

REGIONE LAZIO
Provincia di VITERBO

PROGETTO:

REALIZZAZIONE DELL' IMPIANTO AGROVOLTAICO "PIANETTI" DA
30.036,6 kWp E DELLE RELATIVE OPERE ED INFRASTRUTTURE
CONNESSE NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI NEPI (VT)

Potenza Nominale Impianto: 30.036,6 kWp

Potenza Immissione: 30.139,0 kW

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO:

CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

COMMITTENTE

ILOS

INE Pianetti Srl
A Company of ILOS New Energy Italy

INE Pianetti S.r.l.
Piazza di Sant'Anastasia, 7
00186 Roma (RM)
P. IVA 16557891005
P.e.c. inepianettisrl@legalmail.it

INE PIANETTI S.R.L.

a company of ILOS New Energy Italy

P.IVA e C.F.: IT 11557891005

Sede legale: Piazza di Sant'Anastasia 7, 00186 Roma
inepianettisrl@legalmail.it

Firmato Digitalmente

Gruppo di Lavoro: Ing. R. Di Monte, Arch. V. Lauriero, Dott. Geol. N. Pellecchia, Per. Ind. Pelino, Dott. Agr. T. Vameralli

PROGETTISTI

Ing. Roberto Di MONTE Arch. Vita LAURIERO



02					
01					
00	Emissione	09/08/22	Ing. Di Monte	Arch. Lauriero	Ing. Di Monte
Rev	Descrizione	Data	Eseguito	Verificato	Approvato
	Formato A4	SPAZIO RISERVATO AGLI ENTI			
	N. Pagine 32+copertina				
	Ing Roberto Di Monte Via Vittorio Veneto, 38 70128 - Bari Palese info@dimonte.eu Arch. Vita Lauriero Via Tremiti, 14 70022 Altamura BA				
		Commessa L2204	Documento CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE	N. Doc. Rel 08	

INDICE

1	PREMESSA E CARATTERISTICA DELLE OPERE.....	2
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE E DELLE SCELTE PROGETTUALI.....	5
3	CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE COSTITUENTI L'IMPIANTO FOTOVOLTAICO 5	
3.1	Caratteristiche dei moduli fotovoltaici.....	5
3.2	Strutture di sostegno dei moduli: Tracker monoassiale	6
3.3	Cabine elettriche	8
3.4	Viabilità.....	9
3.5	Cavidotti.....	9
3.6	Recinzione perimetrale.....	10
4	NORMATIVA TECNICA.....	10
5	VERIFICA DELLA SUSSISTENZA DELL'OBBLIGO DELLA PROGETTAZIONE SISMICA.....	11
6	CALCOLI PRELIMINARI	11
6.1	Definizione delle combinazioni delle azioni agenti e metodo di verifica adoperato	11
6.2	Azioni nelle verifiche agli stati limite	15
6.3	Azioni agenti.....	15
6.3.1	Peso proprio degli elementi strutturali	16
6.3.2	Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature.....	17
6.3.3	Carichi variabili legati alla destinazione d'uso.	17
6.4	Azione sismica	17
6.4.1	Caratterizzazione sismica del sito	19
6.5	Azioni del vento	19
6.5.1	Pressione cinetica di riferimento.....	20
6.5.2	Coefficiente di esposizione	22
6.5.3	Coefficiente di pressione	25
6.5.4	Coefficiente dinamico	26
6.5.5	Raccolta dei risultati.....	26
6.5.6	Azione tangenziale del vento.....	27
6.6	Azioni della neve	27
6.7	Azioni della temperatura.....	28
6.8	Azioni eccezionali.....	28

6.9	Caratteristiche del terreno di fondazione	28
7	QUALITÀ DEI MATERIALI	28
7.1	Strutture di sostegno dei moduli.....	28
7.2	Strutture di fondazione	29

1 PREMESSA E CARATTERISTICA DELLE OPERE

La presente relazione si riferisce alle caratteristiche delle strutture portamoduli, delle cabine elettriche, della viabilità interna, degli scavi inerenti i cavidotti e delle recinzioni, previsti nell'ambito della realizzazione dell'impianto agrovoltaico "PIANETTI" che sfrutta l'effetto fotovoltaico per generare energia elettrica rinnovabile e nel contempo utilizza i terreni tra le file dei pannelli per la produzione agricola.

L'impianto agrovoltaico di potenza nominale complessiva di 30.036,6 kWp e di potenza di immissione pari a 30.139,0 kW e le relative opere ed infrastrutture connesse saranno realizzate in Zona Agricola del territorio Comunale di Nepi (VT), in località "Pianetti", a circa 4,6 km in direzione sud-ovest del centro abitato.

L'impianto agrovoltaico sarà collegato alla rete pubblica RTN tramite la costruzione dell'impianto di rete per la connessione e l'impianto di utenza per la connessione.

L'impianto di rete RTN per la connessione permetterà di collegare l'impianto agrovoltaico in antenna a 36 kV su una nuova stazione elettrica (SE) di trasformazione a 150/36 kV della RTN, da inserire in entra - esce alla linea a 150 kV RTN "Settevene – Civita Castellana CP".

Invece l'impianto utente per la connessione sarà formato da un elettrodotto di vettoriamento MT di lunghezza pari a ca 4660 m, in doppia terna, che collegherà la Cabina di Raccolta posta a sud nell'area di impianto con il quadro MT a 36 kV della nuova stazione elettrica di trasformazione a 150/36 kV della RTN.

I dati di ubicazione delle opere sono di seguito riportate:

Ubicazione Impianto	Comune di Nepi (VT)
Ubicazione Punto di Inserimento	Linea a 150 kV RTN "Settevene – Civita Castellana CP"
Punto di Connessione	In antenna su stallo dedicato a 36 kV della nuova stazione elettrica AT/MT a 150/36 kV
Dati Catastali Impianto	Foglio 27 P.IIe 677, 684, 761, 713, 714, 836 e Foglio 32 P.IIa 297
Dati Catastali Cabine di Raccolta	NCT di Nepi (VT), Foglio 32 P.IIa 297
Dati Catastali Elettrodotto Utente MT	NCT Nepi - Foglio 32 P.IIe 297, 298, 300, 302, 308, 310, 318, 320, 314, 173, 175, 60, 255, 143, 254, 257, 122, 201, 212, 262, 411, 494, 495, 363, 364 - Foglio 31 P.IIe 341, 334, 308, 280, 310, 311, 325, 115, 327, 176, 342, 320, 268
Superficie Catastale agricola disponibile (S_{TOT}):	Ca. 43,34 ha
Superficie captante dei moduli	Ca. 13,65 ha
Superficie Agricola (Sagricola)	Ca. 33,6 ha
Inclinazione superficie	Inclinazione inferiore all' 2%
Altitudine	248 m slm
Latitudine - Longitudine	42°11'54.35"N, 12°19'5.04"E

Nel seguito sono raccolte le linee guida generali della progettazione¹ ed, in particolare, i dati di progetto originali.

¹ La progettazione è stata sviluppata utilizzando tecnologie, ad oggi, disponibili sul mercato. Tuttavia, considerando che la tecnologia fotovoltaica è in rapido sviluppo, dal momento della progettazione definitiva alla realizzazione, potranno cambiare sensibilmente le caratteristiche delle componenti secondarie, mentre resteranno invariate le caratteristiche complessive di quelle principali.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE E DELLE SCELTE PROGETTUALI

Le principali strutture costituenti l'impianto fotovoltaico e le opere ed infrastrutture connesse sono di seguito elencate:

- strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici;
- cabine elettriche di raccolta, di conversione e trasformazione dell'energia elettrica, cabina di smistamento MT, cabina sala controllo;
- viabilità di progetto;
- scavi inerenti i cavidotti;
- recinzione perimetrale.

Le caratteristiche dimensionali dei singoli elementi sono illustrate negli allegati grafici di progetto di cui la presente relazione è parte integrante.

3 CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE COSTITUENTI L'IMPIANTO FOTOVOLTAICO

Tutte le strutture principali costituenti l'impianto fotovoltaico in oggetto dovranno essere in grado di reggere il proprio peso, eventuali carichi accidentali e di resistere alle sollecitazioni esercitate da fattori esterni quali:

- la neve;
- la pressione dovuta all'azione del vento;
- l'azione del sisma in funzione dell'ubicazione dell'impianto.

Da non trascurare, nella scelta dei materiali, la presenza di azioni corrosive sulle parti metalliche delle strutture che ne pregiudicherebbero la stabilità nel tempo. A tal proposito, il D.M. 17 gennaio 2018. "Norme tecniche per le costruzioni" definisce "i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità (...)".

3.1 Caratteristiche dei moduli fotovoltaici

Per una descrizione più completa fare riferimento al catalogo della Ditta Fornitrice.

Nelle verifiche riportate di seguito si sono considerati pannelli (modulo di progettazione: linea Tiger Pro della Jinko Solar Holding da 615 Wp) aventi dimensioni B*H= 2465x1134 mm (P=35 mm) con un peso proprio di circa 30,6 kg.

Le staffe di supporto si adattano alla produzione commerciale generale.

I pannelli hanno carcassa in alluminio e il collegamento al supporto avviene mediante staffe in alluminio o acciaio AISI 304, tasselli plastici scorrevoli di tipo rinforzato e bulloneria in acciaio inox equivalente per caratteristiche alle Classi 8.8.

3.2 Strutture di sostegno dei moduli: Tracker monoassiale

Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici sono ad inseguimento monoassiale con asse di rotazione lungo la direttrice Nord – Sud e permettono al piano dei pannelli di seguire la rotazione del sole E-O.

Il tracker è fissato a terra mediante 5 profili tubolari di due tipi: palo attuatore e palo generico. Sui pali si collocano le travi principali. Sulle travi principali si fissano i traversi su cui si collocano i pannelli. La lunghezza dei pali infissi è commisurata alle condizioni di carico specifiche dell'impianto (carichi di neve e di vento) e alle caratteristiche di portanza del terreno interessato dall'infissione.

Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici saranno realizzate assemblando profili metallici in acciaio zincato a caldo o sagomati in alluminio². I profili saranno del tipo presso-piegati e il loro montaggio rispetterà una logica modulare garantendo una possibilità di assemblaggio particolarmente efficace e rapida attraverso l'uso di particolari morsetti di congiunzione.

Nello specifico, un profilo, conficcato verticalmente nel terreno, svolgerà la funzione di fondazione assorbendo correttamente i carichi statici e dinamici trasmessi dalle strutture portate. I requisiti dello stesso profilo (spessore, materiale, profondità di ancoraggio, ecc.) saranno specificati in funzione delle caratteristiche del terreno, valutate attraverso opportuni saggi nell'ambito della progettazione esecutiva.

Il singolo blocco, formato da due stringhe, sarà montato su inseguitore modulare monoasse formato da robusti pali infissi nel terreno su cui sono montati le travi con i "porta moduli" girevoli. La larghezza massima della singola fila è pari a 4,95 m, ovvero pari alla larghezza dei due pannelli in posizione orizzontale. L'altezza massima della struttura con rotazione 55° e con franco da terra di 115 cm è di 5,23 m.

² Le strutture di sostegno che potranno essere prese in esame per il presente progetto sono diverse, la scelta definitiva sarà fatta a seguito di considerazioni puntuali conseguenti ad accertamenti da svolgere in loco, pertanto, in sede di progettazione esecutiva.

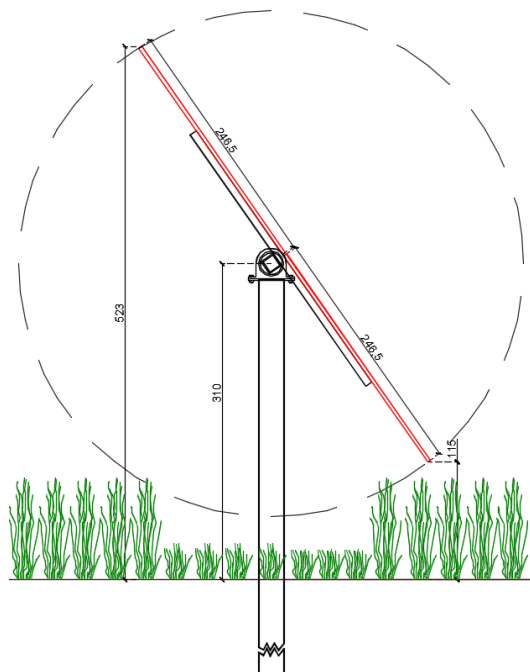


Figura 3 – Sezione della struttura dell'inseguitore monoassiale con i pannelli (Est-Ovest)

I pannelli sono collegati a dei profilati ad omega trasversali alla struttura, che a loro volta sono connessi mediante un corrente longitudinale con adeguata sezione. Grazie a questo sistema la parte mobile è in grado di ruotare intorno ad un asse orizzontale posto ad una altezza pari a 3,10 m fuori terra, con un angolo di rotazione di +/- 55°, sfruttando così al meglio l'assorbimento dell'energia solare.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da n.5 pali ed è collegato mediante delle cerniere con asse parallelo al tubolare. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno sono immorsati nel terreno ad una profondità variabile fino ai 3 m in funzione delle caratteristiche meccaniche e litostratigrafiche dei terreni di fondazione. Le modalità di ammassamento di tali profilati variano dalla infissione (battitura) alla trivellazione.

Il sistema è movimentato da un azionamento lineare controllato da un programma astronomico in grado di inseguire il sole durante tutto l'arco della giornata, soluzione che garantisce una maggiore efficienza del sistema, massimizzando l'energia prodotta. Sulla struttura meccanica degli inseguitori sono montati i pannelli fotovoltaici; il movimento automatico permette ai pannelli di essere sempre orientati in modo ottimale rispetto al sole, limitando così le perdite per effetto della riflettività. La stessa struttura è realizzata appositamente per accogliere i moduli fotovoltaici con le caratteristiche di tenuta al vento necessarie per la zona d'installazione.

L'inseguitore monoassiale è caratterizzato da una tipologia d'inseguimento azimutale su singolo asse con sistema di controllo autoconfigurante basato sul programma astronomico con backtracking per il controllo dell'ombreggiamento reciproco. Il range di rotazione va da + 55° a -55° con un errore massimo d'inseguimento di 1,87°. Il sistema di azionamento è caratterizzato da un attuatore lineare da 230 V con grado di protezione IP55 controllato da un quadro centrale in grado di comunicare con 210 inseguitori.

L'algoritmo di inseguimento è basato sul cosiddetto orologio astronomico, ovvero, spiegato in maniera del tutto generale, un orologio che mostra, in aggiunta all'ora corrente, informazioni di carattere astronomico. Queste possono includere la posizione del Sole e della luna nel cielo, l'età e la fase della luna, la posizione del Sole sull'eclittica e l'attuale segno zodiacale, il tempo siderale e altri dati come i nodi lunari, utili nella predizione delle eclissi ed una mappa celeste rotante. Nel nostro caso, ovviamente, sarà di interesse solamente la posizione del Sole nel cielo, con la quale, tramite un apposito algoritmo, si potrà comandare il movimento degli inseguitori al fine di ottimizzare la captazione.



Figura 4 – Particolare Inseguitori mono assiali (Est-Ovest)

3.3 Cabine elettriche

Le cabine elettriche saranno del tipo prefabbricato in calcestruzzo armato vibrato, comprensive di vasca di fondazione prefabbricata in c.a.v. o messe in opera in calcestruzzo armato con reti metalliche a maglie elettrosaldate, dotate di porta di accesso e griglie di aereazione in vetroresina, di impianto elettrico di illuminazione, di copertura impermeabilizzata e di rete di messa a terra interna ed esterna. Il manufatto dovrà presentare 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. L'armatura interna della cabina sarà totalmente collegata elettricamente; essa dovrà creare una gabbia di Faraday tale da proteggere il sistema da sovratensioni atmosferiche. L'armatura metallica sarà costituita da acciaio e rete elettrosaldata. Le pareti esterne dovranno essere trattate con finitura elastomerica, previo trattamento delle superfici e applicazione di apposito primer. La finitura sarà inalterabile nel colore, idrorepellente e stabile agli sbalzi di temperatura. Il piano di imposta delle strutture di fondazione delle cabine prefabbricate sarà regolarizzato e bonificato preliminarmente mediante uno strato di calcestruzzo magro, spesso almeno 15 cm, di resistenza caratteristica non inferiore ad $R_{ck} 15 \text{ N/mm}^2$.

Il manufatto sarà conforme, alle seguenti Leggi e disposizioni:

- Legge 5 novembre 1971, n° 1086 – Norme per la disciplina delle opere in c.a.

- Legge 2 febbraio 1974, n° 64 – Provvedimenti per le costruzioni per le Zone sismiche
- DPR 81/08.
- D.M. 3 dicembre 1987 – Norme tecniche per le costruzioni prefabbricate
- D.M. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le strutture in C.A.

Le dimensioni, la posizione e i particolari dei manufatti sono indicati negli elaborati grafici allegati alla documentazione progettuale.

Le cabine ed i basamenti dovranno essere forniti di regolare attestato di qualificazione per la produzione di componenti prefabbricati in serie controllata ovvero dichiarata, in conformità al D.M. 17.01.2018 "Norme tecniche per le costruzioni" ed ai sensi dell'art. 9 della legge n. 1086/1971 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.

3.4 Viabilità

La viabilità interna all'area dell'impianto fotovoltaico e dell'accesso alla cabina di consegna sarà costituita da strade di nuova realizzazione. Per l'esecuzione dei nuovi tratti di viabilità, in ragione del tipo di traffico previsto, si eseguirà uno scotico del terreno per uno spessore di 30 cm, ricoprendolo con battuto di materiale inerte incoerente. La sezione tipo sarà costituita da una piattaforma stradale di larghezza massima di 3,0 m formata da ghiaia avente uno spessore di circa 30 cm.

La particolare ubicazione dell'impianto fotovoltaico permetterà un facile trasporto in sito dei materiali da costruzione.

I materiali impiegati per la formazione della fondazione stradale saranno costituiti da ghiaia mista, avente pezzatura fra 0,2÷3,0 cm esente da materie terrose e vegetali e costipata da idonee macchine, mentre, per la formazione del letto di posa della fondazione stradale e la regolarizzazione del piano viabile, si utilizzerà graniglia superficiale di diametri differenti posizionata a mezzo di idonea cilindratura meccanica. Il materiale inutilizzato proveniente dagli scavi, preventivamente accumulato su aree prossime a quelle dell'impianto, invece, sarà trasportato in apposite discariche autorizzate, quando non più utilizzabile per rinterri, riempimenti, modellazioni e rilevati.

3.5 Cavidotti

L'energia prodotta dall'impianto e trasformata nelle cabine di trasformazione in MT a 36 kV sarà raccolta in un'unica cabina (CR) posta sull'area di impianto, da cui partirà il cavidotto Utente di connessione, formato da due terne da 240 mm², per la connessione alla RTN a 36 kV.

Il trasporto di energia avverrà mediante cavi interrati posti all'interno di uno scavo a sezione ristretta, su di un letto di sabbia o terreno vagliato. Si procederà, quindi, al riempimento dello scavo con inerti prescritti e al ripristino delle pavimentazioni stradali. Per minimizzare l'impatto sul territorio, l'elettrodotto correrà principalmente su viabilità pubblica utilizzando il minore percorso possibile, in considerazione del punto di inserimento sulla rete elettrica esistente e di eventuali vincoli paesaggistico - storico - ambientali esistenti nell'area attraversata.

Le opere consisteranno negli scavi di sbancamento a sezione obbligata, nell'accatastamento laterale lungo lo scavo del materiale di scavo per il reimpiego, nella regolarizzazione delle pareti e del fondo degli scavi secondo le sagome di norma e nelle eventuali sbatacchiate delle pareti laterali. Seguirà la posa dei cavidotti, con conseguente riempimento dei cavi con il materiale precedentemente estratto, la rincalzatura e prima ricopertura, la pistonatura o la compattazione meccanica.

Il cantiere sarà organizzato in modo tale che gli scavi e il relativo rinterro saranno effettuati in giornata in modo da non creare cumuli evitando disagi alla viabilità e problemi di sicurezza.

3.6 Recinzione perimetrale

Il progetto prevede la realizzazione di una recinzione perimetrale. Questa potrà essere realizzata con pannelli modulari, monolitici e di grandi dimensioni ancorati a strutture montanti aventi una propria fondazione in c.a.; l'altezza complessiva fuori terra della recinzione dovrà essere pari a 2,50 metri. I pannelli a rete metallica³ saranno direttamente infissi nel terreno oppure ancorati a strutture puntuali (plintino circa 30x30 cm - cls Rck 350, ferro B450C), di altezza totale fuori terra di circa 2,50 m e sollevati dal piano campagna di circa 20 cm per tutto il perimetro della recinzione per evitare di ostacolare il passaggio di animali di piccola taglia⁴. Le caratteristiche dimensionali delle opere in c.a. scaturiranno dalle caratteristiche meccaniche del terreno di sedime, che saranno opportunamente riportate nella relazione geotecnica, relativa al sito in oggetto.

Le opere a farsi consisteranno in uno scavo a sezione obbligata necessario al getto di fondazione dei montanti (plintini solo in corrispondenza dei sostegni verticali), i cui materiali di risulta saranno trasportati a discarica pubblica se non impiegati per i rinterri nell'ambito del cantiere. Il sedime destinato alla realizzazione dell'opera sarà sbancato alla profondità di progetto, predisponendo gli opportuni mezzi protettivi onde evitare franamenti. Sono previsti rinterri a ridosso dei manufatti in calcestruzzo con pietrame calcareo di idonea composizione granulometrica esente da argilla, per consentire il deflusso delle acque meteoriche, realizzato con materiale proveniente da cave di prestito. Le strutture di fondazione della recinzione saranno costituite da cls Rck 350 ed impostate sul piano di campagna, come previsto dagli elaborati tecnici allegati. Per tutte le strutture di fondazione è prevista un'armatura del tipo a barre ad aderenza migliorata Fe B450C, controllate in stabilimento, opportunamente trattate con zincatura a caldo secondo la Norma Europea UNI EN ISO 1461: 2009.

4 NORMATIVA TECNICA

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo sono le "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17/01/2018, supplemento alla Gazzetta Ufficiale n° 42 del 20/02/2018.

³ Qualora venga posta in opera una recinzione in grigliato elettrofuso, a pannelli monolitici di grandi dimensioni, questi saranno ottenuti attraverso l'unione mediante elettrofusione, di barre portanti verticali in piatto 25x2 mm e barre trasversali orizzontali in tondo. Il materiale costituente sarà Acciaio Fe 360 B, opportunamente trattato con zincatura a caldo secondo la Norma Europea UNI EN ISO 1461/2009.

⁴ Vedi allegati grafici di progetto.

Si farà inoltre riferimento alle seguenti norme:

- Circolare esplicativa n° 7 del 21/01/2019 - "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018";
- Legge n. 1086 del 05.11.1971 - "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge n. 64 del 02.02.1974 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Eurocodice 2 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- Eurocodice 3 - "Progettazione delle strutture di acciaio".
- Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".

5 VERIFICA DELLA SUSSISTENZA DELL'OBBLIGO DELLA PROGETTAZIONE 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". La citata O.P.C.M ha 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.

Sulla base della stessa Ordinanza, la Regione Lazio con D.G.R. n. 387 del 22.05.2009 ha dichiarato il territorio del Comune di Nepi appartenente alla Zona Sismica 3 (sottozona 3A - 3B) nella classificazione sismica di cui al DGR n. 387 del 22/05/2009 "Nuova Classificazione Sismica della Regione Lazio", ovvero Zona con pericolosità sismica bassa.

Le sottozona 3A - 3B a cui corrisponde rispettivamente un'accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico compreso tra un valore di $0,10 <(ag) \leq 0,15$ g e $0,05 <(ag) \leq 0,10$ g dove (g) = accelerazione di gravità, pari a $9,80665$ m/s².

Pertanto, il progetto esecutivo delle strutture delle opere costituenti l'impianto fotovoltaico sarà condotto secondo le metodologie dettate dalle Normative vigenti per le Zone sismiche, ed, in particolare, secondo gli allegati del DM 17.01.2018 "Norme tecniche per le costruzioni".

6 CALCOLI PRELIMINARI

6.1 Definizione delle combinazioni delle azioni agenti e metodo di verifica adoperato

Le strutture in oggetto saranno dimensionate secondo le prescrizioni fornite dal DM 17.01.2018 "Norme tecniche per le costruzioni", le quali definiscono "i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali

di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere". In particolare, la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa saranno valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale, dove per stato limite si intende "la condizione superata la quale "l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata".

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi è espressa dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d.$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M , il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale: $C_d \geq E_d$

La verifica della sicurezza dovrà considerare i seguenti parametri:

- vita nominale (V_N)⁵: $V_N \geq 50$ anni (tipo di costruzione: opera infrastrutturale);
- classe d'uso: Classe II ("costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, opera infrastrutturale");
- periodo di riferimento: V_R : 50 anni (coefficiente d'uso $C_U = 1,0$).

Le azioni ovvero "ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura" saranno classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo come:

⁵ Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale 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).

b) *variabili* (Q): azioni 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.

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, saranno definite le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
- $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori dei coefficienti ψ saranno dedotti dalla seguente tabella:

Tabella 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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

Per ciò concerne il degrado delle strutture, il DM 17.01.2018 definisce le azioni di degrado nei seguenti termini: "Un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la costruzione, e la specifica manutenzione, in modo tale che il degrado della struttura, che si dovesse verificare

durante la sua vita nominale di progetto, non riduca le prestazioni della costruzione al di sotto del livello previsto. Tale requisito può essere soddisfatto attraverso l'adozione di appropriati provvedimenti stabiliti tenendo conto delle previste condizioni ambientali e di manutenzione ed in base alle peculiarità del singolo progetto. [...]". La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva".

6.2 Azioni nelle verifiche agli stati limite

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO;

utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni, da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, descritti nella tabella successiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili.Q

6.3 Azioni agenti

Le azioni che si considereranno agenti sulle strutture in esame saranno:

- Peso proprio degli elementi strutturali.

- Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature.
- Carichi variabili legati alla destinazione d'uso.
- Azione sismica.
- Azione del vento.
- Azione della neve.

6.3.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Secondo il DM 17.01.2018, "Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione. (...).

Il DM 17.01.2018 a tal proposito, fornisce la seguente tabella:

Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Per materiali strutturali non compresi nella Tab. 3.1.I si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative o documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici.

La struttura è progettata per il sostegno dei pannelli fotovoltaici e per resistere alle azioni ambientali. Sono escluse azioni derivanti da operazioni di montaggio e/o montaggio che vengono svolte da operatori a terra.

Il peso proprio dei pannelli fotovoltaici è pari a $0,124 \text{ kN/m}^2$.

6.3.2 Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature.

In questa tipologia sono considerati i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti. Ove presenti sono stati utilizzati i pesi elencati nella tabella 3.1.I del par. 3.1.2 delle NTC 2018. Ricadono in questa tipologia i pesi propri delle apparecchiature e delle strutture prefabbricate.

6.3.3 Carichi variabili legati alla destinazione d'uso.

I sovraccarichi, o carichi imposti, come previsto al punto 3.1.4 del D.M. 17/01/2018, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera comprensivo degli effetti dinamici ordinari. I modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m^2],
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]"

6.4 Azione sismica

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

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

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata 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.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Nel presente progetto, l'azione sismica è stata valutata tenendo conto dei seguenti parametri:

- Località: NEPI (LT): Latitudine: 42°11'54.35"N - Longitudine: 12°19'5.04"E
- Vita nominale (V_N): $V_N \geq 50$ anni - tipo di costruzione: opera infrastrutturale (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- Classe d'uso: Seconda - Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, opera infrastrutturale- (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- Coefficiente d'uso $C_u = 1,0$
- Periodo di riferimento (V_R) $V_R = 50$ anni
- Categoria di suolo: B secondo quanto descritto nel successivo par. 6.4.1;
- Categoria topografica: T_1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- Coefficienti di amplificazione topografica $S_T = 1,0$ (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).
- Coefficienti di amplificazione stratigrafica $S_S = 1,0 \leq 1,40 - 0,40 F_0$ $a_g/g \leq 1,20$ (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018).
- Coefficiente $C_C = 1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$

- (*) Per la valutazione dell'Azione sismica e degli spettri di risposta elastico in accelerazione si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 3.2.3 - Valutazione dell'azione sismica delle NTC 2018.
- Parametri per le forme spettrali (dati esplicitati nella Relazione geologica allegata al progetto):

Stato limite	P _{VR} (%)	T _r (anni)	a _g (g)	F _o	T(sec)
SLO - S.L. di Operatività	81	30	0,036	2,619	0,242
SLD - S.L. di Danno	63	50	0,043	2,635	0,265
SLV - S.L. di Salvaguardia vita	10	475	0,080	2,827	0,336
SLC - S.L. di Prev. Collasso	5	975	0,095	2,870	0,354

6.4.1 Caratterizzazione sismica del sito

Le NTC2018 consentono, mediante un approccio semplificato, di tenere in conto dell'eventuale amplificazione dell'azione sismica sui siti di progetto, mediante determinate categorie di suolo alle quali appartengono parametri sismici specifici. Questi fattori sono utilizzati per modificare la forma dello spettro di accelerazione elastico di progetto computato al bedrock del sito alla profondità di competenza. Il parametro madre, utilizzato per attribuire una categoria specifica è il $V_{S,30}$ definita come la media pesata della velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità nel sottosuolo.

I litotipi riscontrati nelle diverse stratigrafie ricostruite all'interno dello studio geologico, allegato al presente progetto, rientra nella Categoria di suolo "B": "Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s."

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche del sottosuolo si fa riferimento alla relazione geologica, *Rel 05 PD_DOCL2204 - Relazione Geologica, Geotecnica, Idrogeologica, Idraulica e Sismica*, allegata alla documentazione di progetto.

6.5 Azioni del vento

Di seguito si riporta l'analisi condotta esclusivamente per le strutture portamoduli dei pannelli.

Per il calcolo della velocità del vento del tracker dobbiamo tener conto che il tracker ha due posizioni:

- Posizione di difesa.
- Posizione di operazioni.

La posizione di difesa si considera alla posizione 0°, la velocità di calcolo sarà la velocità della Normativa che calcoliamo di seguito.

La posizione di operazione sono tutte quelle che non sono 0°, la velocità di calcolo in questo caso è di 60 km/h. Velocità che se è superata nell'impianto (saranno installati anemometri per la misura del vento) si ordinerà alla struttura la posizione di difesa.

Tuttavia, i valori ricavati potranno essere, a vantaggio di sicurezza, impiegati anche per la verifica delle altre strutture previste nell'ambito della realizzazione dell'impianto in oggetto (cabine elettriche, recinzione) poiché esse risultano meno sollecitate delle strutture portamoduli in ragione della loro particolare geometria.

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al par. 3.3 del D.M. 17/01/18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7.

Secondo DM 17.01.2018: "Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti, calcolate come di seguito si riporta.

Il DM 17.01.2018 afferma che: "le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

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

La **pressione del vento** è data dalla seguente espressione:

$$p = q_r * C_e * C_p * C_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento, valutata secondo il punto 3.3.6 del D.M. 17/01/2018;
- C_e è il coefficiente di esposizione, valutato secondo il punto 3.3.7 del D.M. 17/01/2018;
- C_p è il coefficiente di pressione, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.
- C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali, valutato secondo il punto 3.3.9 del DM 2018.

6.5.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento (N/mq) è data dell'espressione:

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

dove:

v_r è la velocità di riferimento del vento (in m/s).

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

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

$$V_r = V_b * C_r$$

dove

- V_b è la velocità base di riferimento di cui al par. 3.3.1 del D.M. 17/01/2018;

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

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

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

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

$$V_b = V_{b,0} * C_a$$

dove:

$V_{b,0}$, è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned} C_a &= 1 && \text{per } a_s \leq a_0 \\ C_a &= 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove:

a_0 , k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
 a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

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

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

Nel caso in esame la zona di riferimento ha un'altitudine a_s pari a circa 248 m s.l.m. e, in riferimento alla tabella prima riporta ricade all'interno della zona 3 (Lazio); per cui risulta:

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

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

$$k_s = 0,37.$$

Pertanto la velocità del vento associata al periodo di ritorno di progetto $T_r = 50$ anni, cui corrisponde $C_r = 1$, per l'altezza del sito esaminato è pari a $v_r = 27 \text{ m/s}$.

Quindi:

La **pressione cinetica di riferimento** nel caso in oggetto risulterà:

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

$$q_r = \frac{1}{2} * 1,25 \text{ kg/m}^3 * (27 \text{ m/s})^2 = 455 \text{ N/mq}$$

6.5.2 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

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

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

dove:

- k_r , Z_0 , Z_{min} sono assegnati in Tab. 3.3.II del DM 17.01.2018 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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

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

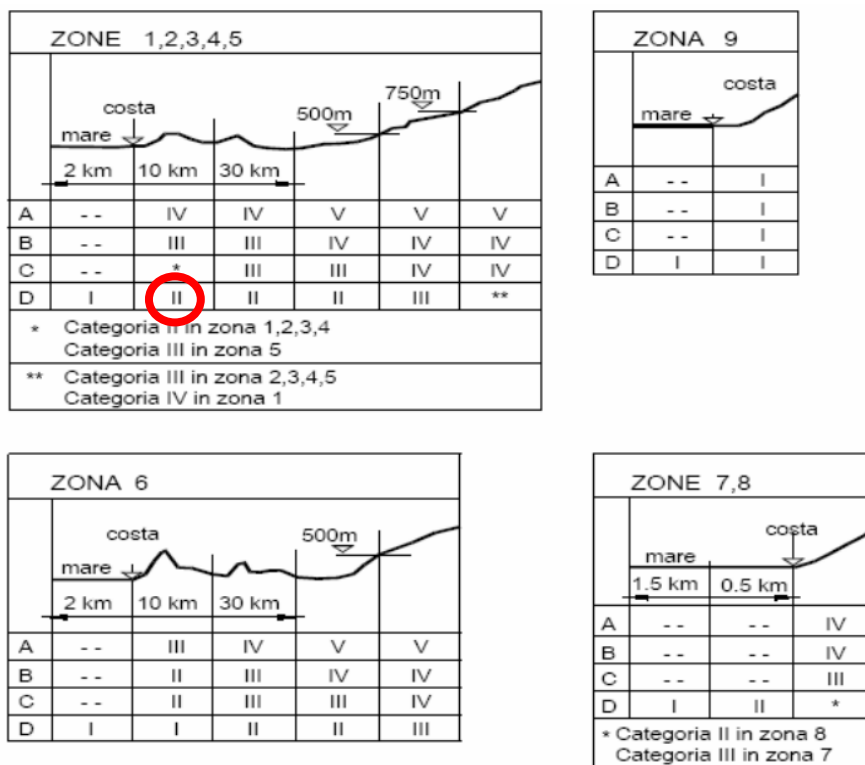


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

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

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

La categoria di esposizione, nel caso in oggetto, è la II (v. tab. 3.3.II), avendo una classe di rugosità del terreno D e $a_s = 248,00$ m. s.l.m. e $c_t = 1$ (zone pianeggianti). Con: $K_r = 0,19$; $Z_0 = 0,05$ m; $Z_{min} = 4$ m,

poiché $z (5,23 \text{ m.}) \geq Z_{min} (4 \text{ m})$; si ha un coefficiente di esposizione $C_e (z)$

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] =$$

$$= (0,19)^2 \cdot 1 \ln(5,23/0,05) [7 + 1 \ln(5,23/0,05)] = 1,95$$

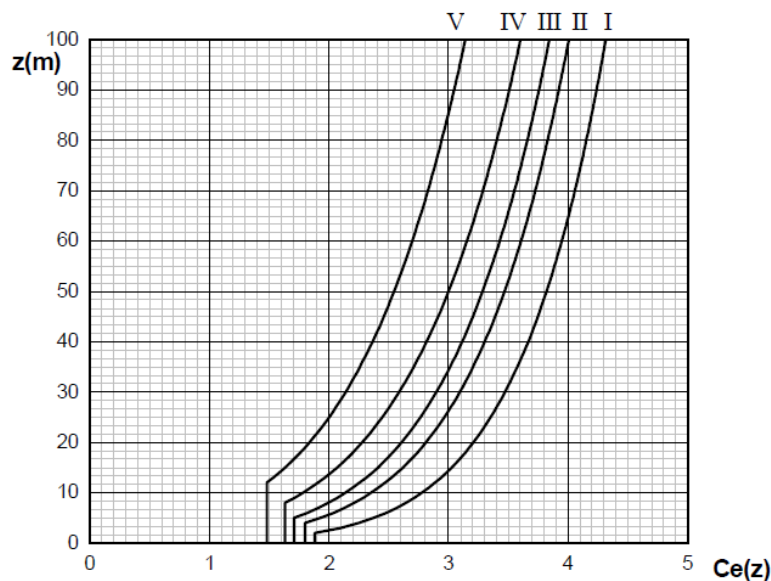


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

6.5.3 Coefficiente di pressione

Per quanto riguarda le massime pressioni locali (effetti di bordo) si assume un valore pari a $c_p = 1,2$.

Secondo la Circolare 21 gennaio 2019, n. 7: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018", la realizzazione di una struttura costituita da elementi portamoduli e moduli stessi può essere assimilata al par. C3.3.8.2 "tettoie", in particolare, alle "tettoie a falda singola".

Per tettoie si intendono coperture in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanenti da pareti.

Si definisce grado di bloccaggio Φ , il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia. Si identificano due situazioni limite:

$\Phi = 0$ corrispondente all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);

$\Phi = 1$ corrispondente alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

I valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo.

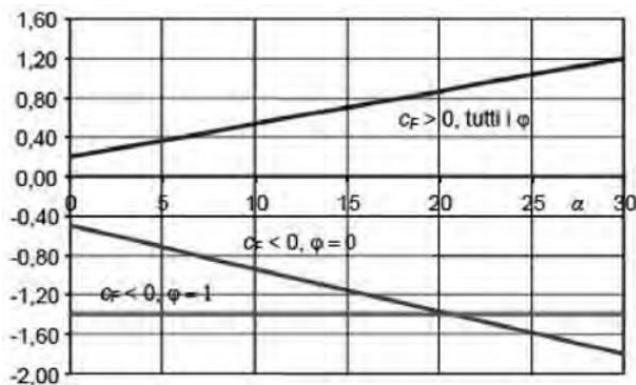


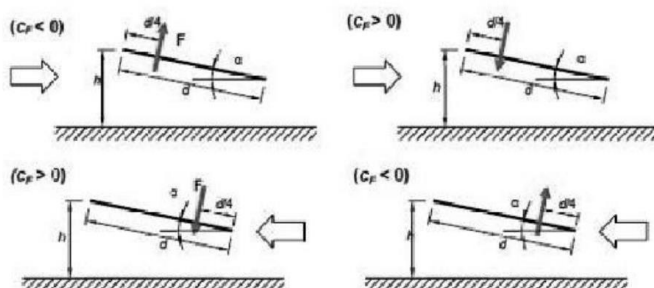
Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda

I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio Φ e dell'inclinazione della falda. La quota di riferimento z_e è pari all'altezza massima h della tettoia. l'area di riferimento L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area della tettoia.

Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$ $\varphi = 1$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$ $c_F = -1,4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico oiu gravose tra quelle indicate, dove la forza risultante $F = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_F$



Tettoie a semplice falda; posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Figura C3.3.22

Le tettoie a semplice falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo possono essere analizzate, in prima approssimazione, come tettoie piane a semplice falda ($\alpha = 0^\circ$).

Nel caso in oggetto:

Valori positivi	$c_f = +0,2 + \alpha/30$	$c_f = +0,2 + 55/30 = 2,03$
Valori negativi ($\Phi = 0$)	$c_f = -0,5 - 1,3 \alpha/30$	$c_f = -0,5 - 1,3 \cdot 55/30 = -2,88$

6.5.4 Coefficiente dinamico

Secondo il DM 17.01.2018: "Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità".

Nel caso in esame C_d è assunto pari ad 1.

6.5.5 Raccolta dei risultati

La pressione del vento risulta quindi:

$$p = q_b * C_e * C_p * C_d$$

$$p = 455 \text{ N/mq} * 1,95 * 1,2 * 1 = 1064,7 \text{ N/mq}$$

6.5.6 Azione tangenziale del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_r C_e C_f$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento: 455 N/mq;
- C_e è il coefficiente di esposizione: 1,95 m/s;
- C_f è il coefficiente d'attrito dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente: 0,02

da cui risulta un'azione tangenziale pari a: $p_f = 455 \text{ N/mq} * 1,95 * 0,02 = 17,745 \text{ N/mq}$.

6.6 Azioni della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato secondo il punto 3.4 del D.M. 17/01/2018 mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura (angolo di inclinazione della falda $\alpha = 55,0^\circ$ - Falda con presenza di barriera o impedimento allo scivolamento della neve);
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Per quanto riguarda il carico della neve al suolo, la Provincia di Viterbo è posta in zona climatica III. Poiché il sito dove verrà realizzato l'impianto si trova a circa 248 m sul livello del mare, quindi $a_s = 248,00 \text{ m. s.l.m. (>200 m)}$ si assume

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 = 0,51 [1 + (248/481)^2] \text{ kN/m}^2 = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

La classe di topografia considerata è quella "battuta dal vento", secondo le disposizioni della tabella 3.4.I, da cui deriva che $C_E = 0,9$.

Il coefficiente termico utilizzato C_t , secondo le disposizioni al punto 3.4.4, poiché si è in assenza di uno specifico e documentato studio, è stato posto pari a 1.

Il coefficiente di forma μ_1 per la copertura con α (angolo di inclinazione della falda) = 55° risulta $\mu_1 = 0,13$.

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Da quanto esposto risulta:

$$q_s = 0,13 * 650 \text{ N/mq} * 0,9 * 1 = 76,05 \text{ N/mq.}$$

6.7 Azioni della temperatura

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti. Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

6.8 Azioni eccezionali

Le Azioni eccezionali, che solo in taluni casi vanno considerate nella progettazione, si ritiene debbano essere opportunamente conosciute al fine di garantire la robustezza strutturale richiesta dalla NTC. Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti. La concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

6.9 Caratteristiche del terreno di fondazione

Per la completa caratterizzazione del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geologica, *Rel 05 PD_DOCL2204- Relazione Geologica, Geotecnica, Idrogeologica, Idraulica e Sismica*.

7 QUALITÀ DEI MATERIALI

7.1 Strutture di sostegno dei moduli

Per le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici è previsto l'uso di acciaio zincato conforme alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), recanti la Marcatura CE. I valori delle

tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} [N/mm²] e di rottura f_{tk} [N/mm²], (laminati a caldo con profili a sezione aperta e spessore nominale ≤ 40 mm) da utilizzare nei calcoli si assumeranno pari a:

	tipo	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
-	S 235	235	360
-	S 275	275	430
-	S 355	355	510
-	S 450	440	550

Mentre, le altre caratteristiche meccaniche dell'acciaio impiegato saranno:

- Modulo elastico $E = 210.000$ N/mm²;
- Modulo di elasticità trasversale $G = 81000$ N/mm²;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$;
- Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ per °C⁻¹ (per temp. fino a 100 °C);
- Densità $\rho = 7850$ kg/mc;

I profili trasversali realizzati in alluminio saranno caratterizzati dalle seguenti proprietà:

- peso specifico = 2700 Kg/mc
- $E = 70000$ N/mm²
- $G = 27000$ N/mm²
- $\nu = 0.3$
- $\alpha = 23 \cdot 10^{-6}$ per °C

7.2 Strutture di fondazione

La scelta della tipologia di fondazione da impiegare nell'ambito della realizzazione di un impianto fotovoltaico è dettata da diversi fattori:

- dimensioni dell'impianto;
- importanza dell'impianto;
- caratteristiche geotecniche del sito;
- caratteristiche del terreno di sedime;
- accessibilità al sito;

- tempistiche di realizzazione dell'impianto.

Generalmente un impianto fotovoltaico richiede fondazioni di dimensioni ridotte, facilmente realizzabili, in grado di poter essere facilmente rimosse ed eventualmente di poter essere riutilizzate una volta terminato il ciclo di vita utile del sito.

Gli impianti fotovoltaici, data la loro estesa superficie e la struttura leggera, sono fortemente soggetti all'azione del vento. Per questo le fondazioni dovranno sopportare carichi verticali bassi a fronte di ingenti momenti ribaltanti, tali da poter generare sforzi di trazione in fondazione.

Inoltre, tali impianti vengono a realizzarsi in tempi relativamente brevi, dato il forte grado di prefabbricazione degli elementi che li costituiscono ed in rapidi tempi di posa in opera, si ritiene che una scelta ottimale per le fondazioni siano quelle costituite da pali infissi.

Fondazioni delle strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici

Le fondazioni delle strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici saranno costituite da pali in acciaio zincato idonei ad essere conficcati direttamente nel terreno; coppie di pali zincati saranno infissi con passo costante. La dimensione dei pali sarà proporzionale alle sollecitazioni di carico specifiche dell'impianto (carichi di neve e vento) e alle caratteristiche geotecniche del terreno di sedime. La lunghezza del tratto infisso dei pali è stata assunta pari a circa 3,00 m. Opportune prove di estrazione e carico preventivo potranno poi essere realizzate in sito ai fini della progettazione esecutiva dell'impianto e dell'ottimizzazione delle strutture di fondazione.

Ciascun palo sarà equipaggiato con un ritto verticale in acciaio zincato di lunghezza adeguata al fine di consentire la posa dei profili metallici diagonali, inclinati sull'orizzontale dell'angolo di tilt di progetto, sui quali posare i binari metallici e longitudinali di supporto dei pannelli fotovoltaici. I pannelli saranno ancorati ai binari tramite opportuni morsetti di fissaggio.

L'infissione dei pali, ricoperti con uno strato adeguato di zincatura contro la corrosione, avviene tramite battitura con apposita macchina battipalo in modo da ridurre al minimo l'impiego di opere in calcestruzzo ed evitare il rilascio nell'ambiente di qualsiasi residuo di lavorazione. Il sistema strutturale composto da pali infissi a ritti superiori di altezza e posizione variabile, permette anche di compensare eventuali dislivelli del terreno mantenendo costante l'allineamento e riducendo problemi di ombreggiamento tra gli impianti.

Fondazioni per le strutture di recinzione e per il basamento delle cabine prefabbricate

Per le strutture di fondazione degli elementi di recinzione e per il piano di appoggio delle cabine elettriche è previsto l'uso di cemento Pozzolanico CEM IV/B 32.5 R, eventualmente additivato allo scopo di prevenire i modesti rischi di aggressione da parte dei terreni e delle acque di infiltrazione (gli additivi consentiranno 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 a prestazione garantita (UNI EN 206-1);
- Classi di esposizione ambientale: XC2;
- Rapporto a/c max: 0.60;

- Classe di resistenza a compressione minima: C(25/30);
- Dosaggio minimo di cemento: 300 Kg/m³;
- Aria intrappolata: max. 2,5%;
- Diametro massimo dell'aggregato: 32 mm (Per interferri inferiori a 35 mm si utilizzeranno aggregati con pezzatura 20 mm);
- Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4;
- Classe di consistenza al getto S4/S5 oppure slump di riferimento 23 ± 3cm;
- Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%

Le materie prime utilizzate nella preparazione del calcestruzzo dovranno rispettare le seguenti prescrizioni:

- Acqua di impasto conforme alla UNI EN 1008;
- Additivo superfluidificante conforme ai prospetti 3.1 e 3.2 o superfluidificante ritardante conforme ai prospetti 11.1 e 11.2 della norma UNI-EN 934-2;
- Additivo ritardante (eventuale solo per getti in climi molto caldi) conforme al prospetto 2 della UNI-EN 934-2;
- Aggregati provvisti di marcatura CE conformi alle norme UNI-EN 12620 e 8520-2. Assenza di minerali nocivi o potenzialmente reattivi agli alcali (UNI-EN 932-3 e UNI 8520/2) o in alternativa aggregati con espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2;
- Cemento LH a basso sviluppo di calore in accordo al punto 7 della norma UNI EN 197/1-2006 con calore di idratazione unitario a 7 giorni inferiore a 270 J/g (determinato in accordo alla UNI EN196-8);
- Ceneri volanti e fumi di silice conformi rispettivamente alla norma UNI-EN 450 e UNI-EN 13263 parte 1 e 2.

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

- acciaio tipo Fe B 450 C controllato in stabilimento;
- nervato ad "alta aderenza" (EN 10080);
- saldabile.

Le strutture dovranno rispettare le seguenti caratteristiche:

- Copriferro minimo: 30 mm.

- Per getti contro terra su terreno preparato: copriferro minimo 40 mm.
- Per getti contro terra su terreno non preparato: copriferro minimo 70 mm.
- Protezione delle superfici casserate e non casserate con fogli in polietilene per un periodo di tempo variabile a seconda delle condizioni ambientali.
