

MONREALE SOLAR S.R.L.

IMPIANTO FOTOVOLTAICO DI POTENZA NOMINALE DI CIRCA 93,51 MWP DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI MONREALE (PA)



Via Degli Arredatori, 8
70026 Modugno (BA) - Italy
www.bfpgroup.net - info@bfpgroup.net
tel. (+39) 0805046361

Azienda con Sistema di Gestione Certificato
UNI EN ISO 9001:2015
UNI EN ISO 14001:2015
UNI ISO 45001:2018

Tecnico

ing. Danilo POMPONIO

Collaborazioni

ing. Milena MIGLIONICO
ing. Giulia CARELLA
ing. Valentina SAMMARTINO
ing. Alessia NASCENTE
ing. Roberta ALBANESE
ing. Marco D'ARCANGELO
ing. Alessia DECARO
pianif. terr. Antonio SANTANDREA
ing. Tommaso MANCINI
ing. Fabio MASTROSERIO
ing. Martino LAPENNA
per. ind. Lamberto FANELLI

Responsabile Commessa

ing. Danilo POMPONIO

ELABORATO		TITOLO	COMMESSA	TIPOLOGIA	
C10		CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE	22138	D	
			CODICE ELABORATO		
			DC22138D-C10		
REVISIONE		Tutte le informazioni tecniche contenute nel presente documento sono di proprietà esclusiva della Studio Tecnico BFP S.r.l e non possono essere riprodotte, divulgate o comunque utilizzate senza la sua preventiva autorizzazione scritta. All technical information contained in this document is the exclusive property of Studio Tecnico BFP S.r.l. and may neither be used nor disclosed without its prior written consent. (art. 2575 c.c.)	SOSTITUISCE	SOSTITUITO DA	
01			-	-	
			NOME FILE	PAGINE	
			DC21004D-C10 rev01.doc	88 + copertina	
REV	DATA	MODIFICA	Elaborato	Controllato	Approvato
00	25/07/23	Emissione	Tedesco	Miglionico	Pomponio
01					
02					
03					
04					
05					
06					

INDICE

1. OGGETTO	2
2. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'IMPIANTO FOTOVOLTAICO.....	2
2.1 Considerazioni generali	5
2.2 Strutture di sostegno.....	5
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DELLE SCELTE PROGETTUALI.....	7
3.1 Struttura di sostegno moduli fotovoltaici: strutture fisse.....	7
3.2 Struttura di sostegno moduli fotovoltaici: strutture tracker	8
3.3 Cabine elettriche e di monitoraggio.....	10
4. NORMATIVA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	13
5. NORMATIVA E ZONIZZAZIONE SISMICA.....	14
6. ANALISI GEOTECNICA	18
6.1 Caratteristiche del terreno di fondazione	18
6.2 Individuazione della tipologia di fondazione.....	19
7. CALCOLI PRELIMINARI - ANALISI DEI CARICHI - AZIONI SULLE STRUTTURE	26
7.1 Azione sismica.....	26
7.2 Azione del vento	26
7.3 Azione della neve.....	29
7.4 Carichi variabili.....	29
7.5 Carichi permanenti strutturali (pesi propri) e non strutturali.....	30
7.6 Verifiche di portanza del palo	30
7.7 Descrizione delle opere di fondazione delle cabine prefabbricate.....	34
8. QUALITÀ DEI MATERIALI.....	36
8.1 Strutture di fondazione.....	36
8.2 Calcestruzzi ed armature per strutture di fondazione	36
8.3 Strutture di elevazione in c.a.	37



1. OGGETTO

La presente relazione di calcolo preliminare delle strutture è relativa al progetto di un impianto fotovoltaico per la produzione di energia elettrica della potenza nominale DC di 93,51 MWp e potenza AC ai fini della connessione ($\cos\phi=1$) pari a 86,52 MWp, da realizzarsi nel comune di Monreale (PA) e delle relative opere connesse da realizzarsi nello stesso comune.

Il suolo sul quale sarà realizzato l'impianto fotovoltaico ricopre una superficie di circa 145 ettari. Esso ricade nel foglio 1:25.000 delle cartografie dell'Istituto Geografico Militare (IGM Vecchia Ed.) n. 258 IV-SO "Monte Petroso" e n. 258 III-NO "Gibellina", ed è catastalmente individuato ai fogli di mappa nn. 181-184 del comune di Monreale (PA).

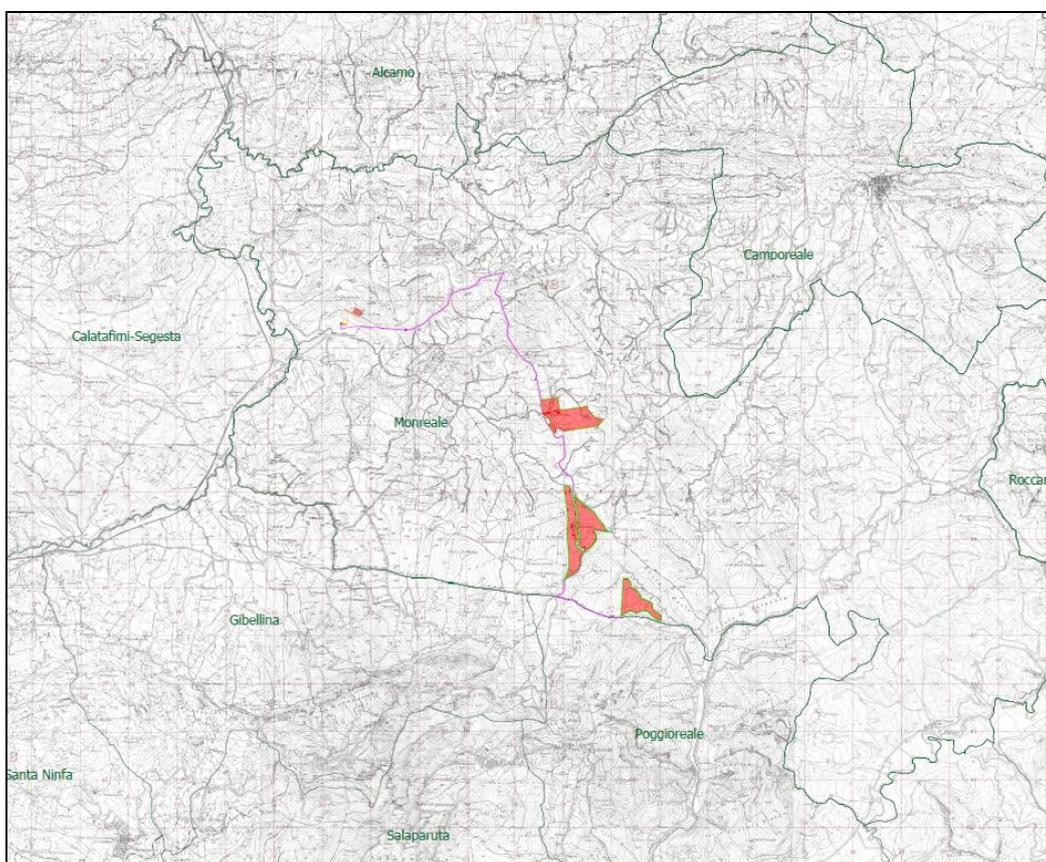


Figura 1: Inquadramento su IGM dell'impianto fotovoltaico

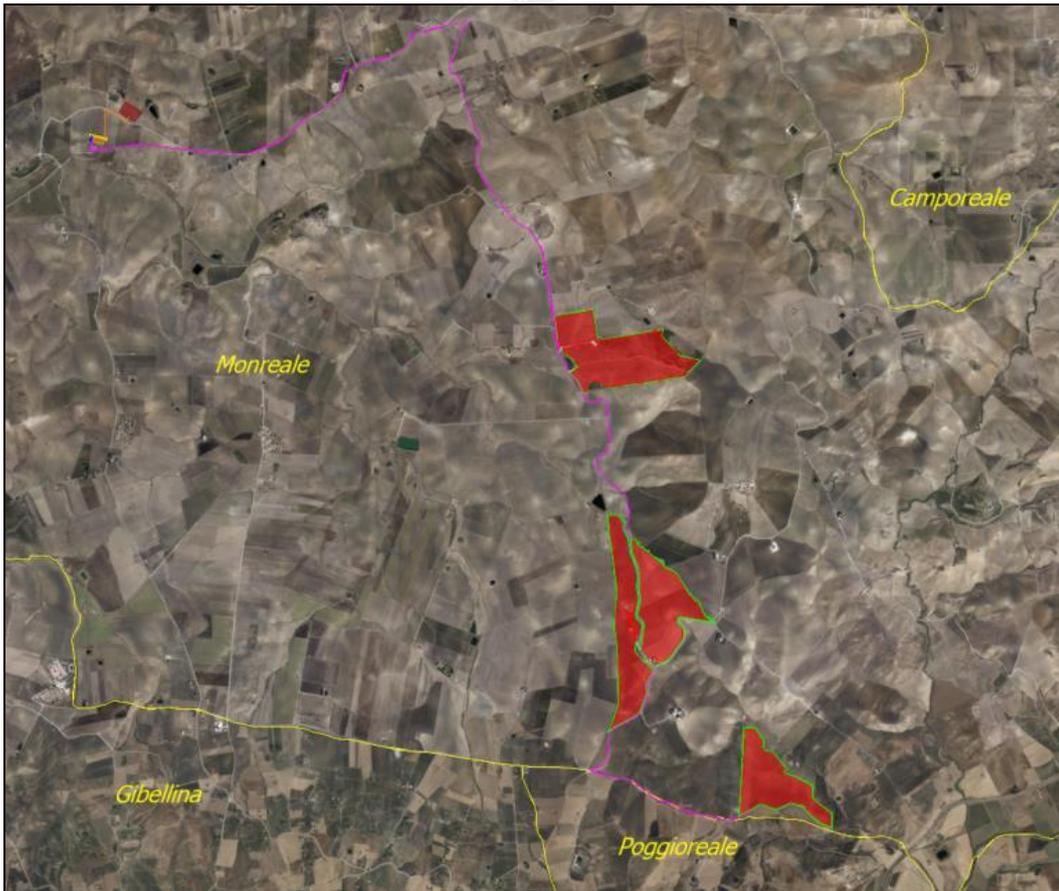


Figura 2: Inquadramento su ortofoto dell'impianto fotovoltaico

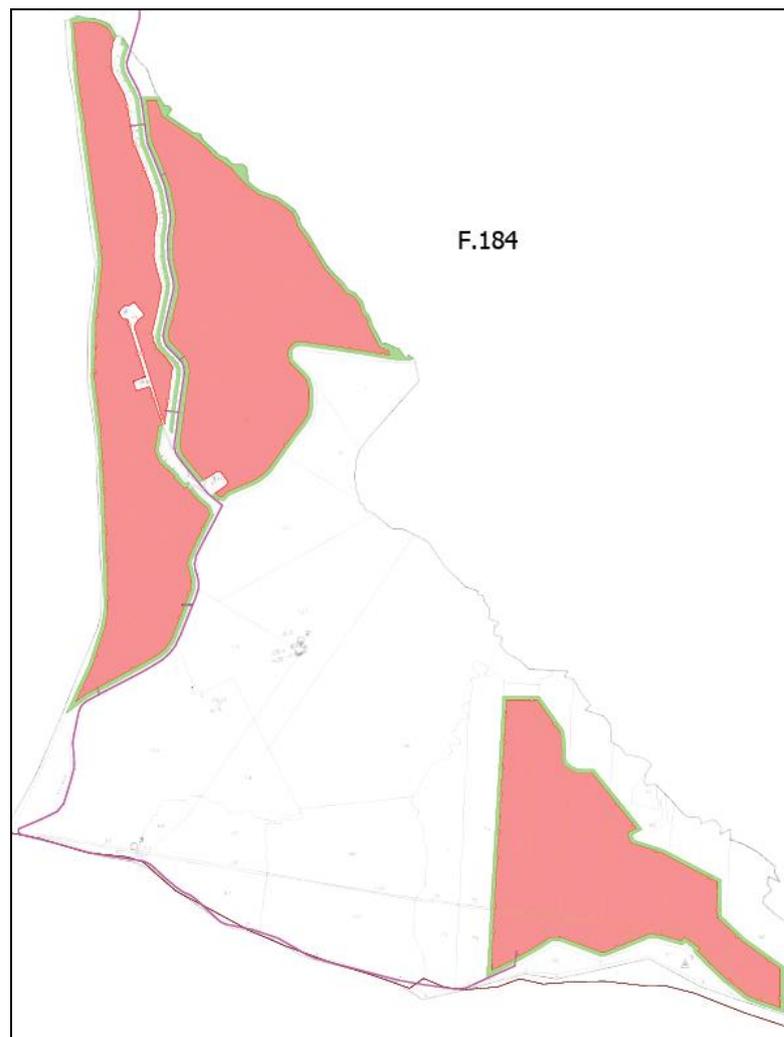
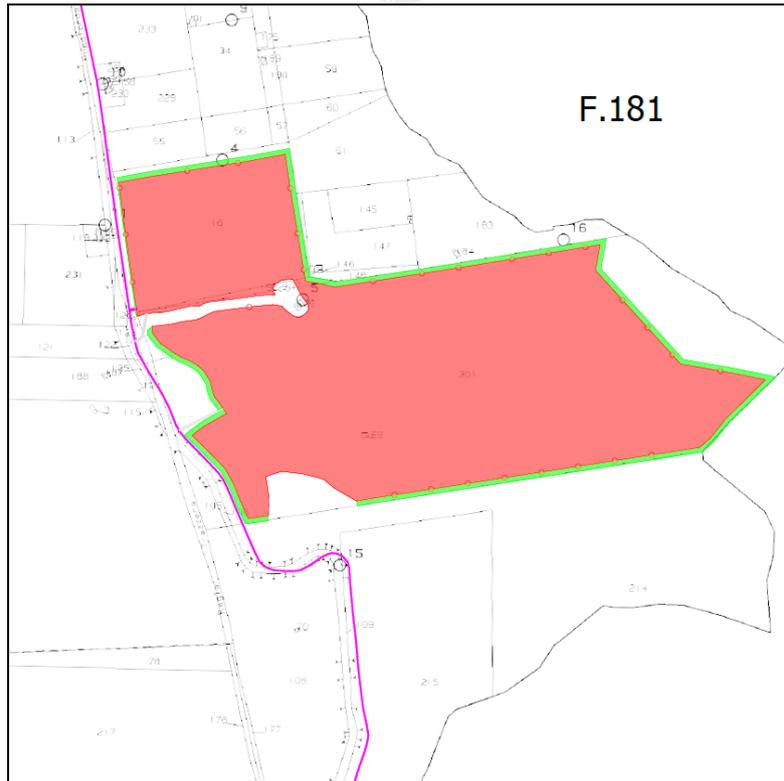


Figura 3: Inquadramento su stralcio catastale dell'impianto fotovoltaico

2. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'IMPIANTO FOTOVOLTAICO

2.1 Considerazioni generali

L'impianto fotovoltaico oggetto della presente relazione avrà le seguenti caratteristiche:

- potenza installata lato DC: 93,51 MWp;
- potenza dei singoli moduli: 655 Wp;
- n. 21 cabine di conversione e trasformazione dell'energia elettrica (PCU);
- n. 1 cabina di raccolta utente (MTR);
- n. 1 fabbricato deposito.

2.2 Strutture di sostegno

Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici, sono in generale, costituite da telai tridimensionali costituiti da profili metallici bullonati e assemblati per adattarsi alle dimensioni dei pannelli e all'inclinazione voluta delle vele fotovoltaiche.

Solitamente i telai tridimensionali, si infiggono direttamente nel terreno, compatibilmente con le caratteristiche geotecniche del sito, ma non si esclude l'utilizzo di cordoli o plintini di fondazione in cemento, da valutare e calcolare in fase esecutiva, in seguito allo studio e ai risultati dei sondaggi geognostici che dovranno essere eseguiti.

Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici sono realizzate assemblando profili metallici in acciaio zincato a caldo. Nella maggior parte dei casi si tratta di profili piegati a sagoma C o L o Ω di tipo S235JR, anche se negli ultimi anni si è introdotto anche l'utilizzo di profili in alluminio sagomati, o scatolati a più camere. L'uso di profili d'alluminio è comunque consigliato nelle zone in prossimità delle coste (dove l'ambiente salino favorisce l'erosione dell'acciaio) e nel caso di modeste installazioni (visto che le prestazioni meccaniche sono decisamente inferiori rispetto ai profili in acciaio di pari sezione ed i costi notevolmente superiori).

L'utilizzo di questo tipo di sostegni consente di disporre al meglio i moduli nei confronti dell'irraggiamento solare, scegliendo l'inclinazione e l'orientamento più opportuni per ogni specifica applicazione.

Le strutture fotovoltaiche intelaiate si compongono dei seguenti elementi strutturali:

- Pali verticali di lunghezza fuori terra compresa tra 1,00 e 3,00 m (variabile tra le due tipologie di struttura), non comprensiva della porzione infissa nel suolo (la cui dimensione effettiva sarà calcolata in sede di progettazione esecutiva);
- Longheroni orizzontali costituiti da profili tubolari o a C, le cui dimensioni variano in funzione dei carichi dimensionanti: moduli soprastanti e vento (che saranno calcolate nel dettaglio in sede di progettazione esecutiva);
- Arcarecci trasversali di ancoraggio dei moduli, costituiti da profilo ad Ω .

I pali di supporto alla struttura saranno infissi direttamente nel terreno: in fase esecutiva potrebbero essere scelte fondazioni in calcestruzzo se necessarie rispetto alla caratterizzazione del suolo di fondazione.

Le strutture di sostegno per il presente progetto sono di due tipi: una parte del campo FV avrà strutture del tipo fisso con telai paralleli in profili d'acciaio, e una parte sarà realizzata con strutture ad inseguitore solare monoassiale, definito Tracker.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DELLE SCELTE PROGETTUALI

3.1 Struttura di sostegno moduli fotovoltaici: strutture fisse

La prima tipologia di strutture di supporto dei moduli, del tipo fisso, è costituita da pilastri infissi al suolo che sorreggono un telaio tridimensionale inclinato a 25°. La struttura di tipo A ospiterà 2 file da 15 moduli disposti in posizione portrait, con 8 pilastri infissi, la struttura di tipo B ospiterà 2 file da 30 moduli, disposti in posizione portrait, con 12 pilastri infissi. Le strutture saranno disposte secondo file parallele, la cui distanza è calcolata in modo che, nella situazione di massima inclinazione dell'inseguitore, l'ombra di una fila non lambisca la fila adiacente; avranno direzione trasversale Nord-Sud.

La struttura è completamente adattabile alle dimensioni del pannello fotovoltaico, alle condizioni geotecniche del sito ed alla quantità di spazio di installazione disponibile. È caratterizzata dai seguenti parametri:

- la distanza tra le strutture (I) è impostata in base alle specifiche del progetto in modo che l'ombra di una fila non lambisca la fila adiacente;
- l'altezza minima da terra (D) è 0,6 m.

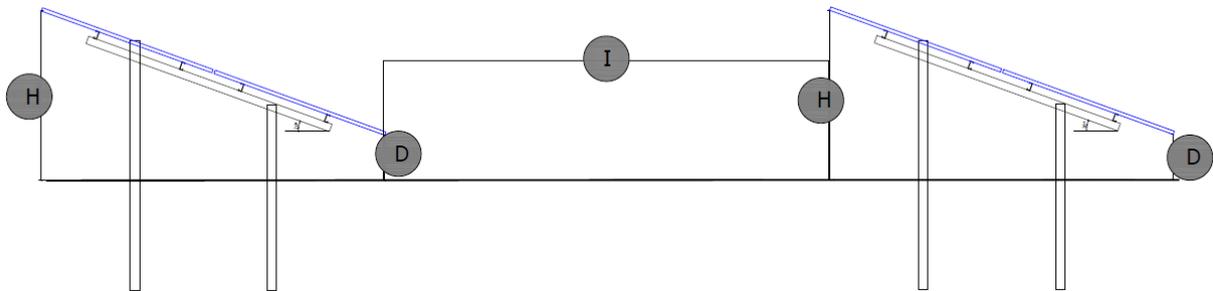


Figura 4: Distanziamento strutture

I pali infissi di sostegno della struttura, non richiedono alcuna fondazione in cemento. Al fine di massimizzare la superficie di contatto con il terreno il palo scelto è un profilo tipo C o a Ω di acciaio, la cui profondità di infissione varia in base al suolo e alle stratigrafie locali che verranno riscontrate in fase esecutiva.

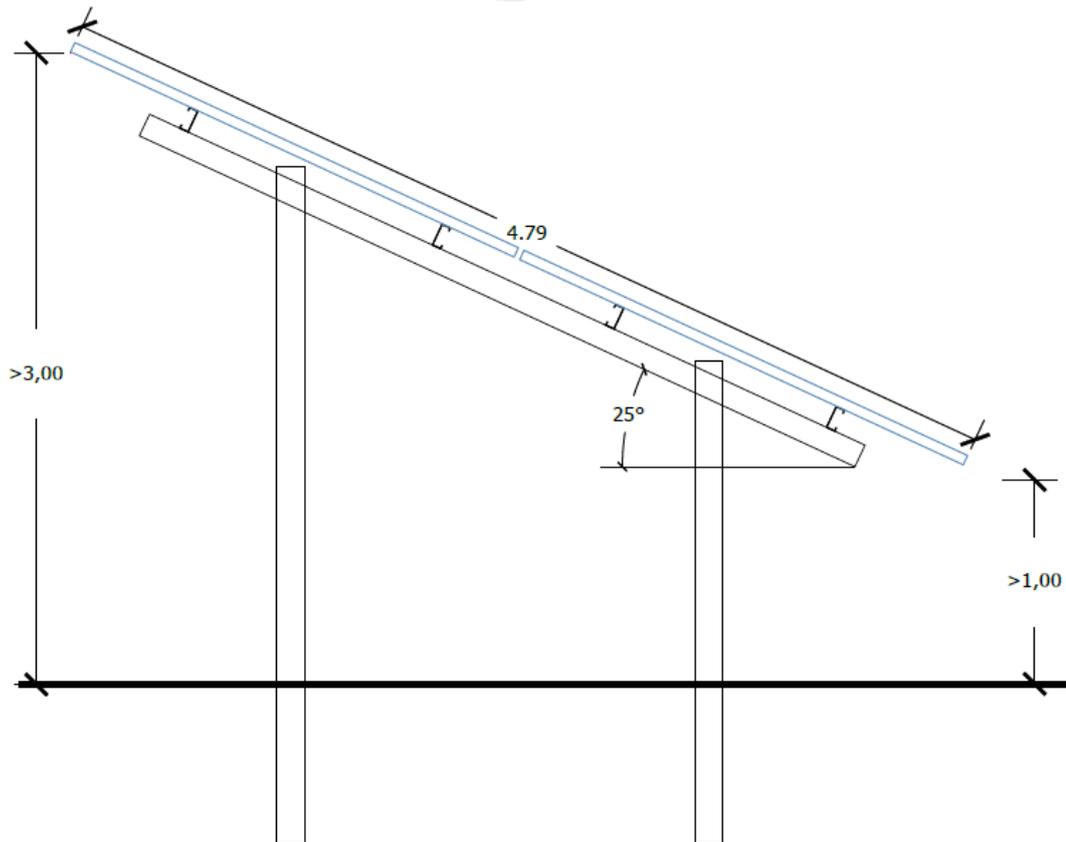


Figura 5: Vista laterale della struttura fissa portamoduli

3.2 Struttura di sostegno moduli fotovoltaici: strutture tracker

La seconda tipologia di struttura di sostegno portamoduli, è la tipologia ad inseguitore solare monoassiale, Tracker, che ha la caratteristica e funzionalità di essere una struttura ruotante sull'asse longitudinale (monoassiale), al variare dell'azimut del sole nelle varie ore della giornata.

La struttura tracker di tipo C ospiterà 2 file da 15 moduli disposti in posizione portrait, con 3 pilastri infissi, la struttura tracker di tipo D ospiterà 2 file da 30 moduli, disposti in posizione portrait, con 5 pilastri infissi nel terreno. Le strutture saranno disposte secondo file parallele, la cui distanza è calcolata in modo che, nella situazione di massima inclinazione dell'inseguitore, l'ombra di una fila non lambisca la fila adiacente; avranno direzione trasversale Nord-Sud.

Il tracker, consente, mediante la variazione dell'orientamento dei moduli, di mantenere la superficie captante sempre perpendicolare ai raggi solari; ciò avviene mediante l'utilizzo di un'apposita struttura meccanizzata da motori, che ne consente la movimentazione giornaliera da Est a Ovest coprendo un angolo di 55°.

La struttura del tracker è completamente adattabile alle dimensioni del pannello fotovoltaico, alle condizioni geotecniche del sito ed alla quantità di spazio di installazione disponibile. È caratterizzata dai seguenti parametri:

- la distanza tra i tracker (I) è impostata in base alle specifiche del progetto in modo che, nella situazione di massima inclinazione dell'inseguitore, l'ombra di una fila non lambisca la fila adiacente;
- l'altezza minima da terra (D) è 0,6 m;



Figura 6: Vista laterale della struttura portamoduli tracker

I pali infissi di supporto alla struttura sono stati ipotizzati direttamente infissi nel terreno laddove il suolo garantisca la portanza. Al fine di massimizzare la superficie di contatto con il terreno il palo scelto è un profilo IPE di acciaio, la cui profondità di infissione dipende dal tipo di suolo.

Il kit costituente i componenti delle teste dei pali, viene bullonato direttamente sui pali di sostegno infissi, senza saldature in cantiere. Questa soluzione riduce i tempi di costruzione.

La soluzione tracker ha un componente elettronico, che fornisce sia l'impulso di movimento rotazionale alla vela, che la regolazione dell'allineamento della vela rispetto ai raggi solari incidenti. Questo è possibile grazie a un cuscinetto a strisciamento sferico (simile ai componenti utilizzati nei sistemi di attuazione industriale) incorporato in un "sandwich" che si connette ai pilastri di fondazione ed ai longheroni principali.

L'installazione dei pali infissi potrebbe presentare alcuni errori di posizionamento, specialmente quando il palo è infisso nel suolo, per una profondità maggiore di un metro. La testa del palo è dotata di fori asolati per viti, che consentono di compensare l'errore di posizionamento del palo, ripristinando così l'inclinazione Est - Ovest. Gli snodi sferici, invece, consentono il recupero dell'inclinazione Nord - Sud. Infine, la connessione ai longheroni con morsetti, riduce la distanza tra i montanti che non richiedono fori aggiuntivi nelle travi stesse.

In merito ai suddetti errori sono previste le seguenti tolleranze:

- ± 20 mm di errore in altezza.

Dal punto esatto del palo, che conduce al punto di allineamento ideale, considerando l'altro palo nella struttura del tracker:

- ± 20 mm di errore in direzione Nord - Sud;
- ± 20 mm di errore in direzione Est - Ovest;

- $\pm 2^\circ$ di errore in inclinazione, rispetto all'ideale linea verticale (questo errore estende la tolleranza totale quando si aggiunge al precedente);
- $\pm 5^\circ$ di errore in rotazione, rispetto all'ideale linea verticale che allinea tutte le flange degli altri pali nell'intera struttura del tracker.

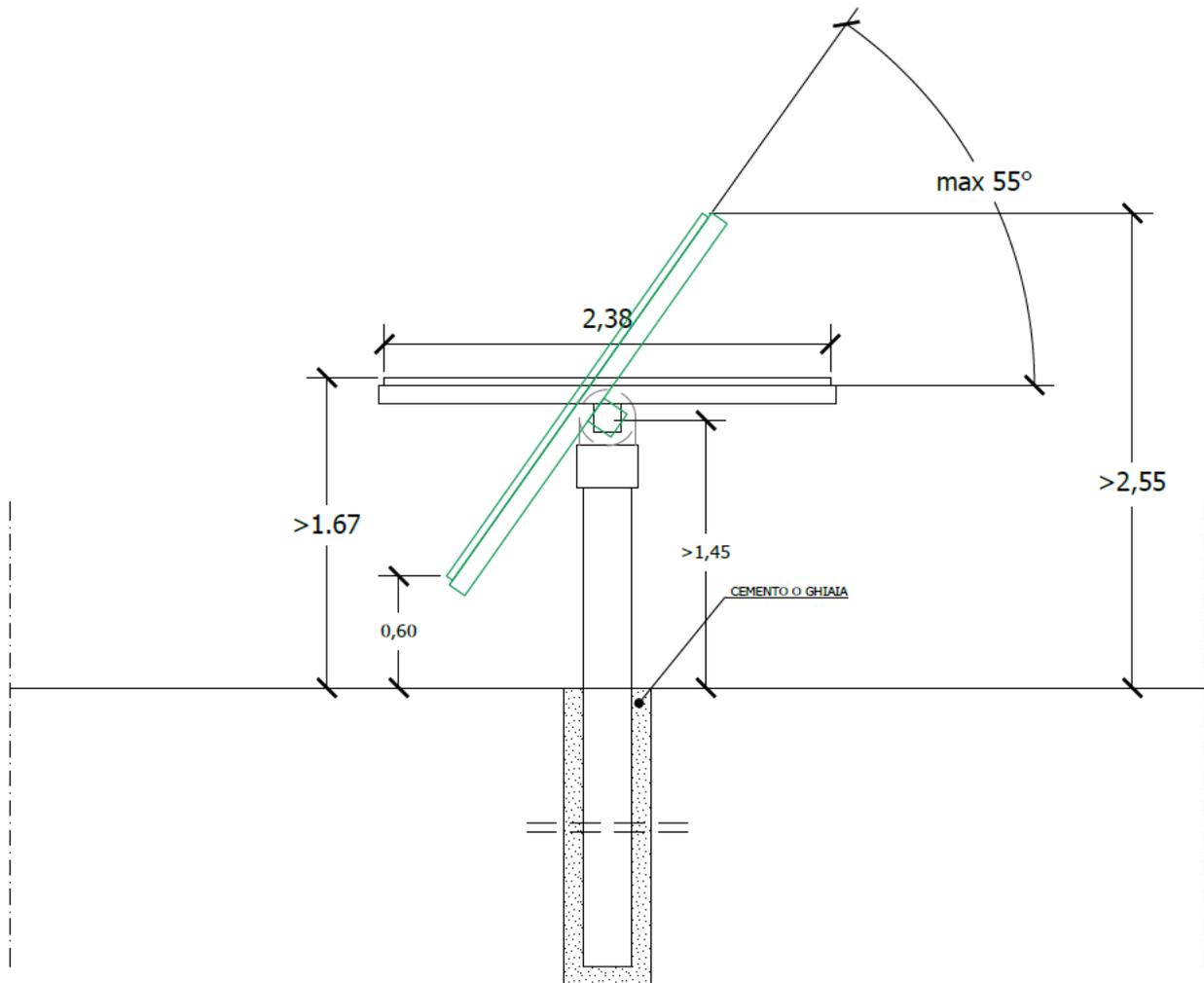


Figura 7: – Vista laterale Tracker.

3.3 Cabine elettriche e di monitoraggio

All'interno dell'area di installazione dell'impianto fotovoltaico, saranno realizzate: 21 cabine elettriche di conversione e trasformazione e 1 cabina utente.

Le cabine, sia quelle di conversione e trasformazione che quella utente, saranno del tipo prefabbricato in cemento armato vibrato (c.a.v.), anch'esse posate su una platea di fondazione prefabbricata in c.a., su strato magrone in cemento.

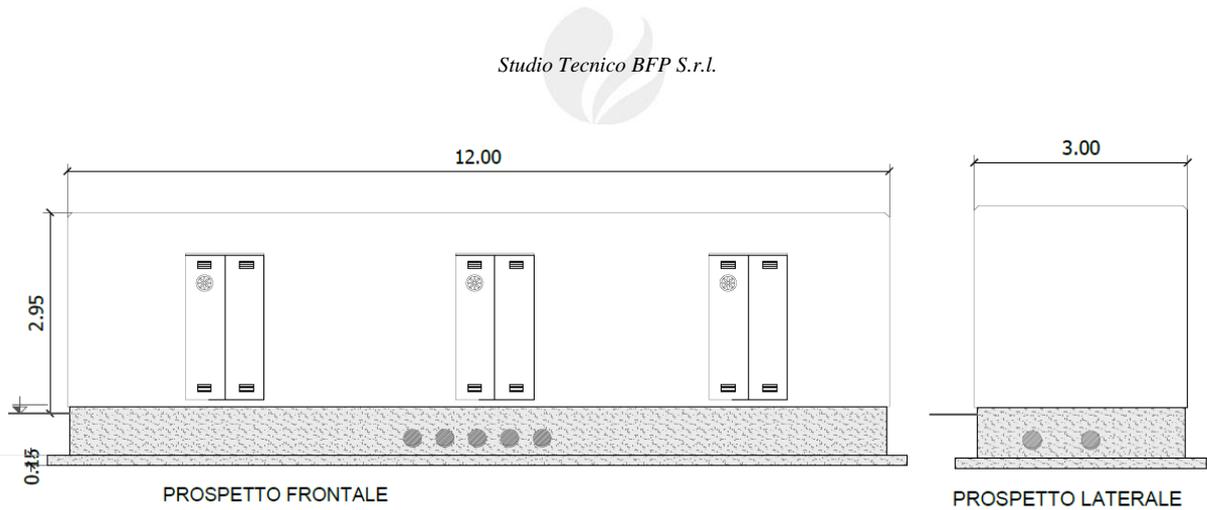


Figura 8: Cabina conversione e trasformazione prefabbricata in c.a.v.

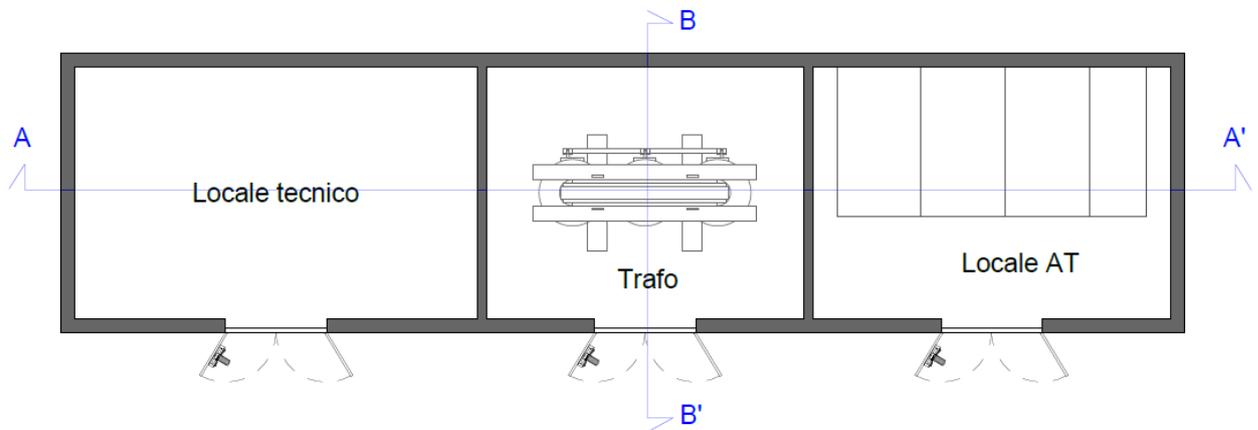


Figura 9: Pianta cabina di conversione e trasformazione

I manufatti così realizzati presenteranno, pertanto, una notevole rigidità strutturale ed una grande resistenza agli agenti esterni atmosferici che lo renderanno adatto all'uso anche in ambienti con atmosfera inquinata ed aggressiva.

I manufatti, così come la vasca di fondazione, saranno prefabbricati totalmente fuori opera e saranno conformi alla legislazione attualmente in vigore nel territorio nazionale e in particolare alla legislazione sul calcolo e il deposito delle strutture prefabbricate.

In particolare, trattandosi di strutture prefabbricate i calcoli statici forniti dalla ditta costruttrice, dovranno corrispondere a quelli depositati presso l'ex Ministero dei Lavori Pubblici per la produzione in serie dichiarata, con validità triennale.

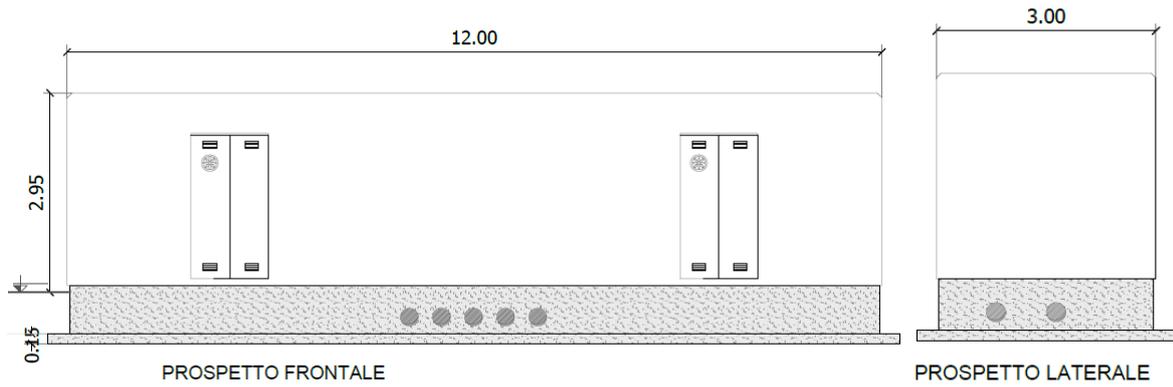


Figura 10: Cabina di raccolta utente prefabbricata in c.a.v.

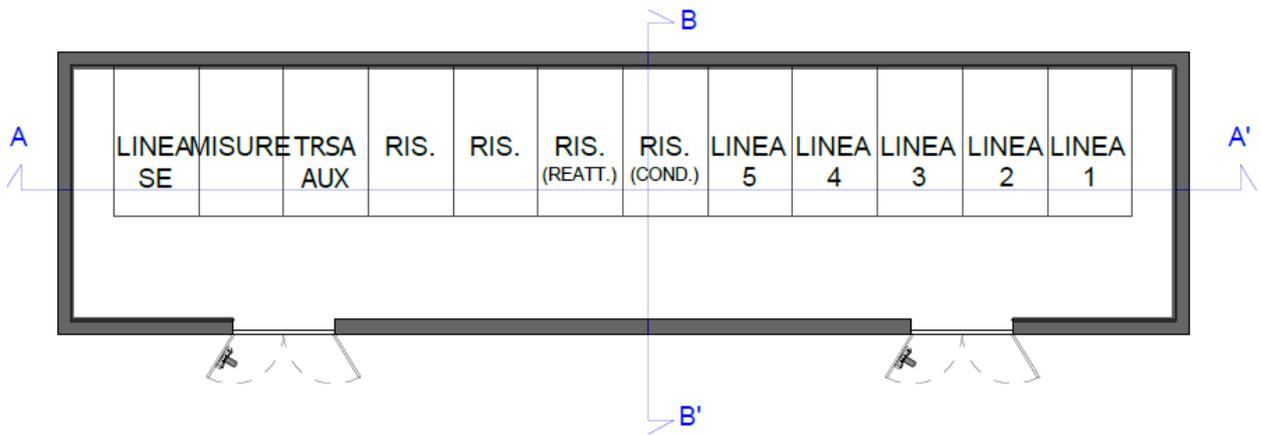


Figura 11: Pianta cabina di raccolta utente

Nella presente relazione si tratta il calcolo geotecnico delle sole platee di fondazione delle cabine elettriche, poggiate su una piastra di magrone realizzata in opera previo scavo del primo strato di terreno vegetale, calcolo che andrà ad integrare il fascicolo dell'opera prefabbricata fornita dalla ditta produttrice.

4. NORMATIVA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Il progetto delle strutture costituenti la centrale in esame è stato elaborato con le prescrizioni della normativa tecnica vigente nel nostro Paese, e con le indicazioni contenute in pubblicazioni specializzate. Si richiamano, in particolare, i seguenti testi normativi:

- D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2018);
- O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006 - Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone
- O.P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005 - Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- DECRETO 15 gennaio 2004. Individuazione, formazione ed aggiornamento del l'elenco delle zone sismiche ed adempimenti connessi al recepimento ed all'attuazione dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274.
- D.M. 16/01/1996 - Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi, e relativa Circolare Ministeriale n. 156 del 04/07/1996;
- Lg. n. 64 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- Lg. n. 1086 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Allegato alla Lg. n. 1684 del 25/11/1962 - Elenco dei Comuni e frazioni e parti di Comune nei quali è obbligatoria l'osservanza delle norme tecniche di edilizia per le località sismiche della 1^a e della 2^a categoria;



5. NORMATIVA E ZONIZZAZIONE SISMICA

Sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 (suppl.) del 08.05.2003 è stata pubblicata l'O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". Il provvedimento detta i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (Decreto Legislativo n. 112 del 1998 e Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

Zona 1 - E' la zona più pericolosa. La probabilità che capiti un forte terremoto è alta
Zona 2 - In questa zona forti terremoti sono possibili
Zona 3 - In questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2
Zona 4 - E' la zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto è molto bassa

La citata O.P.C.M ha, fra l'altro, sancito che la potestà regionale di individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche ricadenti nel territorio regionale doveva essere esercitata sulla base dei criteri approvati e contenuti nell'Allegato 1 all'O.P.C.M..

La Regione Sicilia, in applicazione del citato O.P.C.M. n. 3274, con DECRETO 15 gennaio 2004, acquisiva la nuova zonizzazione della propria regione, e stabiliva fra l'altro di:

- provvedere alla riclassificazione sismica del territorio regionale siciliano, così come individuata nell'Allegato al presente decreto;
- introdurre l'obbligo della progettazione antisismica anche per i comuni classificati sismicamente in zona 4, sia per la progettazione delle nuove costruzioni che per gli interventi sul patrimonio edilizio esistente, fermi restando i contenuti semplificati delle norme tecniche e il regime transitorio previsto dall'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003;
- Di adottare criteri di priorità per la programmazione temporale delle verifiche e per il contemporaneo avvio dei primi interventi urgenti, sugli edifici di interesse strategico e sulle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile e sugli edifici ed opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso:
- Di adottare gli elenchi non esaustivi, previsti dal l'art. 2, comma 3, dell'ordinanza n. 3274/2003, delle categorie tipologiche di edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali di competenza regionale la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume

rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile o che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso.

- Criterio n. 1 - Elevata vulnerabilità sismica connessa all'epoca di realizzazione dell'opera. Si effettueranno prioritariamente le verifiche su edifici ed opere infrastrutturali la cui epoca di realizzazione è precedente alla data di classificazione sismica del comune di appartenenza;
- Criterio n. 2 - Elevata pericolosità. Si effettueranno prioritariamente le verifiche su edifici ed opere infrastrutturali ricadenti in zona 1 e 2 (comma 3, art. 2, ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003);
- Criterio n. 3 - Elevata esposizione. Si effettueranno prioritariamente le verifiche su edifici ed opere infrastrutturali caratterizzate da utilizzo temporale superiore a 9/12 di anno ed elevato numero di utilizzatori con priorità per soggetti deboli (anziani, disabili, bambini).

Le novità introdotte con il Decreto sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (Ingv, Reluis, Eucentre). Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di Lavoro, 2004), previsto dall'O.P.C.M. n. 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'OPCM n. 3519/2006, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
1	$a_g > 0,25$
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$
4	$a_g \leq 0,05$

Nel rispetto degli indirizzi e criteri stabiliti a livello nazionale, alcune Regioni hanno classificato il territorio nelle quattro zone proposte, altre Regioni hanno classificato diversamente il proprio territorio, ad esempio adottando solo tre zone e introducendo, in alcuni casi, delle sottozone per meglio adattare le norme alle caratteristiche di sismicità.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D M. 14 gennaio 2008), hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

L'entrata in vigore della revisione della norma NTC2008 nel 2018 con il Decreto 17 gennaio 2018, segna inoltre il definitivo abbandono della metodologia delle Tensioni Ammissibili a favore del metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, eliminando definitivamente i riferimenti alle zone sismiche.

Si riporta di seguito l'indicazione dell'accelerazione di picco su suolo per il sito in esame, dalla mappa interattiva di pericolosità sismica ufficiale, del sito <http://zonesismiche.mi.ingv.it>.

I colori indicano i diversi valori di PGA(g) e Sa(T) che hanno una probabilità del 10% di essere superati in 50 anni.



Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

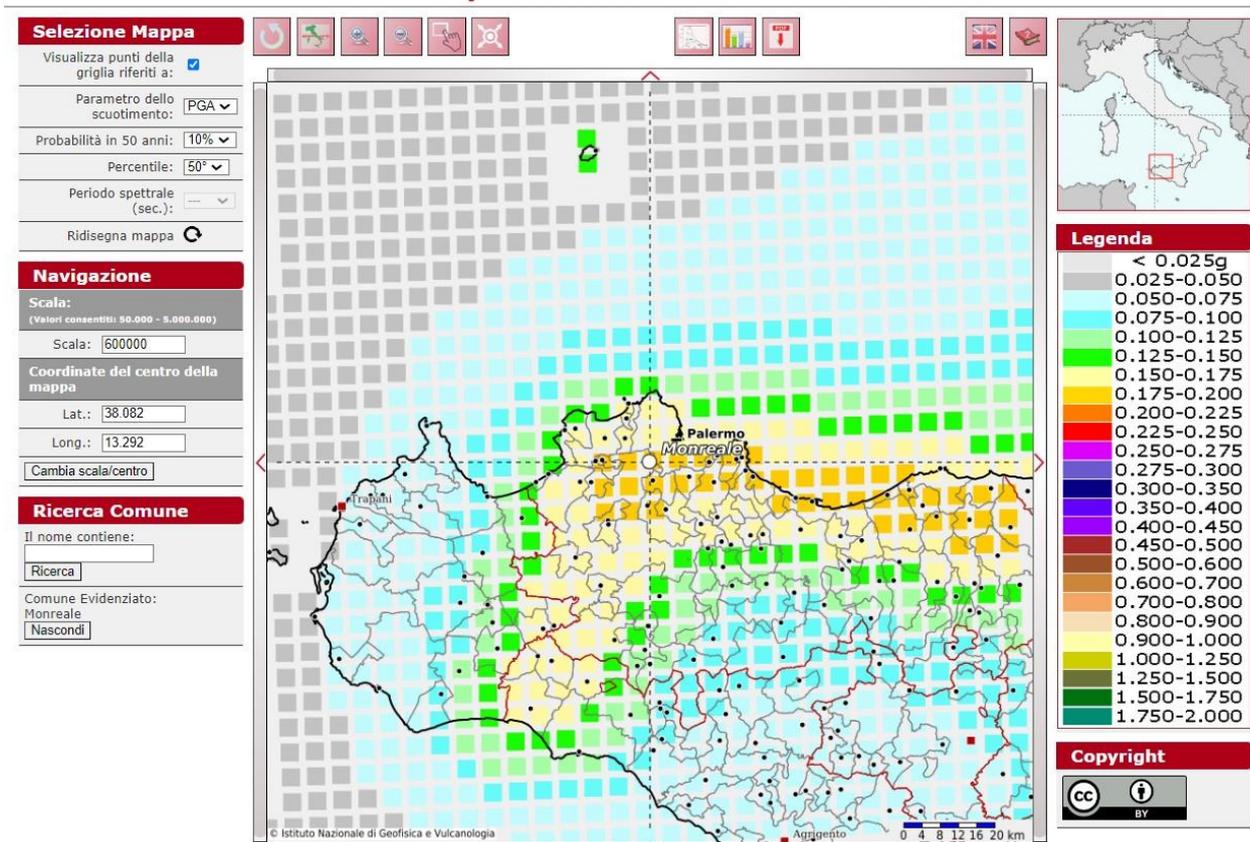


Figura 12: mappa pericolosità sismica - valore PGA.

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

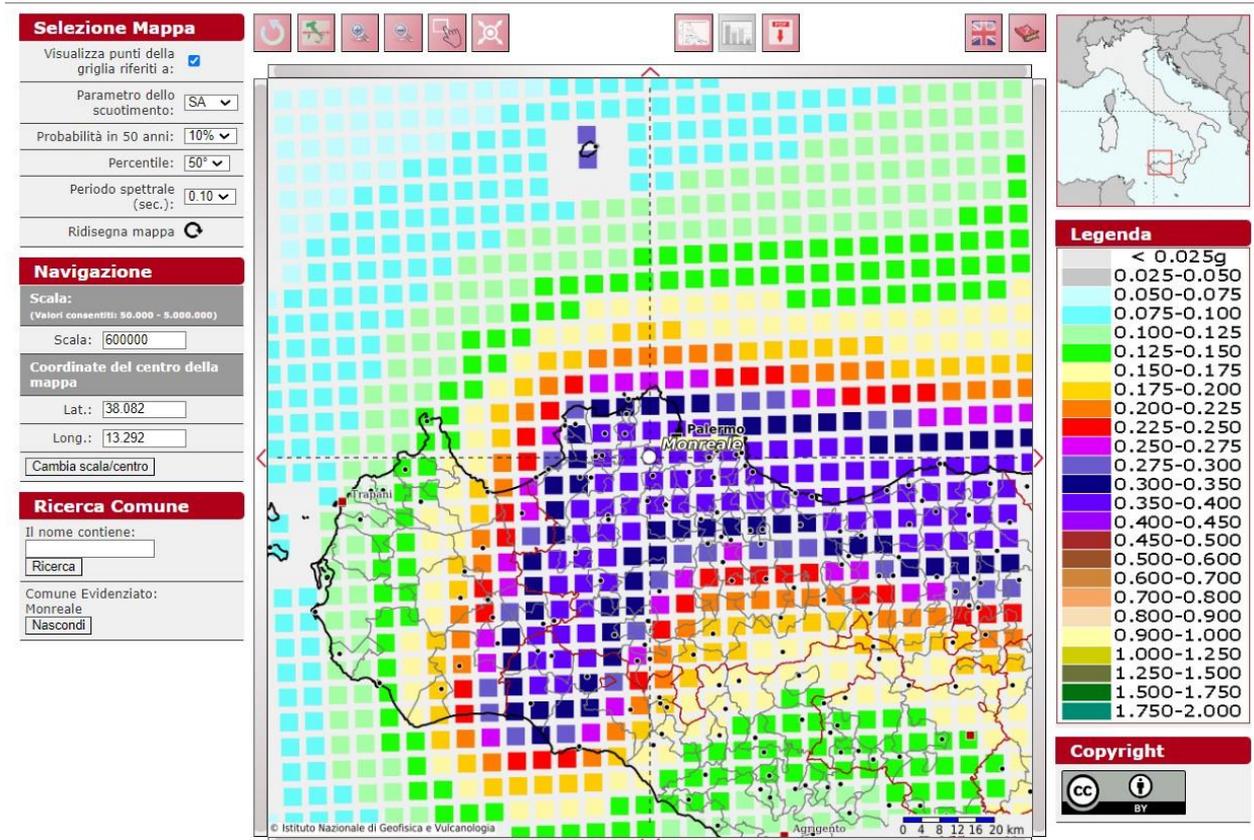


Figura 13: mappa pericolosità sismica - valore $S_a(T)$.



6. ANALISI GEOTECNICA

6.1 Caratteristiche del terreno di fondazione

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Il rilevamento geologico, eseguito nell'area circostante al sito oggetto di intervento e il risultato delle indagini geognostiche hanno permesso di ricostruire, in dettaglio, i modelli geologici del sottosuolo sia del cavidotto che dell'impianto fotovoltaico.

Per l'impianto agrivoltaico il modello geologico ottenuto dai risultati delle sismiche a rifrazione prevede una successione litostratigrafica costituita essenzialmente da limo e argilla debolmente limosa.

Quindi in fin dei conti si può definire un sedime di "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." a cui si attribuisce la Categoria Topografica C.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni oggetto di studio è stata determinata da prove DPM e prospezioni geofisiche.

È importante sottolineare che, per via degli ambienti deposizionali stessi, i materiali in esame possono essere caratterizzati da importanti variazioni laterali litotecniche, che saranno verificate puntualmente a seguito di specifiche indagini in sito in fase di progettazione esecutiva. A ciascuna delle unità litostratigrafiche sono stati attribuiti i valori delle proprietà fisicomeccaniche che meglio ne descrivono il comportamento globale.

In sintesi:

	Peso unità volume γ	Coes. non drenata c_u	Mod. Edometrico M_o	W
	kNg/m ³	kPa	kN/cm ²	%
Terreno vegetale	12,55	4,9	1765,19	91,92
Limo	17,55	24,52	29419	44,21
Argilla debolmente limosa	20,59	171,61	8335,65	20,20

dove:

γ peso di volume

c_u coesione non drenata

W contenuto d'acqua (%)

M_o modulo edometrico

Vista la caratterizzazione geologica del sito e vista la successione stratigrafica determinata attraverso le indagini geognostiche ed i risultati della modellazione strutturale, per l'intervento di progetto di realizzazione di strutture fotovoltaiche infisse, della tipologia a tracker, si prevedono fondazioni profonde costituite da pali metallici direttamente infissi nel terreno o con "pre-drilling", ovvero la perforazione del terreno con un martello battente, fino a un diametro e profondità stabilita, che genera un effetto compattante degli strati sabbiosi-limosi-argillosi, quindi particolarmente idonea per questo genere di terreni sciolti, propedeutica all'infissione o avvitemento delle strutture metalliche del tracker.

6.2 Individuazione della tipologia di fondazione

La tipologia delle opere di fondazione è stata studiata in base alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione idonea per le cabine in c.a.p. è costituita da: fondazioni dirette, platee.

Mentre per le strutture di fondazione delle strutture portamoduli, la fondazione sarà costituita da pali infissi nel terreno, a profondità compresa tra 1 e 3 mt, con eventuale pre-drilling.

Allo stesso modo, alla base delle cabine prefabbricate in c.a.p., contenenti le componenti elettriche che intervengono nella trasformazione e smistamento dell'energia elettrica prodotta, è prevista la realizzazione di una platea di fondazione in c.a. ordinario, per la distribuzione degli sforzi sul terreno. Dallo studio del modello strutturale si sono ricavate le massime sollecitazioni sulle fondazioni per il loro dimensionamento, a cui si rimanda al capitolo specifico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, la determinazione delle azioni agenti sulle fondazioni e la determinazione della resistenza R_d , vengono effettuate utilizzando l'Approccio 2 (A1 + M1 + R3) come definito al §2.6.1 del D.M. 2018.

Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018. I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018. I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

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

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

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

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

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

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La formula del **carico limite** esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è ottenuto dall'espressione di Brinch-Hansen:

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

dove:

Caratteristiche geometriche della fondazione

q carico sul piano di fondazione

B lato minore della fondazione



L lato maggiore della fondazione

D profondità della fondazione

α inclinazione base della fondazione

γ (γ') peso specifico (efficace) del terreno

B' lato minore della fondazione ridotta = $B - 2 \cdot e \cdot B$

L' lato maggiore della fondazione ridotta = $L - 2 \cdot e \cdot L$

Caratteristiche di carico sulla fondazione

H risultante delle forze orizzontali

N risultante delle forze verticali

e_B eccentricità del carico verticale lungo B

e_L eccentricità del carico verticale lungo L

F_{h_B} forza orizzontale lungo B

F_{h_L} forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione

β inclinazione terreno a valle

$c = c_u$ coesione non drenata (condizioni U)

$c = c'$ coesione drenata (condizioni D)

γ peso specifico apparente (condizioni U)

$\gamma = \gamma'$ peso specifico sommerso (condizioni D)

$\phi = 0$ angolo di attrito interno (condizioni U)

$\phi = \phi'$ angolo di attrito interno (condizioni D)

Coefficienti di Capacità Portante (carico limite)

Terreni coesivi con attrito ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)		
$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)} =$ $= \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)} = K_p \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}$		[Prandtl-Cauchot-Meyerhof]
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$ $N_c = 5,14$	(condizione D) (condizione U)	[Reissner-Meyerhof]
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$		[Vesic]

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$; $\phi = 0$)		
$N_q = 1$		[Prandtl-Caquot-Meyerhof]
$N_c = 2 + \pi$		[Reissner-Meyerhof]
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$		[Vesic]
$N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$		

dove

$$K_P = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1}{K_A} \quad \text{coefficiente di spinta passiva di Rankine}$$

ϕ angolo di attrito del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione

ω angolo di inclinazione del piano campagna

Coefficienti di Forma

Terreni coesivi con attrito ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)		
$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$		[...]
$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$		[...]
$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$		[...]

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$; $\phi = 0$)		
$s_q = 1$		[...]
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$		[...]
$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$		[...]

con $B'/L' < 1$.

Coefficienti di Profondità del Piano di Posa

Terreni coesivi con attrito ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)		
$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$		[...]
$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$		[...]
$d_y = 1$		[...]

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$; $\phi = 0$)		
$d_q = 1$		[...]
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$		[...]
$d_y = 1$		[...]

se $\frac{D}{B'} \leq 1$ $K = \frac{D}{B'}$

se $\frac{D}{B'} > 1$ $K = \arctan \left(\frac{D}{B'} \right)$

Coefficienti di Inclinazione del Pano di Posa

$b_q = \left[1 - 0,5 \cdot \frac{H_d}{V_d + A \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$		[...]
$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$		[...]
$b_y = b_q$		[...]

Coefficienti di Inclinazione del Carico

$i_q = \left[1 - 0,5 \cdot \frac{H_d}{V_d + A \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$	$2 \leq \alpha_1 \leq 5$	[...]
$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^m$		[Vesic]
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$		[...]

$i_c = i_q - \frac{1 \cdot i_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$ $i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	(condizione D) (condizione U)	[Vesic] [Vesic]
$i_Y = \left[1 - 0,7 \cdot \frac{H_d}{V_d + A \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$ $i_Y = \left(1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^{m+1}$	$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	[...] [Vesic]

con

$$m = m_B \times \sin^2 \theta + m_L \times \cos^2 \theta$$

Coefficienti di Inclinazione del Piano Campagna

$g_q = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5$		[...]
$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ}$		[...]
$g_Y = g_q$		[...]

Coefficienti di punzonamento (Vesic)

$$\Psi_q = \Psi_Y = e^{\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4\right) \tan \phi' + \frac{3,07 \cdot \sin \phi' \cdot \log_{10}(2 \cdot I_R)}{1 + \sin \phi'}} \quad (\text{condizioni drenate, per } I_R \leq I_{CR})$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_q \cdot \tan \phi'}$$

Indici di rigidità (condizione D)

$$I_R = \frac{G}{c' + q' \cdot \tan \phi'} \quad \text{indice di rigidità}$$

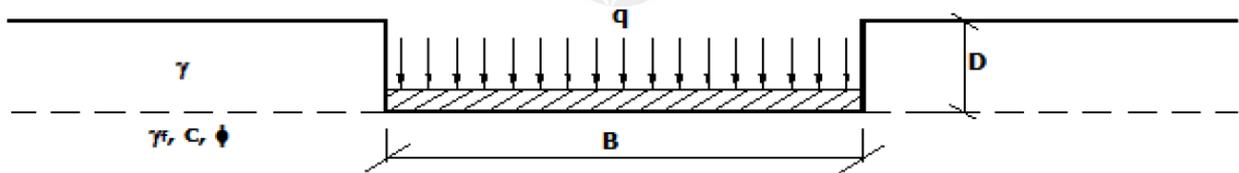
q' pressione litostatica efficace alla profondità $D+B/2$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{modulo elastico tangenziale}$$

E modulo elastico normale

ν coefficiente di Poisson

$$I_{CR} = \frac{1}{2} \cdot e^{(3,3 - 0,45 \cdot B/L) / \tan(45 - \phi'/2)} \quad \text{indice di rigidità critico}$$



Per il calcolo della portanza della fondazione in corrispondenza di terreni costituiti da limi-argillosi è stata utilizzata la seguente formula di Terzaghi:

$$q_{ult} = q N_q + c N_c s_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

dove:

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

$$a = e^{(0,75 \cdot \pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

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

Nel caso in esame, applicando la suddetta formula, si ottiene una resistenza ultima compresa tra **708,98 e 998,38 kN/m²**.

Pertanto, imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 3, in via del tutto cautelativa, è stata assunta una tensione ammissibile massima del terreno di fondazione pari a circa:

$$q_{amm} = \mathbf{236,3 \text{ e } 332,8 \text{ KN/m}^2}$$

7. CALCOLI PRELIMINARI - ANALISI DEI CARICHI - AZIONI SULLE STRUTTURE

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui longheroni, pilastri, piastre, solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

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.

7.1 Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018, particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC);
- l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.
- Per l'analisi sismica si veda il precedente capitolo 5.

7.2 Azione del vento

L'azione del vento è calcolata in conformità a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [cap. 3.3]. In particolare è stata valutata l'entità dell'azione del vento gravante sulle strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici, nella ipotesi di struttura isolata:

Zona 4 [Sicilia, Prov. Reggio Calabria]



Classe di rugosità del terreno D [Aree prive di ostacoli]

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

As (altitudine sul livello del mare): da 535 fino a 700m

Distanza dalla costa: 22 km

Tr (tempo di ritorno): 50 anni

Categoria esposizione: II

Calcolo della velocità di riferimento del vento

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
4	28	500	0,36	1,144

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 32,03 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1,00

v_r (velocità di riferimento) 32,06 m/s

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 642,22 [N/m²]

Calcolo dei coefficienti

Coefficiente dinamico $c_d=1,00$

Coefficiente topografico $c_t=1,00$

Coefficiente di esposizione

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7+c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$ 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	$c_{e,gronda}$	1,80	$z = 3,00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	1,80	$z = 3,00$

Coefficiente di forma

(1) parete sopravento	c_p
	0,00
(2) copertura sopravento	c_p
	-2,18
(3) copertura sottovento	c_p
	0,00
(4) parete sottovento	c_p
	0,00

Calcolo della pressione del vento

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.	0,642	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(2) cop. sopravent.	0,642	1,00	1,00	1,801	2,18	2,52
(3) cop. Sottovent.	0,642	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(4) par. sottovent.	0,642	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00

Pressione del vento in direzione ortogonale q_{orto} 252,0 [N/m²]

Pressione del vento in direzione tangenziale q_{tan} 11,56 [N/m²]

7.3 Azione della neve

L'azione della neve è calcolata in conformità a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [cap. 3.4].

Definizione dei dati: Comune di Monreale, zona III, da 535 fino a 700 m s.l.m.

<p>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</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481^2)] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
--	---

Calcolo del carico neve al suolo:

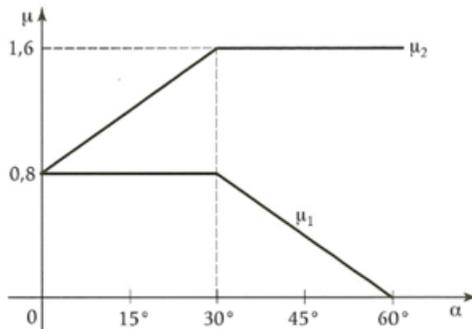
$$q_{sk} = 1,59 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Calcolo dei coefficienti

Classe di topografia [normale] $c_E=0,90$

Coefficiente termico $c_t=1,00$

Coefficiente di forma



$\mu_1 (\alpha_1)$	0,80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0,80
$\mu_2 (\alpha)$	1,20

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1 (\alpha)$	0,80	$0.8(60-\alpha)/30$	0,00
$\mu_2 (\alpha)$	$0.8+0,8 \alpha/30$	1,60	0,00

Calcolo del carico neve sulle strutture fotovoltaiche: $q_s = \mu_1 q_{sk} c_E c_t = 1,27 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

7.4 Carichi variabili

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

Nel caso specifico, trattandosi di cabine elettriche, i modelli di tali azioni saranno costituiti dai seguenti carichi verticali uniformemente distribuiti q_k :

Cat. E2 – <i>Ambiente ad uso industriale</i> : (da valutarsi caso per caso)	soffitto interno (praticabile) $q = 4,0 \text{ kN/m}^2$
Cat. H – <i>Coperture accessibili per sola manutenzione</i> :	soffitto di copertura (non praticabile) $q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

7.5 Carichi permanenti strutturali (pesi propri) e non strutturali

Le cabine avranno, indicativamente, i seguenti carichi permanenti strutturali e non strutturali:

- solai di copertura piani non praticabili: $g = 1,5 \text{ kN/m}^2$;
- solai intermedi praticabili: $g = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Le murature e i parapetti portati genereranno i seguenti sovraccarichi sulle strutture portanti: muratura esterna di tamponamento in laterizio forato ($s=30 \text{ cm}$): 460 daN/m^2

I carichi agenti sui solai, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

7.6 Verifiche di portanza del palo

In via semplificata si procede alla verifica della lunghezza d'infissione, pari a 2 m, ipotizzata in fase di progetto. La lunghezza di infissione definitiva sarà individuata in fase esecutiva in seguito alla realizzazione di pull-out test, eseguiti con pali della medesima dimensione di quelli della struttura, su varie verticali del sito in cui sorgerà l'impianto al fine di meglio conoscere i suoli presenti e la loro effettiva capacità portante.

In linea di massima le strutture verranno installate come appena descritto ma non essendo stata eseguita una campagna di indagini geotecniche mirate la verifica è stata condotta utilizzando i valori geotecnici caratteristici di questa tipologia di suolo, dunque, in fase esecutiva, a valle di indagini più dettagliate il suolo più superficiale, in alcuni punti, potrebbe avere caratteristiche peggiori, oppure potrebbe essere fortemente cementato al punto di rendere impossibile l'infissione del palo per battimento. In questi due casi opposti si procederà ad allocare i pali di sostegno delle strutture mediante la tecnica del pre-drilling, ossia verrà realizzato un foro per mezzo di una trivella all'interno del quale verrà allocato il pilastro della

struttura ed infine verrà riempito il foro con del calcestruzzo, in questo modo, nel caso in cui il suolo abbia proprietà geotecniche scarse si andrà ad aumentare la superficie di contatto palo-terreno (il termine A_s dell'equazione) migliorando il valore di portanza del sistema palo-terreno. Nel caso in cui si presentasse uno strato fortemente cementificato il problema non sarebbe la portanza, che di sicuro sarebbe verificata, ma sarebbe impossibile infiggere il palo per battimento, in questo caso la tecnica del pre-drilling servirà a forare lo strato di terreno fortemente cementificato.

La capacità portante ultima dei pali sottoposti a compressione, sarà data dalla seguente formula, ovvero dalla sommatoria del contributo della punta, dal contributo della superficie laterale, sottratto il peso proprio del palo e il contributo negativo dell'attrito negativo.

Di seguito sarà esplicitata in base alla tipologia di terreno di fondazione, con i vari approcci geotecnici.

$$Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{later} - P_{palo} - P_{attr_neg}$$

In relazione alla geologia del sito, a seconda del tipo di terreno individuato, viene utilizzato l'approccio più idoneo.

$Q_{punta} = RESISTENZA ALLA PUNTA$

(i) In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{punta} = (C_{up} \times N_c + \sigma_v) \times A_p \times R_c$$

essendo:

C_{up} = coesione non drenata terreno alla quota della punta

N_c = coeff. di capacità portante = 9

σ_v = tensione verticale totale in punta

A_p = area della punta del palo

R_c = coeff. di Meyerhof per le argille S/C

$R_c = 2.1 \times (1 + D)$ per pali trivellati

$R_c = D \times (2 + 0.5)$ per pali infissi

D = diametro del palo

(ii) - In terreni coesivi in condizioni drenate (secondo Vesic):

$$Q_{punta} = (\mu \times \sigma'_v \times N_q + c' \times N_c) \times A_p$$

essendo:

$$\mu = \frac{1 + 2(1 - \sin \phi')}{3}$$

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi'} \exp \left[\left(\left(\frac{\pi}{2} - \phi' \right) \tan \phi' \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \times Irr^{\frac{4 \sin \phi'}{3(1 + \sin \phi')}} \right]$$

Irr = indice di rigidezza ridotta

σ'_v = tensione verticale efficace in punta

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

(iii) - In terreni incoerenti (secondo Berezantzev):

$$Q_{punta} = \sigma'_v \times \alpha q \times N_q \times A_p$$

essendo:

αq = coeff. di riduzione per effetto silos in funzione di L/D

L = lunghezza del palo

N_q = calcolato con ϕ^* secondo Kishida: $\phi^* = \phi' - 3^\circ$ per pali trivellati

$\phi^* = (\phi' + 40^\circ) / 2$ per pali infissi

Q_{later} : RESISTENZA LATERALE

(i) In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{later} = \alpha \times C_{um} \times A_s$$

essendo

C_{um} = coesione non drenata media lungo lo strato

A_s = area della superficie laterale del palo

W_p = peso proprio del palo

- per pali infissi: $\alpha = 1$ per $C_u \leq 25$ kPa (0,25 kg/cm²)

$\alpha = 1 - 0,011(C_u - 25)$ per $25 < C_u < 70$ kPa

$\alpha = 0,5$ per $C_u \geq 70$ kPa (0,70 kg/cm²)

- per pali trivellati: $\alpha = 0,7$ per $C_u \leq 25$ kPa (0,25 kg/cm²)

$\alpha = 0,7 - 0,008(C_u - 25)$ per $25 < C_u < 70$ kPa

$\alpha = 0,35$ per $C_u \geq 70$ kPa (0,70 kg/cm²)

(ii) - In terreni coesivi in condizioni drenate:

$$Q_{later} = (1 - \sin \phi') \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \cdot A_s$$

essendo

σ'_v = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

μ = coefficiente di attrito: $\mu = \tan \phi'$ per pali trivellati

$\mu = \tan(3/4 \cdot \phi')$ per pali infissi prefabbricati

(iii) terreni incoerenti:

$$Q_{later} = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \cdot A_s$$

essendo

σ'_v = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

K = coefficiente di spinta: $K = (1 - \sin \phi')$ per pali trivellati

$K = 1$ per pali infissi

μ = coefficiente di attrito: $\mu = \tan \phi'$ per pali trivellati

$\mu = \tan(3/4 \cdot \phi')$ per pali infissi prefabbricati

P_{attr_neg} : CARICO DA ATTRITO NEGATIVO

$$P_{attr_neg} = 0$$

in terreni coesivi in condizioni non drenate

$P_{attr_neg} = A_s \times \beta \times \sigma'_m$ in terreni incoerenti o coesivi in condizioni drenate

essendo

β = coeff. di Lambe

σ'_m = pressione verticale efficace media lungo lo strato deformabile

Il carico ammissibile risulta pari a:

$$Q_{amm} = \left(\frac{Q_{punta}}{\mu_P} + \frac{Q_{later} - P_{palo} - P_{attr_neg}}{\mu_L} \right) \times E_g$$

dove:

μ_P = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza di punta

μ_L = coefficiente di sicurezza del palo per resistenza laterale

E_g = coefficiente di efficienza dei pali in gruppo

- in terreni coesivi:

a) per plinti rettangolari (secondo Converse-La Barre):

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

con

m = numero delle file dei pali nel gruppo

n = numero di pali per ciascuna fila

i = interasse fra i pali

b) per plinti triangolari (secondo Barla):

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot 7.05E - 03$$

c) per plinti rettangolari a cinque pali (secondo Barla):

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \cdot 10.85E - 03$$

- in terreni incoerenti: $E_g = 1$ per pali infissi

$E_g = 2/3$ per pali trivellati

Per i Pali resistenti a trazione si considera il carico ultimo a trazione pari a

$$Q_{lim} = Q_{later} + P_{palo}$$

Il carico ammissibile risulta invece pari a: $Q_{amm} = Q_{lim} / \mu \times L$

con

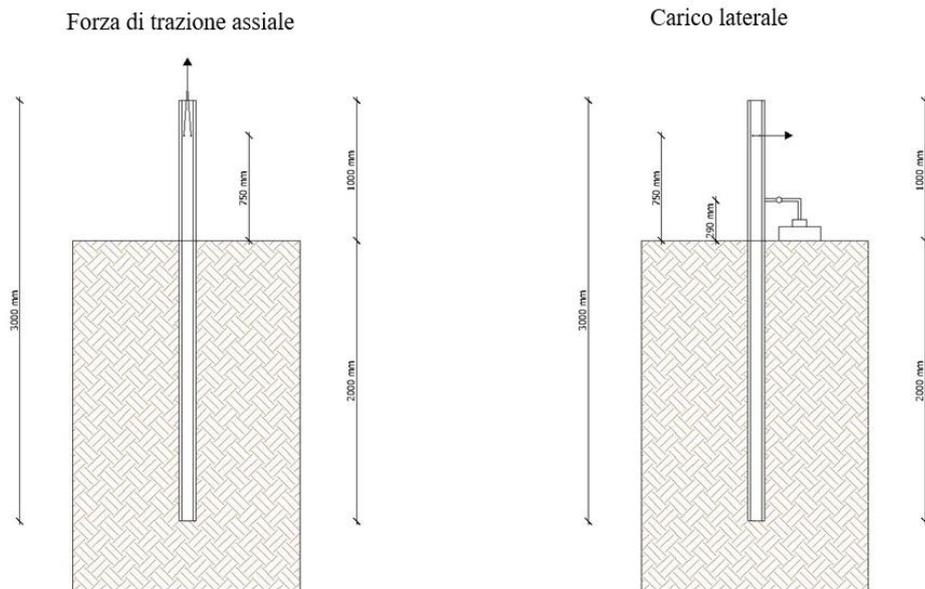
L = lunghezza del palo

μ = coefficiente di attrito: $\mu = \tan \phi'$ per pali trivellati

$$\mu = \tan(3/4 \cdot \phi')$$
 per pali infissi prefabbricati

Utilizzando la tecnica del pre-drilling la portanza limite aumenta sensibilmente.

In fase esecutiva si confronteranno i valori teorici di progetto, con i risultati delle prove di pull-out, di estrazione dei pali infissi, per determinare la reale portanza laterale dei profili, valutati nelle varie zone del campo in costruzione.



Le prove comprenderanno la trazione assiale e il carico laterale dei pali "prova" infissi direttamente nel terreno. I pali d'acciaio saranno dello stesso tipo di quelli che verranno utilizzati per la costruzione dell'impianto fotovoltaico. Attraverso la misurazione delle deformazioni assiali e laterali dei pali, soggetti a tensione assiale e carico laterale, si determinano i valori utili per la progettazione esecutiva della struttura di supporto dell'impianto fotovoltaico.

7.7 Descrizione delle opere di fondazione delle cabine prefabbricate

Le cabine saranno del tipo prefabbricato, opportunamente dimensionate dal punto di vista strutturale, ragion per cui si è proceduti alla sola verifica geotecnica, ossia che lo stato tensionale indotto sia supportabile dal terreno di fondazione e che i cedimenti siano compatibili con l'opera.

Le immagini di seguito mostrano i risultati ottenuti in termini di bulbo tensionale indotto e cedimenti attesi all'SLU.

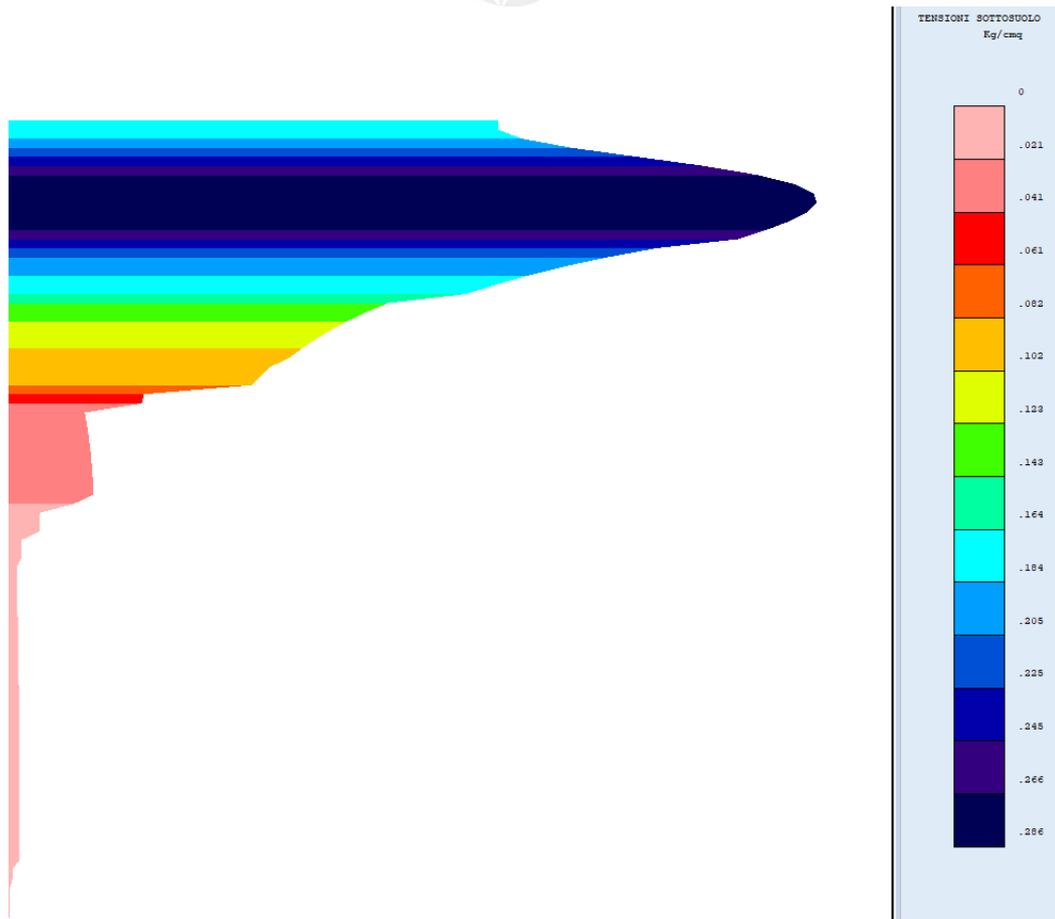


Figura 14: Bulbo tensionale allo S.L.U.

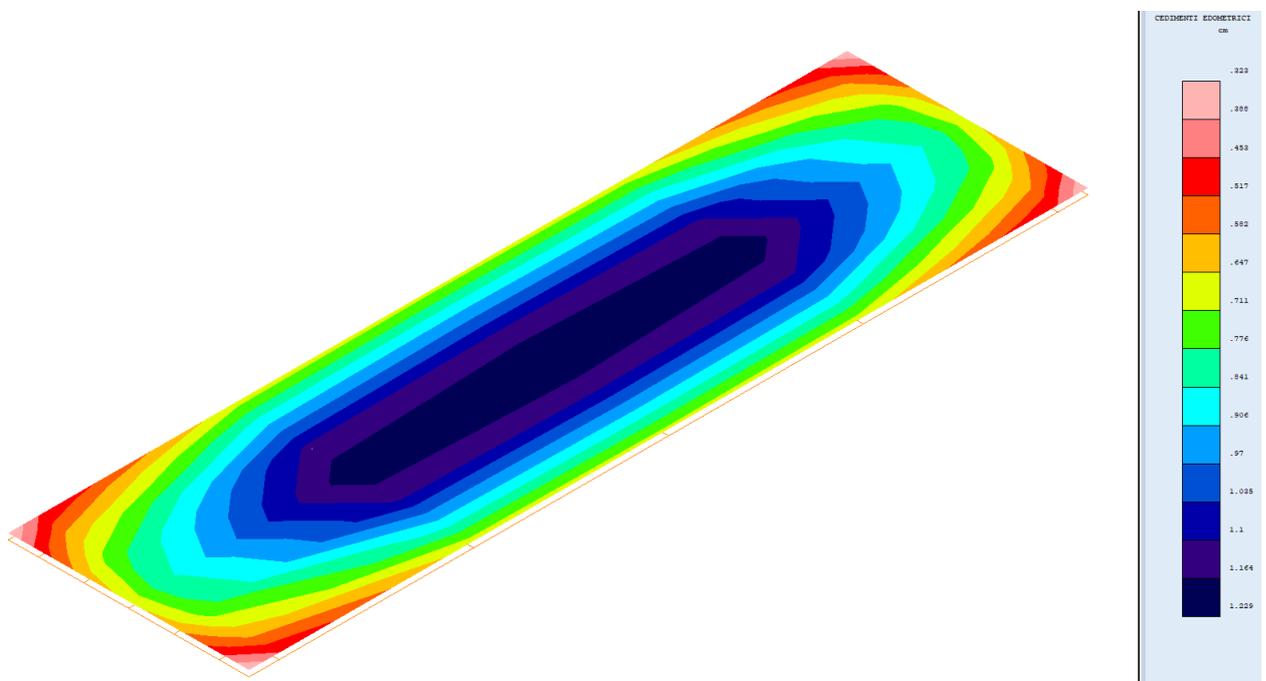


Figura 15: Cedimenti edometrici



8. QUALITÀ DEI MATERIALI

Di seguito le tipologie di materiali strutturali da costruzione, relativi alle opere in c.a. per le fondazioni delle cabine prefabbricate.

8.1 Strutture di fondazione

Le strutture di fondazione delle cabine saranno dirette, del tipo a platea.

Il piano di imposta delle strutture di fondazione sarà regolarizzato e bonificato preliminarmente mediante uno strato di calcestruzzo magro, spesso almeno 15 cm, di resistenza caratteristica non inferiore a $R_{ck} 15 \text{ N/mm}^2$.

8.2 Calcestruzzi ed armature per strutture di fondazione

È stato previsto l'uso di cemento Pozzolatico, tipo CEM IV/B 32.5, allo scopo prevenire i modesti rischi di aggressione da parte dei terreni e delle acque di infiltrazione; la classe 32.5 consente, inoltre, di ridurre gli effetti negativi del ritiro e di assicurare, come implicita conseguenza della classe di resistenza imposta da esigenze statiche, un rapporto acqua/cemento assai ridotto, con grande vantaggio per la qualità e durabilità delle opere

Le caratteristiche prestazionali meccaniche e qualitative di composizione, prescritte per i calcestruzzi relativi alle fondazioni, sono le seguenti:

Calcestruzzo per strutture di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30 con $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$, su provini cubici
Classe di esposizione:	XC2
Max rapporto a/c:	0.60
Tipo e classe di cemento:	CEM IV/B 32.5 R (Pozzolatico/UNI-ENV 197/1)
Dosaggio min. di cemento:	300 Kg/m^3
Dimensione max aggregati:	30 mm
Classe di consistenza:	S4 (UNI EN 206/1)

Inerti costituiti da ghiaia e sabbia pulita costituiti da elementi non gelivi e non friabili e privi di sostanze organiche, limose o argillose, del tipo calcareo-dolomitico nel rispetto dei fusi granulometrici.

Acqua: limpida, priva di sali (in particolare solfati e cloruri) e non aggressiva.

Acciaio

Gli acciai prescritti per la realizzazione delle strutture di fondazione in c.a. hanno le seguenti caratteristiche prestazionali e qualitative:

- acciaio tipo Fe B 44 K controllato in stabilimento;
- nervato ad "alta aderenza" (EN 10080);

- saldabile ($C \leq 0.24\%$; $C_{eq} \leq 0.52\%$).

8.3 Strutture di elevazione in c.a.

Le strutture di elevazione in c.a. sono costituite da pilastri e travi in c.a.

Gli impalcati sono costituiti da solai con fondello in calcestruzzo e nervature parallele semiprefabbricate a traliccio.

Calcestruzzi per strutture di elevazione

I calcestruzzi per le strutture di elevazione saranno confezionati con cemento Portland al calcare classe "32.5 R" al fine di ridurre gli effetti negativi del ritiro e di assicurare, come implicita conseguenza della classe di resistenza imposta da esigenze statiche, un rapporto acqua/cemento assai ridotto, con grande vantaggio per la qualità e durabilità delle opere.

Le prescrizioni relative alla "resistenza", nonché quelle necessarie per garantire la qualità e durabilità dei manufatti, sono le seguenti:

Classe di resistenza:	C28/35 con $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$, su provini cubici
Classe di esposizione:	XC3
Max rapporto a/c:	0.55
Tipo e classe di cemento:	CEM II/A-L 32.5 R (Portland al calcare / UNI-ENV 197/1)
Dosaggio min. di cemento:	320 Kg/m^3
Dimensione max aggregati:	20 mm
Classe di consistenza:	S4 (UNI EN 206/1)

Inerti costituiti da ghiaia e sabbia pulita costituiti da elementi non gelivi e non friabili e privi di sostanze organiche, limose o argillose, del tipo calcareo-dolomitico nel rispetto dei fusi granulometrici.

Acqua: limpida, priva di sali (in particolare solfati e cloruri) e non aggressiva.

Acciaio per strutture di elevazione

Gli acciai prescritti per la realizzazione delle strutture in elevazione in c.a. hanno le seguenti caratteristiche prestazionali e qualitative:

- acciaio tipo Fe B 450 C controllato in stabilimento;
- nervato ad "alta aderenza" (EN 10080);
- saldabile ($C \leq 0.24\%$; $C_{eq} \leq 0.52\%$).

Per quanto concerne reti e tralici di acciaio elettrosaldati, si fa espresso riferimento al punto 2.2.5. del D.M. 9 gennaio 96.

Di seguito le tipologie di materiali strutturali, relativi alle opere metalliche di carpenteria relative ai tracker.



Acciaio per carpenteria pesante

Per le strutture metalliche si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1.

A vantaggio di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli, si assumono i valori nominali $f_y = R_eH$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

In sede di progettazione si assumono convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ (fino a } 100 \text{ } ^\circ\text{C)}$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme EN10025, EN10210 ed EN10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati di seguito.

Norme e qualità degli acciai con $t \leq 40 \text{ mm}$ (UNI 10025-2)

	f_{yk}	f_{tk}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]
S235	235	360
S275	275	430

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 - devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella tabella seguente:

	Normali			Alta resistenza	
	Vite	4.6	5.6	6.8	8.8
Dado	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9

F_{yd} [N/mm ²]	240	300	480	649	900
F_{tb} [N/mm ²]	400	500	600	800	1000