanici

- Spessore medio = > 5,00 m
- Numero dei colpi N_{SPT} = 13
- Densità relativa = 37,12%
- Peso unità di volume = 1,72 t/mc
- Peso di volume saturo = 1,97 t/mc
- Angolo di attrito = 29,18°
- Coesione drenata = 0,08 Kg/cmq
- Coesione non drenata = 0,31 Kg/cmq
- Modulo elastico = 58 Kg/cmq
- Modulo edometrico = 90 Kg/cmq
- Velocità onde di taglio = 455 m/s
- Coefficiente di Poisson = 0,33
- Modulo di reazione K_0 = 2,56
- Modulo deformazione a taglio dinamico = 791 Kg/cmq
- Resistenza punta penetrometro statico = 25 Kg/cmq

6. Modellazione sismica ed indagini geofisiche

Nei siti esaminati sono state eseguite n°2 prospezioni sismiche M.A.S.W. (*Multichannel Analysis of Surface Waves* ovvero *Analisi Multicanale delle onde Superficiali di Rayleigh*) al fine di definire le caratteristiche sismostratigrafiche dei litotipi presenti nell'area di studio e classificare sismicamente il suolo secondo la normativa vigente (D.M. 17.01.2018).

I risultati relativi alle prospezioni sismiche M.A.S.W. effettuate nei siti di specifico interesse sono di seguito riportati.

Profilo in sito Mw1

Prospetto delle determinazioni dei valori di V_s per i sismostrati riscontrati – Campo 1 Nord

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	V_s finale (m/s)	Falda nello strato	Tipologia dello strato
S1	0,00 – 1,80	1,80	189	Non presente	Non alluvionale
S2	1,80 – 4,00	2,20	200	Non presente	Non alluvionale
S3	4,00 – 6,80	2,80	247	Non presente	Non alluvionale
S4	6,80 – 10,70	3,90	298	Non presente	Non alluvionale
S5	10,70 – 14,90	4,20	377	Non presente	Non alluvionale
S6	14,90 – 19,80	4,90	402	Non presente	Non alluvionale
S7	19,80 – 25,00	5,20	468	Non presente	Non alluvionale
S8	25,00 – 30,80	5,80	502	Non presente	Non alluvionale

Profilo in sito Mw2

Prospetto delle determinazioni dei valori di V_s per i sismostrati riscontrati nella Mw2 – Campo 1 Nord

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	V_s finale (m/s)	Falda nello strato	Tipologia dello strato
S1	0,00 – 1,80	1,80	201	Non presente	Non alluvionale
S2	1,80 – 4,50	2,70	222	Non presente	Non alluvionale
S3	4,50 – 7,00	2,50	248	Non presente	Non alluvionale
S4	7,00 – 10,80	3,80	300	Non presente	Non alluvionale
S5	10,80 – 15,00	4,20	382	Non presente	Non alluvionale
S6	15,00 – 19,80	4,80	407	Non presente	Non alluvionale
S7	19,80 – 25,10	5,30	460	Non presente	Non alluvionale
S8	25,10 – 30,70	5,60	498	Non presente	Non alluvionale

Profilo in sito Mw3

Prospetto delle determinazioni dei valori di V_s per i sismostrati riscontrati nella Mw3 – Campo 1 Nord

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	V_s finale (m/s)	Falda nello strato	Tipologia dello strato
S1	0,00 – 1,70	1,70	144	Non presente	Non alluvionale
S2	1,70 – 4,00	2,30	199	Non presente	Non alluvionale
S3	4,00 – 6,10	2,10	220	Non presente	Non alluvionale
S4	6,10 – 10,30	4,20	243	Non presente	Non alluvionale
S5	10,30 – 13,80	3,50	304	Non presente	Non alluvionale
S6	13,80 – 19,30	5,50	368	Non presente	Non alluvionale
S7	19,30 – 24,20	4,90	410	Non presente	Non alluvionale
S8	24,20 – 30,30	6,10	459	Non presente	Non alluvionale

Profilo in sito Mw4

Prospetto delle determinazioni dei valori di V_s per i sismostrati riscontrati nella Mw4 – Campo 2 Sud

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	V_s finale (m/s)	Falda nello strato	Tipologia dello strato
S1	0,00 – 1,90	1,90	180	Non presente	Non alluvionale
S2	1,90 – 4,70	2,80	194	Non presente	Non alluvionale
S3	4,70 – 7,20	2,50	238	Non presente	Non alluvionale
S4	7,20 – 11,00	3,80	308	Non presente	Non alluvionale
S5	11,00 – 14,50	3,50	383	Non presente	Non alluvionale
S6	14,50 – 19,30	4,80	442	Non presente	Non alluvionale
S7	19,30 – 24,50	5,20	492	Non presente	Non alluvionale
S8	24,50 – 30,30	5,80	543	Non presente	Non alluvionale

Profilo in sito Mw5

Prospetto delle determinazioni dei valori di V_s per i sismostrati riscontrati nella Mw5 – Campo 2 Sud

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	V_s finale (m/s)	Falda nello strato	Tipologia dello strato
S1	0,00 – 1,70	1,70	225	Non presente	Non alluvionale
S2	1,70 – 4,10	2,40	237	Non presente	Non alluvionale
S3	4,10 – 6,20	2,10	261	Non presente	Non alluvionale
S4	6,20 – 10,00	3,80	304	Non presente	Non alluvionale
S5	10,00 – 14,20	4,20	368	Non presente	Non alluvionale

S6	14,20 – 19,50	5,30	395	Non presente	Non alluvionale
S7	19,50 – 24,30	4,80	414	Non presente	Non alluvionale
S8	24,30 – 30,20	5,90	504	Non presente	Non alluvionale

Profilo in sito Mw6

Prospetto delle determinazioni dei valori di V_s per i sismostrati riscontrati nella Mw6 – Campo 2 Sud

Numero sismostrato	Profondità (m)	Spessore (m)	V_s finale (m/s)	Falda nello strato	Tipologia dello strato
S1	0,00 – 1,90	1,90	201	Non presente	Non alluvionale
S2	1,90 – 4,40	2,50	256	Non presente	Non alluvionale
S3	4,40 – 6,30	1,90	282	Non presente	Non alluvionale
S4	6,30 – 10,60	4,30	352	Non presente	Non alluvionale
S5	10,60 – 14,50	3,90	387	Non presente	Non alluvionale
S6	14,50 – 19,70	5,20	418	Non presente	Non alluvionale
S7	19,70 – 24,50	4,80	431	Non presente	Non alluvionale
S8	24,50 – 30,60	6,10	452	Non presente	Non alluvionale

7. Analisi sismica dell'area di studio

Il territorio comunale di Giugliano in Campania, interessato nell'arco della sua storia sismica da più eventi, risente fortemente dell'effetto di sismi generatisi in due delle zone sismogenetiche definite dalla Zonazione Sismogenetica ZS9.

Le fasce sismogenetiche sono:

- 927: *Appennino campano – lucano*;
- 928: *Vulcani vesuviani*.

Lo stesso territorio comunale è, tuttavia, ubicato a margine delle strutture sismogenetiche situate lungo la direttrice Sannio-Matese orientale sulla quale si sono sviluppati alcuni dei principali terremoti e l'intensità massima con la quale i suddetti sismi si sono manifestati nell'ambito del territorio comunale è del **VII**°.

Alla luce di quanto sopra esposto si deduce che le zone prossime al margine tirrenico risentono gli effetti in forma più attenuata, come è confermato dai campi macrosismici dei maggiori eventi storici per i quali nell'area di studio non è mai stato registrato l'**VIII** grado MCS.

Le intensità dello scuotimento in termini di accelerazione di gravità g , confermano la previsione fatta con l'intensità macrosismica.

Appare, pertanto, che il **7° grado MCS** può essere considerato come il massimo grado di danneggiamento per il Comune di *Giugliano in Campania*

7.1 Classificazione sismica di Giugliano in Campania

Nel 2003 sono state emanate le nuove norme antisismiche, introdotte con l'**Ordinanza n. 3274** del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 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*".

In anticipo rispetto alla normativa nazionale, la Regione Campania ha adottato, con **D.G.R. 5447 del 7 novembre 2002**, la nuova classificazione sismica del territorio regionale formulata dal gruppo di lavoro costituito da esperti del Servizio Sismico Nazionale, dell'Istituto Nazionale di Geofisica e del Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, in base alla risoluzione approvata dalla Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997 e le risultanze relative ai comuni della Campania

Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale, previsto dall'O.P.C.M. 3274/03, è stato attuato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006. Il nuovo studio di pericolosità ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (ag), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

Nella tabella di seguito riportata è evidenziata la variazione di intensità sismica in termini di ag/g , a parità di classe sismica a scala nazionale (Gruppo di Lavoro MPS, 2001; 2004).

Classificazione Sismica (O.P.C.M. 3274/03)	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ag/g	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) ag/g	Classificazione Sismica (D.M. 19/01/96)	Coefficiente Sismico (S)
1	>0,25	0,35	1	0,1
2	0,15 - 0,25	0,25	2	0,09
3	0,05 - 0,15	0,15	3	0,06
4	<0,05	0,05	4	0

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) prevedono che ogni costruzione faccia riferimento ad una accelerazione propria sul sito di riferimento individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera.

Nella presente relazione ci limiteremo pertanto, *sulla base di specifiche indagini sismiche finalizzate all'individuazione della velocità di propagazione delle onde sismiche orizzontali nei primi trenta metri di profondità (V_{s30}), ad individuare, sulla base della conoscenza del comportamento sismico dei terreni (analisi di letteratura e dati di prove come ampiamente discusso nella relazione geologica allegata al presente progetto), la categoria sismica del sottosuolo, rimandando alle successive fasi progettuali l'esecuzione di opportune indagini sismiche più dettagliate.*

Il Comune di **Giugliano in Campania**, ai sensi della normativa vigente, è classificato a rischio sismico e rientra nella **zona 2** (*media sismicità*).

8. Risposta sismica locale

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, perché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della *risposta sismica locale*, cioè l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno (coefficienti S_s e C_c);
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza (coefficiente S_T).

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati. In tal caso si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nella Tabella 3.2.II delle NTC e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2.IV delle NTC.

8.1 Categoria di sottosuolo ed amplificazione stratigrafica

Il D.M. 17 gennaio 2018, al *Capitolo 3.2.2 (Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche)*, prevede una classificazione del sito in funzione sia della velocità delle onde S nella copertura che dello spessore della stessa. Esso propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica del profilo stratigrafico del suolo, mediante cinque tipologie di suoli (A, B, C, D, E - Tabella 3.2.II), per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare, da individuare in relazione ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,eq}$),

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Tabella 3.2.II delle NTC – Categorie di sottosuolo

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

Dalla relazione geologica allegata al progetto si evince che i valori delle velocità delle onde di taglio ricavati dalle prospezioni sismiche M.A.S.W. eseguite in località Cinistrelli (Campo 1 Nord) e La Pigna-Provvidenza (Campo 2 Sud) nell'area di studio hanno evidenziato che entrambi i siti rientrano nella categoria di sottosuolo **C** - *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*, avendo determinato una velocità media delle onde di taglio V_s entro i 30,0 metri di profondità compresa tra **296 m/s** e **357 m/s**.

8.2 Categoria topografica

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Tabella 3.2.IV delle NTC – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

I siti interessati dalla realizzazione degli impianti fotovoltaici sono posti ad una quota di 54 m s.l.m. (Campo 1 Nord) e di 40 m s.l.m. (Campo 2 Sud) su superfici pianeggianti. Per tale motivo essi rientrano nella categoria topografica **T1**,

8.3 Condizioni di amplificazione stratigrafica e topografica

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche determinano una modifica delle onde sismiche in superficie, in termini di ampiezza dell'oscillazione, durata e contenuto in frequenza.

Per tenere conto di questo aspetto, la normativa identifica quattro cinque categorie di sottosuolo **A, B, C, D, E** e quattro categorie topografiche **T1, T2, T3, T4**.

La categoria di sottosuolo viene determinata, come visto, in funzione del valore che assume la velocità delle onde di taglio **V_s** nel sottosuolo (Tab. 3.2.II delle NTC), mentre la categoria topografica dalla morfologia che assume la superficie topografica (Tab. 3.2.IV delle NTC).

In merito all'amplificazione stratigrafica per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti **S_s** e **C_c** valgono **1,00** mentre per le categorie di sottosuolo **B, C, D**, ed **E** tali coefficienti possono essere calcolati, in funzione dei valori di **F₀** e **T*_c** relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V delle NTC, nelle quali **g** è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V delle NTC – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria Sottosuolo	S _s	C _c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot ag/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*_c)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot ag/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*_c)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot ag/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*_c)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot ag/g \leq 1,60$	$1,10 \cdot (T^*_c)^{-0,20}$

Nel caso in esame, avendo determinato una categoria di suolo **C**, il coefficiente di amplificazione stratigrafica **S_s** assume il valore di **1,449** ed il coefficiente **C_c** vale **1,456**.

Relativamente all'amplificazione topografica, per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico **S_T** riportati nella Tab. 3.2.VI delle NTC, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera.

Tabella 3.2.VI delle NTC – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1		1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

I siti ubicati in località Cinistrelli (Campo 1 Nord) e in località La Pigna e Provvidenza sono posti rispettivamente alle quote medie di 60 m s.l.m. e 35 m s.l.m. su superfici pianeggianti.

Per tale motivo essi rientrano nella categoria topografica **T1**, a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica **S_T** pari a **1,00**.

9. Caratterizzazione sismica secondo le N.T.C. 2018 (D.M. 17.01.2018)

L'entrata in vigore delle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC D.M. 17.01.2018, a cui si rimanda per maggiori dettagli) ha imposto di procedere ad una diversa definizione del profilo stratigrafico dei suoli di fondazione, in funzione delle azioni sismiche di progetto (cfr. N.T.C. C3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI). La pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria **A**) (cfr. NTC § 3.1.2) con superficie topografica orizzontale (di categoria **T1**), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata *PVR*, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima attesa (*ag*) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. È possibile anche descrivere il terremoto in forma di accelerogrammi, ovviamente questi devono essere compatibili con le predette caratteristiche del moto sismico del sito.

I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica *PVR*:

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

9.1 Valutazione dell'azione sismica e relativi parametri

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle *NTC*, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria **A**) con superficie topografica orizzontale (di categoria **T1**), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti.

Negli sviluppi successivi il sito di riferimento sarà caratterizzato da sottosuolo di categoria **A** e superficie topografica orizzontale **T1**. Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata *P_{Vg}*, si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle *NTC*, dalle accelerazioni *ag* e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle *NTC* sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

1. ***a_g*** = accelerazione orizzontale massima del terreno;
2. ***F_o*** = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

3. T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

9.2 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli stati limite, sia di *esercizio* (**SLD** – Stato Limite di **D**anno ed **SLO** – Stato Limite di immediata Operatività) che *ultimi* (**SLV** – Stato Limite della **V**ita ed **SLC** – Stato Limite di prevenzione del Collasso) consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limiti ordinati per azione sismica crescente (**SLO**, **SLD**, **SLV**, **SLC**), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme della struttura.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (Tabella 3.2.1 delle NTC) valori della probabilità di superamento P_{vg} pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%. La pericolosità sismica in un generico sito, dunque, deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

La pericolosità sismica di un sito, quindi, è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "*periodo di riferimento*" V_R e la probabilità è denominata "*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento*" P_{vg} . Per il sito oggetto di studio è stata effettuata la valutazione della risposta sismica locale, secondo i dettami del D.M. del 17.01.2018, tramite l'utilizzo del software sperimentale *EXCEL SPETTRI NTC 1.0.3* sviluppato e messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Questo software fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri:

- *FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (sulla base del progetto S1 - INGV).*
- *FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione.*
- *FASE 3 - Determinazione dell'azione di progetto.*

Nel seguito vengono forniti i valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_c , in funzione della latitudine e longitudine per ogni sito d'intervento (*Campo 1 Nord in località Cinestrelli e Campo 2 Sud in località La Pigna-Provvidenza*), per i periodi di ritorno T_R , associati a ciascuno stato limite di riferimento, da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC, mentre i successivi grafici rappresentano gli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento per categoria di suolo A (**FASE 1**).

Di seguito, quindi, si illustra la pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria **A** e superficie topografica orizzontale **T1**.

Le coordinate geografiche (in gradi decimali) dei siti (prese nel baricentro dei rispettivi lotti di terreno) sono state convertite dal sistema *WGS84* al sistema di riferimento *ED50*, in quanto il reticolo dei punti che determina la pericolosità sismica di base (*Allegato B delle NTC 2018*) è ancorata al sistema ED50 e, dato che il reticolo NTC18 è un campionamento della stessa, ne consegue che il reticolo è anche ancorato all'ellissoide ED50.

Per quanto riguarda la strategia di progettazione (**FASE 2**), su indicazione del progettista, si è valutato il periodo di riferimento V_R delle opere da realizzare in **50 anni**, ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N (**50 anni**) ed il valore del coefficiente d'uso C_u (**1,0**) che compete alla classe d'uso delle opere di progetto (Classe II). In questo modo si sono ricavati, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{Vg} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma ed i valori dei parametri a_g , F_0 , T^*_c .

Infine, relativamente alla determinazione dell'azione di progetto (**FASE 3**), in questa sede ci si limita a fornire al progettista il fattore **S** di incremento dell'accelerazione sismica massima a_g che è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1 – Campo 1 Nord

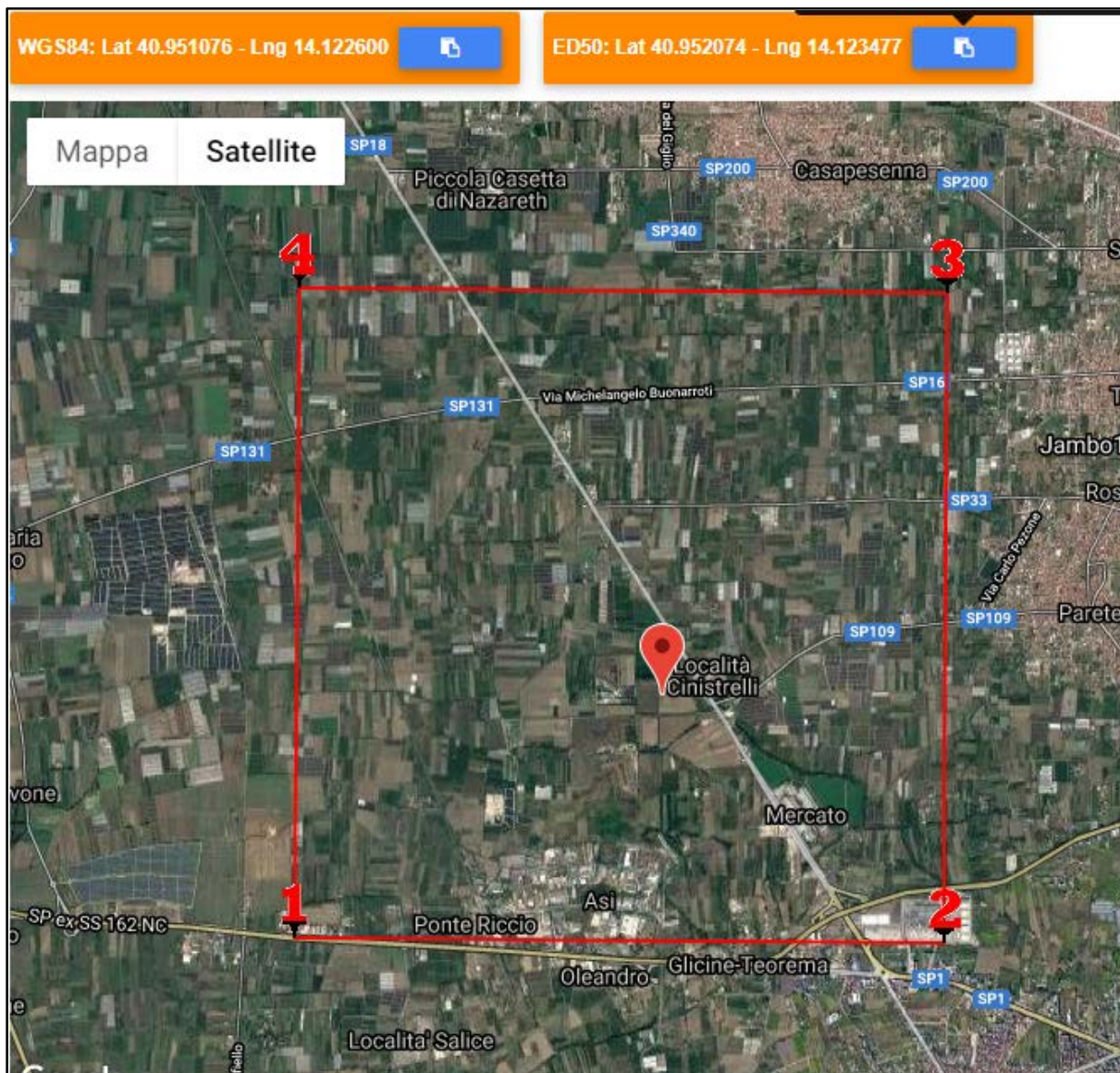


Fig. 13 – Nodi di reticolo intorno al sito “Campo 1 Nord” ubicato in località Cinistrelli del Comune di Giugliano

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto:

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 32754	Lat: 40,9334	Lon: 14,0859	Distanza: 3779,061
Sito 2	ID: 32755	Lat: 40,9331	Lon: 14,1521	Distanza: 3197,665
Sito 3	ID: 32533	Lat: 40,9831	Lon: 14,1525	Distanza: 4221,025
Sito 4	ID: 32532	Lat: 40,9834	Lon: 14,0863	Distanza: 4678,603

CAMPO 1 NORD

Latitudine = 40,95207 N

Longitudine = 14,12347 E

Categoria di suolo A

Superficie topografica T1

Tabella dei valori dei parametri di a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno TR di riferimento.

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,041	2,392	0,283
50	0,053	2,341	0,318
72	0,062	2,387	0,328
101	0,072	2,389	0,340
140	0,083	2,409	0,347
201	0,095	2,424	0,355
475	0,132	2,446	0,369
975	0,166	2,493	0,381
2475	0,217	2,577	0,389

dove:

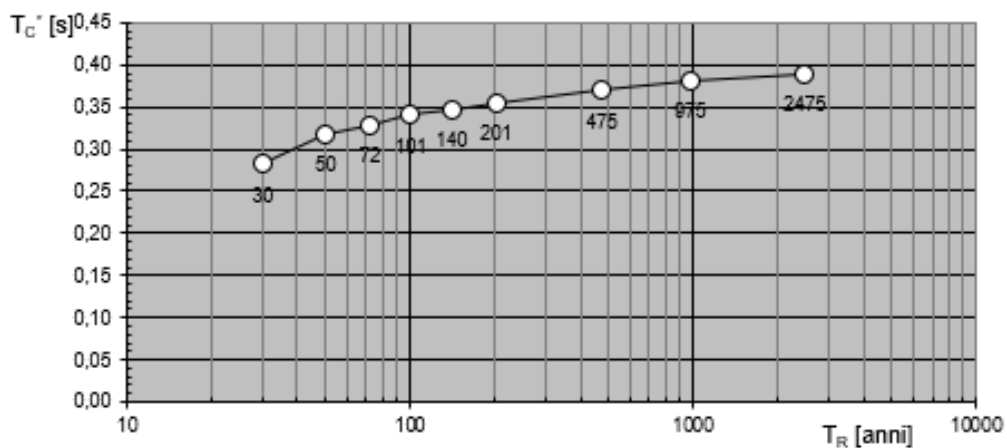
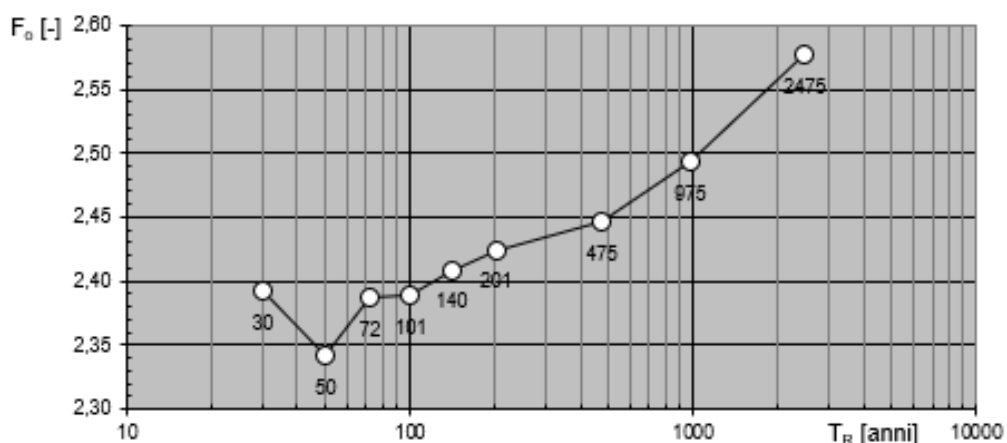
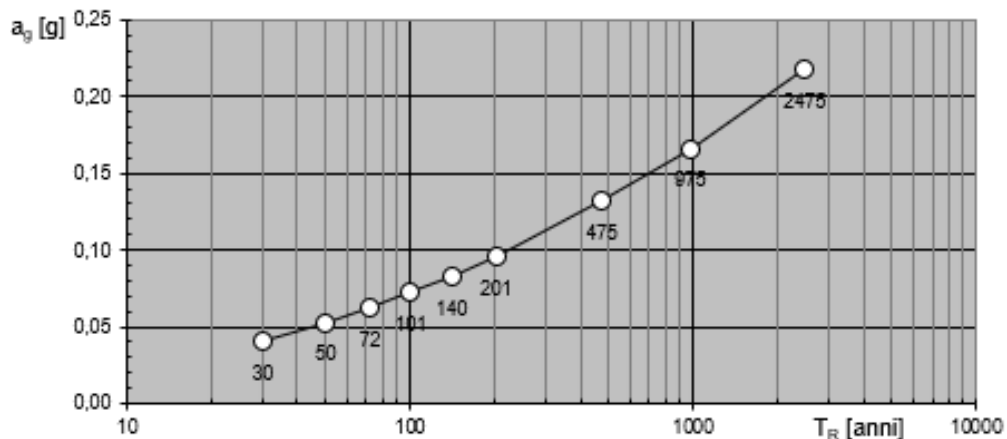
a_g = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

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, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

CAMPO 1 NORD

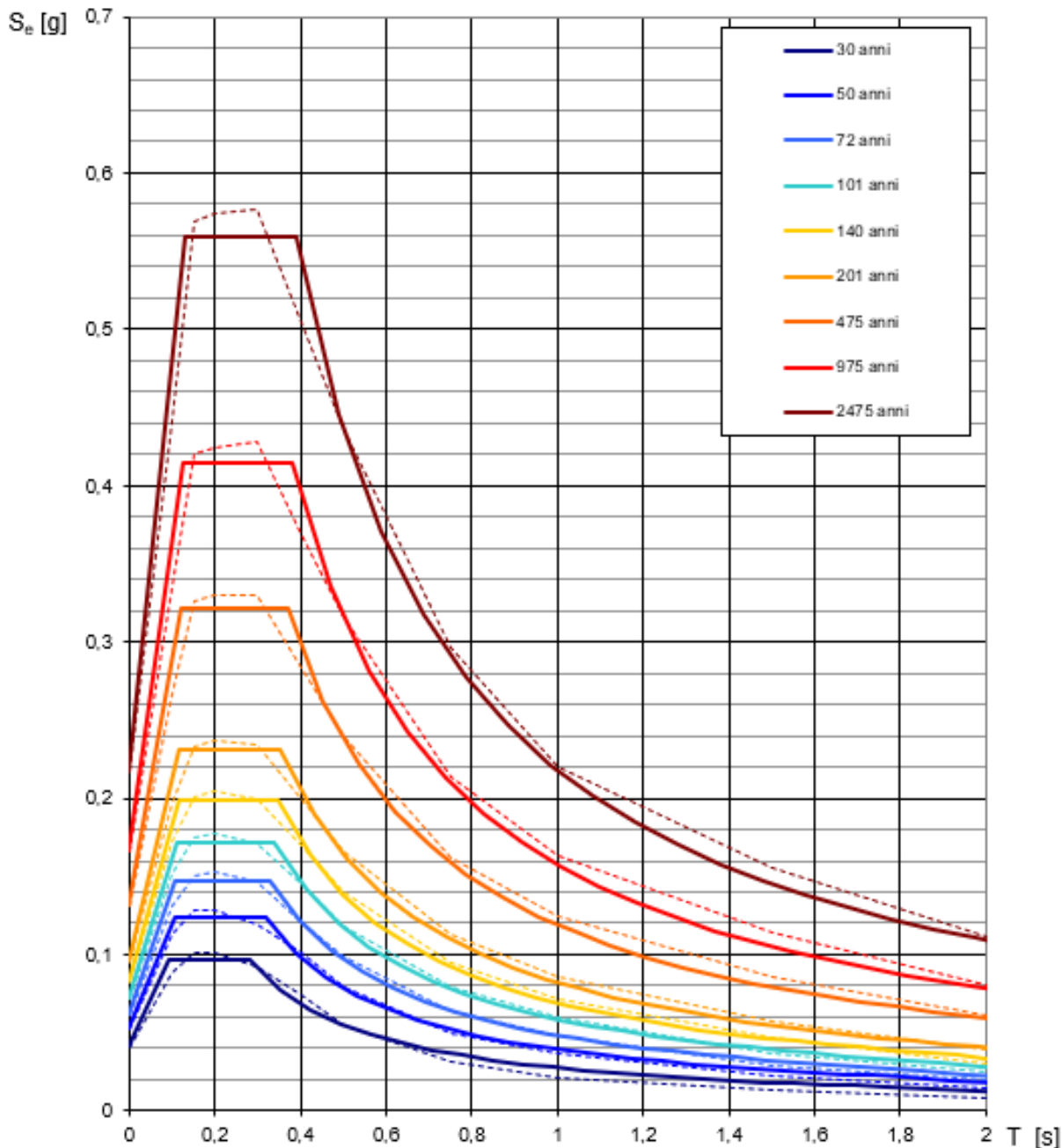
Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



CAMPO 1 NORD

Coordinate del sito = Long. 14,12347 – Lat. 40,95207 (in gradi decimali)

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 14 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento, per categoria di suolo A e superficie topografica T1

FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione: Campo 1 Nord

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,041	2,391	0,283
SLD	50	0,053	2,342	0,318
SLV	475	0,131	2,446	0,369
SLC	975	0,166	2,493	0,381

CAMPO 1 NORD
 Latitudine = 40,95207 N
 Longitudine = 14,12347 E

Valori dei parametri di a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

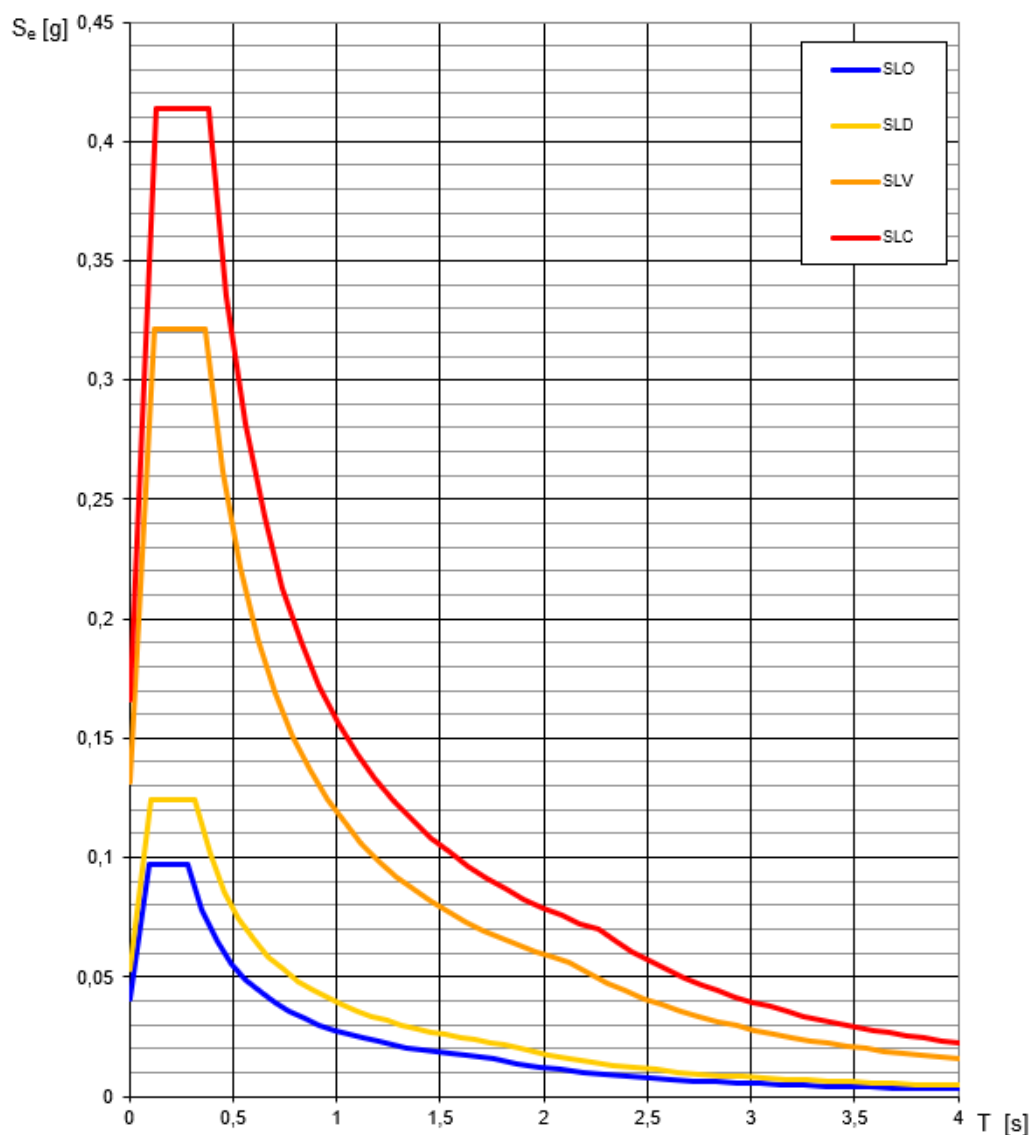


Fig. 15 - Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV). Pericolosità sismica in condizioni di campo libero e riferita a suolo di categoria A e superficie topografica orizzontale T1 – Campo 2 Sud

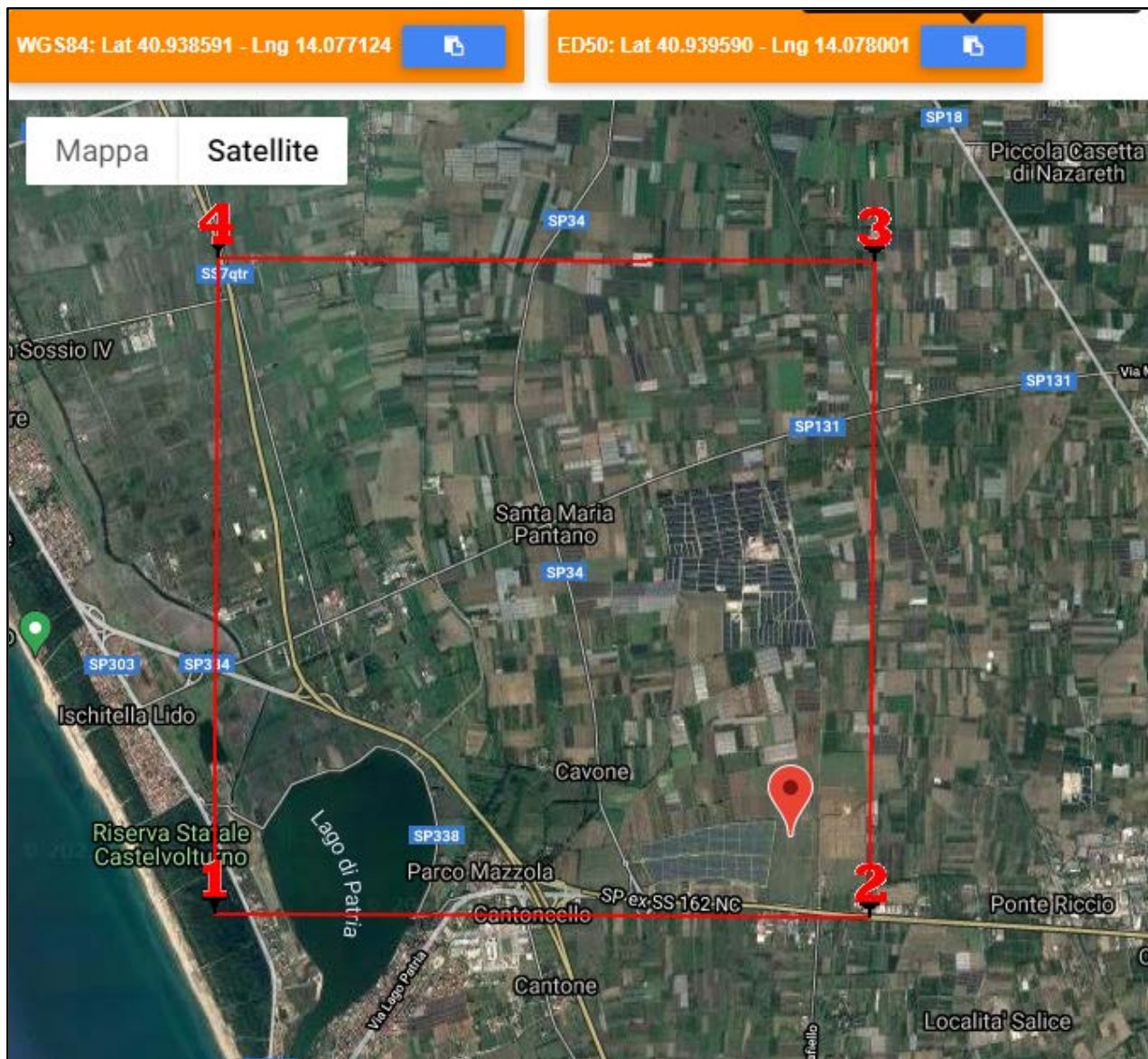


Fig. 16 - Nodi di reticolo intorno al sito "Campo 2 Sud" ubicato in località La Pigna-Provvidenza

Si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto:

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 32753	Lat: 40,9338	Lon: 14,0197	Distanza: 4938,365
Sito 2	ID: 32754	Lat: 40,9334	Lon: 14,0859	Distanza: 949,923
Sito 3	ID: 32532	Lat: 40,9834	Lon: 14,0863	Distanza: 4924,580
Sito 4	ID: 32531	Lat: 40,9838	Lon: 14,0201	Distanza: 6910,299

CAMPO 2 SUD

Latitudine = 40,93959 N

Longitudine = 14,07800 E

Categoria di suolo A

Superficie topografica T1

**Tabella dei valori dei parametri di a_g , F_0 , T_C^*
per i periodi di ritorno TR di riferimento.**

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,040	2,396	0,281
50	0,052	2,335	0,317
72	0,060	2,388	0,327
101	0,071	2,384	0,340
140	0,081	2,406	0,347
201	0,093	2,423	0,354
475	0,129	2,442	0,366
975	0,163	2,500	0,372
2475	0,213	2,573	0,382

dove:

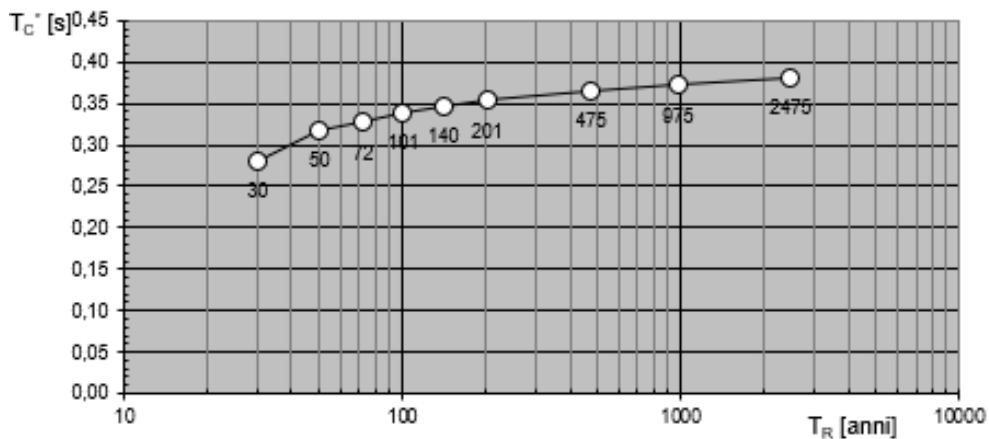
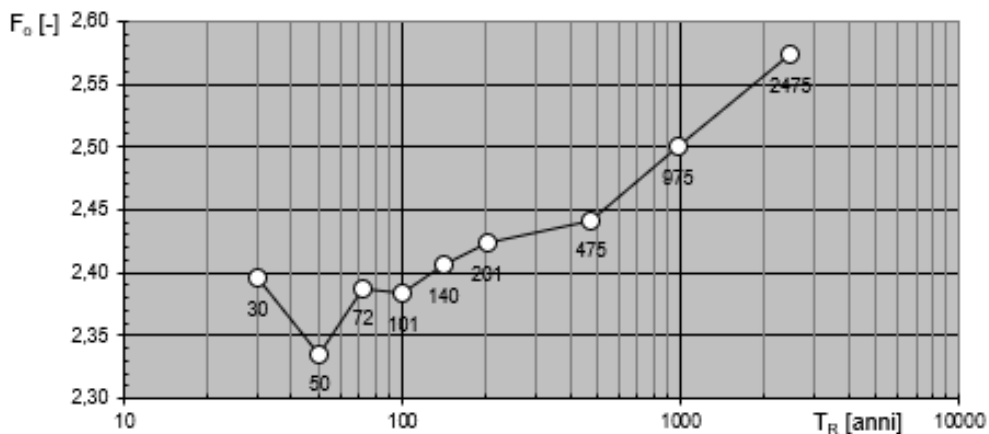
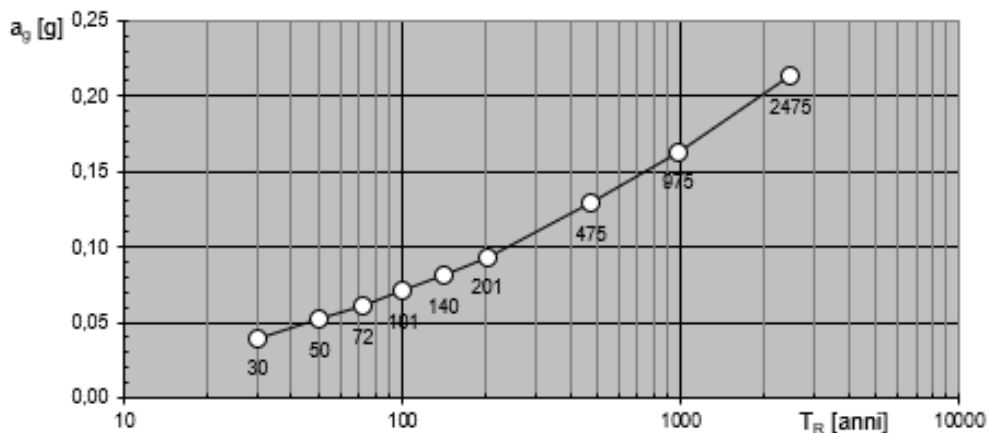
a_g = accelerazione massima orizzontale del suolo della zona sismica, su sito di riferimento rigido orizzontale;

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, relativamente a sito di riferimento rigido orizzontale.

CAMPO 2 SUD

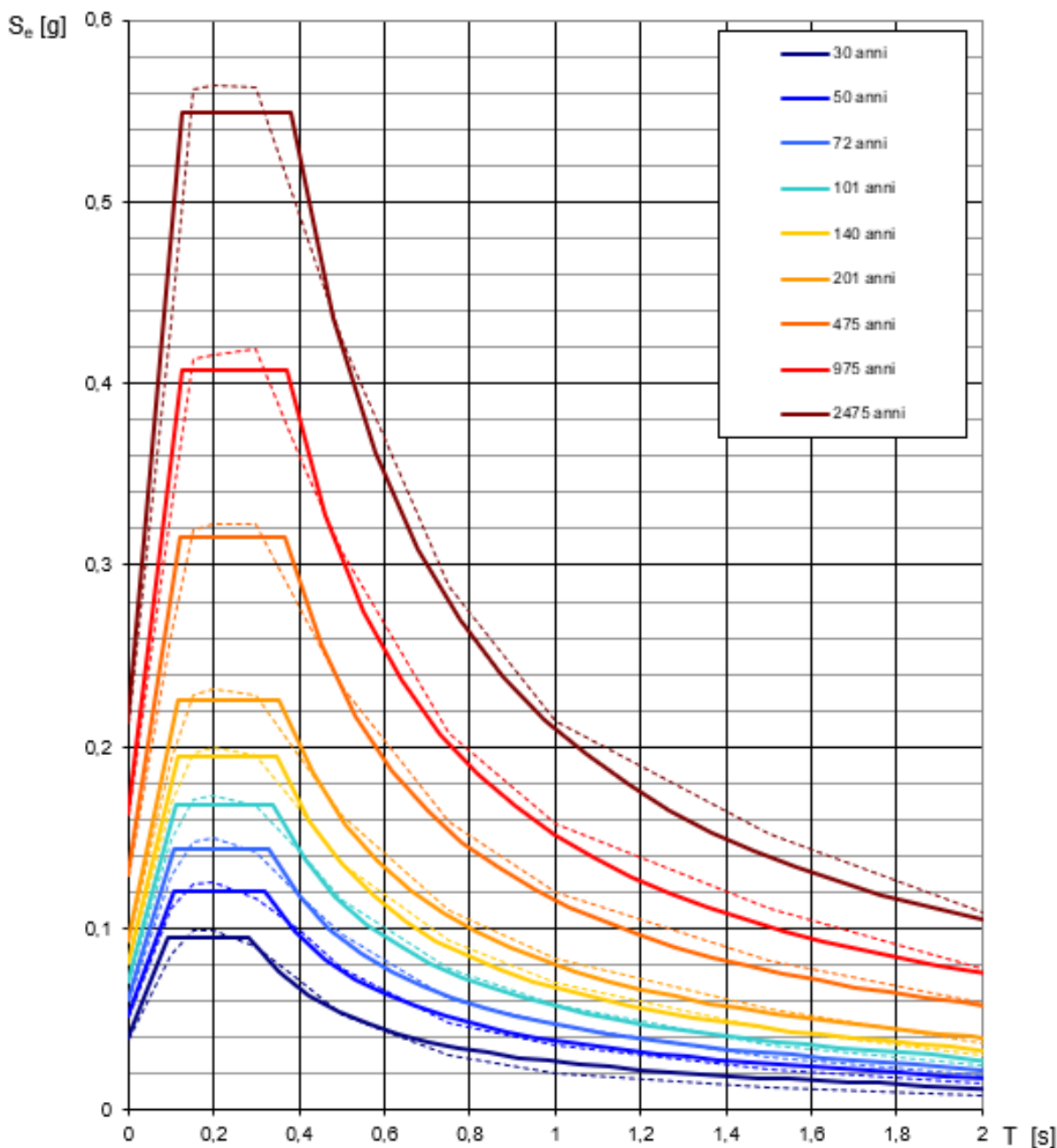
Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



CAMPO 2 SUD

Coordinate del sito = Long. 14,07800 – Lat. 40,93959 (in gradi decimali)

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Fig. 17 - Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento, per categoria di suolo A e superficie topografica T1

FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione: Campo 2 Sud

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,040	2,395	0,282
SLD	50	0,052	2,336	0,318
SLV	475	0,129	2,442	0,366
SLC	975	0,163	2,500	0,372

CAMPO 2 SUD

Latitudine = 40,93959 N

Longitudine = 14,07800 E

Valori dei parametri di

a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

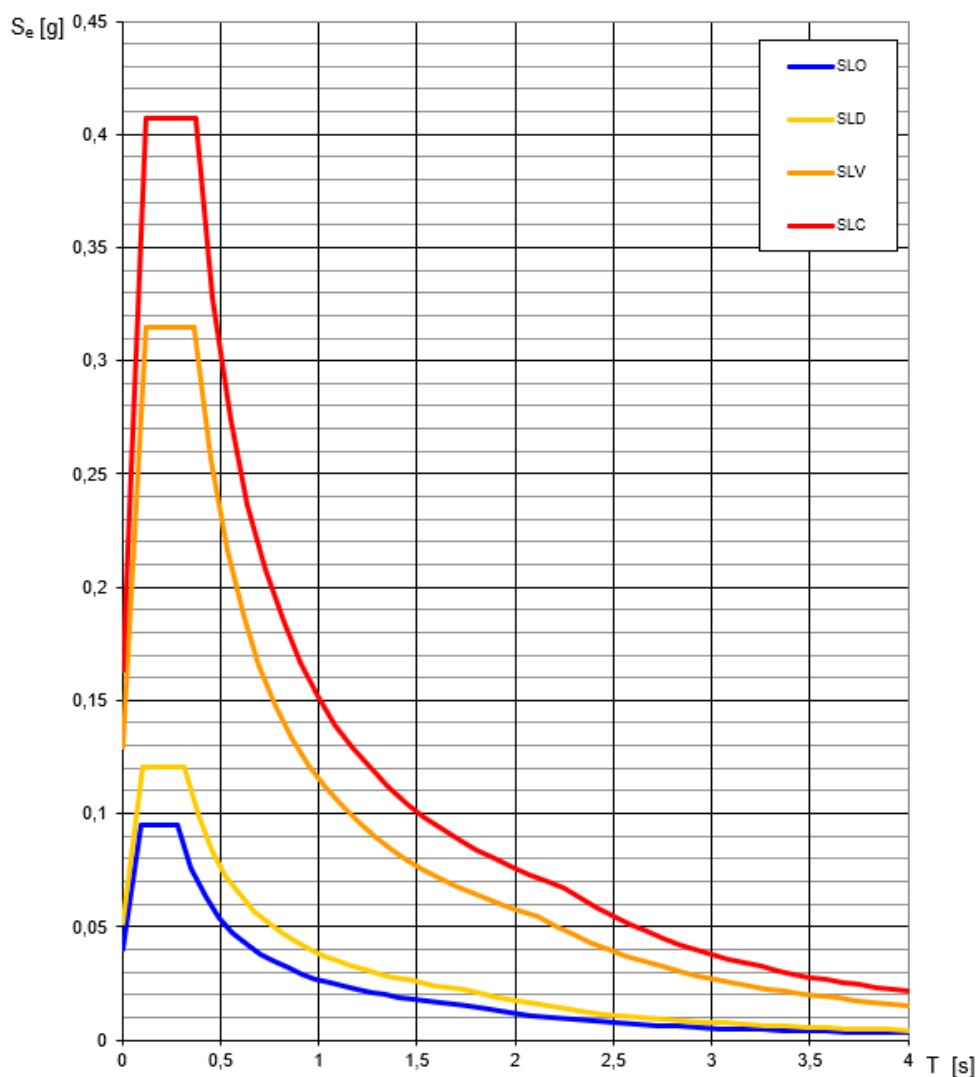


Fig. 18 - Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto

Il moto sismico di ciascun punto del suolo al di sotto della costruzione può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali; per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali dell'accelerazione (accelerogrammi). La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%.

Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4$ s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita mediante le stesse espressioni fornite dall'EN1998 nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza, F_0 , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze ag , T_C e, conseguentemente, T_B , T_D .

Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo ag , e l'amplificazione massima F_V , espressa come funzione di ag . La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta.

Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente $S = S_S \times S_T$ che comprende gli effetti delle amplificazioni stratigrafica (S_S) e topografica (S_T). Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, il periodo T_C di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, è funzione invece del coefficiente C_C , dipendente anch'esso dalla categoria di sottosuolo.

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di S_S con $F_0 \cdot ag$ è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di S_S con $F_0 \cdot ag$.

In genere, a parità di pericolosità del sito ($F_0 \cdot ag$), i valori di S_S si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. In particolare, per $F_0 \cdot ag < 0.78g$, il sottosuolo di categoria D mostra amplificazioni maggiori delle altre categorie di sottosuolo, mentre, per $0.78g \leq F_0 \cdot ag < 1.17g$ i fenomeni di amplificazione sono più marcati per il sottosuolo di categoria C.

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente C_C decresce al crescere di T_C^* e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima. In genere, a parità di T_C^* , i valori di C_C si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, ovvero passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E.

Il sottosuolo di categoria D presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di T_C maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

In definitiva, il valore dell'accelerazione massima in campo libero (a_{max}), dato dal prodotto di ag per il fattore S di incremento dell'accelerazione sismica massima ag ($S = S_s \times S_T$), calcolata per il sito in esame per la strategia di progettazione scelta, assume i seguenti valori:

CAMPO 1 NORD: Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero (a_{max})

Stato Limite	Coefficiente S_s	Coefficiente S_T	$S = S_s \times S_T$	ag	$a_{max} = ag \times S$
SLO	1,500	1,000	1,500	0,041	0,0615
SLD	1,500	1,000	1,500	0,053	0,0795
SLV	1,500	1,000	1,500	0,131	0,1965
SLC	1,452	1,000	1,452	0,166	0,2410

CAMPO 2 SUD: Valore dell'accelerazione sismica massima in campo libero (a_{max})

Stato Limite	Coefficiente S_s	Coefficiente S_T	$S = S_s \times S_T$	ag	$a_{max} = ag \times S$
SLO	1,500	1,000	1,500	0,040	0,0600
SLD	1,500	1,000	1,500	0,052	0,0780
SLV	1,500	1,000	1,500	0,129	0,1935
SLC	1,456	1,000	1,456	0,163	0,2373

Lo studio geognostico condotto in questa fase mette in evidenza la possibilità che si verifichino vari scenari litostratigrafici più o meno simili nell'area di progetto. Dalle indagini geognostiche desunte dalla relazione geologica relative all'area di intervento si è deciso di tener conto di uno solo dei modelli sopra riportati e suggeriti nello studio geognostico. Sulla base dei dati a disposizione è stato realizzato un modello geotecnico di calcolo riportato nella tabella sottostante:

Modello Geotecnico di progetto Campo 1 Nord							
	$H [m]$	$\gamma_{sat}[kN/m^3]$	$c'[kN/m^2]$	$\varphi' [^\circ]$	$Cu[kN/m^2]$	$E'[Mpa]$	$E_{ed}[Mpa]$
Strato 1	0-2,0	16,82	3,92	25,09	6,86	2,54	4,31
Strato 2	2,0-8,0	18,88	4,90	27,92	25,49	4,90	7,35

Modello Geotecnico di progetto Campo 2 Sud							
	$H [m]$	$\gamma_{sat}[kN/m^3]$	$c'[kN/m^2]$	$\varphi' [^\circ]$	$Cu[kN/m^2]$	$E'[Mpa]$	$E_{ed}[Mpa]$
Strato 1	0-2,60	16,90	4,31	26,80	7,84	2,65	4,60
Strato 2	2,6-9,6	18,70	4,90	34,50	26,48	5,39	8,13

10. Carichi Agenti

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici relativo all'intervento in oggetto ed in particolare le sollecitazioni da considerare sono:

1. Peso proprio degli elementi strutturali;
2. Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature;
3. Carichi variabili legati alla destinazione d'uso;
4. Azione sismica;
5. Azione della neve;
6. Azione del vento.

Peso proprio degli elementi strutturali

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 2.500 kg/m^3
- acciaio: 7.850 kg/m^3

Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali non strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti non strutturali della costruzione. I pesi dell'unità di volume dei materiali non strutturali possono essere ricavati dalla Tab. 3.1.I del par. 3.1.2 delle NTC 2018, oppure da specifiche indagini sperimentali o da normative o da documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici. Ricadono in questa tipologia i pesi propri delle apparecchiature e delle strutture prefabbricate.

Carichi variabili legati alla destinazione d'uso

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k
- carichi verticali concentrati Q_k
- carichi orizzontali lineari H_k

I valori nominali e/o caratteristici di q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (minore di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente modellata per tener conto delle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nell'area di intervento e dalla morfologia della superficie, tali condizioni locali caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Nel presente progetto, l'azione sismica è stata valutata tenendo conto dei seguenti parametri come già riportata nei paragrafi precedenti:

CAMPO 1 NORD

Latitudine = 40,95207 N

Longitudine = 14,12347 E

Classe d'uso: Seconda (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);

Vita nominale 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);

Categoria di suolo C

Superficie topografica T1

Coefficiente di amplificazione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018)

CAMPO 2 SUD

Latitudine = 40,93959 N

Longitudine = 14,07800 E

Classe d'uso: Seconda (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);

Vita nominale 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);

Categoria di suolo C

Superficie topografica T1

Coefficiente di amplificazione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018)

Azioni della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona, per quanto riguarda la Provincia di Napoli essa è posta in zona III.

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Poiché il Campo 1 Nord si trova a circa 54 m sul livello del mare ed il Campo 2 Sud si trova a circa 40 m sul livello del mare si assume:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente C_E , a vantaggio di sicurezza, secondo le disposizioni della tabella 3.4.I, è stato assunto pari a 1.

Il coefficiente termico C_t , secondo le disposizioni al punto 3.4.5, poiché si è in assenza di uno specifico e documentato studio, è stato assunto pari a 1.

Azioni del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni

usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti, calcolate come di seguito riportato.

Le azioni statiche del vento determinano pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione tra quella agente sulla superficie esterna e quella sulla superficie interna dell'elemento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

La pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6 delle NTC;

C_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7 delle NTC;

C_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8 delle NTC

C_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9 delle NTC

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove

v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2 delle NTC;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

La velocità di riferimento v_r è riferita al periodo di ritorno di progetto:

$$v_r = v_b \times c_r$$

Dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1 delle NTC;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R , in mancanza di specifiche indagini, è deducibile dalla seguente relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$

La velocità di base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, misurata a 10 m dal suolo su un terreno con categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \times c_a$$

Dove

$v_{b,0}$ è la velocità base al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018 in funzione della zona della zona in cui sorge la costruzione;

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla seguente relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$$

dove:

a_0 , k_s sono riportati nella tabella tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018 in funzione della zona ove sorge la costruzione; a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m s.l.m.) del sito ove sorge la costruzione

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Nel caso in esame l'area in progetto ha un'altitudine a_s pari a circa 40 m e 54 m s.l.m. e, in riferimento alla tabella 3.3.I ricade all'interno della zona 3; per cui risulta:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_s = 0,37.$$

Pertanto la velocità del vento associata al periodo di ritorno di progetto $T_r = 50$ anni, per l'altezza del sito esaminato è pari a:

$$v_r = 27 \text{ m/s}$$

La pressione cinetica di riferimento q_r pertanto è:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 27^2 = 456,29 \text{ N/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito su cui sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II delle NTC in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia assunto generalmente pari ad 1.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

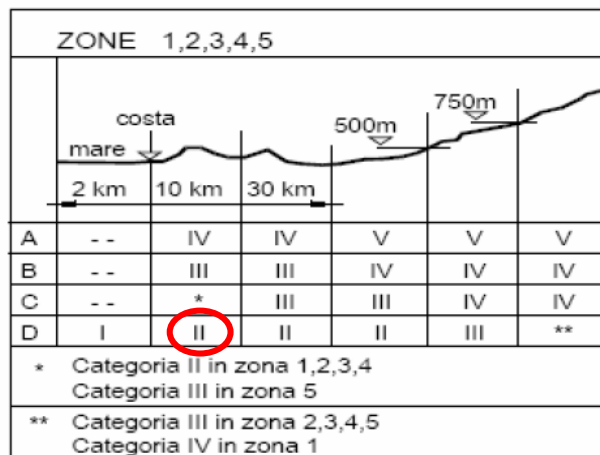


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

In questo caso, la Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione.

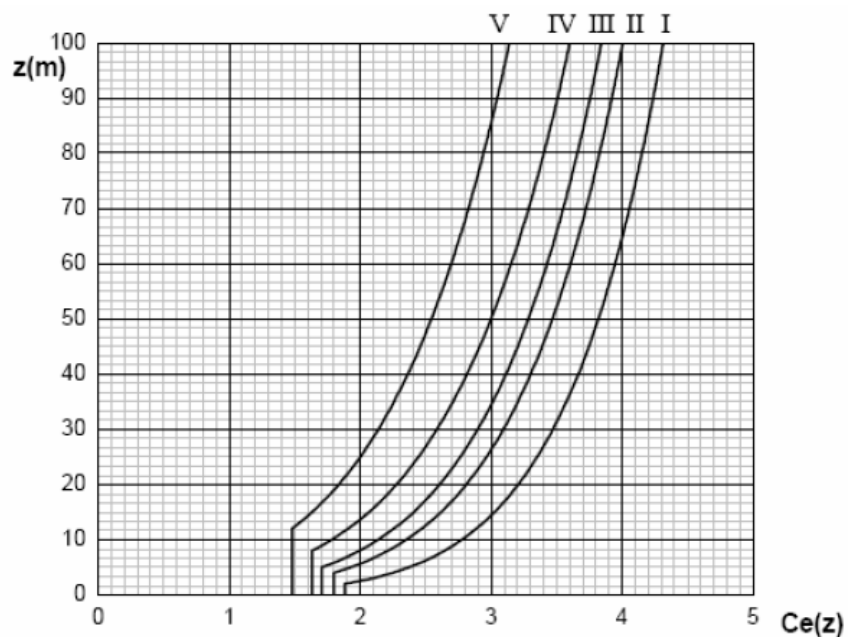


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t=1$)

Calcolo Pressione del Vento $\alpha = 0^\circ$

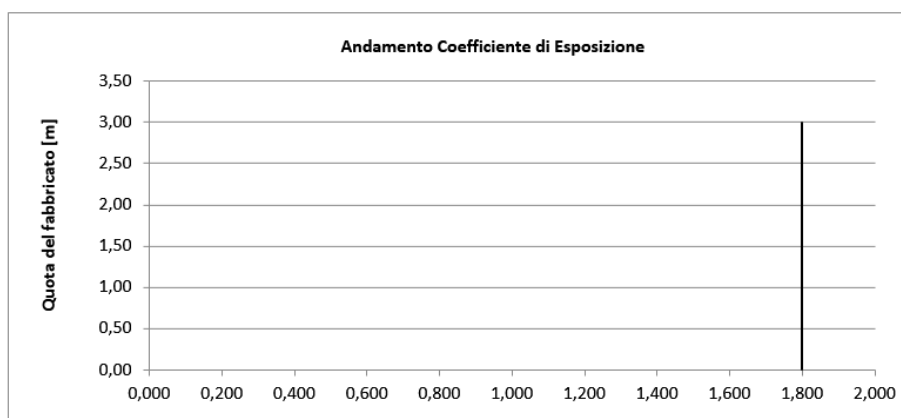
Il coefficiente di esposizione C_{e_i} , per il caso in esame assumendo un angolo massimo di inclinazione del pannello di $\alpha = 0^\circ$ è pari a:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0,19	0,05	4,00

Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,\min}$	1,80	$z < 4,00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$C_{e,\text{gronda}}$	1,80	$z = 3,00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$C_{e,\text{colmo}}$	1,80	$z = 3,00$



Il coefficiente dinamico c_d , con cui si considerano gli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali, si assume pari ad 1.

Per cui in questo caso si ha:

Pressioni del vento $\alpha = 0^\circ$

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$$

C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(2) cop. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,801	1,24	1,02
(3) cop. Sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(4) par. sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00

Calcolo Pressione del Vento $\alpha = 15^\circ$

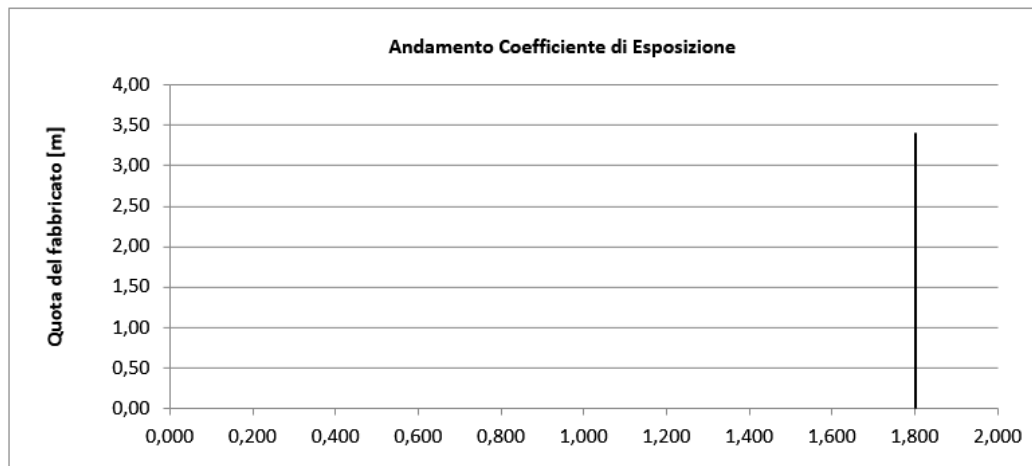
Il coefficiente di esposizione C_e , per il caso in esame assumendo un angolo massimo di inclinazione del pannello di $\alpha = 15^\circ$ è pari a:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0,19	0,05	4,00

Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,\min}$	1,80	$z < 4,00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$C_{e,\text{gronda}}$	1,80	$z = 2,60$
Coefficiente di esposizione al colmo	$C_{e,\text{colmo}}$	1,80	$z = 3,40$



Il coefficiente dinamico c_d , con cui si considerano gli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali, si assume pari ad 1.

Per cui in questo caso si ha:

Pressioni del vento $\alpha = 15^\circ$

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot C_e \cdot C_p$$

c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(2) cop. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,801	1,51	1,24
(3) cop. Sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(4) par. sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00

Calcolo Pressione del Vento $\alpha = 55^\circ$

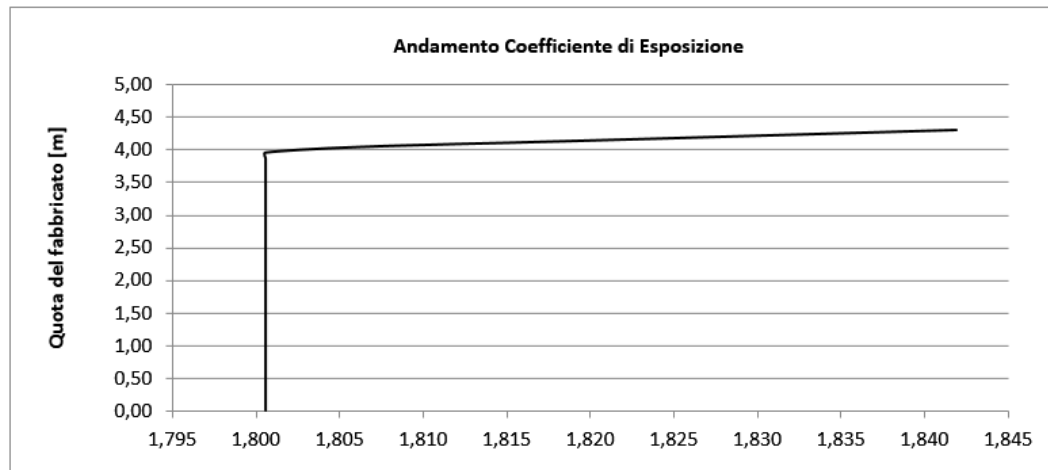
Il coefficiente di esposizione C_e , per il caso in esame assumendo un angolo massimo di inclinazione del pannello di $\alpha = 55^\circ$ è pari a:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0,19	0,05	4,00

Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,\min}$	1,80	$z < 4,00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$C_{e,\text{gronda}}$	1,80	$z = 1,70$
Coefficiente di esposizione al colmo	$C_{e,\text{colmo}}$	1,84	$z = 4,30$



Il coefficiente dinamico c_d , con cui si considerano gli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali, si assume pari ad 1.

Per cui in questo caso si ha:

Pressioni del vento $\alpha = 55^\circ$

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_f \cdot c_d \cdot c_t \cdot C_e \cdot C_p$$

c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(2) cop. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,842	2,18	1,83
(3) cop. Sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,842	0,00	0,00
(4) par. sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00

10.1 Scarichi in fondazione

Le azioni elementari sono state definite per il sostegno centrale, con una zona di influenza della lunghezza complessiva di 4,25m circa, pari alla lunghezza media delle campate.

Le altre proprietà geometriche considerate sono:

- Larghezza vela: 2,45m
- Area di influenza: 10,40m²
- Altezza asse di rotazione 3,00m

Per cui il peso proprio degli elementi in elevazione considerando la tipologia di struttura scelta in questa fase, e trasmesse al sottoscritto dalla società committente, si è determinato un peso complessivo di kg 552,00 comprensivo di:

- peso proprio delle strutture in elevazione;
- pannelli fotovoltaici.

L'azione del vento è stata determinata secondo quanto riportato nel cap. C3.3.8.2.1 della Circolare esplicativa n° 7 del 21/01/2019 per le tettoie a falda singola, individuando le condizioni di carico più gravose dove la forza risultante è pari a $F = q_p(z) L^2 c_f$

$\alpha = 0$		$\alpha = 15$		$\alpha = 55$	
v_r	27,02 m/s	v_r	27,02 m/s	v_r	27,02 m/s
q_r	456,29 N/m ²	q_r	456,29 N/m ²	q_r	456,29 N/m ²
q_p	821,322 N/m ²	q_p	821,7783 N/m ²	q_p	837,2922 N/m ²
c_f	0,2	c_f	0,7	c_f	2,03
F	1,71 KN	F	5,98 KN	F	17,70 KN
c_f	-1,4	c_f	-1,15	c_f	-2,88
F	-11,95 KN	F	-9,82 KN	F	-25,10 KN

Azioni del vento piede pilastro					
α	C_f	F	T [kN]	N [kN]	M [kN]
0	>0	1,71	0	1,71	1,02
0	<0	-11,95	0	-11,95	-7,17
15	>0	5,98	1,55	5,78	1,79
15	<0	-9,82	-2,54	-9,49	-32,23
55	>0	17,70	14,50	10,15	9,98
55	<0	-25,10	-20,56	-14,39	-10,10

Azione della neve		
$\alpha = 0$	$\alpha = 15$	$\alpha = 55$
$q = 0,48$	$q = 0,48$	$q = 0$
$F_z = 4,99$	$F_z = 4,99$	$F_z = 0$

Pertanto sono state considerate le seguenti combinazioni di carico più gravose per la struttura in esame

COMBINAZIONI DI CARICO		T [kg]	N [Kg]	M [Kgm]
CO1	1,5 Sp + 1,5 Neve + 0,9 Vento 0°	0	1715	92
CO2	1,5 Sp + 0,75 Neve + 1,5 Vento 0°	0	1443	154
CO3	0,8 Sp + 0 Neve +1,5 Vento 0°	0	-1360	-1076
CO4	1,5 Sp + 1,5 Neve + 0,9 Vento 15°	139	2081	161
CO5	1,5 Sp + 0,75 Neve + 1,5 Vento 15°	232	2053	269
CO6	0,8 Sp + 0 Neve +1,5 Vento 15°	-381	-990	-4834
CO7	1,5 Sp + 1,5 Neve + 0,9 Vento 55°	1305	1726	898
CO8	1,5 Sp + 0,75 Neve + 1,5 Vento 55°	2175	2335	1497
CO9	0,8 Sp + 0 Neve +1,5 Vento 55°	-3084	-1726	-1516

11. Verifiche fondazioni di progetto

Nel presente paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche geotecniche delle fondazioni tipo così prescritto dalla nuova NTC 2018.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni indirette devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1 delle NTC, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione,

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Inoltre la verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e parametri geotecnici, e nella tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI, così come definito dalle NTC 2018

11.1 Opere di fondazione per i Trackers

Il progetto di una fondazione su pali, così come prescritto dalle NTC 2018, deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

La progettazione delle opere di fondazione dei trackers è strettamente legata alla conoscenza delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area oggetto di intervento, infatti le indagini geotecniche devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali. L'analisi condotta all'interno dello studio geologico allegato al presente progetto ha portato a definire un modello geologico, ritenuto idoneo a simulare le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nelle aree di progetto.

In tal senso è stato condotto il dimensionamento preliminare di un palo infisso in acciaio IPE 300 e si è studiato il comportamento geotecnico e strutturale nei confronti delle sollecitazioni agenti scaricate in fondazione.

Tuttavia, viste le incertezze legate al sistema in elevazione (i reali scarichi in fondazione provenienti dalla sovrastruttura saranno forniti in fase esecutiva), in seguito possono essere valutate anche altre soluzioni:

- pali trivellati con tubolare in acciaio con iniezioni di malta cementizia;
- fondazioni superficiali con sistema di zavorre.

Il modello geognostico costruito ha condotto, attraverso una modellazione effettuata con il software CARL della casa produttrice AZTEC Informatica, ad un palo infisso tipo IPE 300 della profondità di 5,00m. Ogni struttura lunga complessivamente 25,46m circa, realizzata in tubolari in acciaio, contiene 22 pannelli ed è sostenuta da un sistema di sostegno su sette pali del tipo sopra descritto.

In allegato si riportano i tabulati di calcolo di progetto eseguiti, resta comunque necessario eseguire prove di progetto, come specificato dalle NTC 2018 cap.6.4.3.7.1, su pali pilota per confermare e/o precisare le ipotesi alla base del progetto del sistema palo - terreno.

Verifica del carico limite dei pali di fondazione a compressione

La capacità portante di un palo viene stimata come somma di due contributi: portata di punta (o di base) e portata per attrito laterale lungo il fusto secondo l'espressione:

$$Q_{LIM} + W_P = Q_P + Q_L$$

dove:

Q_{LIM} =portanza totale del palo;

Q_P =portanza di base del palo;

Q_L = portanza per attrito laterale del palo;

W_P = peso proprio del palo,

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro, mediante formule statiche, dinamiche, prove in sito, prove di carico.

Secondo le NTC 2018 il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

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

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

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

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

in dettaglio:

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

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

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

Il valore di progetto così determinato della capacità portante deve risultare non minore del valore caratteristico ottenuto dal calcolo.

La portanza per attrito laterale viene calcolata tramite la relazione:

$$Q_L = \pi \cdot \int_0^L D \tau_s dl$$

Rappresentando τ_s le tensioni tangenziali che si mobilitano all'interfaccia palo terreno e D il diametro del palo. La portanza di base del palo è calcolata come:

$$Q_p = q_b \times A_b$$

Dove q_b esprime il carico limite di portanza del terreno in corrispondenza della punta del palo. Il carico limite verticale di pali di piccolo diametro infissi in terreni omogenei dipende in maggiore misura dalla resistenza laterale che si genera lungo il fusto, pertanto, trascurando la resistenza alla punta, il valore del carico limite verticale del palo di piccolo diametro è pari a quello della resistenza laterale.

11.2 Verifica del carico limite dei pali di fondazione a trazione

La verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali di trazione è condotta confrontando la massima azione di trazione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a trazione del palo $R_{t,d}$.

Per i pali sottoposti a trazione, la portanza è data da:

$$Q_{tt} = Q_s + W$$

$$Q_s = \int_{A_s} f_z dA_s = f_s A_s$$

f_z = portata unitaria laterale limite alla quota z

A_s = area laterale

f_s = valore medio della portata unitaria laterale limite

W = peso del palo

I metodi di calcolo per la portata laterale unitaria in trazione, possono essere gli stessi utilizzati per la compressione inoltre la resistenza allo sfilamento del palo è, secondo la teoria di Puolos, prossima al 50% della resistenza laterale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

11.3 Calcolo della resistenza laterale del palo di fondazione

Il calcolo della capacità portante laterale del palo di fondazione viene effettuata con il metodo α , prospettato da Tomlinson (1971), per cui la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo.

$$Q_L = (\alpha c + K \tan \delta) \cdot A_l f_w$$

dove

- A_l superficie laterale del palo;
- f_w fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con:
- c valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- σ pressione efficace verticale del terreno;
- K coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi:

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno addensato
Acciaio	0,50	1
Calcestruzzo	1	2

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato dalla seguente tabella:

Coefficiente α	
$2,5 < c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1,00$
$5,0 < c < 10$	$\alpha = 0,70$
$10 < c < 15$	$\alpha = 0,50$
$15 < c < 20$	$\alpha = 0,40$
$c > 20$	$\alpha = 0,30$

11.4 Analisi del palo soggetto a forze orizzontali

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica, K_h , espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con d_{y_e} lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidezza pari a:

$$K_m = d_{y_e} D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D.

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a 1,5D e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

11.5 Resistenza alla punta del palo

La teoria proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

Dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

11.6 Verifica fondazioni locali cabine

Il progetto complessivo prevede la realizzazione di n. 32 cabine elettriche per la conversione DC/AC e per l'elevazione della potenza a media tensione 30 kV, 32 cabine storage, 35 cabine ad uso locale tecnico, 5 cabine ad uso locale O&M (gestione e manutenzione), 6 cabine di raccolta come da tabella seguente

NUMERO CABINE E LOCALI TECNICI		
Cabine	Quantità	Tipologia
CABINA INVERTER	32	container iso20
CABINA STORAGE	32	container iso20
CABINA O&M	5	cav box
CABINA di RACCOLTA	6	cav box
LOCALE TECNICO	35	cav box

CABINA INVERTER E DI TRASFORMAZIONE

Le cabine elettriche per la conversione DC/AC e per l'elevazione della potenza a media tensione 30 kV saranno del tipo container 20' ISO colore bianco, in metallo, delle dimensioni di 6,1 x 2,5 x 2,94 metri di altezza fuori terra e saranno posizionate su una platea di fondazione in cls armato dello spessore di 30 cm e finitura in pietrisco stabilizzato.

CABINE STORAGE

Le cabine contenenti le batterie agli ioni di litio ed i quadri di collegamento agli inverter per l'alimentazione dc delle batterie saranno del tipo container 20' ISO colore bianco, in metallo, delle dimensioni di 6,1 x 2,5 x 2,90 metri di altezza fuori terra e saranno posizionate su una platea di fondazione in cls armato dello spessore di 30 cm e finitura in pietrisco stabilizzato.

CABINA O&M

A servizio dell'intero impianto fotovoltaico saranno realizzate n° 5 cabine O&M - Operation & Maintenance, una per ogni sezione di impianto. Tale cabina sarà del tipo in calcestruzzo armato vibrato con fondazione di tipo prefabbricato in c.a.v., come da disegno allegato, posta in prossimità dell'ingresso al campo fotovoltaico.

Le dimensioni di detta cabina saranno di 5 x 2,48 x 2,76 m fuori terra e sarà posizionata su una platea di fondazione in cls armato dello spessore di 30 cm e finitura in pietrisco stabilizzato.

LOCALE TECNICO

Si prevede la realizzazione di n° 35 cabine in calcestruzzo armato vibrato con fondazione di tipo prefabbricato in c.a.v, destinata a locale tecnico, ubicate in prossimità delle cabine inverter e storage. Le dimensioni saranno di 6,1 x 2,48 x h 2,76 fuori terra e sarà posizionata su una platea di fondazione in cls armato dello spessore di 30 cm e finitura in pietrisco stabilizzato.

CABINA DI RACCOLTA

Si prevede la realizzazione di n° 6 cabine in calcestruzzo armato vibrato con fondazione di tipo prefabbricato in c.a.v, destinata a raccogliere e mettere in parallele le linee provenienti dai singoli sottocampi. Le dimensioni saranno di 6,1 x 2,48 x h 2,76 fuori terra, e sarà posizionata su una platea di fondazione in cls armato dello spessore di 30 cm e finitura in pietrisco stabilizzato.

Relativamente ai calcoli delle strutture si è calcolata la piastra che riporta il carico maggiore, individuata nella della Cabina Storage, i valori di carico presi a riferimento sono stati comunicati direttamente allo scrivente dalla società committente. La piastra riporta dimensioni esterne in pianta pari a 6,30 x 2,70 m e spessore pari a 0,30 m in c.a.

Le piastre di fondazione delle altre strutture in elevazione avranno il medesimo spessore e saranno armate con la stessa tipologia e quantità di armatura.

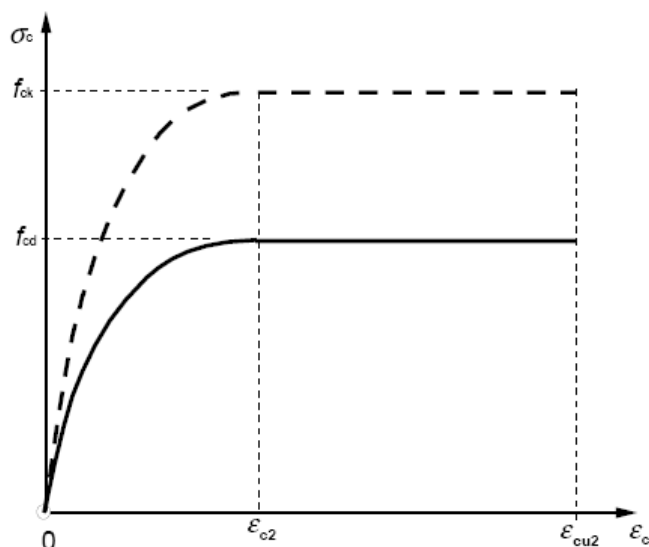
Metodologie di calcolo

L'analisi della piastra di fondazione è stata eseguita utilizzando una modellazione con il metodo degli elementi finiti, in particolare si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17/01/2018.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 17/01/18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

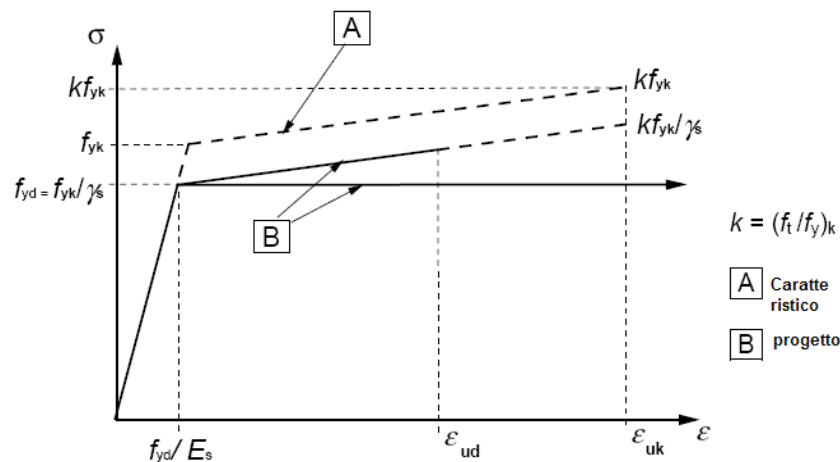
La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:



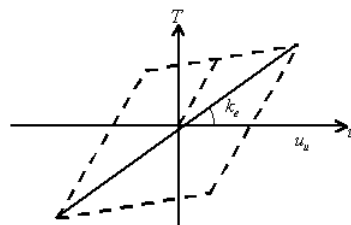
Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo.

Il valore ε_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.



Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4;
- legame elastico lineare per le sezioni in legno;
- legame elasto-viscoso per gli isolatori.



Legame costitutivo per gli isolatori.

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

I pesi propri delle apparecchiature e delle strutture prefabbricate considerati ai fini del calcolo sono stati forniti allo scrivente dalla società committente, ed in particolare per la cabina storage che rappresenta quella di maggior peso, si considera un carico complessivo pari a 37 t, per cui si assumono per tutte le altre cabine a vantaggio di sicurezza gli stessi risultati ottenuti.

