



Comune di Ascoli Satriano

Provincia di Foggia



PROPONENTE:

AME ENERGY S.r.l.

Via Pietro Cossa, 5 20122 Milano (MI)
ameenergysrl@legalmail.it P. IVA 12779110969

Progetto di un impianto eolico, denominato "Masserie Leone", costituito da n. 5 aerogeneratori della potenza unitaria di 6,6 MW, per una potenza complessiva di 33 MW, e delle relative opere di connessione alla RTN, da realizzarsi nel comune di Ascoli Satriano (FG)

ELABORATO:

R009

OGGETTO DELL'ELABORATO:

Calcoli preliminari delle strutture - Geotecnica

PROGETTAZIONE:

sirmes
servizi integrati per l'energia

PROGETTISTA:

Ing. Federica SCARANO
Ing. Carlo RUSSO
Arch. Giovanni MAGGINO

Corso Romuleo n. 245
83044 Bisaccia (AV)
tel. 0827.89652
info@sirmes.it
sirmes@pec.it



EMISSIONE:

DATA:

CODICE PROGETTO:

REDATTO DA:

1a

settembre 2023

ASCOL003E33

Ing. F. Scarano Arch. G. Maggino Ing. Carlo Russo

2a

3a

4a

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	3
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI.....	3
4.1	TIPOLOGIA OPERE	3
4.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	3
5	CARATTERISTICHE TECNICHE DEL PROGETTO	5
5.1	GEOLOGIA.....	5
5.1.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
5.1.2	L'area in esame.....	5
5.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRUMENTALE	6
5.2.1	I terreni presenti nel territorio comunale	7
5.2.2	I depositi della successione presente in sito	8
5.3	CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE E COMPATIBILITÀ IROGEOLOGICA.....	8
5.3.1	La pendenza media.....	9
5.3.2	Il reticolo idrografico	9
5.3.3	Le forme di erosione rilevate.....	10
5.3.4	L'area nella cartografia tematica	11
5.4	SITUAZIONE IDROGEOLOGICA.....	13
5.5	MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO	13
5.5.1	La prevenzione dal rischio sismico	14
5.5.2	L'attuale normativa sismica.....	14
5.6	STRATIGRAFIA DEL SITO E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	17
5.7	CONCLUSIONI	18
5.8	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	21
5.8.1	CALCESTRUZZO	21
5.8.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO	22
6	DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE	23
6.1	DESCRIZIONE GEOMETRICA.....	23
6.2	METODI DI ANALISI.....	26
6.3	CEDIMENTI.....	30
6.3.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	30
6.3.2	METODO EDOMETRICO.....	30
6.3.3	CALCOLO CEDIMENTI PALI DI FONDAZIONE	30
6.4	AZIONI SULLA STRUTTURA.....	31
6.4.1	STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	31
6.4.2	STATO LIMITE DI DANNO.....	33
6.4.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	33

6.5	VERIFICHE DI SICUREZZA.....	34
6.6	COMBINAZIONE DI CARICO.....	36
6.7	ANALISI DEI CARICHI	38
6.8	SISTEMI DI RIFERIMENTO	39
6.8.1	CONVENZIONI ADOTTATE.....	39
6.8.2	RIFERIMENTO GLOBALE	40
6.8.3	RIFERIMENTO LOCALE.....	40
6.9	PLINTO DI FONDAZIONE	41
6.9.1	IDENTIFICAZIONE GEOMETRICA	41
6.10	VERIFICHE STRUTTURALI	42
6.10.1	ARMATURA RADIALE INFERIORE.....	42
6.10.2	ARMATURA RADIALE SUPERIORE	43
6.10.3	ARMATURA ANULARE INFERIORE.....	44
6.10.4	ARMATURA ANULARE SUPERIORE.....	45
6.11	PALI FONDAZIONE	46
6.11.1	SOLLECITAZIONI E ARMATURE	46

1 PREMESSA

Scopo del presente documento è quello di fornire indicazioni sul dimensionamento delle strutture finalizzato all'ottenimento dei permessi necessari alla costruzione ed esercizio dell'impianto eolico da realizzarsi nel Comune di Ascoli Satriano (FG), collegato alla Rete Elettrica Nazionale mediante connessione con uno stallo a 36 KV, ubicato nello stesso Comune di Ascoli Satriano (FG).

Le strutture oggetto di intervento sono costituite da:

- n° 5 aerogeneratori SIEMENS – GAMESA SG 6.6-170 – 6,6 MW, tipo tripala diametro 170 m altezza misurata al mozzo 135 m, altezza massima 220 m;

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- *Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*
- *Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981*
- *D.M. Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"*
- *Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17/01/2018".*

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si riporta, di seguito, l'elenco documenti di riferimento per la presente relazione:

- Relazione tecnica;
- Relazione geologica;
- Relazione geotecnica e sulle indagini geotecniche;
- Elaborati grafici Strutturali.

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

4.1 TIPOLOGIA OPERE

Nel presente elaborato verranno analizzate le fondazioni torri per l'impianto eolico

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

Dalle conoscenze pregresse e dal modello geologico risultante dell'area di studio si è proceduto ad

analizzare una serie di indagini eseguite nel corso degli anni in aree limitrofe al sito in esame e su terreni con caratteristiche simili.

In particolare sono state prese in considerazione sia sondaggi geognostici che prove geotecniche di laboratorio eseguite su campioni indisturbati prelevati negli stessi sondaggi.

Di seguito si riporta la tabella con i parametri geotecnici medi rappresentativi.

TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI PRESENTI NEL SOTTOSUOLO						
Prof. della Falda -2.00 metri dal p.c.						
Profondità dal piano campagna Da (m) a (m)	Unità Litotecnica	Peso di volume naturale	Angolo di attrito di picco	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo edometrico Kg/cm ²
(m)	(litologia)	g/cm ³	(°)	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
0.00 6.00/8.00	Materiale di colore beige avana a granulometria limoso argillosa con presenza di inclusi litici arenacei. Materiale poco consistente.	1.80	15	0.15	0.80	25
6.00/8.00 15.00	Materiale di colore grigiastro a granulometria argilloso limosa mediamente consistente.	2.00	19	0.25	2.00	50
15.00 30.00	Materiale di colore grigiastro a granulometria argilloso limosa molto consistente a tratti scaglioso.	2.10	20	0.35	3.50	70

5 CARATTERISTICHE TECNICHE DEL PROGETTO

5.1 GEOLOGIA

Il presente paragrafo riporta una descrizione semplificata e riassuntiva di quanto approfondito nell'ambito della Relazione geologica, a cui si rimanda.

5.1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il Comune di Ascoli Satriano si colloca nella porzione occidentale della Provincia di Foggia.

Esso si estende per 7007,54 km² tra quote altimetriche quanto mai varie, culminando nell'alto del Monte Galdo nel parco nazionale del Gargano (poco più di 1.000 m di quota) e scendendo fino alla quota 0 della linea di riva tra Manfredonia e Zapponeta verso NNE; e, verso E, nel bacino idrografico del Fiume Ofanto e Cervaro, (Fig. 1).



Figura 1 – estratto dal Progetto IFFI (webgis, Difesa Suo- lo, Regione Campa- nia, 2007), alla scala 1:20.000; con il bacino idrografico del Fiume Ofanto e Cervaro

5.1.2 L'area in esame

Il sito in esame si colloca nella zona di “Masseria Leone”, nella parte di territorio comunale situata a Nord della Valle del Fiume Ofanto ed in sinistra orografica, morfologicamente essa rappresenta l'ultima parte collinare prima della piana del tavoliere, le quote vanno da un minimo di circa 340 ai poco più dei 400 m slm; essa è situata nel territorio comunale di Ascoli Satriano (FG).



Figura 2 – a) stralcio da Google Earth con reticolo idrografico (in Blu) che si raccorda in sinistra orografica con il fiume Ofanto posto a sud; (nel cerchio rosso l’intorno di “Masseria Leone” con ubicazione dei cinque siti); - b) andamento idro-morfologico dell’area in esame da immagine Google Earth.

5.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRUMENTALE

Dal punto di vista geologico, il territorio oggetto del seguente studio ricade all’interno dell’estesa pianura alluvionale nota come “Tavoliere di Puglia”. Geologicamente il tavoliere rappresenta il settore settentrionale della Avanfossa bradanica, ossia il bacino di sedimentazione plioleistocenico della Catena appenninica meridionale compresa tra la Catena appenninica ad ovest e l’Avampaese apulo ad est (Migliorini, 1937; Selli, 1962) (Fig. 3). Esso è anche noto come Bacino pugliese sensu Balduzzi et al., 1982.



Figura 3 – Carta geologica schematica dell'Appennino meridionale.

Esso, dal punto di vista litologico strutturale è posizionato all'interno delle unità plio-quaternarie dell'avanfossa bradanica e delimitata strutturalmente a nord dalla linea del Cervaro, a sud dalla linea dell'Ofanto e ad Est con il fronte sepolto delle unità della catena appenninica.

5.2.1 I terreni presenti nel territorio comunale

Nel territorio comunale affiorano, come si evince dalla Carta Geologica d'Italia (foglio 175 Cerignola scala 1:100.000) e dei Fogli Geologici in scala 1:50.000 434 - "Candela" e 421 - "Ascoli Satriano"), le unità del ciclo della Fossa bradanica. Tale successione è costituita dall'alto verso il basso dalle unità di seguito descritte.

- **Sabbie marine e Conglomerati di Ascoli Satriano.** Sono rappresentati da una successione siltoso-sabbiosa che, nella parte superiore presenta facies sabbioso-conglomeratiche. Gli strati sabbiosi presentano una colorazione giallo-ocra, hanno contatti inferiori netti e stratificazione ben visibile. Il contatto con le facies conglomeratiche è rapido: i conglomerati sono grossolanamente stratificati e ben selezionati. Nella nuova cartografia geologica questi depositi sono attribuiti al Sintema di Cerignola che comprende i Conglomerati di Ortona e le Sabbie di Torre Quarto. Le sabbie marine secondo la cartografia geologica in scala 1:100.000 sono riferibili alla formazione delle Sabbie di Monte Marano; i conglomerati alla formazione del Conglomerato di Irsina. Nel presente lavoro sono state seguite le

denominazioni formazionali della cartografia in scala 1:100.000.

- **Argille subappennine.** Costituiscono una potente successione prevalentemente argilloso-limoso abbastanza compatte, di colore grigio-azzurro a cui, soprattutto nella parte alta della formazione si intercalano livelli sabbiosi con spessori variabili dal centimetro al metro. Lo spessore è estremamente variabile e dove affiora non supera complessivamente i 100 m. Dal punto di vista strutturale costituiscono una monoclinale immergente verso est con inclinazione di 10°/15°.

5.2.2 I depositi della successione presente in sito

L'area di progetto ricade a cavallo dei Fogli Geologici in scala 1:50.000 434 - “Candela” e 421 – “Ascoli Satriano”. Si è fatto riferimento, alle nuove denominazioni formazionali utilizzate nell'adiacente foglio “Ascoli Satriano” in quanto Il Foglio 434 non è stato ancora redatto a tutto il presente studio, inoltre si è fatto riferimento alla carta geologica d'Italia, scala 1:100.000.

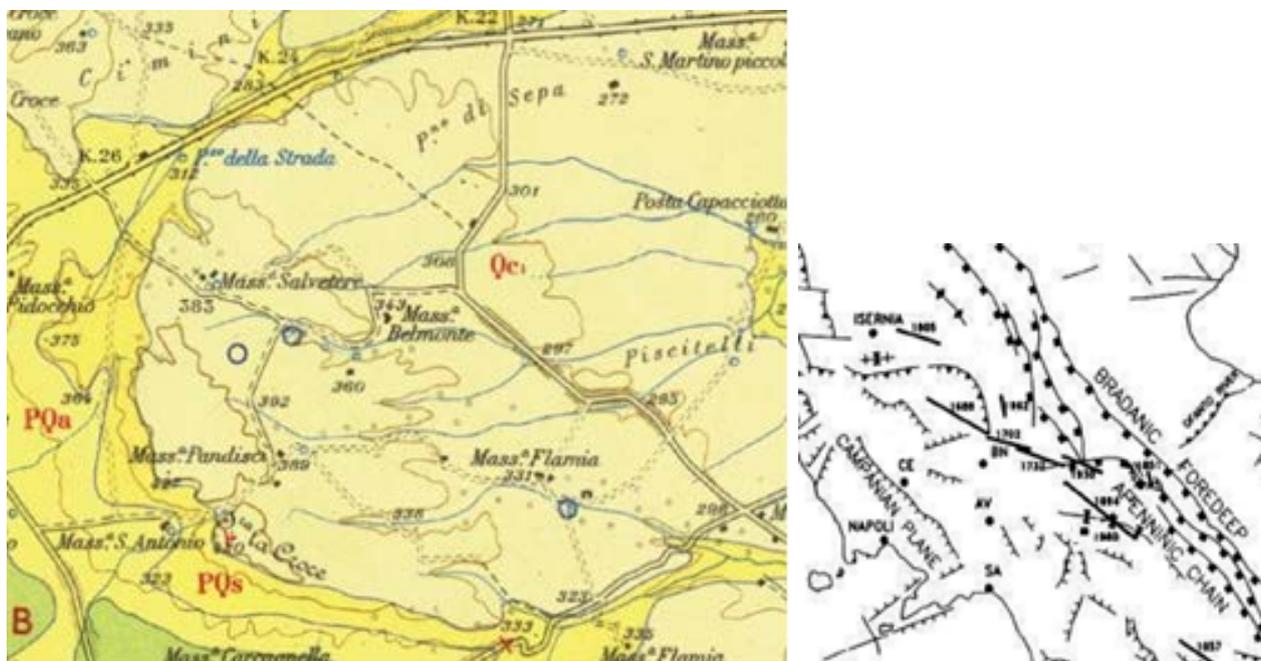


Figura 4 – stralcio dalla Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000, Fg. 175, Cerignola, a sinistra) e principali elementi strutturali dell'Appennino meridionale (CNR, 1992, a destra).__

L'età formazionale è quaternaria; le facies sono di ambiente continentale intramontano. La messa in posto dei materiali è di natura stratigrafica. La litologia dei materiali presenti, l'attività tettonica, i processi di modellamento dei versanti e di erosione ad opera degli agenti esogeni hanno conferito al paesaggio l'attuale aspetto.

Dal punto di vista dell'interpretazione sismotettonica, lo studio dell'INGV interpreta tali lineamenti legati all'aspetto tettono-stratigrafico; esso è dovuto alla riattivazione con cinematica trascorrente destra di faglie inverse ad andamento E-O da parte del regime estensionale ad asse NE-SO.

5.3 CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE E COMPATIBILITÀ IROGEOLOGICA

L'area in esame nei dintorni di “Masseria Leone” risulta posizionata in una zona con pendenza media compresa nelle fasce che vanno da 0 al 20%, orientata verso E, blandamente alterata dall'azione dell'uomo

che ha influito in maniera poco rilevante sulla complessa dinamica geomorfologica del sito.

5.3.1 La pendenza media

Con queste caratteristiche orografiche, la **categoria topografica** prevista dalla norma (NTC-18, § 3.2.3.2.1) è sicuramente la **T1 ($p \ll 15^\circ$)**.

Nella Fig. 5 si presenta la carta clivometrica che illustra l'andamento delle pendenze e la categoria topografica risultante:

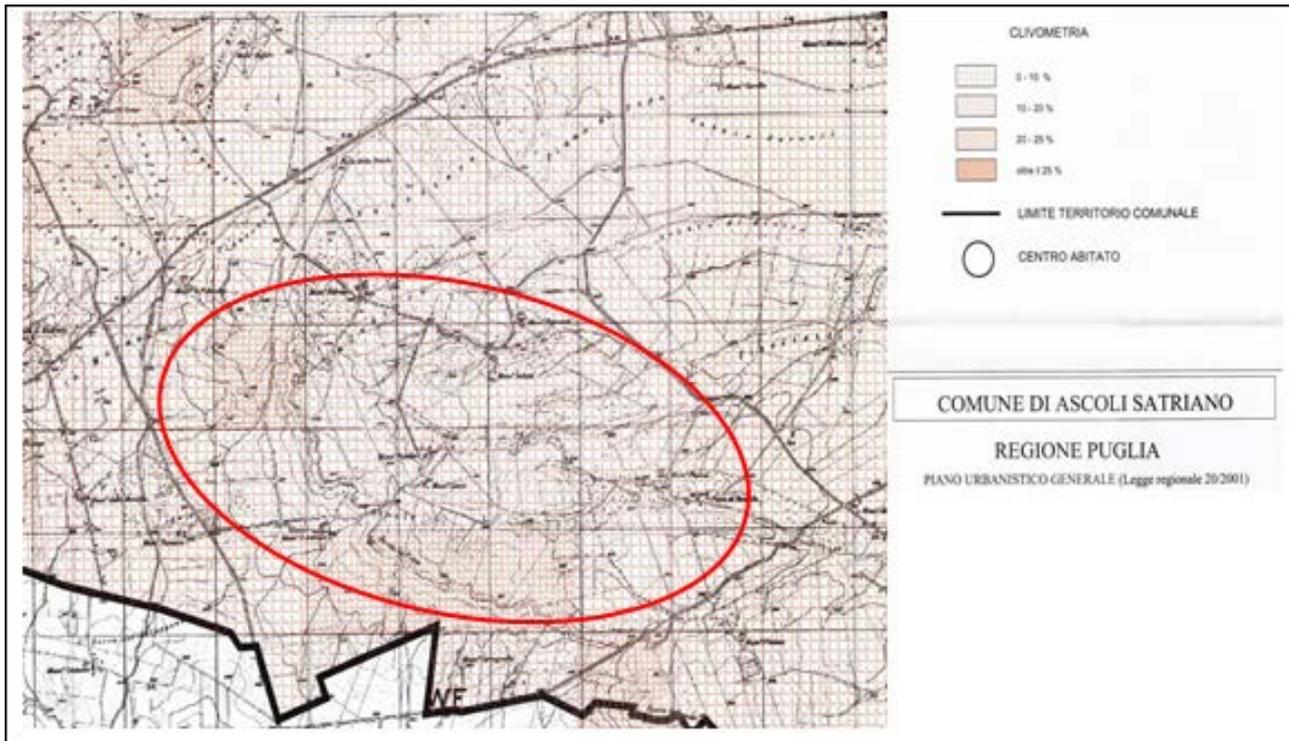


Figura 5 – carta della acclività del PUG del Comune di Ascoli Satriano con circoscritta l'area interessata dall'installazione degli aereogeneratori.

5.3.2 Il reticolo idrografico

Il rilevamento geomorfologico dell'area, pur nella varia articolazione dei siti naturali, individua una posizione orografica che la colloca in leggera collina e via via degrada nella parte quasi peneplanata della piana del Fiume Ofanto, in sinistra orografica, e del suo ramificato complesso di tributari ad andamento subdendritico.

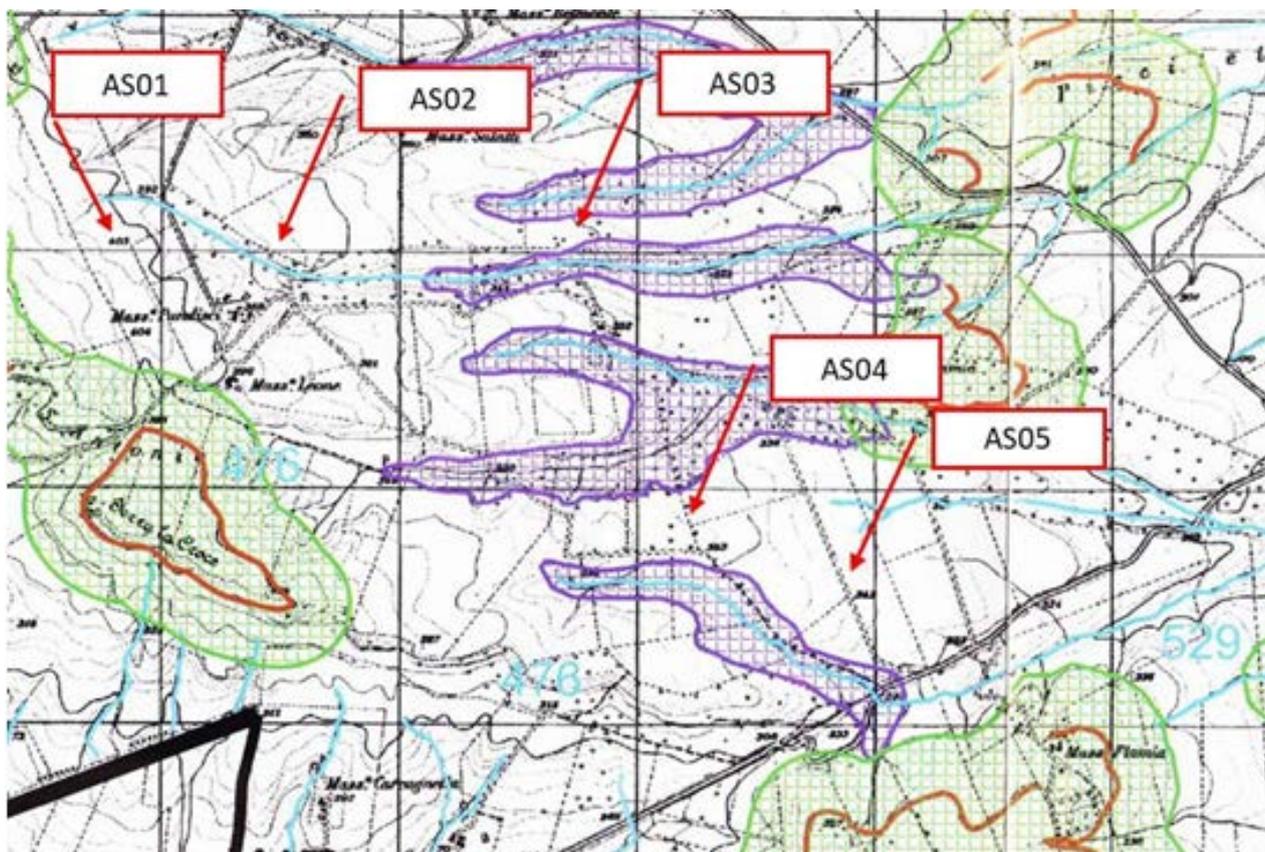


Figura 6 – carta geomorfologica del PUG del Comune di Ascoli Satriano con ubicazione degli aereogeneratori.

L'area interessata si colloca nella porzione di versante posta nell'intorno di Masseria Leone, che coincide con al 530 – “canale Marana Capacciotti”, come risulta dalla carta geomorfologica del PUG del Comune di Ascoli Satriano, si dipartono alcune linee d'impluvio con andamento “a pettine”, sotto forma di stretti impluvi infossati in valloni, di scarsa profondità e privi di elevata sinuosità (Fig. 6).

L'alimentazione pluviometrica è la principale causa del deflusso idrico, essendo tali aste prive di sfiori sorgentizi utili ad alimentare la circolazione in alveo; la stagionalità e gli eventi meteorici connessi determinano, quindi, in maniera sostanziale lo smaltimento verso valle dei carichi idraulici, che appaiono comunque di scarsa e di effimera potenzialità.

5.3.3 Le forme di erosione rilevate

In relazione alle forme erosive presenti sui versanti dell'area in esame, si può approfondire l'analisi geomorfologica del rilievo avendo rilevato fenomeni di:

- **erosione areale diffusa**, che si verifica principalmente nei tratti di pendio a pendenza maggiore dove manca una copertura vegetale sufficientemente sviluppata e le coltri superficiali appaiono molto frammentate. In questo tipo di erosione laminare la quantità d'acqua che cade sotto forma di pioggia è superiore alla quantità d'acqua che infila nel terreno. Infatti, le acque meteoriche si infiltrano creando pressioni neutre che tendono ad allentare i blocchi, i quali si distaccano per le lamine diffuse dovute al ruscellamento e scendono lungo il pendio fino ad accumularsi dove le pendenze sono minori (erosione areale, *sheet erosion*). Il processo può essere talvolta accelerato dalla sinergia con l'erosione eolica ad opera dei venti, quando in alcuni momenti dell'anno essi spirano con forte intensità, rispetto ai quali la scarpata mostra un'esposizione molto favorevole. quando lo spessore del velo d'acqua diventa cospicuo ed acquisisce forte velocità si passa a

vera e propria inondazione a coltre o a lamina (*sheet flood*). Per riassumere, i principali fattori del dilavamento in situ dipendono:

- a) dalla natura del terreno (suoli o roccia);
 - b) da fattori morfologici (pendenza, forma e lunghezza dei versanti);
 - c) da fattori climatici (i climi con regimi di piogge incostanti favoriscono il dilavamento);
 - d) dalla presenza di copertura vegetale (protegge il suolo);
 - e) da fattori antropici (disboscamento e pratiche agricole; in questi casi può innescarsi l'erosione accelerata);
- **erosione lineare**, che si verifica con la formazione di piccoli fossi subparalleli alla linea di massimo pendio. In alcuni casi dove il fenomeno è molto spinto i fianchi della coltre su cui essi si insinuano, diventano progressivamente più acclivi, tali da contribuire alla instabilità degli stessi, causandone la riattivazione dei processi gravitativi, che ringiovaniscono continuamente la morfologia proprio a causa della mobilità delle coltri di accumulo. Il processo di erosione lineare ha inizio quando si attua una concentrazione delle acque in piccole depressioni (erosione a rivoli, rill erosion), le quali interessano solamente la parte più superficiale del terreno per pochi centimetri di profondità. se l'approfondimento dei rivoli prosegue, a causa di una forte concentrazione del flusso superficiale, si passa ai fossi o solchi di erosione (erosione a solchi, gully erosion). In ogni caso, in corrispondenza del sito **non si evidenziano** tratti soggetti ad erosione lineare se non in ambiti privi di copertura vegetale, in corrispondenza di solchi di incisione formati al congiungimento dei vari ruscellamenti a carattere diffuso;
 - **movimenti lenti della copertura**, che compaiono sui versanti prospicienti quello in esame nei quali esiste una copertura da accumuli detritici più o meno spessi e riconducibili a frane quiescenti, eterogenei e scarsamente consolidati, nei quali si possono verificare fenomeni di soliflusso e/o soil creep. Tali fenomeni si colgono nelle forme ondulate irregolari e contropendenze (profili “a mammelloni”), nelle quali si verificano ristagno delle acque meteo-ricche ed infiltrazione delle acque con conseguente alterazione delle caratteristiche geomeccaniche dei materiali, con fenomeni di instabilità superficiale delle coltri.

5.3.4 L'area nella cartografica tematica

In ogni caso, i caratteri morfologici e geologici consentono di affermare che la situazione è definibile con criteri che ne evidenziano una stabilità “alta”, come si rileva anche nella cartografia specifica del PUG di Ascoli Satriano.

In relazione alla cartografia del Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico, redatta dalla competente Autorità di Bacino della puglia (AdB puglia), la Carta degli scenari del Rischio (rischio frana), non ha evidenziato la presenza di aree a rischio; nelle quattro aree che ospiteranno l'installazione degli aereogeneratori il rischio risulta del tutto assente (Fig. 7).

WebGIS del DAM - Sede Puglia (PAI Vigente)

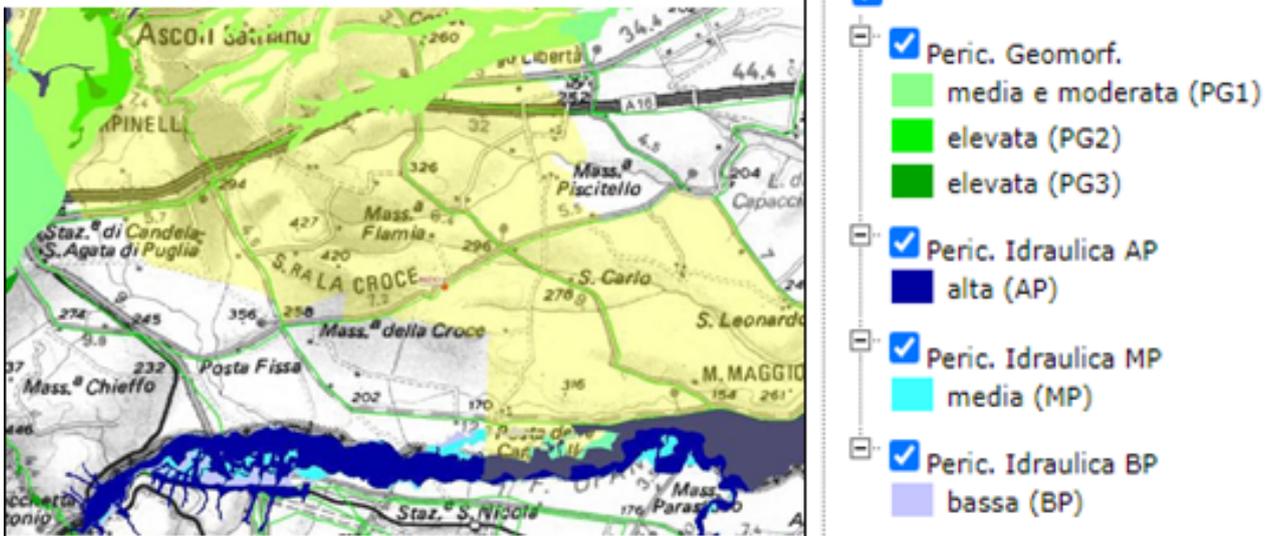


Figura 7 – stralcio cartografico dal PAI dell’Autorità di Bacino di competenza “AdB puglia”.

Analizzando, inoltre, la cartografia tematica del Progetto IFFI (webgis Difesa del Suolo, Regione Puglia), non si evince alcuna segnalazione di fenomeni di dissesto in atto come evidenziato anche dal piano di bacino per l’assetto idrogeologico (Fig. 8) e dalla piattaforma italiana sul dissesto idrogeologico (Fig. 9).

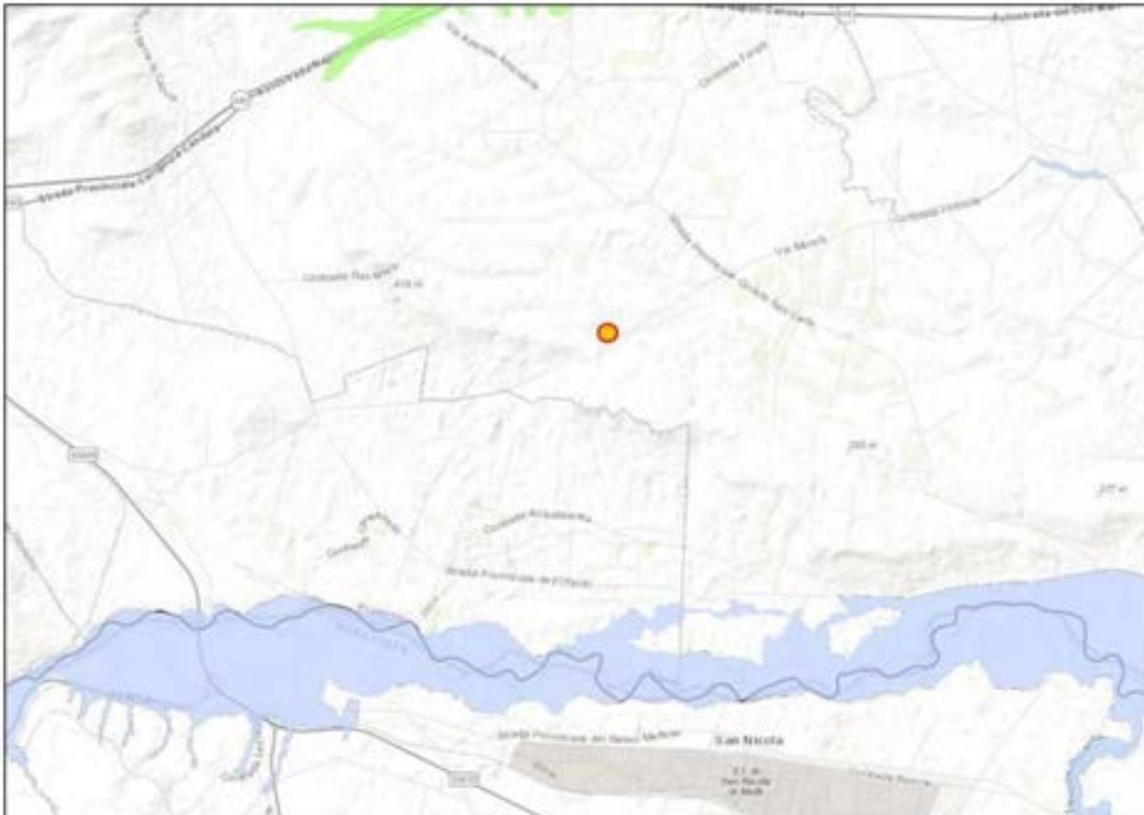


Figura 8 – piano di bacino stralcio cartografico per l’assetto idrogeologico.

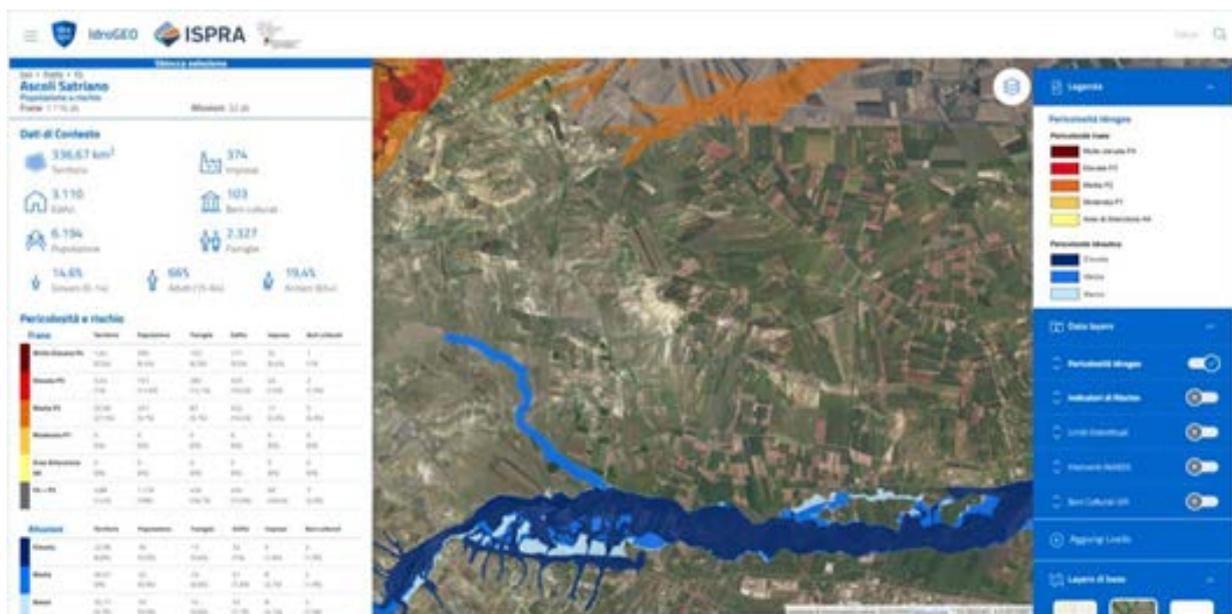


Figura 9 – stralcio cartografico della carta della pericolosità potenziale e rischio idraulico da Ispra ed Idrogeo, (<https://idrogeo.isprambiente.it/>).

In conclusione, si può affermare che il sito in esame è connotato da una complessiva stabilità alta e anche il rischio idraulico è totalmente assente.

5.4 SITUAZIONE IDROGEOLOGICA

Il complesso dei terreni presenti nell'area si dimostra essere costituito, in senso idrogeologico, da rocce a grado di permeabilità variabile da "medio-alto" per le sabbie ed i conglomerati con (K) tra 10^{-1} e 10^{-2} cm/sec, fino a "basso" e "molto basso" per le argille ed i limi intercalati ($10^{-4} \leq K \leq 10^{-7}$ cm/sec). Il tipo di permeabilità appare vario, risultando "primario" e "secondario" rispettivamente per i primi ed i secondi litotipi citati.

Un'indagine volta al rilevamento dei punti d'acqua esistenti in zona non ha rivelato la presenza di circolazioni idriche sotterranee di una certa significatività. La falda risulta segnalata a circa 18 m dal p.c. all'interno del sondaggio C e a 25 m nel sondaggio D.

Esiste, comunque, la possibilità che si verifichino dei ristagni e dei passaggi di acque sotterranee nella parte superficiale dei materiali, specie in concomitanza con eventi pluviometrici di una certa intensità.

Questa evenienza consiglia l'adozione di sistemi di drenaggio e di canalizzazioni di raccolta atte a convogliare e smaltire le acque, dal momento che i terreni in esame possono essere soggetti a variazione in negativo della loro resistenza al taglio a contatto con impregnazioni liquide.

5.5 MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

L'analisi per la definizione della risposta sismica locale (**RSL**) porta a concludere che l'area in esame può essere interessata da amplificazioni sismiche. In essa, cioè, si può registrare un'esaltazione delle sollecitazioni dinamiche agenti al piede delle strutture in occasione di scuotimenti violenti, legati al contrasto d'impedenza esistente tra un substrato litoide e i sedimenti superficiali.

5.5.1 La prevenzione dal rischio sismico

Dal punto di vista della sismicità l'Appennino meridionale presenta una storia sismica tra le più importanti d'Italia, sia in termini di intensità che di frequenza dei terremoti. Nell'area al confine tra l'area di Avanfossa e di Avampaese Apulo i dati relativi al potenziale sismogenetico, della zonazione sismogenetica (Ordinanza PCM 2003 n. 3274), ha consentito di individuare una zona (924) orientata circa E-W, nella quale collocare la sismicità dell'area e che include la faglia di Mattinata. La zona 925 include la sorgente del terremoto del 1930 (Fig. 10) dotata di cinematica trascorrente destra ed orientazione generale circa E-W.

La definizione dell'azione sismica secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC18; D.M. del 17 gennaio 2018, Gazzetta ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 - S.O. n. 8) viene effettuata sulla base della Carta della Pericolosità sismica del territorio nazionale (Mappa di Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale dell'INGV, <http://esse1-gis.mi.ingv.it>), espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza prefissate a seconda dello stato limite considerato riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat. A, punto 3.2.2 del D.M. 17.01.2018).

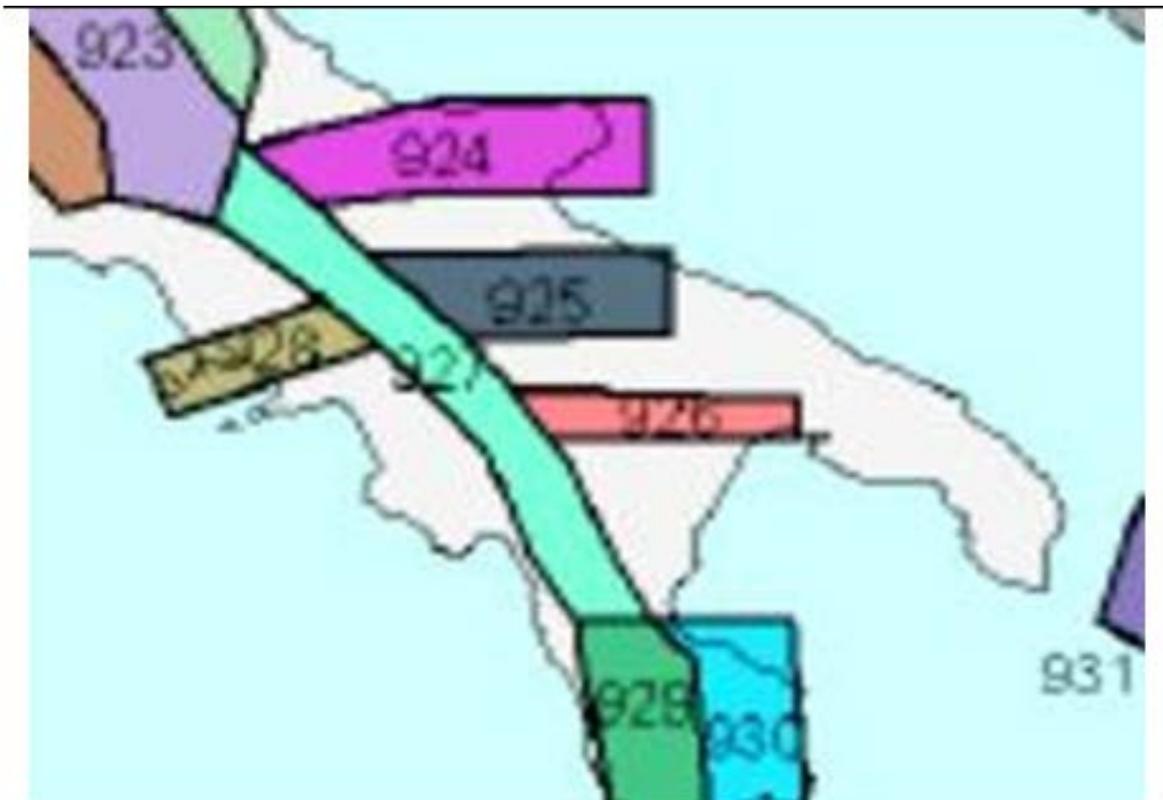


Figura 10 – la zonazione sismogenetica ZS9, con il perimetro delle zone 924 - 925.

5.5.2 L'attuale normativa sismica

Le recenti modifiche ai testi normativi riguardanti la protezione antisismica di progetto hanno ripensato quanto sinora esposto, imponendo di ascrivere i vari terreni ad una nuova classificazione sismica: quella delle **categorie di suolo di fondazione** in base a classi litotecniche omogenee, per la cui definizione si fa ricorso a parametri oggettivi (V_s , NSPT, C.u.u., ecc), non mancando di analizzare anche le strutture morfotettoniche e l'ubicazione del sito.

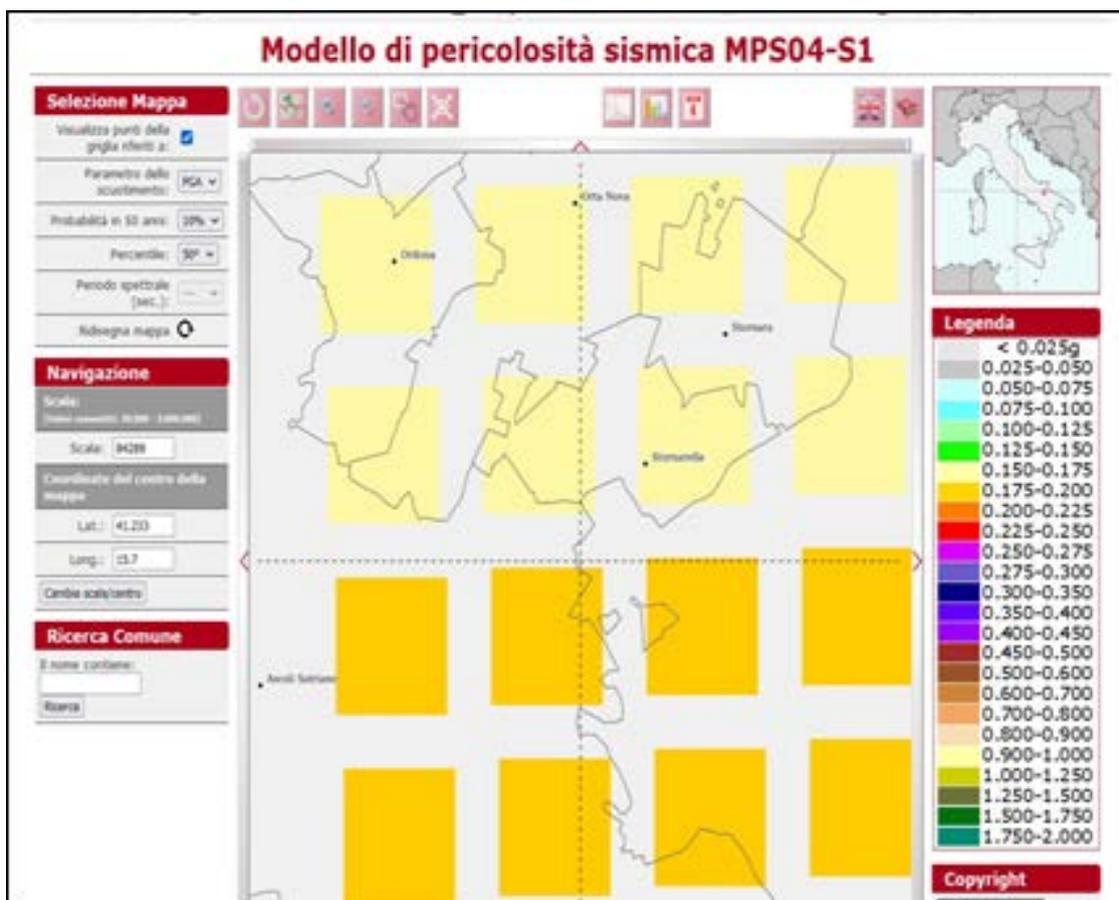


Figura 11 – pericolosità sismica di riferimento nazionale MPS04- S1 (INGV)

Il Comune di Ascoli Satriano, in base ai valori di pericolosità sismica di riferimento nazionale MPS04-S1 (INGV), rientra in zona con accelerazione massima attesa $a_g = 0.175 - 0.200$ (Fig. 8). Le mappe interattive di pericolosità sismica mostrano il contributo percentuale delle diverse coppie di dati magnitudo-distanza alla pericolosità di base. Nel caso in esame la massima percentuale pari a 13.1% si ha per terremoti di magnitudo compresa tra 5.0 - 5.5 nel range di distanza tra 0 - 10 Km; è poi presente un contributo percentuale più basso pari a 12.5%, per terremoti alla stessa distanza e magnitudo nel range 5.5 - 6.0. (Fig. 11).

Per l'area in esame si dovrà assumere la zona sismica $Z = 1$, per la quale è prevista un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastica a_g compreso tra 0.175 e 0.200 (OPCM 3274/03; NTC- 08; NTC-18). Tale assegnazione deriva dal parametro sismico V_{s30} , che si ottiene analizzando le velocità dei materiali presenti nel profilo stratigrafico dei primi 30 m di profondità. Il D.M. 17 gennaio 2018 ha ridefinito tale parametro per l'individuazione della classe di sottosuolo (punto 3.2.2 – “Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche” del Capitolo 3 Azioni sismiche), ora denominato **VS,eq** (in m/s): la classe deriva dalle condizioni stratigrafiche e dai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$, definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nello strato

i-esimo; N = numero degli strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

Nel caso particolare del terreno di fondazione in istudio le velocità delle onde di taglio degli strati presenti in sito sono state determinate attraverso una prospezione sismica M.A.S.W. condotta in sito. Da essa si ottiene quanto segue:

Tabella 1 – parametrizzazione sismica	STRATO			
	I	II	III	IV
V_p (stima delle velocità delle onde longitudinali, in m/s)	197	299	657	1581
V_S (velocità delle onde trasversali, in m/s)	89	143	323	695
H (sismospessore degli strati, da M.A.S.W.)	1.51	4.03	19.11	∞
Coordinate geografiche WGS84 GD: Lat. N	41.140619			
Coordinate geografiche WGS84 GD: Long. E	15.665211			
Accelerazione orizzontale massima attesa (ag/g)	0.089			
Coefficiente intensità sismico terreno (Khk)	0.0177			
Coefficiente intensità sismico struttura (Khi)	0.2223			
valore medio del Vs30 dall'indagine M.A.S.W.	268.98			
categoria di sottosuolo (NTC-18 Tab. 3.2.II)	C			
Fattore SS (NTC-18, Tab. 3.2.V)	1.00 < SS < 1.20			
categoria topografica (NTC-18, Tab. 3.2.VI)	T1			
coefficiente topografico ST (NTC-18, Tab. 3.2.VI)	1,10			

La categoria di sottosuolo di fondazione (OPCM 3274/03; NTC-18, Tab. 3.2.II) dedotta dai valori numerici della parametrizzazione sismica di sito con metodologia M.A.S.W., necessaria alla definizione dell'**amplificazione stratigrafica** risulta essere la **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.

Come già rilevato nel paragrafo relativo alla descrizione morfologica del sito, la categoria topografica - derivante dal parametro **amplificazione topografica** (NTC-18, § 3.2.3.2.1) - è la **T1**.

Ulteriori indicazioni sui coefficienti sismici orizzontali e verticali (stati limite: S.L.O., S.L.D. S.L.V., S.L.C.)

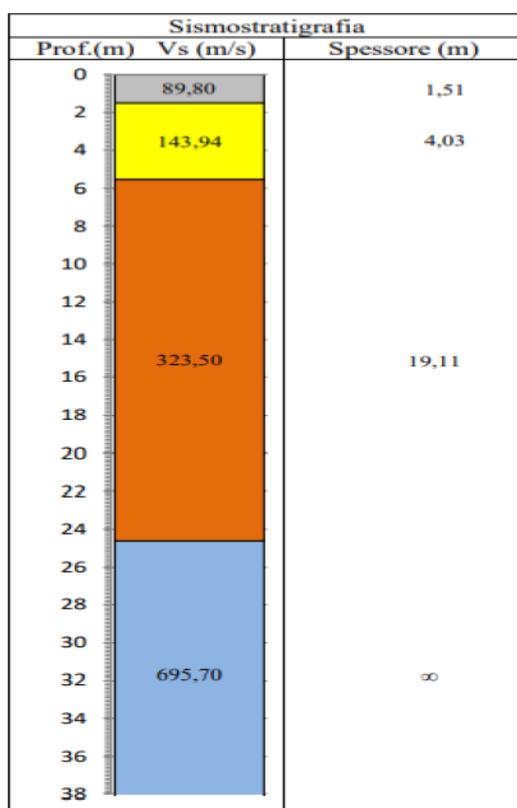
sono descritti negli allegati grafici assieme agli spettri di risposta elastica.

5.6 STRATIGRAFIA DEL SITO E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

L'analisi di tutti i numerosi dati geognostici relativi all'area in esame, rappresentati da:

- sondaggi dello "Studio geologico per il Piano Urbanistico Generale (PUG) del Comunale di Ascoli Satriano";
- dalla presa visione di 2 sondaggi profondi, denominati C e D, da dati ISPRA;
- prospezione sismica M.A.S.W. realizzata in sito (ottobre 2023);

nonché il rilevamento geologico e geomorfologico compiuto sull'area in esame hanno permesso di verificare la seguente stratigrafia, con i relativi parametri geotecnici da adottare per i calcoli strutturali di progetto:



- I. da 0 a circa 1.50 m: suolo vegetale humifero, che sfuma gradualmente in sabbie e ciottoli conglomeratici dei depositi sottostanti;
- II. da 1.50 m a circa 5.80 m: conglomerato poligenico costituito da ciottoli arenacei e calcari immerso in matrice sabbiosa giallastra;
- III. da 5.80 m a circa 24.50 m: sabbie giallastre debolmente limose con intercalazioni di livelli ciottolosi e limosi grigiastri;
- IV. da 24.50 m ad oltre 30 m: substrato pliocenico dato da argille limose grigio azzurre compatte.

I parametri geotecnici riferibili ai terreni in situ, alle prove di laboratorio geotecnico autorizzato, sono risultati i seguenti:

Tabella 2 – parametri geomeccanici	strato			
	I	II	III	IV
Parametri da analisi di campioni indisturbati				
Classificazione A.G.I.		sabbia limosa	--	--
γ (peso unità volume, in kN/m ³)	16.50	18.50	19.00	20.00
ϕ (angolo di attrito interno drenato, in °)	18	30	28	24
Cd (coesione drenata, in kPa)	1	3	4	30
Ed (modulo edometrico, in MPa)	3	8	3.7	5.2
Parametri dinamici da prova sismica in sito (M.A.S.W.)				

ν (coefficiente di Poisson)	0.37	0.35	0.34	0.38
G_0 (modulo di taglio, in MPa)	13	38	198	967
M_0 (modulo di compressione, in MPa)	46	115	555	3710
E_y (modulo di Young, in MPa)	36	103	532	2671

Infine, ai sensi del §7.11.3.4.2 delle NTC-18 relativo all'esclusione dei fenomeni di liquefazione, si può dichiarare che nell'area il rischio è da ritenersi nullo, date le litologie presenti, di natura prevalentemente sabbiosa - conglomeratica (assenza di sabbie pulite), come dimostra l'analisi stratigrafiche e tenendo conto che la falda pur presente e posta sempre intorno ai 20 m di profondità.

5.7 CONCLUSIONI

Lo studio riportato nella seguente relazione ha fornito un quadro dettagliato delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche, litotecniche e sismiche dei terreni presenti nell'area di progetto.

In particolare, dallo studio effettuato, risulta che:

- Il campo dell'impianto eolico, denominato "Masserie Leone", costituito da n° 5 aerogeneratori della potenza unitaria di 6,6 MW, e delle relative opere di connessione alla RTN, da realizzarsi nel Comune di Ascoli Satriano (FG) si estende sulle "Sabbie marine e Conglomerati di Ascoli Satriano". Sono rappresentati da una successione siltoso-sabbiosa che, nella parte superiore presenta facies sabbioso-conglomeratiche. Il substrato posto intorno ai 25 m è dato dalle "Argille subappennine"; costituite da una successione prevalente-mente argilloso-limosa con buon grado di compattezza, di colore grigio-azzurro intercalate da livelli sabbiosi.
- Da un punto di vista geomorfologico l'area di progetto ricade su un'area pianeggiante, stabile sia per posizione morfologica che per condizioni litologiche: le formazioni affioranti hanno assetto sub-orizzontale ed il pendio di progetto è caratterizzato da pendenze mediamente acclivi con pendenze inferiori ai 10°.
- Da un punto di vista idrogeologico, la successione litologica affiorante sulla base delle caratteristiche di permeabilità, si distinguono in: rocce a grado di permeabilità variabile da "medio-alto" per le sabbie ed i conglomerati ($10^{-5} \leq K \leq 10^{-2}$ cm/sec) fino a "basso" e "molto basso" per le argille ed i limi sabbiosi intercalati ($10^{-8} \leq K \leq 10^{-6}$ cm/sec).
- Le caratteristiche geologiche e geotecniche specifiche per i terreni di fondazione sono desunte dalle numerose indagini geognostiche e sismiche effettuate dalla scrivente e consistite nei sondaggi geognostici e indagini sismiche in condizioni stratigrafiche analoghe a quelle osservate nell'area di progetto.
- Sulla base di indagini geofisiche eseguite, è possibile attribuire al sito d'interesse progettuale, la seguente tipologia di suolo: "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".

In relazione al D.M. 17-01-2018, i parametri sismici del sito di progetto da adottare per la verifica relativa alla

salvaguardia della vita umana, sono quelli riportati nella allegati dei parametri sismici.

In fase di progettazione esecutiva si rende necessario approfondire il presente studio geologico con un adeguato piano d'investigazione costituito da:

- n° 5 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 30 m; che consentano di evidenziare la successione litologica. Durante l'esecuzione dei sondaggi sarà opportuno prelevare dei campioni significativi dei terreni incontrati da analizzare tramite prove geotecniche di laboratorio e di procedere ad almeno 2 SPT (Standard Penetration Test) per ogni singolo perforo;
- analisi e prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati;
- n° 5 sismica di tipo Masw per la determinazione della categoria del suolo per ogni sito oggetto di installazione di aerogeneratore;
- analisi idrologica di tutti i bacini idrografici afferenti al cavitato/aerogeneratori, per definire tempi di corrivazione, portate di piena al fine di dimensionare al meglio opere di sistemazione di versante.

Per quanto concerne la classificazione sismica nazionale per ambito comunale, le norme per le costruzioni in zona sismica (Ordinanza del O.P.C.M. 3274 e Decreto 14 settembre 2005), avevano suddiviso il territorio nazionale in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g (accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A). I valori convenzionali di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale erano riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ed assumono i valori riportati nella Tabella che segue:

Zona	Valore di a_g
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

Il comune di Ascoli Satriano con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Puglia n. 153 del 2.03.2004, che approvò l'aggiornamento della classifica sismica, venne classificato di categoria 1.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018 e ancor prima del D.M. 14/01/2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Quindi per la stima della pericolosità sismica di base, si determinano le coordinate geografiche del sito di interesse, si sceglie la maglia di riferimento, e si ricavano i valori dei parametri spettrali come media pesata dei valori corrispondenti ai vertici della maglia (forniti in allegato al D.M. 17.01.2018), moltiplicati per le distanze dal punto.

Le nuove Norme Tecniche per le costruzioni del 2008 forniscono, per l'intero territorio nazionale, i parametri da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica. Tali parametri sono forniti in corrispondenza dei nodi, posti ad una distanza massima di 10 km, all'interno di un reticolo che copre l'intero territorio nazionale. I valori forniti di a_g , T_r , F_0 e T_c da utilizzare per la risposta sismica del sito sono riferiti al substrato, inteso come litotipo con $V_s > 800$ m/s.

Tale griglia è costituita da 10.751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale ad esclusione delle isole (tranne Sicilia, Ischia, Procida e Capri) dove, con metodologia e convenzioni analoghe vengono forniti parametri spettrali costanti per tutto il territorio (tabella 2 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

Secondo le mappe di pericolosità sismica del territorio nazionale, per il sito in esame l'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico a_g per il comune di Ascoli Satriano varia tra 0.200 e 0.225 g e tra 0.200 e 0.275 g.

La disaggregazione dei valori di a_g con la medesima probabilità di eccedenza mostra come il contributo percentualmente maggiore alla pericolosità sismica di base nella parte centrale del territorio interessato

dalla realizzazione dell'impianto eolico e delle opere connesse sia determinato da sismi con **magnitudo massima pari a 6.010** con epicentri individuati ad una distanza media maggiore di 12 km.

L'azione sismica sulle costruzioni viene dunque valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (categoria A nelle NTC). La “pericolosità sismica di base” costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Come anzi detto, essa, in un generico sito viene descritta 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 definito, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro, 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 variata, nei modi precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

In particolare, per la caratterizzazione sismica dell'area interessata dalle opere a farsi sono state prese in considerazione alcune indagini sismiche eseguite in aree prospicienti il sito in esame. Dall'analisi delle indagini è emerso che i terreni appartengono alle categorie di sottosuolo sismico.

Inoltre l'area sede del progetto in esame è caratterizzata da valori di inclinazione media \leq di 15°.

Pertanto, il coefficiente topografico da adottare è quello relativo alla categoria T1.

5.8 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

5.8.1 CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo della piastra di fondazione sarà in classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) e, nella la zona centrale, in classe di resistenza C45/55 ($R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$), mentre per i pali di fondazione si utilizzerà un calcestruzzo in classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$).

Per ciascuna tipologia di calcestruzzo si riportano, di seguito, le rispettive caratteristiche meccaniche:

Calcestruzzo classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 40 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 18,8,10 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 5,0 \text{ cm}$.

Calcestruzzo classe C45/55 ($R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$)

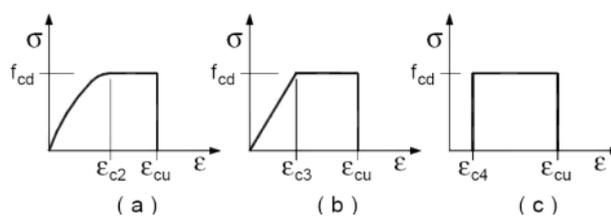
- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 550 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 258,68 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2, XF1 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 5,0 \text{ cm}$.

Calcestruzzo classe C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{cc} / \gamma_c = 141,10 \text{ daN/cm}^2$;
- Peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 7,0 \text{ cm}$.

Il calcestruzzo magro usato per la sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e a pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig.



Diagrammi di progetto tensione – deformazione del calcestruzzo.

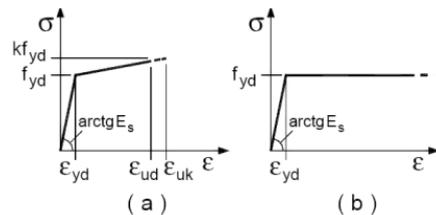
5.8.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO

L'acciaio utilizzato per le barre di armatura sarà in **classe B450C**, con le seguenti caratteristiche:

$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$ – Tensione nominale di snervamento;

$f_t \text{ nom}$	$= 540 \text{ N/mm}^2$	- Tensione nominale di rottura
f_{yk}	$= 450 \text{ N/mm}^2$	- Tensione caratteristica di snervamento
f_{tk}	$= 540 \text{ N/mm}^2$	- Tensione caratteristica di rottura
τ_{au}	$= 2.6 \text{ N/mm}^2$	- Tensione caratteristica di aderenza

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in figura



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

6 DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE

6.1 DESCRIZIONE GEOMETRICA

Il plinto di fondazione calcolato presenta una forma assimilabile a un tronco di cono con base maggiore avente diametro pari a 16,80 m e base minore avente diametro pari a 6,00 m. L'altezza massima della fondazione, misurata al centro della stessa è di 3,12 m mentre l'altezza minima misurata sull'estremità è di 1,10 m. Al centro della fondazione viene realizzato un accrescimento di 0,33 m al fine di consentire l'alloggio dell'anchor cage per l'installazione della torre eolica. Viste le caratteristiche geologiche e gli enti sollecitanti, la fondazione è del tipo indiretto fondata su n.14 pali di diametro 120cm e lunghezza pari a 27,00 m, disposti ad una distanza dal centro pari a 6,90 m e le due congiungenti degli assi di due generici pali contigui con il centro della fondazione forma un angolo al centro di di 25.71°.

Si riportano, di seguito la pianta e la sezione della suddetta fondazione:

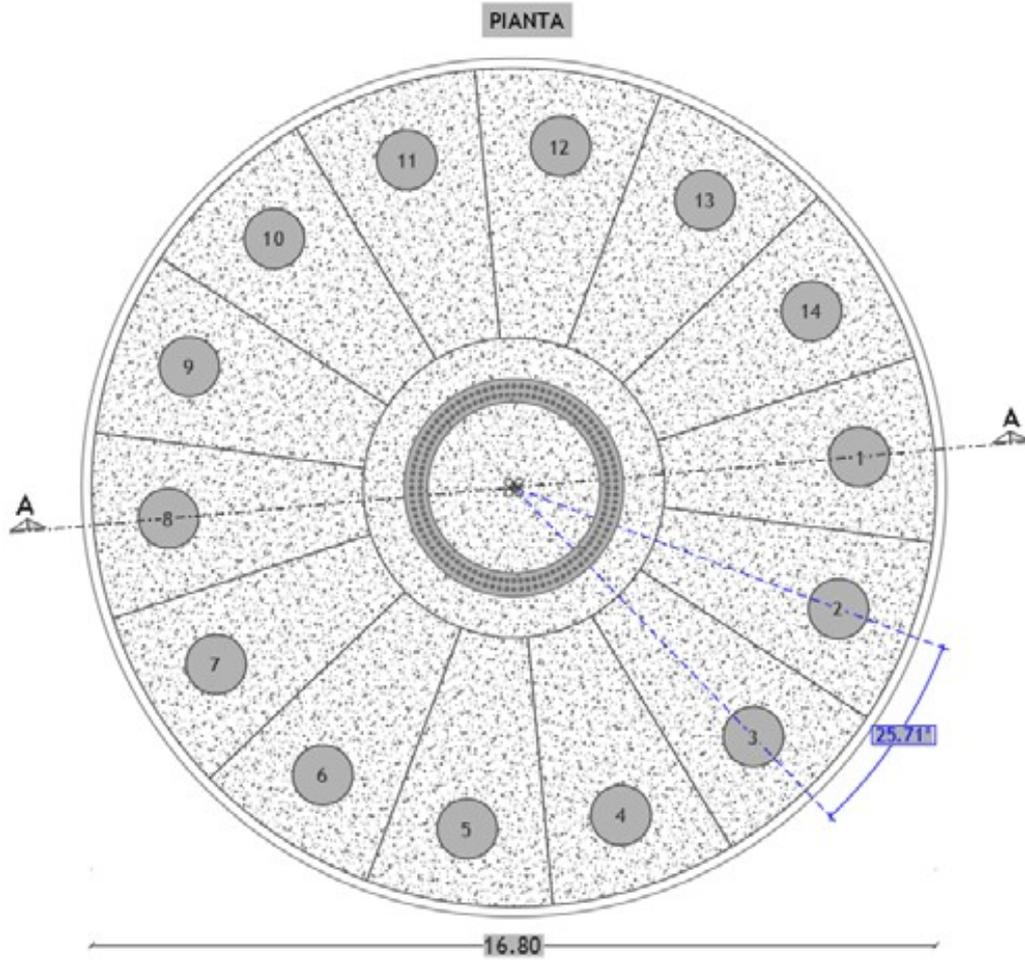


fig. Dettaglio pianta fondazione

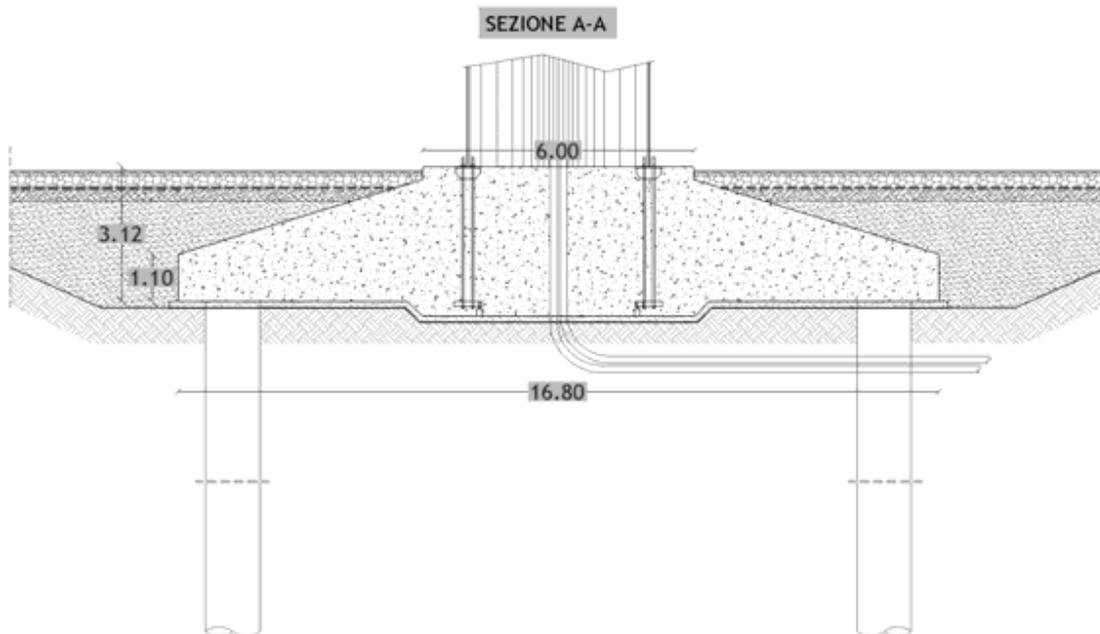


fig. Dettaglio sezione fondazione

Per il calcolo dei carichi permanenti (peso proprio della fondazione e terreno di ricoprimento viene utilizzato il seguente schema di calcolo:

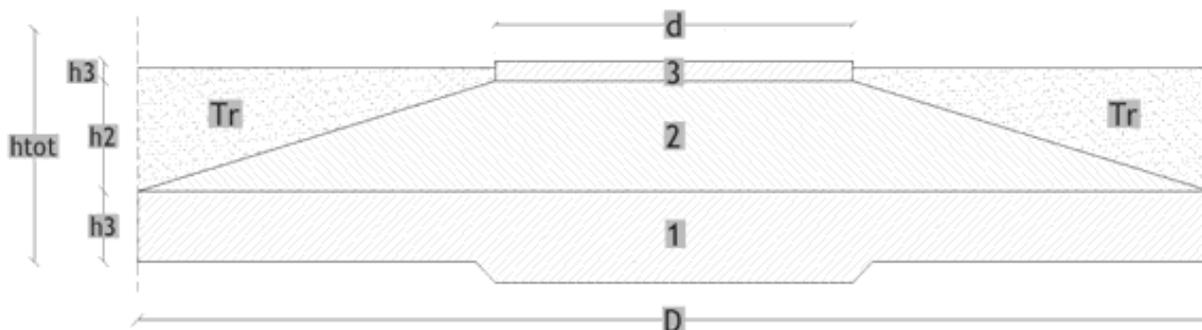


fig. Dettaglio modello per calcolo volumi

Il modello è diviso in tre solidi di cui il primo è un cilindro (1) con un diametro di 16,80 m e un'altezza di 1,10 m, il secondo (2) è un tronco di cono con diametro di base pari a 16,80 m, diametro superiore di 6,00m ed altezza pari a 1,72 m; il terzo corpo (3) è un cilindro con un diametro di 6,00m ed altezza di 0,30m. Per il terreno di ricoprimento si schematizza un parallelepipedo con peso pari a γ_{sat} del primo strato desunto dalla relazione geologica.

Di seguito si riporta una tabella con le caratteristiche dimensionali dell'opera:

Simbolo	Dim	U.m.
D	16,80	ml
d	6,00	ml
h1	1,10	ml
h2	1,72	ml
h3	0,30	ml
htot	3,12	ml
V1	243,71	mc
V2	188,60	mc
V3	8,48	mc
Vtot	440,79	mc
Peso specifico Cls	25,00	kN/mc
Peso fondazione	11.019,70	kN
Peso Terreno di Ricoprimento (Tr)	4.975,00	kN
Peso Totale	15.994,70	kN

L'interfaccia fondazione – torre è rappresentata da un inserto metallico, riportato in figura, che annegato nel calcestruzzo della fondazione, consente il collegamento con la torre per mezzo di una piastra superiore.

Di seguito si riporta, a titolo esemplificativo una vista del inserto metallico. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati tecnici della torre eolica.

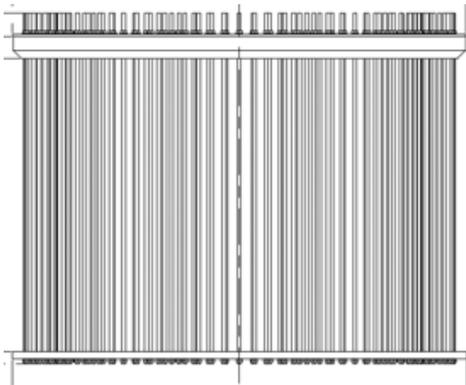


fig. Dettaglio anchor cage

6.2 METODI DI ANALISI

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e la rotazione intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y , legati allo spostamento w tramite le relazioni

$$\phi_x = -dw/dy$$

$$\phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento \mathbf{k}_e ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento \mathbf{p}_e .

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura \mathbf{K} ed il vettore dei carichi nodali \mathbf{p} . La soluzione del sistema

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali \mathbf{u} .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} .

Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti u e v nel piano XY . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x , N_y e N_{xy} .

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T 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

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_p / \eta_p + Q_l / \eta_l - W_p$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_l / \eta_l + W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo,

γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro K_0 che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a ds$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

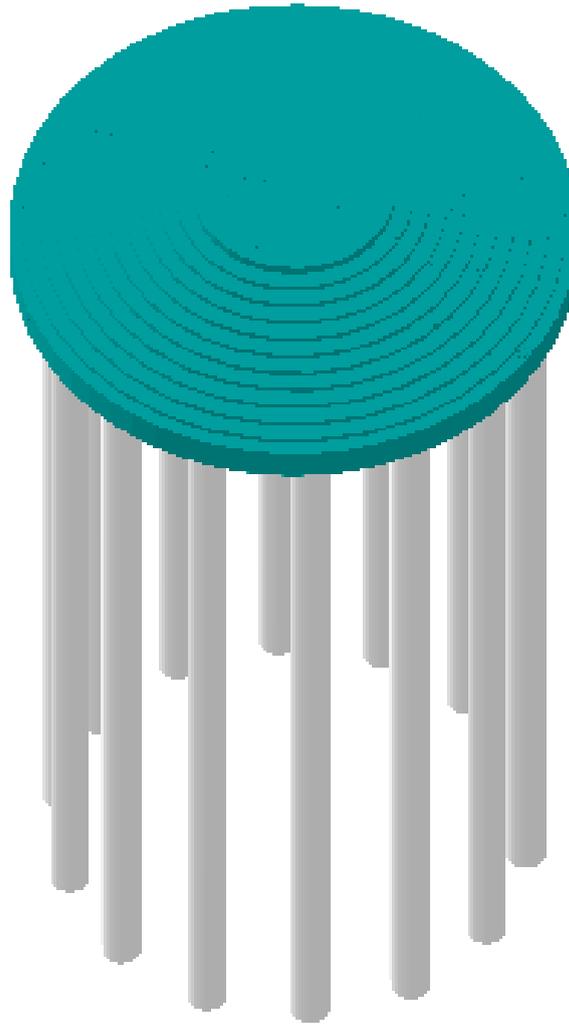
Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

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 elastica K 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.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica della discretizzazione operata, relativa ad una fondazione tipo, con evidenziazione dei nodi e degli elementi.



Modello strutturale

6.3 CEDIMENTI

6.3.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI

I cedimenti delle fondazioni assumono una certa importanza legata alla rilevanza dell'opera da realizzare. Nel calcolo, anche se la frazione elastica è molto piccola, il terreno, viene trattato come materiale pseudoelastico caratterizzato dai parametri E_s , G' , ν e k_s . In generale i cedimenti vengono classificati come:

- immediati, cioè quelli che si sviluppano non appena il sovraccarico viene applicato;
- di consolidazione, cioè quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi.

L'analisi dei cedimenti immediati viene eseguita per tutti i terreni a grana fina con grado di saturazione $< 90\%$ e per quelli a grana grossa con elevato coefficiente di permeabilità.

L'analisi dei cedimenti di consolidazione viene usata per tutti i terreni a grana fine saturi o quasi saturi.

6.3.2 METODO EDMETRICO

Il metodo edometrico nel calcolo dei cedimenti, viene approssimato con metodo legato al modulo edometrico e viene implementato seguendo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{edi}} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;
- E_{edi} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;
- Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Si ricorda che, l'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

6.3.3 CALCOLO CEDIMENTI PALI DI FONDAZIONE

I cedimenti dei pali di fondazione vengono calcolati una volta determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidità opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno.

Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidezze delle molle si considerano gli spostamenti limite ΔY_I e ΔY_P

La rigidezza della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da:

$$R_i = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y_i}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y_p}$$

Il processo di soluzione è, di tipo iterativo a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tenere conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

6.4 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

6.4.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove

G_i sono le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

Q_i sono le azioni variabili che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra

loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ sono coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 2018;

ψ_{0i} sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. Essi sono riportati nella tabella 2.5.I della suddetta norma.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare.

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati fascicoli di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle condizioni di carico statiche, vengono considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

- E : azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : pretensione e precompressione;
- ψ_{2j} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_j ;
- Q_{kj} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_j .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati, assieme ai valori dei coefficienti ψ_{0j}, ψ_{1j} , nella tabella 2.5.I riportata di seguito:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

6.4.2 STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

- E : azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo precedente.

6.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono stati progettati gli elementi in c.a. sono state ricavate applicando le combinazioni di carico riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni – al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento

alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i valori della tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo 8.2.

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione). Negli allegati fascicoli di calcolo sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara".

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati fascicoli, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

6.5 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

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

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) della fondazioni vengono eseguite, in ottemperanza alle prescrizioni contenute nel par. 6.4.3.1 delle N.T.C. 17/01/2018, secondo la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

La verifica di stabilità globale, invece, viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. Per quel che concerne le verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non viene portato in conto.

Si riportano, di seguito, i coefficienti desunti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I, 6.4.II, 6.4.IV, 6.4.VI riportate nel cap. 6 delle N.T.C. 17/01/2018:

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1,fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1,sfav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2,fav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi,fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qi,sfav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q,fav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q,sfav}$	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi^k$	γ_{ϕ^k}	1.00
Coesione efficace	c^k	γ_{c^k}	1.00
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{c_{uk}}$	1.00

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (Pali trivellati)

Resistenza	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.00	1.60	1.30

Laterale in trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25
----------------------	---------------	------	------	------

Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

γ_T	(R1)	(R2)	(R3)
γ_T	1.00	1.60	1.30

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	ξ_3	ξ_4
1	1.70	1.70

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	1.00	1.80	2.30
Scorrimento	1.00	1.10	1.10

6.6 COMBINAZIONE DI CARICO

A partire dai carichi agenti sulla struttura di fondazione sono state analizzate le combinazioni di carico per gli stati limite.

Tali combinazioni, riportate nella tabella seguente, sono state effettuate tenendo presente quanto prescritto dalla normativa D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Norme tecniche per le Costruzioni".

Si riportano di seguito l'elenco combinazioni di calcolo per un totale di 12 combinazioni definite e dove il coefficiente CP identifica: **CP** = Coefficiente di partecipazione della condizione.

Combinazione n° 1 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO ESTREMO	1.50
NEVE	0.75

Combinazione n° 2 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30

VENTO ESTREMO	0.90
NEVE	1.50

Combinazione n° 3 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	1.50
NEVE	0.75

Combinazione n° 4 - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio	1.30
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.30
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.90
NEVE	1.50

Combinazione n° 5 - SLO

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLO	1.00

Combinazione n° 6 - SLD

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLD	1.00

Combinazione n° 7 - SLV

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
SLV	1.00

Combinazione n° 8 - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00

VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	1.00
NEVE	0.50

Combinazione n° 9 - SLE Rara

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.60
NEVE	1.00

Combinazione n° 10 - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.20
NEVE	0.00

Combinazione n° 11 - SLE Frequente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.00
NEVE	0.20

Combinazione n° 12 - SLE Quasi permanente

Condizione	CP
Peso proprio	1.00
RICOPRIMENTO FONDAZIONE	1.00
VENTO NORMALE FUNZIONAMENTO	0.00
NEVE	0.00

6.7 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. La valutazione dei carichi e sovraccarichi agenti sulla fondazione e dei carichi e sovraccarichi derivanti dalla sovrastruttura, è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Le condizioni di carico per le quali si effettuano le verifiche sono:

- Peso proprio fondazione;
- Peso torre eolica;
- Neve;
- Vento in condizioni di esercizio;
- Vento estremo;
- Sisma;

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto riportato nel par. 7.3.5 del DM del 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

6.8 SISTEMI DI RIFERIMENTO

6.8.1 CONVENZIONI ADOTTATE

Carichi e reazioni vincolari

Fz Carico verticale positivo verso il basso

Fx Forza orizzontale in direzione X positiva nel verso delle X crescenti.

Fy Forza orizzontale in direzione Y positiva nel verso delle Y crescenti.

Mx Momento con asse vettore parallelo all'asse X positivo antiorario.

My Momento con asse vettore parallelo all'asse Y positivo antiorario.

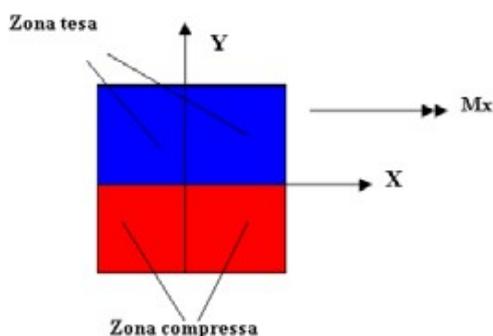


Figura 1

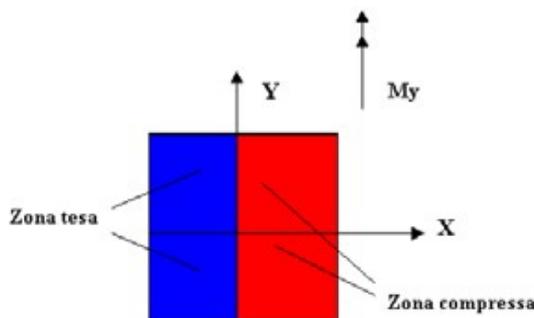


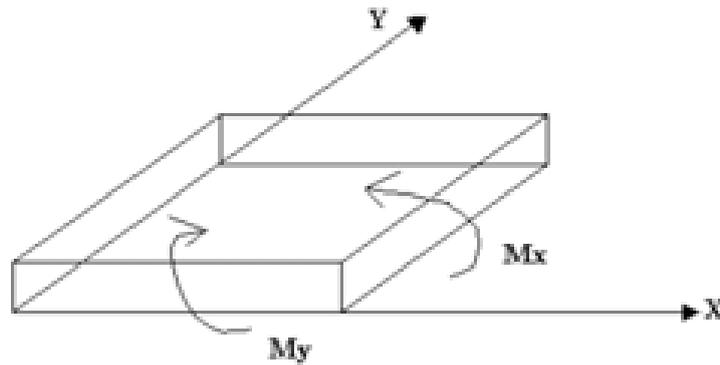
Figura 2

Sollecitazioni

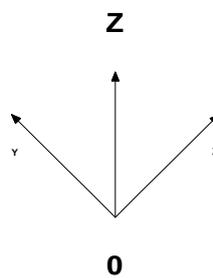
Mx Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).

My Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).

Mxy Momento flettente XY.



6.8.2 RIFERIMENTO GLOBALE

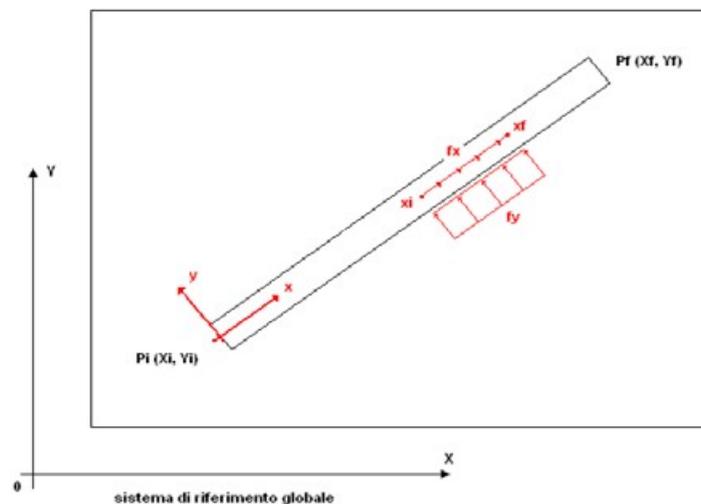


Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa $OXYZ$ (X , Y , Z posizionati a 90° tra loro).

6.8.3 RIFERIMENTO LOCALE

Definiti i e f come i due nodi iniziale e finale dell'elemento, viene individuato un sistema di assi cartesiani locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

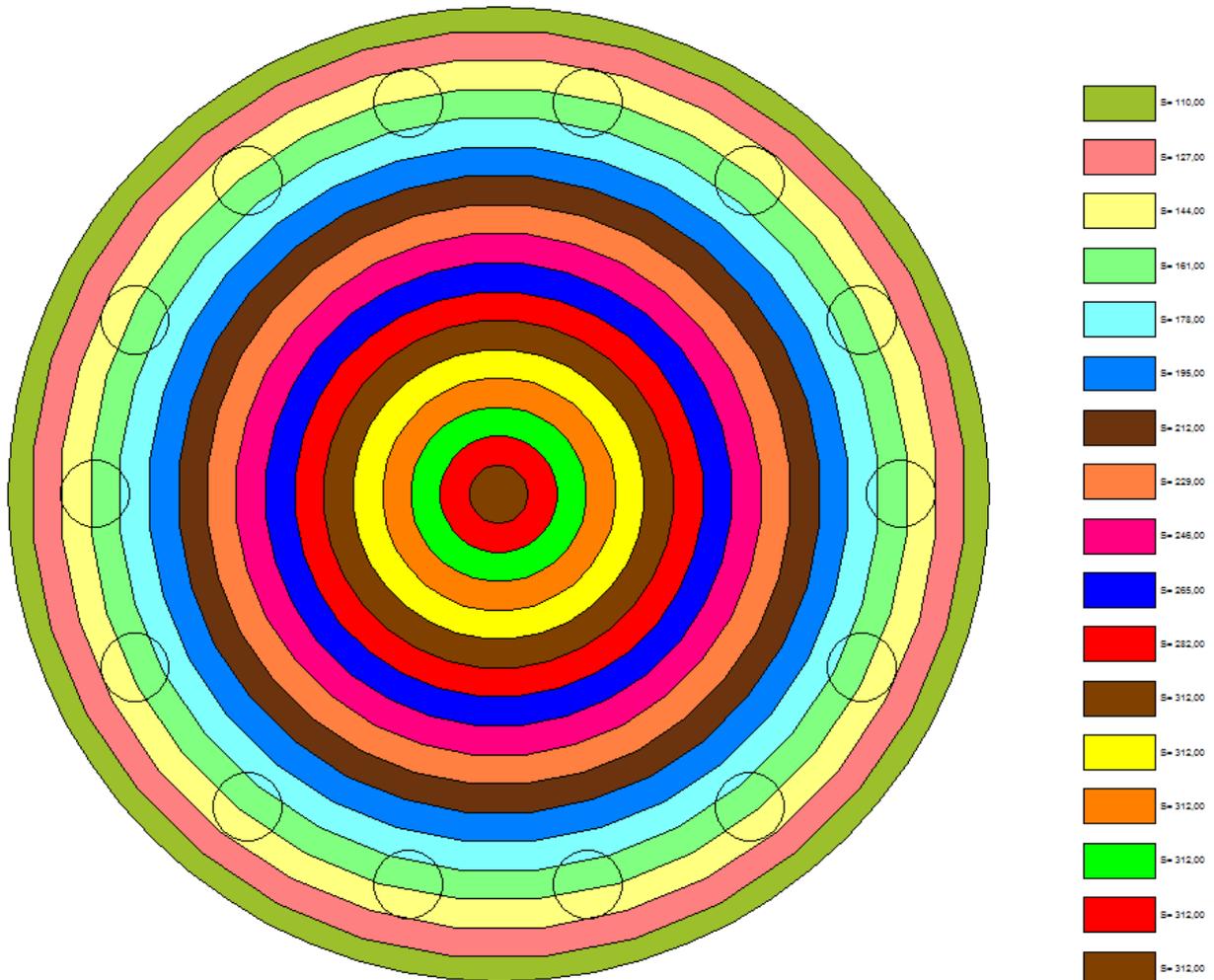
- asse x orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse y perpendicolare all' asse x ;
- asse z che completa la terna



6.9 PLINTO DI FONDAZIONE

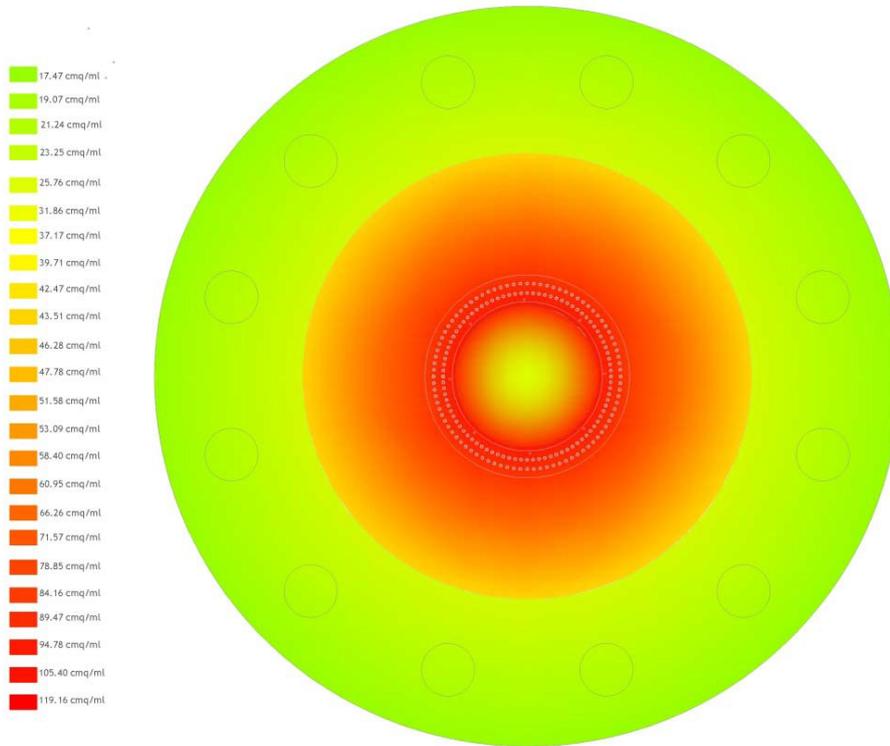
6.9.1 IDENTIFICAZIONE GEOMETRICA

Si riporta di seguito lo schema strutturale adottato in fase di calcolo. La struttura viene schematizzata come anelli concentrici con altezza variabile crescente verso il centro. L'incremento di altezza viene identificato con differnte colorazione:

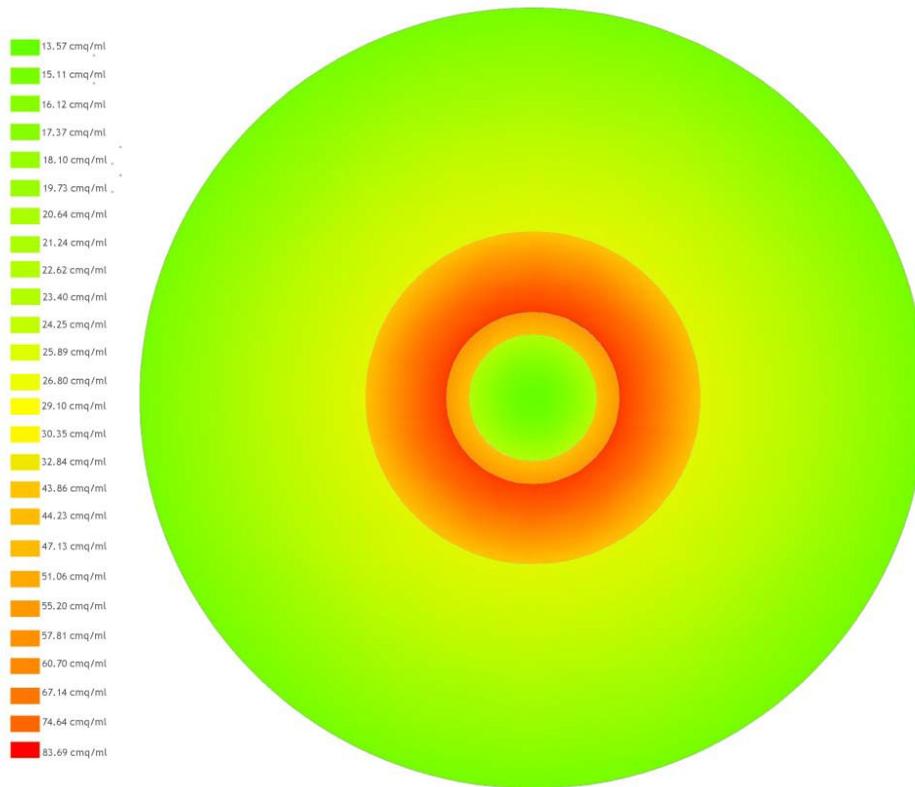


6.10 VERIFICHE STRUTTURALI

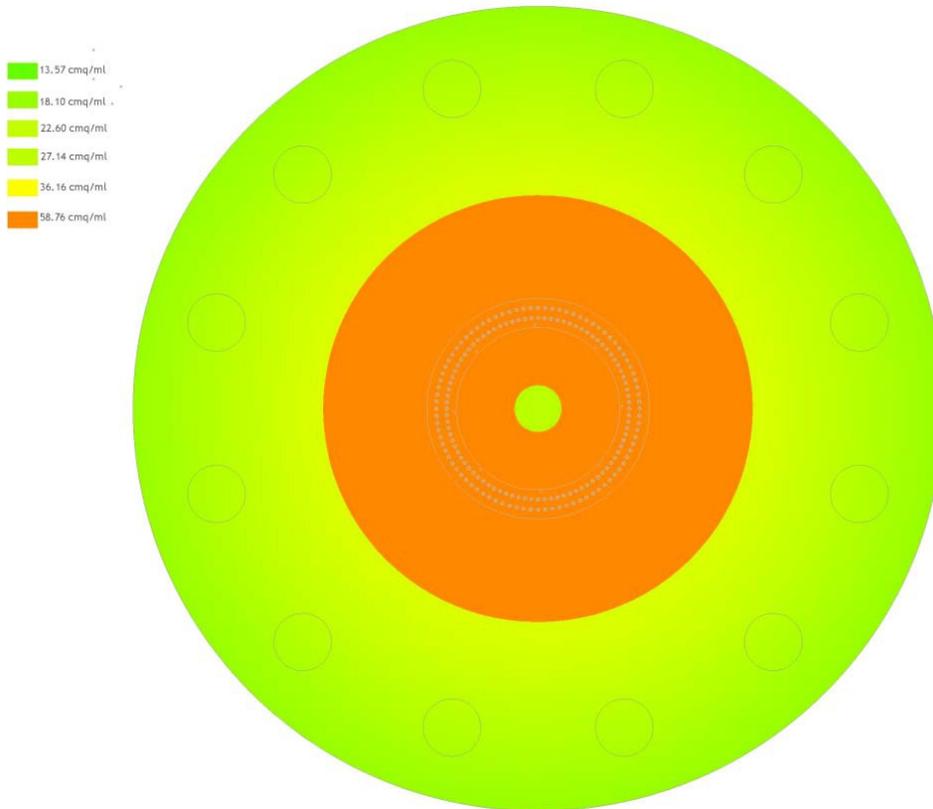
6.10.1 ARMATURA RADIALE INFERIORE



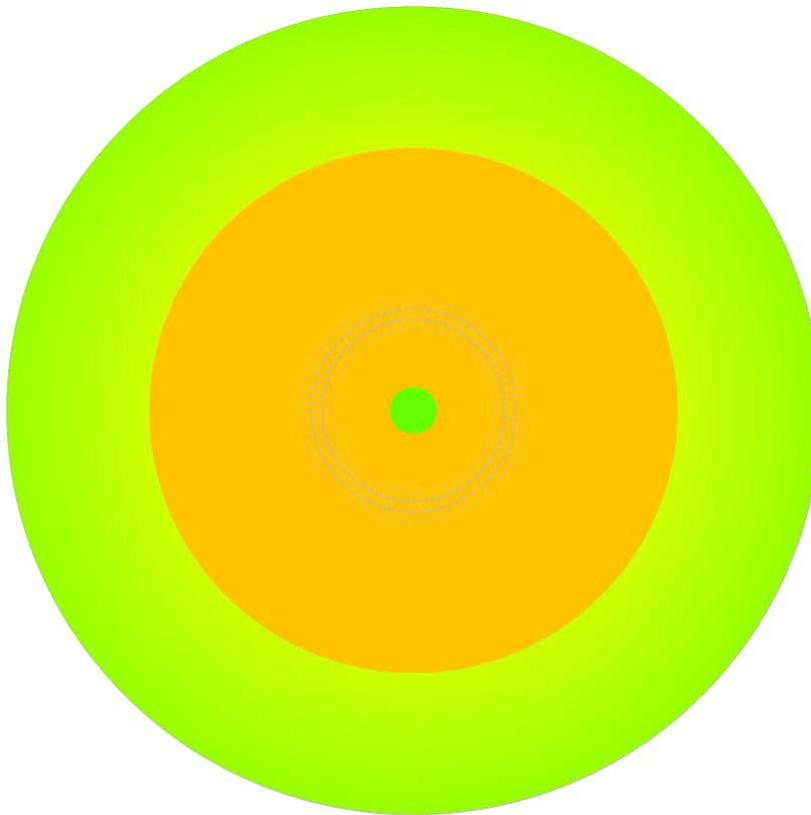
6.10.2 ARMATURA RADIALE SUPERIORE



6.10.3 ARMATURA ANULARE INFERIORE



6.10.4 ARMATURA ANULARE SUPERIORE



6.11 PALI FONDAZIONE

6.11.1 SOLLECITAZIONI E ARMATURE

