



PROGETTO IMPIANTO FOTOVOLTAICO PORTO TORRES AREE SUD (SS)

Progetto Definitivo

RELAZIONE CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE

CD-FE	00	07/07/2023	Emissione	Cifarelli/ Paduanelli	Cesareo	D.Pomponio	N.Damiano	G.B. Tore
Stato di Validità	Numero Revisione	Data	Descrizione	BFP Preparato	BFP Verificato	BFP Approvato	Eni Plenitude Verificato	Eni Plenitude Approvato
Indice Revisione								
Logo Committente e Denominazione Commerciale  Eni New Energy S.p.A.				Nome progetto PROGETTO IMPIANTO FOTOVOLTAICO PORTO TORRES AREE SUD		ID Documento Committente SY2400BACA00012 Commessa N.		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale  Studio Tecnico BFP S.r.l. Via degli Arredatori n°8 CAP 70132 - Modugno (BA)				ID Documento Appaltatore ----				
Nome d'Impianto e Oggetto PORTO TORRES (SS) Fotovoltaico – Porto Torres Aree Sud						Scala n.a.	Numero di Pagine 1/60	
Titolo Documento RELAZIONE CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE								

Software: Microsoft Word

File Name: RELAZIONE CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE

	SY2400BACA00012	Pagina 2 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
1.1	INQUADRAMENTO DELL'IMPIANTO FOTOVOLTAICO E DELLE OPERE DI CONNESSIONE.....	3
2	NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	4
3	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'IMPIANTO FOTOVOLTAICO.....	5
3.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	5
3.2	STRUTTURE DI SOSTEGNO	5
3.3	CABINE ELETTRICHE E DI MONITORAGGIO	8
4	CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE	15
5	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	16
5.1	VITA NOMINALE DI PROGETTO	16
5.2	CLASSE D'USO.....	16
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	16
6	QUALITÀ DEI MATERIALI.....	17
6.1	STRUTTURE DI FONDAZIONE	17
6.2	STRUTTURE DI ELEVAZIONE IN C.A.....	18
6.3	STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA.....	18
7	AZIONI SULLE STRUTTURE	21
7.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (PESI PROPRI) E NON STRUTTURALI	21
7.2	SOVRACCARICHI	22
7.3	AZIONE SISMICA	22
7.4	AZIONE DEL VENTO.....	27
7.5	AZIONE DELLA NEVE.....	29
8	ANALISI GEOTECNICA	31
8.1	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	31
8.2	PREDIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONE	33
8.2.1	CABINA PS DIM. 12X3 M TIP. PREFABBRICATA CAV.....	41
8.2.2	CABINA MTR DIM. 14X4 M TIP. PREFABBRICATA CAV	45
8.2.3	CONTAINER BATTERIA BESS DIM. 12,2X2,44 M TIP. LAMIERA.....	49
8.2.4	CABINA MTR BESS DIM. 18.5X3.5 M TIP. PREFABBRICATA CAV	52
8.2.5	CABINA SERVIZI AUSILIARI DIM. 6.7X2.5 M TIP. PREFABBRICATA CAV	55
8.3	DESCRIZIONE DEGLI STATI TENSIONALI E DEFORMATIVI DELLE CABINE PREFABBRICATE	58
8.4	VERIFICHE DI PORTANZA DEL PALO	60

	SY2400BACA00012	Pagina 3 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

1 PREMESSA

1.1 Inquadramento dell'impianto fotovoltaico e delle opere di connessione

La presente relazione tecnico-descrittiva è relativa al progetto di realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica e delle relative opere connesse, in agro del Comune di **Porto Torres (SS)**.

L'impianto fotovoltaico avrà una potenza di circa 50,60 MWp e sarà dotato, inoltre, di un sistema di accumulo BESS pari a 15 MW di potenza utile (60 MWh) e di un impianto di produzione idrogeno da 1 MW (quest'ultimo non oggetto di questa relazione).

La potenza complessiva, ai fini della connessione sarà pari a 63 MW in immissione e 16,5 MW in prelievo.

La superficie totale dell'impianto è di circa 92 ha, di cui 59 ha è l'estensione totale delle aree effettivamente pannellate.



Figura 1 - Inquadramento su ortofoto del futuro impianto fotovoltaico

	SY2400BACA00012	Pagina 4 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

2 NORMATIVA TECNICA 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);
- C.M. II. e TT. n° 7 del 21/01/2019 - C.S.LL.PP.
"Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 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"
- 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

	SY2400BACA00012	Pagina 5 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

3 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'IMPIANTO FOTOVOLTAICO

3.1 Considerazioni generali

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

- potenza installata lato DC: 50,586 MWp;
- potenza dei singoli moduli: 540 Wp;
- strutture di sostegno moduli: tipologia a tracker monoassiale;
- numero cabine di trasformazione: 15

3.2 Strutture di sostegno

Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici sono, in generale, costituite da telai tridimensionali costituiti da profili metallici, in alluminio e in acciaio zincato a caldo, bullonati e assemblati per adattarsi alle dimensioni dei moduli e alla relativa inclinazione massima di progetto delle vele. L'uso di profili d'alluminio è consigliato nelle zone in prossimità delle coste (dove l'ambiente salino favorisce l'erosione dell'acciaio), la scelta del materiale e lo spessore della zincatura, dipendono dalle caratteristiche del terreno e dalla vicinanza al mare.

Il posizionamento dei moduli fotovoltaici avviene su una struttura assimilabile ad un telaio tridimensionale, costituito da montanti (pali) e traversi (travi). I pali si identificano attraverso dei profilati con sezione a C, Ω "omega", IPE o H, direttamente infissi nel terreno, riducendo così le fondazioni ed i montanti ad unico elemento.

I montanti sono a loro volta connessi alle travi, per mezzo di appositi collegamenti bullonati. Gli alberi motore, concepiti con sezione tubolare o rettangolare, si estendono lungo l'asse longitudinale del tracker, generando un telaio consecutivo.

Per la bulloneria saranno utilizzate viti classe 8.8 e dadi 8, conformi per caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 e appartenenti alle classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001.

Le strutture di sostegno per il presente progetto sono del tipo ad inseguitore solare monoassiale, definito Tracker, che ha la caratteristica e funzionalità di essere una struttura rotante sull'asse longitudinale (monoassiale), al variare dell'azimut del sole nelle varie ore della giornata.

Le strutture fotovoltaiche a tracker monoassiale generalmente si compongono pertanto dei seguenti elementi strutturali:

- Pali verticali direttamente infissi nel suolo, di lunghezza fuori terra compresa tra 1.0 e 2.5 m, non comprensiva della porzione infissa nel suolo (la cui dimensione effettiva sarà calcolata in sede di progettazione esecutiva); nella fattispecie del presente progetto, essendoci la necessità di un'altezza

	SY2400BACA00012	Pagina 6 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

libera da terra del modulo fotovoltaico di almeno 50 cm, l'altezza fuoriterra del palo sarà compresa tra i 2,0 e 2,5 m circa;

- Main beam, ossia l'albero di trasmissione, che costituisce direttamente anche l'unico longherone di collegamento, costituito da profili tubolari o scatolari rettangolari, 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, collegati direttamente sul main beam (organo di trasmissione del moto rotatorio) costituiti da profili ad Ω .

Ci saranno due tipi di vele:

- Tracker A da 26 moduli ospiterà 2 file da 13 moduli disposti in posizione portrait;

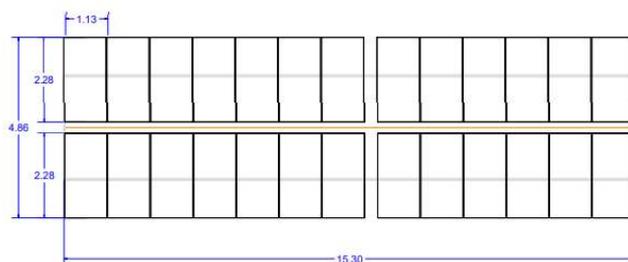


Figura 2 - Tracker 2x13 - Pianta

- Tracker B da 52 moduli ospiterà 2 file da 26 moduli disposti in posizione portrait.

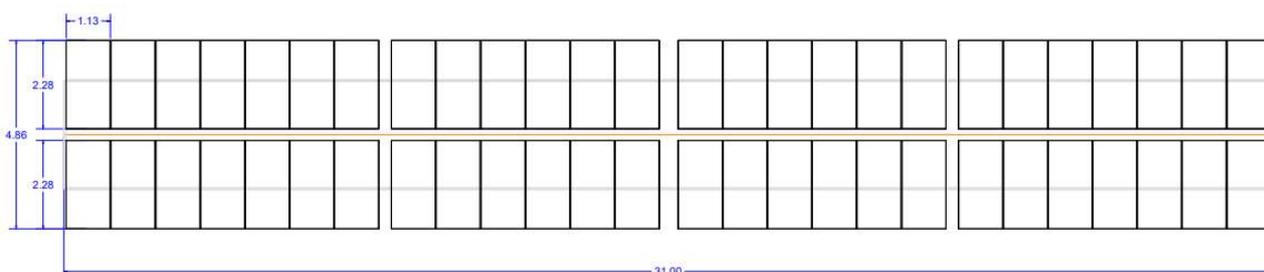


Figura 3 - Tracker 2x26 - Pianta

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; esse saranno disposte lungo la direzione Nord-Sud.

Il tracker consente, mediante la variazione dell'orientamento dei moduli, di mantenere la superficie captante sempre orientata verso i 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 $\pm 55^\circ$ rispetto alla verticale.

	SY2400BACA00012	Pagina 7 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

La struttura del tracker è completamente adattabile alle dimensioni del modulo fotovoltaico, alle condizioni geotecniche del sito ed alla quantità di spazio di installazione disponibile. Nel caso in esame per scelte progettuali è caratterizzata dai seguenti parametri:

- la distanza tra i tracker (I), pari a 9,50 m, è impostata in base alle specifiche del progetto in modo che alla massima inclinazione dell'inseguitore l'ombra di una fila non lambisca la fila adiacente;
- l'altezza minima da terra (D) è 0,5 m.



Figura 4 - Vista laterale della struttura portamoduli tracker

I pali di supporto alla struttura saranno infissi direttamente nel terreno; qualora la relazione geologica o geotecnica metta in risalto risultati mediocri del comportamento del terreno o vi è impossibilità di battitura a causa dell'elevata consistenza del terreno, potrebbe rendersi necessaria e successivamente essere prescritta l'infissione dei pali in fori preliminarmente realizzati tramite trivella, riempiti con materiale indicato dal progettista strutturale e opportunamente costipato.

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

La soluzione tracker ha inoltre un componente elettromeccanico che consente la regolazione automatizzata della rotazione rispetto ai raggi solari incidenti della fila di moduli.

La testa del palo è dotata di fori asolati per viti e di sistemi di compensazione, che consentono di compensare le tolleranze dovute alle fasi di installazione. Ulteriori profili, trasversali all'albero motore, consentono poi la connessione dei moduli fotovoltaici, tramite clamps o rivetti opportunamente dimensionati.

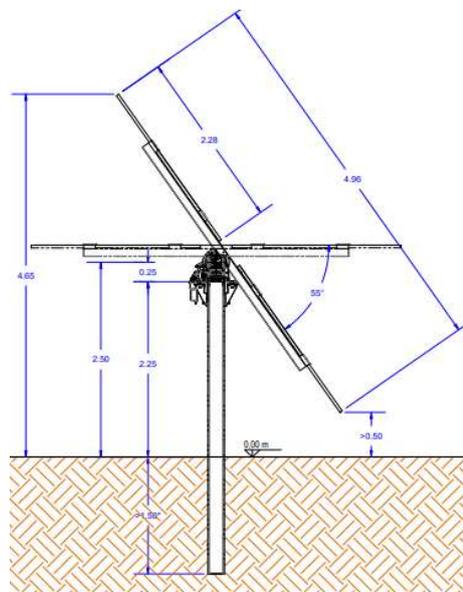


Figura 5 - Vista Laterale Tracker

	SY2400BACA00012	Pagina 8 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

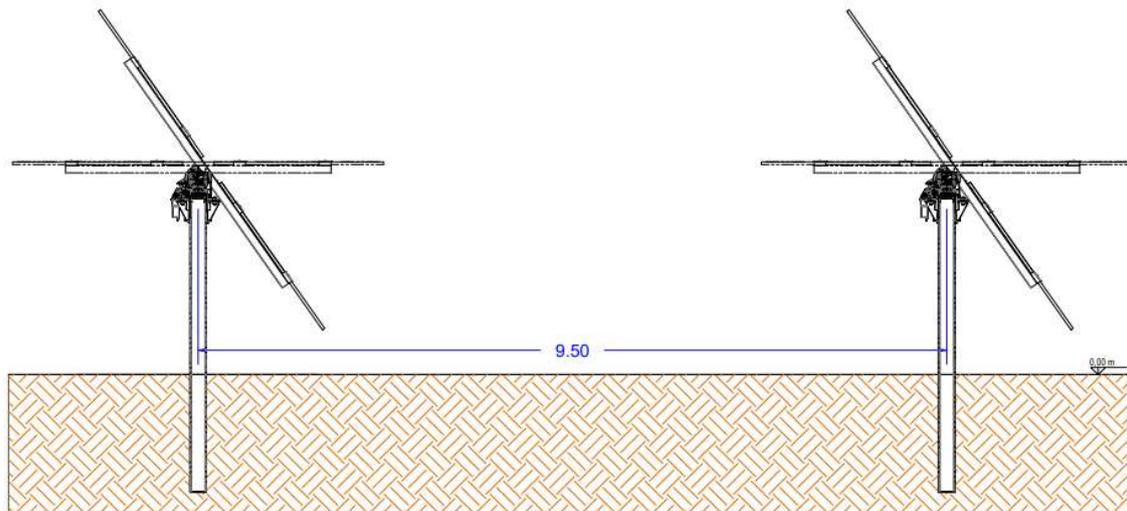


Figura 6 - Vista Prospettica Tracker

3.3 Cabine elettriche e di monitoraggio

All'interno dell'area di installazione dell'impianto fotovoltaico, saranno realizzate:

- n° 15 cabine elettriche trasformazione Power Station (PS),
- n° 1 fabbricato MTR FV,
- n° 1 fabbricato MTR BESS,
- n° 1 fabbricato per i servizi ausiliari,
- n° 20 batterie BESS,
- n° 7 PCS skid.

Le cabine elettriche e i fabbricati MTR, saranno del tipo prefabbricato in cemento armato vibrato (c.a.v.), posate su una vasca di fondazione prefabbricata in c.a., su strato magrone in cemento. I container batterie BESS invece saranno rivestiti in lamiera metallica o pannelli sandwich, posati anch'essi su una vasca di fondazione prefabbricata in c.a., su strato magrone in cemento.

	SY2400BACA00012	Pagina 9 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01



Figura 7 - Cabine Elettriche Prefabbricate

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

	SY2400BACA00012	Pagina 10 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

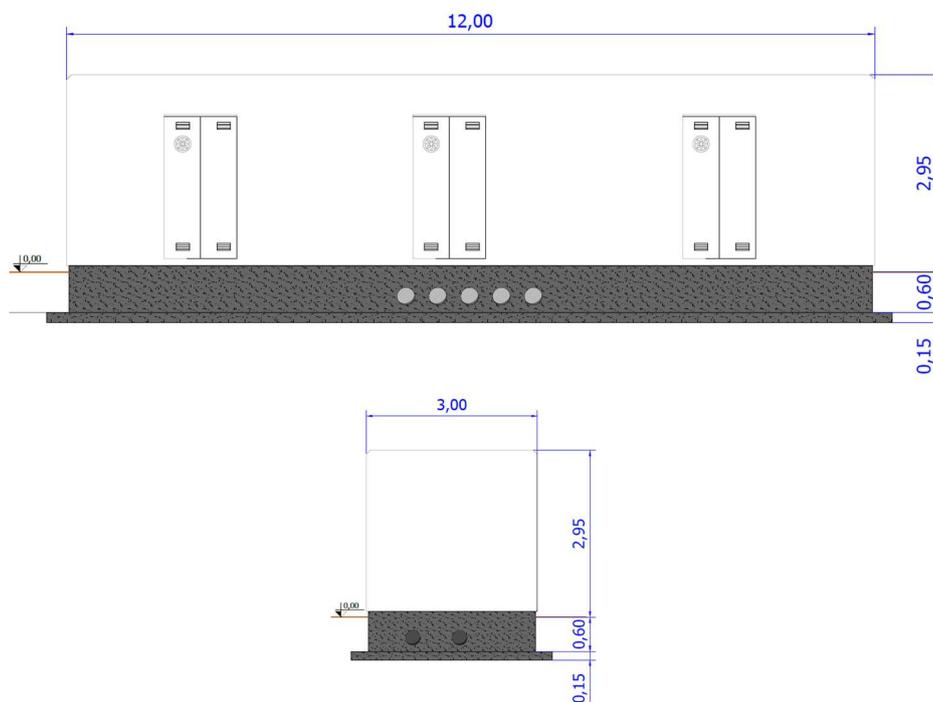


Figura 8 - Cabina elettrica PS prefabbricata in c.a.v. - Prospetti



Figura 9 – Cabina elettrica PS prefabbricata in c.a.v. - Pianta

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.

	SY2400BACA00012	Pagina 11 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

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

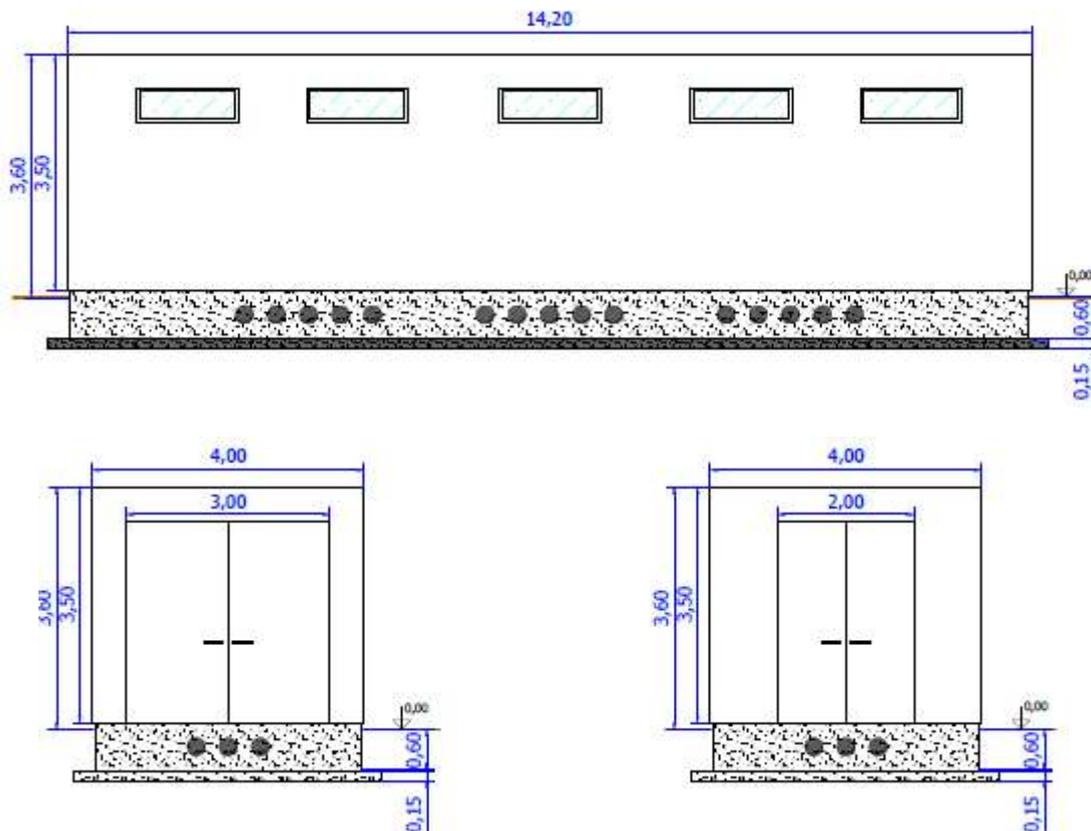


Figura 10 - Cabina MTR prefabbricata in c.a.v. - Prospetti

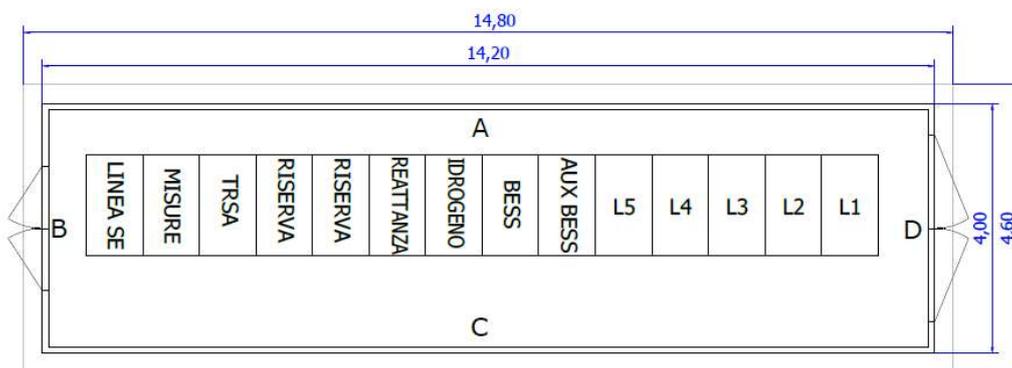


Figura 11 - Cabina MTR prefabbricata in c.a.v. - Pianta

	SY2400BACA00012	Pagina 12 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

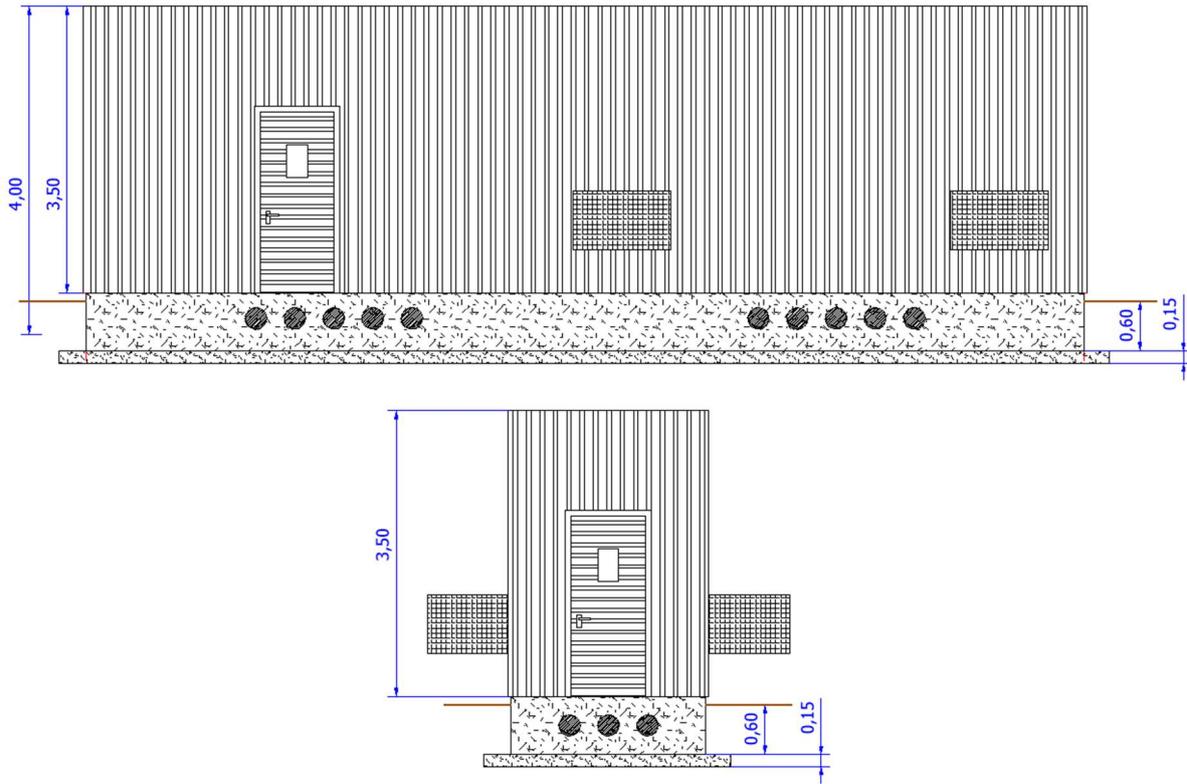


Figura 12 – Container batterie BESS prefabbricato in lamiera - Prospetti

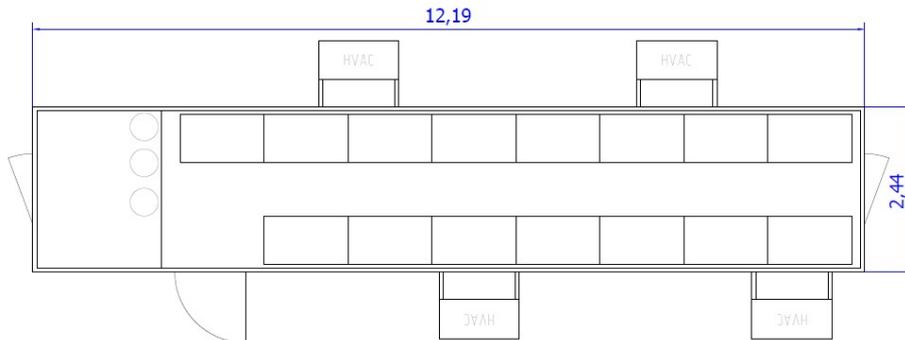


Figura 13 – Container batterie BESS prefabbricato in lamiera – Pianta

	SY2400BACA00012	Pagina 13 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

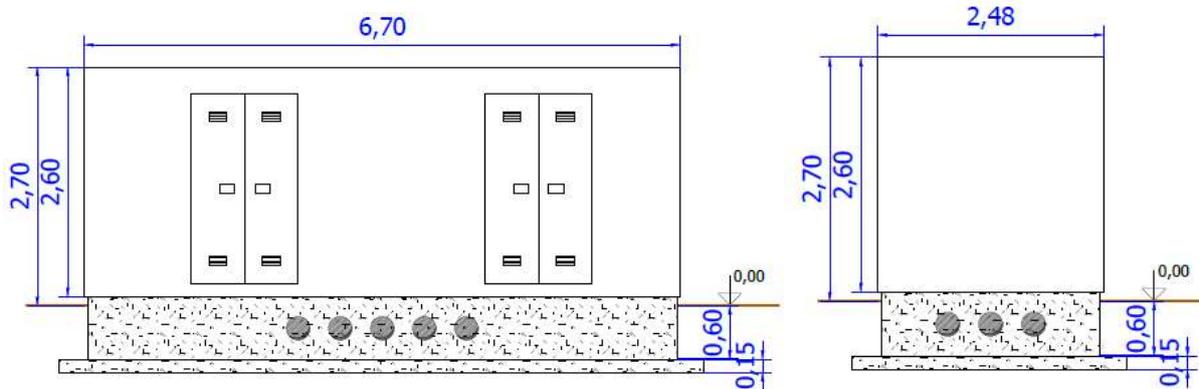


Figura 14 – Cabina servizi ausiliari prefabbricato in cav - Prospetti

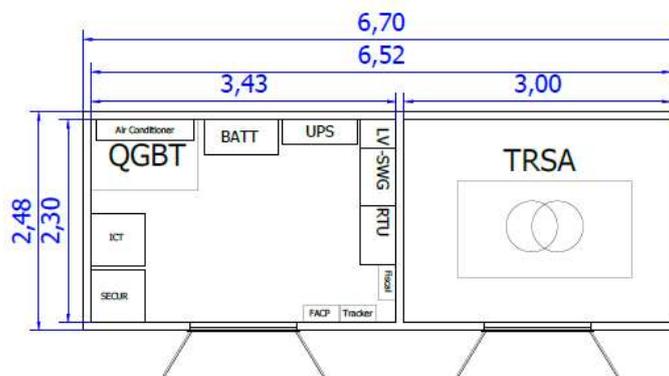


Figura 15 – Cabina servizi ausiliari prefabbricato in cav – Pianta

	SY2400BACA00012	Pagina 14 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

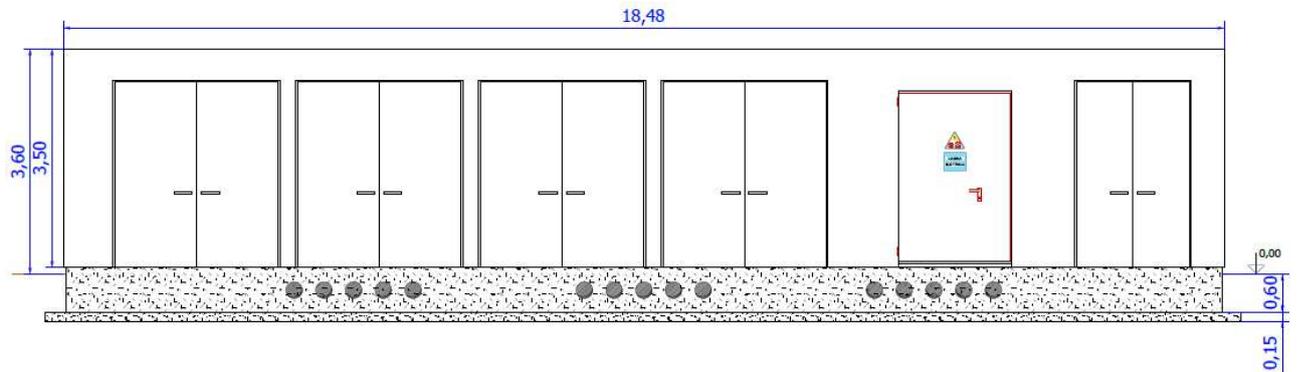


Figura 16 – Cabina MTR Bess prefabbricato in cav - Prospetti

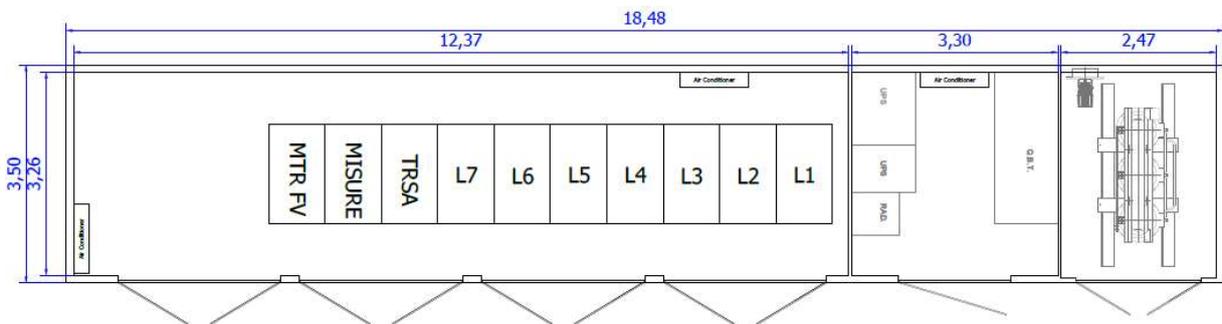


Figura 17 – Cabina MTR Bess prefabbricato in cav – Pianta

	SY2400BACA00012	Pagina 15 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico). Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per il progetto.

Gli Stati Limite definiti al paragrafo 3.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018, indicati nella tabella 3.2.1 - probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato, sono:

- per lo Stato Limite Ultimo ci si riferisce allo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita);
- per lo Stato Limite di Esercizio ci si riferisce allo SLD (Stato Limite di Danno).

Quelli definiti al paragrafo 2.5.3, Stati Limite di Esercizio SLE sono definiti dalle combinazioni: rara, frequente e quasi permanente.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, etc.). 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.

	SY2400BACA00012	Pagina 16 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

5 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO e PERIODO di RIFERIMENTO

5.1 Vita Nominale di Progetto

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I (NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tipo di Costruzione: 1 – Costruzione con livelli di prestazione ordinarie

Vita nominale: $V_N = 50$ anni

5.2 Classe d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, alla costruzione oggetto della presente relazione è possibile attribuire la seguente Classe d'Uso:

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Coefficiente d'uso: $C_U = 2,0$

5.3 Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica

Le azioni sismiche sulla costruzione sono state valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R ricavato, in base al tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U [2.4.1]:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni} \cdot 2 = \mathbf{100 \text{ anni}} \quad [2.4.1]$$

	SY2400BACA00012	Pagina 17 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

6 QUALITÀ DEI MATERIALI

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

6.1 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 10 cm, di resistenza caratteristica non inferiore a R_{ck} 15 N/mm².

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 $R_{ck} \geq 30$ N/mm², 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/m³
- 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:

- Tipo: B450C controllato in stabilimento
nervato ad "alta aderenza" (EN 10080)
saldabile ($C \leq 0.24\%$; $C_{eq} \leq 0.52\%$)

	SY2400BACA00012	Pagina 18 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

6.2 Strutture di elevazione in c.a.

Le strutture di elevazione in c.a. sono costituite da pilastri e travi in c.a. o da pannelli prefabbricati in cls.

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

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:

Calcestruzzi per strutture di elevazione

- Classe di resistenza: C28/35 con $R_{ck} \geq 35$ N/mm², 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/m³
- Dimensione max aggregati: 20 mm
- Classe di consistenza: S4 (UNI EN 206/1)
- Inerti: 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. avranno le seguenti caratteristiche prestazionali e qualitative:

- Tipo: Fe B450C 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.

6.3 Strutture in carpenteria metallica

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

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

	SY2400BACA00012	Pagina 19 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

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:

Acciaio per carpenteria pesante

- 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	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0

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

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
--------	-----	-----	-----	-----	------

	SY2400BACA00012			Pagina 20 / 60	
				Stato di Validità	Numero Revisione
				CD-FE	01

f_{yb} [N/mm ²]	240	300	480	640	900
f_{tb} [N/mm ²]	400	500	600	800	1000

	SY2400BACA00012	Pagina 21 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

7 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 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 carichi sulle strutture portanti:

- muratura esterna di tamponamento in laterizio forato ($s = 30 \text{ cm}$): **$g = 4,5 \text{ kN/m}^2$**

I carichi agenti sui solai, vengono ripartiti sugli elementi strutturali e sulle membrature (travi, pilastri, platee, etc.).

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

Nel caso specifico delle cabine elettriche prefabbricate in c.a.v., viste le dimensioni ed i volumi necessari ad ospitare le componenti elettromeccaniche, visti gli spessori murari ed i modelli maggiormente presenti sul mercato, si riportano di seguito dei carichi plausibili indicativi relativi alle cabine, e che vengono considerati carichi permanenti non strutturali:

Cabine	12x3 m con H = 2,95 m	Peso proprio 294 kN
Cavedio di fondazione cabina	12x3 m con H = 0,60 m	Peso proprio 145 kN
Cabine	14x4 m con H = 3,60 m	Peso proprio 294 kN
Cavedio di fondazione cabina	14x4 m con H = 0,60 m	Peso proprio 145 kN

	SY2400BACA00012	Pagina 22 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

7.2 Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, si parla in particolare delle cabine elettriche e container.

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 con componenti elettromeccaniche all'interno, tali azioni sono rappresentate da carichi verticali uniformemente distribuiti, indicati dalla normativa con q_k , i cui valori, ipotizzati nel presente calcolo, sono presi dal capitolo 3 delle NTC 2018, Tabella 3.1.II:

solaio interno (praticabile)

Cat. E2 – *Ambiente ad uso industriale*: (da valutarsi caso per caso) **$q = 4,0 \text{ kN/m}^2$**

solaio di copertura (non praticabile)

Cat. H – *Coperture accessibili per sola manutenzione*: **$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$**

7.3 Azione 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 - È 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 - È 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 Sardegna, con deliberazione della G.R. Delibera del 30 marzo 2004, n. 15/31, acquisiva il citato O.P.C.M. n° 3274 e stabiliva di provvedere alla riclassificazione sismica del territorio regionale sardo, così come individuata nell'Allegato alla presente deliberazione per farne parte integrante.

Le novità introdotte con l'ordinanza sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (Ingv, Reluis, Eucentre). Un aggiornamento dello studio di

	SY2400BACA00012	Pagina 23 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

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, mentre 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.

Già con 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 (NTC2018), 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

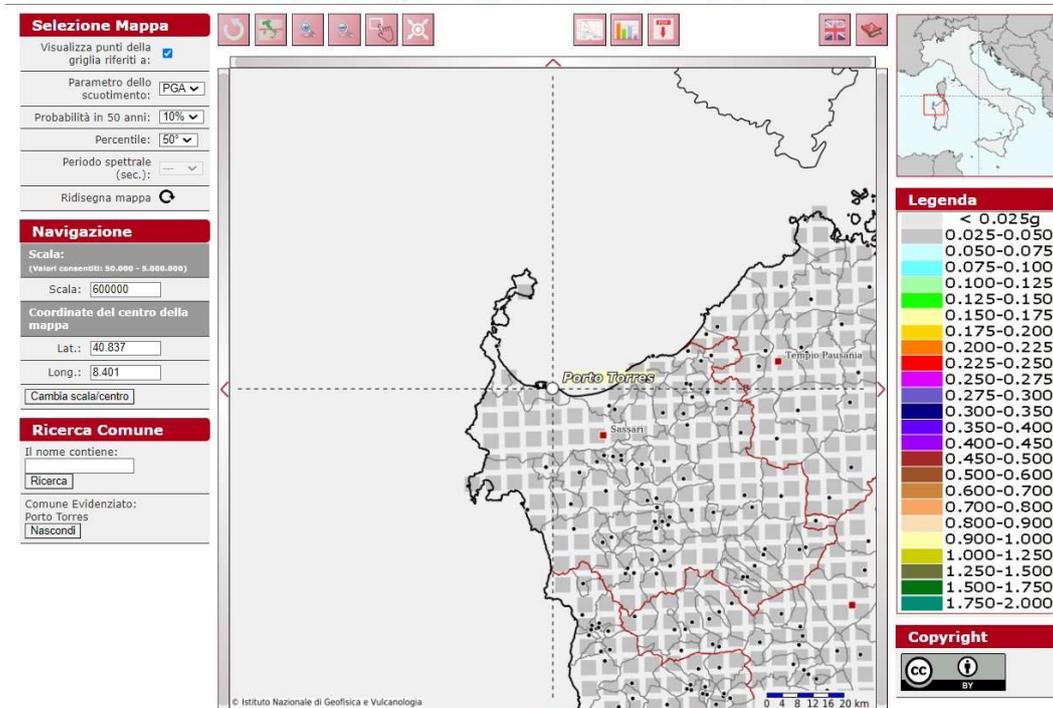


Figura 18 - Mappa di pericolosità sismica (PGA)

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

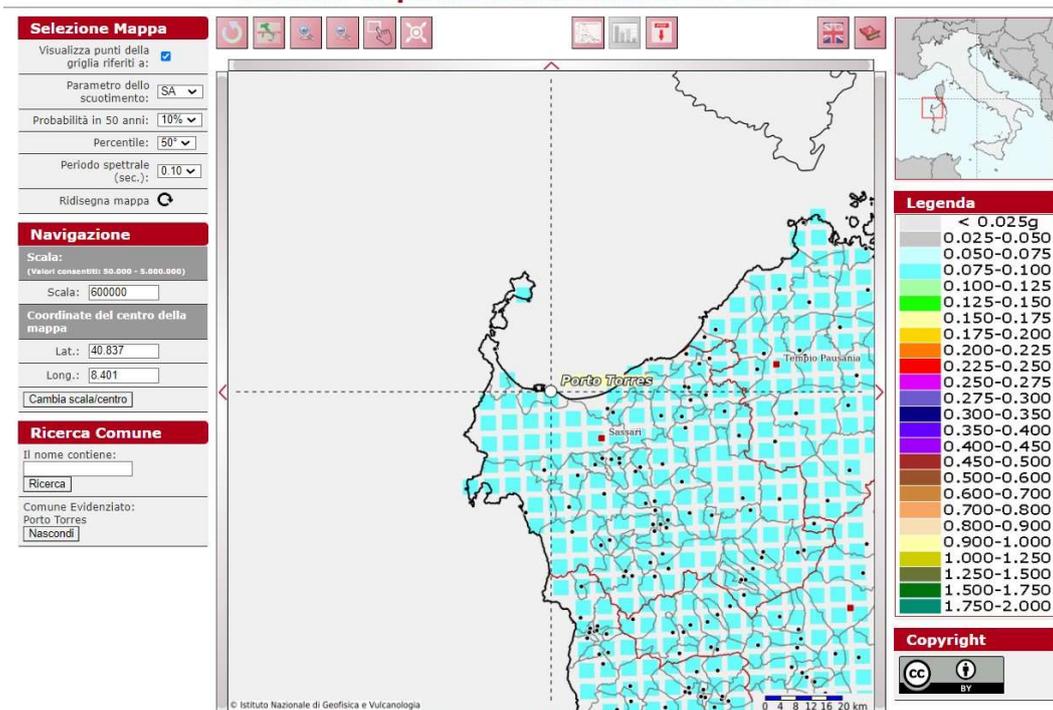


Figura 19 - Mappa pericolosità sismica (Sa)

	SY2400BACA00012	Pagina 25 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018. In 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.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 8,41	LATITUDINE 40,8345
--	---------------------	-----------------------

<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Sardegna	PROVINCIA Sassari	COMUNE Porto Torres
---	---------------------	----------------------	------------------------

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



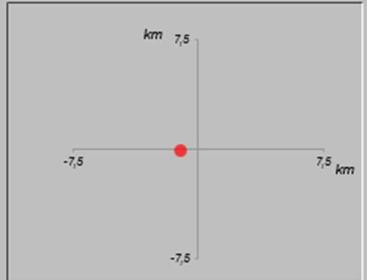
Controllo sul

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

superficie riga

a "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, di "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito





SY2400BACA00012

Pagina
26 / 60

Stato di
Validità

Numero
Revisione

CD-FE

01

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

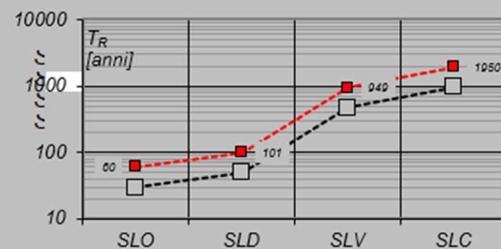
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie - - - □ - - - Strategia scelta

Stati limite



Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...



Vita Nominale 50



Interpolazione Media ponderata

CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	60	0.025	2.685	0.299
Danno (SLD)	101	0.031	2.730	0.307
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.060	2.976	0.371
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.071	3.061	0.393

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 100

	SY2400BACA00012	Pagina 27 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

7.4 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 6 [zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena]



Figura 20 - NTC2018 - Suddivisione aree del territorio italiano in funzione dell'azione del vento

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

Nelle fasce entro i 40 km 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 44 a 19 m
- Distanza dalla costa: 2,5 km
- Tr (tempo di ritorno): 50 anni
- Categoria esposizione: I

Calcolo della velocità di riferimento del vento

	SY2400BACA00012	Pagina 28 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_s
6	28	500	0,36	1,000

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

$c_a = 1$ 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) 28,00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1,00

v_r (velocità di riferimento) 28,02 m/s

Pressione cinetica di riferimento

q_r (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 490,72 [N/m²]

Calcolo dei coefficienti

- Coefficiente dinamico $c_d=1,00$
- Coefficiente topografico $c_t=1,00$
- Coefficiente di esposizione

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

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

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0,17	0,01	2,00

Coefficiente di esposizione minimo	$C_{e,\min}$	1,88	$z < 2,00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$C_{e,\text{gronda}}$	1,88	$z = 1,00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$C_{e,\text{colmo}}$	2,09	$z = 3,00$

Coefficiente di forma

	SY2400BACA00012	Pagina 29 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

(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.	0,491	1,00	1,00	1,883	0,00	0,00
(2) cop. sopravent.	0,491	1,00	1,00	2,094	2,18	2,24
(3) cop. Sottovent.	0,491	1,00	1,00	2,094	0,00	0,00
(4) par. sottovent.	0,491	1,00	1,00	1,883	0,00	0,00

Pressione del vento in direzione ortogonale $q_{orto} = 224,0 \text{ N/m}^2$

Pressione del vento in direzione tangenziale $q_{tan} = 10,28 \text{ N/m}^2$

7.5 Azione della neve

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

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

dove:

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

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

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

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

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

	SY2400BACA00012	Pagina 30 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

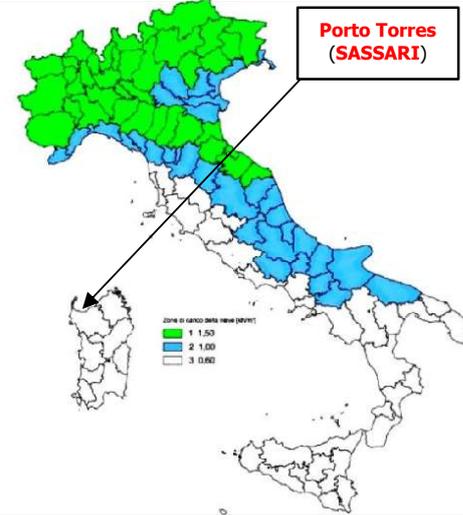
Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$	
Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$	
Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barietta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$	
Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, 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	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$	

Figura 21 - NTC2018 - Suddivisione aree del territorio italiano in funzione dell'azione del carico neve

Definizione dei dati: Comune di Porto Torres, zona III, a 44 m s.l.m.

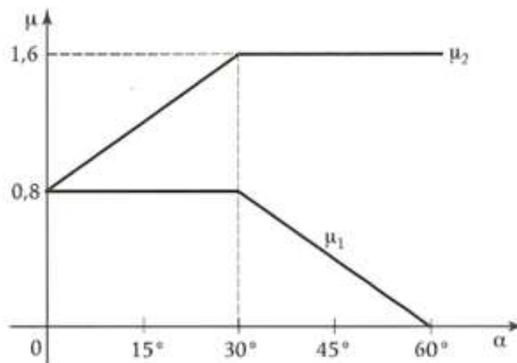
- Carico neve al suolo: $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$

Calcolo dei coefficienti

- Classe di topografia [normale] $c_E=1$
- Coefficiente termico $c_t=1,00$

Coefficiente di forma

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1 (\alpha_1)$	0,13
$\mu_1 (\alpha_2)$	0,80
$\mu_2 (\alpha)$	1,53

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

Carico neve sulle strutture fotovoltaiche: $q_s = \mu_1 q_{sk} c_E c_t = 0,08 \text{ kN/m}^2$

	SY2400BACA00012	Pagina 31 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

8 ANALISI GEOTECNICA

8.1 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.

L'impianto fotovoltaico, insistendo su un territorio piuttosto ampio e geologicamente variegato, è corretto ipotizzare tre modelli geologici diversi, ottenuti dai risultati delle sismiche a rifrazione.

- ❖ Un primo modello che prevede una successione litostratigrafica costituita essenzialmente da strati di calcareniti fratturate in matrice argillosa – AREA A Categoria B
- ❖ Un secondo modello che prevede una successione litostratigrafica costituita essenzialmente da strati di argilla e sottostante sabbia e sabbia ghiaiosa – AREA B Categoria B
- ❖ Un terzo modello che prevede una successione litostratigrafica costituita essenzialmente da strati di sabbia fine e sottostante sabbia ghiaiosa – AREA C Categoria C

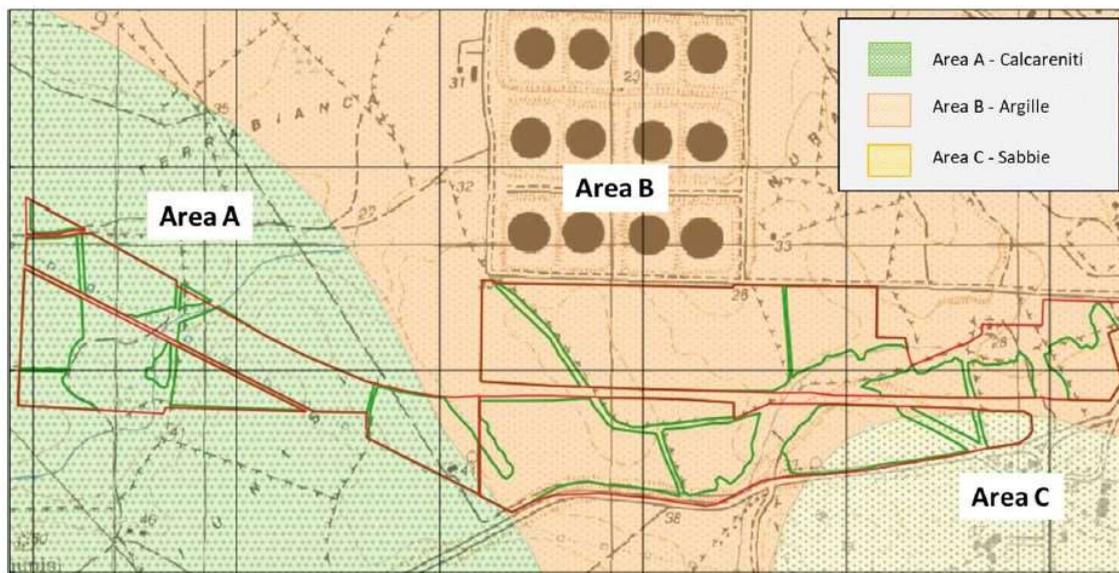


Figura 22: – Stralcio carta geologica ricostruita per l'area di studio

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.

	SY2400BACA00012	Pagina 32 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

MODELLO A

	Profondità	γ	c'	E_d	ϕ	E_s
	m	g/cm^3	kPa	MPa	°	MPa
Terreno vegetale	Da 0 fino a -0,4m	1600/1700	0.01	448.0	25-30°	332.8
Calcarenite fratturata	Da -0,4m fino a -1,2m	1700	8	700.0	30°	520.0
Calcarenite addensata	Da -1,2m fino a -4m	2600	-	1008.0	-	748.0

MODELLO B

	Profondità	γ	c'	c_u	E_d	ϕ	E_s
	m	g/cm^3	kg/cm^2	KPa	MPa	°	MPa
Terreno vegetale compatto	Da 0 fino a -0,2m	1600/1700	0.01	-	198.83	25-30°	147.71
Argilla e argilla limosa	Da -0,2m fino a -1,5m	1600	-	173	493.75	-	366.79
Sabbia e sabbia limosa	Da -1,5m fino a -4m	1500	-	-	1104.88	27°	746.48

MODELLO C

	Profondità	γ	c'	ϕ	E_d
	m	g/cm^3	kg/cm^2	°	MPa
Terreno vegetale compatto	Da 0 fino a -0,4m	1600/1700	0.01	25-30°	-
Sabbia fine	Da -0,4m fino a -3m	1600	-	29°	312.86
Sabbia e sabbia ghiaiosa	Da -3m fino a -4m	1500	-	27°	699.64

dove:

- γ peso di volume
- c' coesione
- c_u coesione non drenata
- E_d modulo edometrico
- ϕ angolo di attrito interno

	SY2400BACA00012	Pagina 33 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

- Es modulo elastico

Vista la caratterizzazione geologica del sito e vista la successione stratigrafica determinata attraverso le indagini geognostiche ed i risultati della modellazione, per l'intervento di realizzazione delle strutture fotovoltaiche a tracker, si prevedono fondazioni costituite da pali metallici direttamente infissi nel terreno o con "pre-drilling", ovvero la perforazione del terreno con un martello battente o una trivella fino a un diametro e profondità stabilita e il successivo riempimento e compattazione con una miscela di materiale più adeguato per ottenere le prestazioni di coesione, adesione e resistenza rispetto agli strati sabbiosi-limosi-argillosi presenti nel sito, che quindi consentano di ricreare una condizione più adatte all'infissione o all'avvitamento delle strutture metalliche del tracker.

8.2 Predimensionamento delle 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 o platee. Dato che la cabina è già dotata di una vasca di fondazione prefabbricata e predimensionata dallo stesso produttore delle cabine, l'intera cabina e la relativa vasca di fondazione poggeranno su uno strato di allettamento non strutturale in cemento C12/15.

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:

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

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

Le verifiche 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.

	SY2400BACA00012	Pagina 34 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

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_{G1}

Figura 23 - NTC2018 - Tabella 2.6.I

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
Coesione 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

Figura 24 - NTC2018 - Tabella 6.2.II

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	$\gamma_R = 1,1$

Figura 25 - NTC2018 - Tabella 6.4.I

	SY2400BACA00012	Pagina 35 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

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)

	SY2400BACA00012	Pagina 36 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Coefficienti di Capacità Portante (carico limite)

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

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

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

	SY2400BACA00012	Pagina 37 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

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 $B'/L' < 1$.

	SY2400BACA00012	Pagina 38 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Coefficienti di Profondità del Piano di Posa

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

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

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

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

	SY2400BACA00012	Pagina 39 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

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

con

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

Coefficienti di Inclinazione del Piano Campagna

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

	SY2400BACA00012	Pagina 40 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Coefficienti di punzonamento (*Vesic*)

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

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

Indici di rigidità (condizione D)

$$I_R = \frac{G}{c' + q' \cdot \tan \phi'}$$

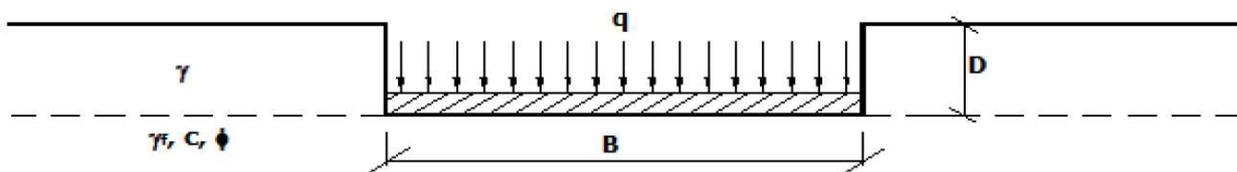
indice di rigidità

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

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

modulo elastico tangenziale

- E modulo elastico normale
- ν coefficiente di Poisson
- $I_{CR} = \frac{1}{2} \cdot e^{(3,3 - 0,45 \cdot B/L) / \tan(45 - \phi'/2)}$ • indice di rigidità critico



Nel caso in esame, trattandosi di terreni argillosi e limosi, applicando la relazione di Brinch-Hansen, semplificata per terreni di questa natura, si arriva alla formula di Terzaghi

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

dove:

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

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

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

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

Nello specifico, considerando la stratigrafia di sottosuolo peggiorativa, si verificano tutte le platee di fondazione sottostanti le diverse tipologie di Cabine e Container:

	SY2400BACA00012	Pagina 41 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

8.2.1 Cabina PS dim. 12x3 m tip. Prefabbricata cav

Ipotizzando una platea di fondazione delle dimensioni in pianta pari alla sovrastante Cabina 12x3 m ed uno spessore di 30 cm, si verifica quanto segue:

B =	3,00 [m]	$\phi =$	0,00 [°]	ca =	0,00
L =	12,00 [m]	$\delta =$	0,00 [°]	$\gamma =$	16,00 [kN/m ³]
D =	0,30 [m]	$\beta =$	0,00 [°]	$q_v =$	39,83 [kN/m ²]
ecc.B =	0,00 [m]	$\eta =$	0,00 [°]	$q_o =$	0,00 [kN/m ²]
ecc.L =	0,00 [m]	c =	173,00 [kN/m ²]	FS =	2,30
				$K_p =$	1

Meyerhof:

Coeff. di Capacità Portante

$N_q =$	1,000
$N_c =$	5,140
$N_g =$	0,000

Coeff. di Forma

sc =	1,05
sq = sg =	1

Coeff. di Prof. Piano di Posa

dc =	1,02
dq = dg =	1

Fattori d'inclinazione

ic = iq =	1
ig =	1

Vesic:

$N_q =$	1
$N_c =$	5,14
$N_g =$	0

Fattori di forma

sc =	0,05
sq =	1
sg =	0,9
D/B =	0,1

Fattori di profondità

dc =	0,04
dq =	1
dg =	1
K =	0,1

Fattori d'inclinazione

ic =	1
iq =	1
ig =	1

m =	1,8
Af =	36

F. inclin. piano di posa

bc =	0
bq = bg =	1

Fatt. d'inclin. Terreno

gc =	0
gq = gg =	1

	SY2400BACA00012	Pagina 42 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Hansen:

Nq =	1
Nc =	5,14
Ng =	0

Fattori di forma

sc =	0,05
sq =	1
sg =	0,9
D/B =	0,1

Fattori di profondità

dc =	0,04
dq =	1
dg =	1
K =	0,1

$q_0 < q_0 \tan \delta + Af ca$

FALSO

Fattori d'inclinazione

ic =	1
iq =	1
ig =	1

Af = 36

$\beta \leq \phi$

VERO

F. inclin. piano di posa

bc =	0
bq =	1
bg =	1

Fatt. d'inclin. Terreno

gc =	0
gq = gg =	1

$iq, ig > 0$

VERO

$\beta + \eta \leq 90^\circ$

VERO

Terzaghi:

Nq =	1
Nc =	5,14
Ng =	0

Tipo di Fondazione

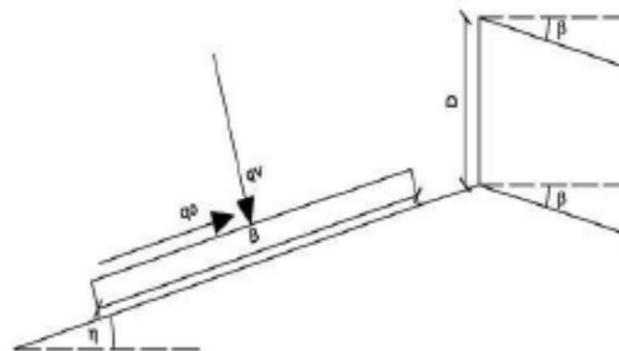
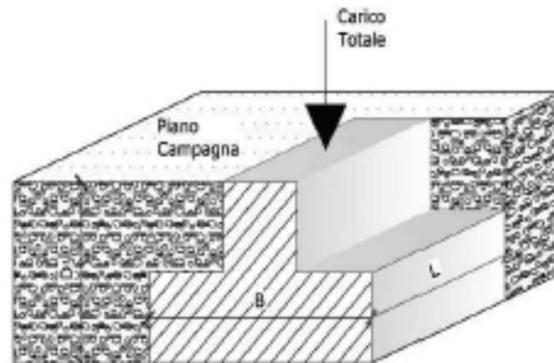
Nastriforme o rettangolare

Fattori di forma

sc =	1
sg =	1

LEGENDA:

B =	Larghezza fondale
L =	Lunghezza fondale
D =	Profondità Piano di posa
ecc.B =	Eccentricità in B
ecc.L =	Eccentricità in L
ϕ =	Angolo d'attrito
δ =	A. d'attrito terreno Fondaz.
β =	Pendenza del pendio
η =	Inclinazione della Fondaz.
c =	Coesione
α =	Adesione base Fondaz.
γ =	Peso di volume terreno
q_v =	Comp. Verticale del carico
q_o =	Comp. orizzont. del carico
K_p =	Coeff. Spinta Passiva
A_f =	Area effettiva della Fond.
FS =	Fattore di sicurezza
q =	Capacità portante


Capacità portante secondo Meyerhoff:

q_{ult} =	[kN/m ²]	q =	[kN]	Q_{amm} =	[kN/m ²]
	957,15		34457,57		438,67
q_{ult} =	[t/m ²]	q =	[t]	Q_{amm} =	[t/m ²]
	97,60		3513,64		4,47
q_{ult} =	[Kg/cm ²]	q =	[Kg]	Q_{amm} =	[Kg/cm ²]
	9,76		3513638,04		4,47

Capacità portante secondo Vesic:

q_{ult} =	[kN/m ²]	q =	[kN]	Q_{amm} =	[kN]
	80,03		2881,07		57,31
q_{ult} =	[t/m ²]	q =	[t]	Q_{amm} =	[t/m ²]
	8,16		293,78		0,58
q_{ult} =	[Kg/cm ²]	q =	[Kg]	Q_{amm} =	[Kg/cm ²]
	0,82		293782,99		0,58

	SY2400BACA00012	Pagina 44 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Capacità portante secondo Hansen:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN/m ²]
	80,03		2881,07		57,31
$q_{ult} =$	[t/m ²]	$q =$	[t]	$Q_{amm} =$	[t/m ²]
	8,16		293,78		0,58
$q_{ult} =$	[Kg/cm ²]	$q =$	[Kg]	$Q_{amm} =$	[Kg/cm ²]
	0,82		293782,99		0,58

Capacità portante secondo Terzaghi:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN/m ²]
	933,85		33618,72		428,54
$q_{ult} =$	[t/m ²]	$q =$	[t]	$Q_{amm} =$	[t/m ²]
	95,23		3428,10		4,37
$q_{ult} =$	[Kg/cm ²]	$q =$	[Kg]	$Q_{amm} =$	[Kg/cm ²]
	9,52		3428100,88		4,37

Per la cabina PS, considerando una q_{lim} pari a 933.85 kN/m², imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 2.3, secondo l'approccio 2, è stata assunta una tensione ammissibile massima del terreno di fondazione pari a circa:

$$Q_{amm} = q_{ult}/2,3 = 406,02 \text{ kN/mq}$$

questo valore confrontato con i carichi agenti, provenienti dalle cabine elettriche e loro sovraccarichi permanenti e accidentali, risulta verificato.

	SY2400BACA00012	Pagina 45 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

8.2.2 Cabina MTR dim. 14x4 m tip. Prefabbricata cav

Ipotizzando una platea di fondazione delle dimensioni in pianta pari alla sovrastante Cabina 14x4 m ed uno spessore di 30 cm, si verifica quanto segue:

B =	4,00 [m]	$\phi =$	0,00 [°]	$ca =$	0,00
L =	14,00 [m]	$\delta =$	0,00 [°]	$\gamma =$	16,00 [kN/m ³]
D =	0,30 [m]	$\beta =$	0,00 [°]	$q_v =$	37,58 [kN/m ²]
ecc.B =	0,00 [m]	$\eta =$	0,00 [°]	$q_o =$	0,00 [kN/m ²]
ecc.L =	0,00 [m]	$c =$	173,00 [kN/m ²]	FS =	2,30
				$K_p =$	1

Meyerhof:

Coeff. di Capacità Portante

$N_q =$	1,000
$N_c =$	5,140
$N_g =$	0,000

Coeff. di Forma

$sc =$	1,05714
$sq = sg =$	1

Coeff. di Prof. Piano di Posa

$dc =$	1,015
$dq = dg =$	1

Fattori d'inclinazione

$ic = iq =$	1
$ig =$	1

Vesic:

$N_q =$	1
$N_c =$	5,14
$N_g =$	0

Fattori di forma

$sc =$	0,05714
$sq =$	1
$sg =$	0,88571
$D/B =$	0,075

Fattori di profondità

$dc =$	0,03
$dq =$	1
$dg =$	1
$K =$	0,075

Fattori d'inclinazione

$ic =$	1
$iq =$	1
$ig =$	1

$m =$	1,77778
$Af =$	56

F. inclin. piano di posa

$bc =$	0
$bq = bg =$	1

Fatt. d'inclin. Terreno

$gc =$	0
$gq = gg =$	1

	SY2400BACA00012	Pagina 46 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Hansen:

Nq =	1
Nc =	5,14
Ng =	0

Fattori di forma

sc =	0,05714
sq =	1
sg =	0,88571
D/B =	0,075

Fattori di profondità

dc =	0,03
dq =	1
dg =	1
K =	0,075

$q_0 < q_0 \operatorname{tg} \delta + Af ca$

FALSO

Fattori d'inclinazione

ic =	1
iq =	1
ig =	1

Af = 56

$\beta \leq \phi$

VERO

$iq, ig > 0$

VERO

F. inclin. piano di posa

bc =	0
bq =	1
bg =	1

Fatt. d'inclin. Terreno

gc =	0
gq = gg =	1

$\beta + \eta \leq 90^\circ$

VERO

Terzaghi:

Nq =	1
Nc =	5,14
Ng =	0

Tipo di Fondazione

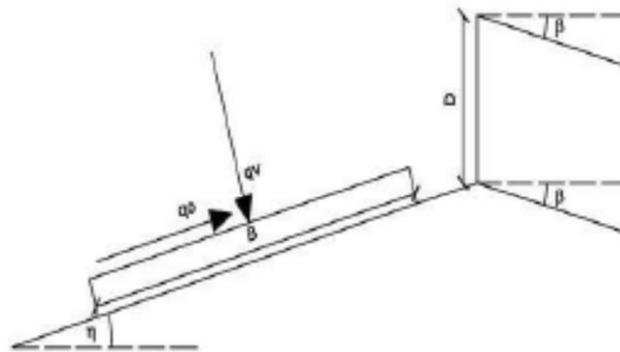
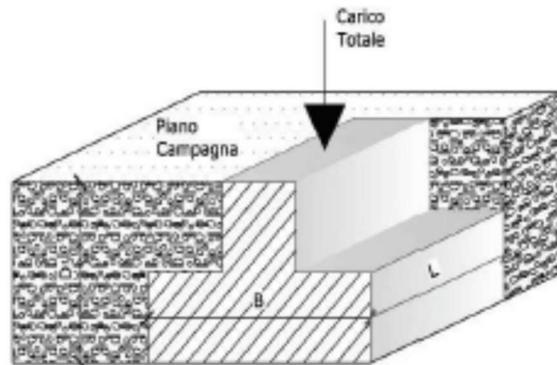
Nastriforme o rettangolari

Fattori di forma

sc =	1
sg =	1

LEGENDA:

- B = Larghezza fondale
 L = Lunghezza fondale
 D = Profondità Piano di posa
 ecc.B = Eccentricità in B
 ecc.L = Eccentricità in L
 ϕ = Angolo d'attrito
 δ = A. d'attrito terreno Fondaz.
 β = Pendenza del pendio
 η = Inclinazione della Fondaz.
 c = Coesione
 α = Adesione base Fondaz.
 γ = Peso di volume terreno
 q_v = Comp. Verticale del carico
 q_o = Comp. orizzont. del carico
 K_p = Coeff. Spinta Passiva
 A_f = Area effettiva della Fond.
 FS = Fattore di sicurezza
 q = Capacità portante



	SY2400BACA00012	Pagina 48 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Capacità portante secondo Meyerhoff:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN/m ²]
	958,93		53700,25		438,17
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	97,78	$q =$	5475,81	$Q_{amm} =$	4,47
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	9,78	$q =$	5475814,63	$Q_{amm} =$	4,47

Capacità portante secondo Vesic:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN]
	77,49		4339,39		54,93
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	7,90	$q =$	442,49	$Q_{amm} =$	0,56
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	0,79	$q =$	442487,97	$Q_{amm} =$	0,56

Capacità portante secondo Hansen:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN/m ²]
	77,49		4339,39		54,93
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	7,90	$q =$	442,49	$Q_{amm} =$	0,56
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	0,79	$q =$	442487,97	$Q_{amm} =$	0,56

Capacità portante secondo Terzaghi:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN/m ²]
	931,60		52169,62		426,28
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	95,00	$q =$	5319,74	$Q_{amm} =$	4,35
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	9,50	$q =$	5319736,15	$Q_{amm} =$	4,35

Per la cabina MTR, considerando una q_{lim} pari a 931.60 KN/mq, imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 2,3, secondo l'approccio 2, è stata assunta una tensione ammissibile massima del terreno di fondazione pari a circa: $Q_{amm} = q_{ult}/2,3 = 405,04$ kN/mq

questo valore confrontato con i carichi agenti, provenienti dalle cabine elettriche e loro sovraccarichi permanenti e accidentali, risulta verificato.

	SY2400BACA00012	Pagina 49 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

8.2.3 Container batteria BESS dim. 12,2x2,44 m tip. Lamiera

B =	2,44 [m]	$\phi =$	0,00 [°]	ca =	0,00
L =	12,20 [m]	$\delta =$	0,00 [°]	$\gamma =$	16,00 [kN/m ³]
D =	0,30 [m]	$\beta =$	0,00 [°]	$q_v =$	600,63 [kN/m ²]
ecc.B =	0,00 [m]	$\eta =$	0,00 [°]	$q_s =$	0,00 [kN/m ²]
ecc.L =	0,00 [m]	c =	173,00 [kN/m ²]	FS =	2,30
				$K_p =$	1

Meyerhof:

Coeff. di Capacità Portante

$N_q =$	1,000
$N_c =$	5,140
$N_g =$	0,000

Coeff. di Forma

sc =	1,04
$s_q = s_g =$	1
<i>Fattori d'inclinazione</i>	
$i_c = i_q =$	1
$i_g =$	1

Coeff. di Prof. Piano di Posa

dc =	1,02459
$d_q = d_g =$	1

Vesic:

$N_q =$	1
$N_c =$	5,14
$N_g =$	0

Fattori di forma

sc =	0,04
$s_q =$	1
$s_g =$	0,92
D/B =	0,12295
<i>Fattori d'inclinazione</i>	
$i_c =$	1
$i_q =$	1
$i_g =$	1

Fattori di profondità

dc =	0,04918
$d_q =$	1
$d_g =$	1
K =	0,12295
$m =$	1,83333
Af =	29,768

F. inclin. piano di posa

bc =	0
$b_q = b_g =$	1

Fatt. d'inclin. Terreno

gc =	0
$g_q = g_g =$	1

Hansen:

$N_q =$	1
$N_c =$	5,14
$N_g =$	0

Fattori di forma

sc =	0,04
$s_q =$	1
$s_g =$	0,92
D/B =	0,12295

Fattori di profondità

dc =	0,04918
$d_q =$	1
$d_g =$	1
K =	0,12295

	SY2400BACA00012	Pagina 50 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

$$q_0 < q_0 \operatorname{tg} \delta + A_f c \alpha$$

FALSO

Fattori d'inclinazione

ic = 1

Af = 29,768

iq = 1

$\beta < \phi$ VERO

ig = 1

iq, ig > 0 VERO

F. inclin. piano di posa

bc = 0

Fatt. d'inclin. Terreno

gc = 0

bq = 1

gq = gg = 1

$\beta + \eta < 90^\circ$ VERO

bg = 1

Terzagli:

Nq = 1

Fattori di forma

sc = 1

Nc = 5,14

Tipo di Fondazione

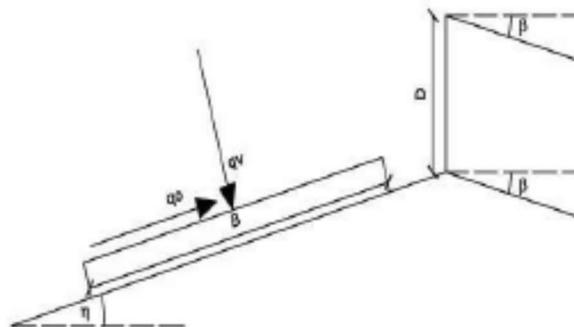
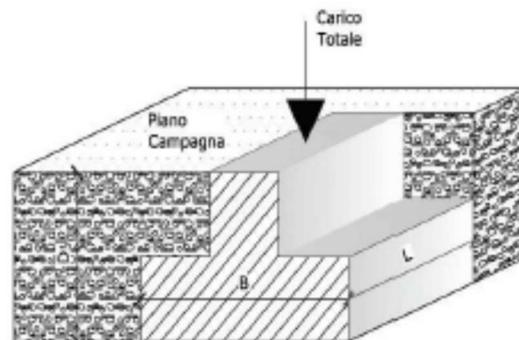
sg = 1

Nastriforma o rettangolari

Ng = 0

LEGENDA:

- B = Larghezza fondale
- L = Lunghezza fondale
- D = Profondità Piano di posa
- ecc.B = Eccentricità in B
- ecc.L = Eccentricità in L
- ϕ = Angolo d'attrito
- δ = A. d'attrito terreno Fondaz.
- β = Pendenza del pendio
- η = Inclinazione della Fondaz.
- c = Coesione
- $c\alpha$ = Adesione base Fondaz.
- γ = Peso di volume terreno
- q_v = Comp. Verticale del carico
- q_0 = Comp. orizzont. del carico
- Kp = Coeff. Spinta Passiva
- Af = Area effettiva della Fond.
- FS = Fattore di sicurezza
- q = Capacità portante



	SY2400BACA00012	Pagina 51 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Capacità portante secondo Meyerhoff:

q_{ult} =	[kN/m ²]	q =	[kN]	Q_{amm} =	[kN/m ²]
	952,33		28348,94		753,54
q_{ult} =	[t/m ²]	q =	[t]	Q_{amm} =	[t/m ²]
	97,11		2890,74		7,68
q_{ult} =	[Kg/cm ²]	q =	[Kg]	Q_{amm} =	[Kg/cm ²]
	9,71		2890741,90		7,68

Capacità portante secondo Vesic:

q_{ult} =	[kN/m ²]	q =	[kN]	Q_{amm} =	[kN]
	79,30		2360,63		373,96
q_{ult} =	[t/m ²]	q =	[t]	Q_{amm} =	[t/m ²]
	8,09		240,71		3,81
q_{ult} =	[Kg/cm ²]	q =	[Kg]	Q_{amm} =	[Kg/cm ²]
	0,81		240713,45		3,81

Capacità portante secondo Hansen:

q_{ult} =	[kN/m ²]	q =	[kN]	Q_{amm} =	[kN/m ²]
	79,30		2360,63		373,96
q_{ult} =	[t/m ²]	q =	[t]	Q_{amm} =	[t/m ²]
	8,09		240,71		3,81
q_{ult} =	[Kg/cm ²]	q =	[Kg]	Q_{amm} =	[Kg/cm ²]
	0,81		240713,45		3,81

Capacità portante secondo Terzaghi:

q_{ult} =	[kN/m ²]	q =	[kN]	Q_{amm} =	[kN/m ²]
	1494,65		44492,61		989,33
q_{ult} =	[t/m ²]	q =	[t]	Q_{amm} =	[t/m ²]
	152,41		4536,91		10,09
q_{ult} =	[Kg/cm ²]	q =	[Kg]	Q_{amm} =	[Kg/cm ²]
	15,24		4536910,97		10,09

Per il container batteria BESS, considerando una q_{lim} pari a 1494.65 KN/mq, imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 2,3, secondo l'approccio 2, è stata assunta una tensione ammissibile massima del terreno di fondazione pari a circa:

$$Q_{amm} = q_{ult}/2,3 = 649,8 \text{ kN/mq}$$

questo valore confrontato con i carichi agenti, provenienti dalle cabine elettriche e loro sovraccarichi permanenti e accidentali, risulta verificato.

	SY2400BACA00012	Pagina 52 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

8.2.4 Cabina MTR Bess dim. 18.5x3.5 m tip. Prefabbricata cav

B =	3,50 [m]	$\phi =$	0,00 [°]	ca =	0,00
L =	18,50 [m]	$\delta =$	0,00 [°]	$\gamma =$	16,00 [kN/m ³]
D =	0,30 [m]	$\beta =$	0,00 [°]	$q_r =$	18,21 [kN/m ²]
ecc.B =	0,00 [m]	$\eta =$	0,00 [°]	$q_o =$	0,00 [kN/m ²]
ecc.L =	0,00 [m]	c =	173,00 [kN/m ²]	FS =	2,30
				$K_p =$	1

Meyerhof:

Coeff. di Capacità Portante

$N_q =$	1,000
$N_c =$	5,140
$N_g =$	0,000

Coeff. di Forma

sc =	1,03784
sq = sg =	1
Fattori d'inclinazione	
ic = iq =	1
ig =	1

Coeff. di Prof. Piano di Posa

dc =	1,01714
dq = dg =	1

Vesic:

$N_q =$	1
$N_c =$	5,14
$N_g =$	0

Fattori di forma

sc =	0,03784
sq =	1
sg =	0,92432
D/B =	0,08571

Fattori di profondità

dc =	0,03429
dq =	1
dg =	1
K =	0,08571

Fattori d'inclinazione

ic =	1
iq =	1
ig =	1

m =	1,84091
Af =	64,75

F. inclin. piano di posa

bc =	0
bq = bg =	1

Fatt. d'inclin. Terreno

gc =	0
gq = gg =	1

Hansen:

$N_q =$	1
$N_c =$	5,14
$N_g =$	0

Fattori di forma

sc =	0,03784
sq =	1
sg =	0,92432
D/B =	0,08571

Fattori di profondità

dc =	0,03429
dq =	1
dg =	1
K =	0,08571



SY2400BACA00012

Pagina
53 / 60

Stato di
Validità

Numero
Revisione

CD-FE

01

$$q_0 < q_0 \operatorname{tg} \delta + A_f c_a$$

FALSO

Fattori d'inclinazione

$$i_c = 1$$

$$A_f = 64,75$$

$$i_q = 1$$

$$i_g = 1$$

$$\beta \leq \phi$$

VERO

F. inclin. piano di posa

$$i_c = 0$$

Fatt. d'inclin. Terreno

$$g_c = 0$$

$$i_q = 1$$

$$g_q = g_g = 1$$

$$i_g = 1$$

$$i_q, i_g > 0$$

VERO

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

VERO

Terzagli:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_g = 0$$

Tipo di Fondazione

Nastriforme o rettangolari

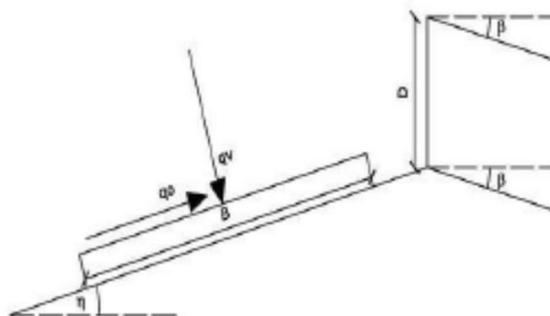
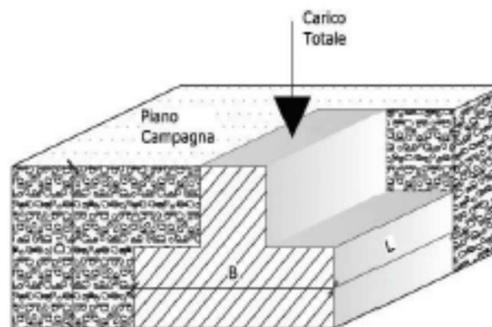
Fattori di forma

$$s_c = 1$$

$$s_g = 1$$

LEGENDA:

- B = Larghezza fondale
- L = Lunghezza fondale
- D = Profondità Piano di posa
- ecc.B = Eccentricità in B
- ecc.L = Eccentricità in L
- ϕ = Angolo d'attrito
- δ = A. d'attrito terreno Fondaz.
- β = Pendenza del pendio
- η = Inclinazione della Fondaz.
- c = Coesione
- c_a = Adesione base Fondaz.
- γ = Peso di volume terreno
- q_v = Comp. Verticale del carico
- q_o = Comp. orizzont. del carico
- K_p = Coeff. Spinta Passiva
- A_f = Area effettiva della Fond.
- FS = Fattore di sicurezza
- q = Capacità portante



	SY2400BACA00012	Pagina 54 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Capacità portante secondo Meyerhoff:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN/m ²]
	943,49		61090,77		420,51
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	96,21	$q =$	6229,43	$Q_{amm} =$	4,29
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	9,62	$q =$	6229425,35	$Q_{amm} =$	4,29

Capacità portante secondo Vesic:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN]
	64,13		4152,66		38,18
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	6,54	$q =$	423,45	$Q_{amm} =$	0,39
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	0,65	$q =$	423446,48	$Q_{amm} =$	0,39

Capacità portante secondo Hansen:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN/m ²]
	64,13		4152,66		38,18
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	6,54	$q =$	423,45	$Q_{amm} =$	0,39
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	0,65	$q =$	423446,48	$Q_{amm} =$	0,39

Capacità portante secondo Terzaghi:

$q_{ult} =$	[kN/m ²]	$q =$	[kN]	$Q_{amm} =$	[kN/m ²]
	912,23		59067,21		406,92
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	93,02	$q =$	6023,08	$Q_{amm} =$	4,15
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	9,30	$q =$	6023083,15	$Q_{amm} =$	4,15

Per la cabina MTR, considerando una q_{lim} pari a 912.23 kN/mq, imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 2,3, secondo l'approccio 2, è stata assunta una tensione ammissibile massima del terreno di fondazione pari a circa: $Q_{amm} = q_{ult}/2,3 = 396,62$ kN/mq

questo valore confrontato con i carichi agenti, provenienti dalle cabine elettriche e loro sovraccarichi permanenti e accidentali, risulta verificato.

	SY2400BACA00012	Pagina 55 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

8.2.5 Cabina Servizi Ausiliari dim. 6.7x2.5 m tip. Prefabbricata cav

B =	2,50 [m]	$\phi =$	0,00 [°]	ca =	0,00
L =	6,70 [m]	$\delta =$	0,00 [°]	$\gamma =$	16,00 [kN/m ³]
D =	0,30 [m]	$\beta =$	0,00 [°]	$q_r =$	42,47 [kN/m ²]
ecc.B =	0,00 [m]	$\eta =$	0,00 [°]	$q_s =$	0,00 [kN/m ²]
ecc.L =	0,00 [m]	c =	173,00 [kN/m ²]	FS =	2,30
				$K_p =$	1

Meyerhof:

Coeff. di Capacità Portante

$N_q =$	1,000
$N_c =$	5,140
$N_g =$	0,000

Coeff. di Forma

sc =	1,07463
sq = sg =	1
Fattori d'inclinazione	
ic = iq =	1
ig =	1

Coeff. di Prof. Piano di Posa

dc =	1,024
dq = dg =	1

Vesic:

$N_q =$	1
$N_c =$	5,14
$N_g =$	0

Fattori di forma

sc =	0,07463
sq =	1
sg =	0,85075
D/B =	0,12
Fattori d'inclinazione	
ic =	1
iq =	1
ig =	1

Fattori di profondità

dc =	0,048
dq =	1
dg =	1
K =	0,12
m =	1,72826
Af =	16,75

F. inclin. piano di posa

bc =	0
bq = bg =	1

Fatt. d'inclin. Terreno

gc =	0
gq = gg =	1

Hansen:

$N_q =$	1
$N_c =$	5,14
$N_g =$	0

Fattori di forma

sc =	0,07463
sq =	1
sg =	0,85075
D/B =	0,12

Fattori di profondità

dc =	0,048
dq =	1
dg =	1
K =	0,12



SY2400BACA00012

Pagina
56 / 60

Stato di
Validità

Numero
Revisione

CD-FE

01

$$q_0 < q_0 \operatorname{tg} \delta + A_f c_a$$

FALSO

Fattori d'inclinazione

$$i_c =$$

1

$$A_f =$$

16,75

$$i_q =$$

1

$$i_g =$$

1

$$\beta \leq \phi$$

VERO

F. inclin. piano di posa

$$b_c =$$

0

$$b_q =$$

1

$$b_g =$$

1

Fatt. d'inclin. Terreno

$$g_c =$$

0

$$g_q = g_g =$$

1

$$i_q, i_g > 0$$

VERO

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

VERO

Terzagli:

$$N_q =$$

1

$$N_c =$$

5,14

$$N_g =$$

0

Tipo di Fondazione

Nastriforme o rettangolari

Fattori di forma

$$s_c =$$

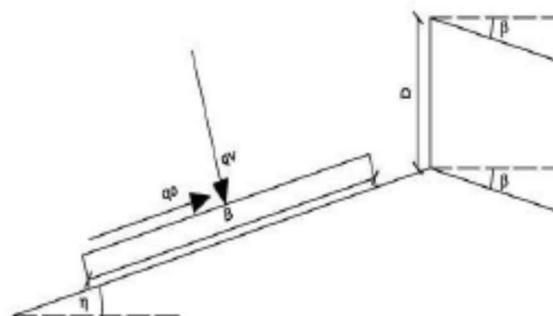
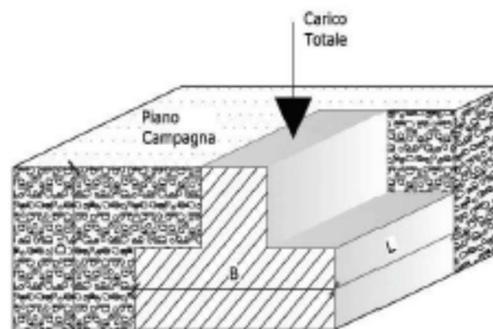
1

$$s_g =$$

1

LEGENDA:

- B = Larghezza fondale
- L = Lunghezza fondale
- D = Profondità Piano di posa
- ecc.B = Eccentricità in B
- ecc.L = Eccentricità in L
- ϕ = Angolo d'attrito
- δ = A. d'attrito terreno Fondaz.
- β = Pendenza del pendio
- η = Inclinazione della Fondaz.
- c = Coesione
- c_a = Adesione base Fondaz.
- γ = Peso di volume terreno
- q_v = Comp. Verticale del carico
- q_o = Comp. orizzont. del carico
- K_p = Coeff. Spinta Passiva
- A_f = Area effettiva della Fond.
- FS = Fattore di sicurezza
- q = Capacità portante



	SY2400BACA00012	Pagina 57 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

Capacità portante secondo Meyerhoff:

	[kN/m ²]		[kN]		[kN/m ²]
$q_{ult} =$	983,31	$q =$	16470,50	$Q_{amm} =$	451,53
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	100,27	$q =$	1679,50	$Q_{amm} =$	4,60
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	10,03	$q =$	1679497,19	$Q_{amm} =$	4,60

Capacità portante secondo Vesic:

	[kN/m ²]		[kN]		[kN]
$q_{ult} =$	109,04	$q =$	1826,46	$Q_{amm} =$	71,42
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	11,12	$q =$	186,24	$Q_{amm} =$	0,73
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	1,11	$q =$	186243,91	$Q_{amm} =$	0,73

Capacità portante secondo Hansen:

	[kN/m ²]		[kN]		[kN/m ²]
$q_{ult} =$	109,04	$q =$	1826,46	$Q_{amm} =$	71,42
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	11,12	$q =$	186,24	$Q_{amm} =$	0,73
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	1,11	$q =$	186243,91	$Q_{amm} =$	0,73

Capacità portante secondo Terzaghi:

	[kN/m ²]		[kN]		[kN/m ²]
$q_{ult} =$	936,49	$q =$	15686,25	$Q_{amm} =$	431,18
	[t/m ²]		[t]		[t/m ²]
$q_{ult} =$	95,49	$q =$	1599,53	$Q_{amm} =$	4,40
	[Kg/cm ²]		[Kg]		[Kg/cm ²]
$q_{ult} =$	9,55	$q =$	1599526,66	$Q_{amm} =$	4,40

Per la cabina MTR, considerando una q_{lim} pari a 936.49 kN/mq, imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 2,3, secondo l'approccio 2, è stata assunta una tensione ammissibile massima del terreno di fondazione pari a circa: $Q_{amm} = q_{ult}/2,3 = 407,17$ kN/mq

questo valore confrontato con i carichi agenti, provenienti dalle cabine elettriche e loro sovraccarichi permanenti e accidentali, risulta verificato.

	SY2400BACA00012	Pagina 58 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

8.3 Descrizione degli stati tensionali e deformativi delle cabine prefabbricate

Le cabine del tipo prefabbricato, non vengono calcolate e verificate nella presente relazione, poiché i calcoli strutturali vengono effettuati dal produttore delle stesse, corrispondenti a quelli depositati presso il Ministero dei Lavori Pubblici per la produzione in serie dichiarata, con validità triennale.

In questa fase si effettua la sola verifica geotecnica della platea di fondazione, ossia si verificherà che lo stato tensionale indotto dalla sovrastruttura, sia sopportabile dal terreno di fondazione e che i cedimenti siano compatibili con l'opera.

Le immagini di seguito mostrano a titolo di esempio, i risultati di quello che è il bulbo tensionale indotto che ci si aspetta e il grafico dei cedimenti attesi all'SLU.

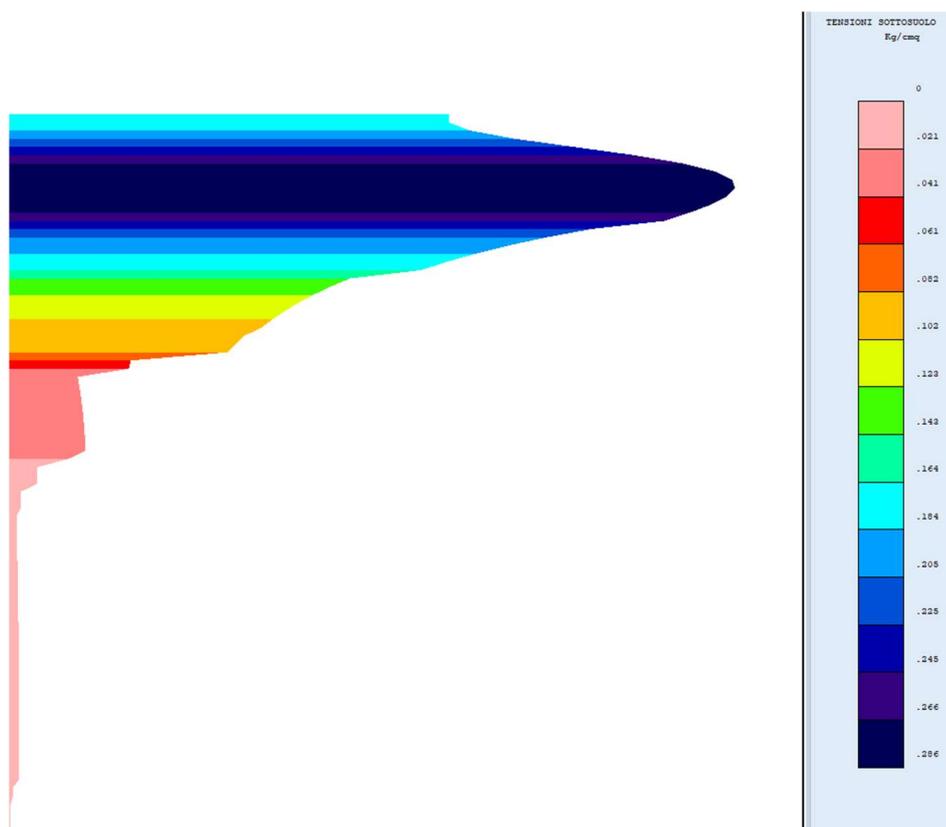


Figura 26 - Bulbo tensionale allo S.L.U.

	SY2400BACA00012	Pagina 59 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

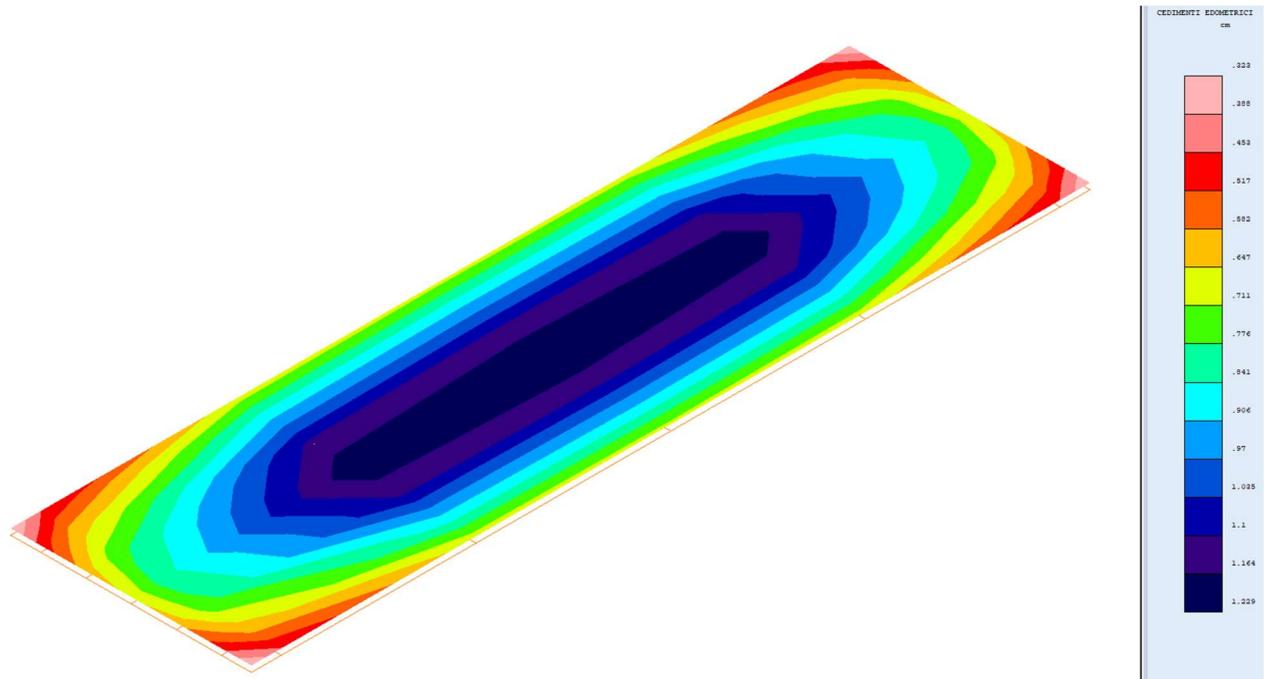


Figura 27 - Cedimenti edometrici

	SY2400BACA00012	Pagina 60 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

8.4 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 e tipologia di quelli della struttura esecutiva, su varie verticali del sito in cui sorgerà l'impianto al fine di meglio conoscere i suoli presenti e la loro effettiva capacità portante.

La capacità portante ultima dei pali sottoposti a compressione, sarà data dalla formula riportata di seguito, sommatoria del contributo alla punta e del 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.

$$Q_{lim} = Q_{punta} + Q_{laterale} - P_{palo} - P_{attr. neg.}$$

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) terreni coesivi in condizioni non drenate:

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

con

- $C_{u,p}$ coesione non drenata del terreno alla quota della punta
- N_c coefficiente di capacità portante (= 9)
- σ_v tensione verticale totale in punta
- A_p area della punta del palo
- R_c coefficiente di Meyerhof per le argille SC

(ii) terreni coesivi in condizioni drenate (Vesic):

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

con

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

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

I_{rr} indice di rigidezza ridotta

σ_v tensione verticale efficace in punta

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

	SY2400BACA00012	Pagina 61 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

(iii) terreni incoerenti (Berezantzev):

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

con

- α_q coefficiente 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
 - $\phi^* = (\phi' - 3^\circ)/2$ per pali infissi

Q_{later} resistenza laterale

(i) terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{later} = \alpha \times C_{u,m} \times A_s$$

con

- per pali infissi:
- | | |
|--------------------------------|---------------------------------|
| $\alpha = 1$ | per $C_u \leq 25 \text{ kPa}$ |
| $\alpha = 1 - 0,011(C_u - 25)$ | per $25 < C_u < 70 \text{ kPa}$ |
| $\alpha = 0,5$ | per $C_u \geq 70 \text{ kPa}$ |
- per pali trivellati:
- | | |
|----------------------------------|---------------------------------|
| $\alpha = 0,7$ | per $C_u \leq 25 \text{ kPa}$ |
| $\alpha = 0,7 - 0,008(C_u - 25)$ | per $25 < C_u < 70 \text{ kPa}$ |
| $\alpha = 0,35$ | per $C_u \geq 70 \text{ kPa}$ |

$C_{u,m}$ coesione non drenata media lungo lo strato

A_s area della superficie laterale del palo

(ii) terreni coesivi in condizioni drenate:

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

con

$\sigma'_v(z)$ 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

A_s area della superficie laterale del palo

(iii) terreni incoerenti:

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

con

	SY2400BACA00012	Pagina 62 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

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

$\sigma'_v(z)$ 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

A_s area della superficie laterale del palo

$P_{\text{attr. neg.}}$ carico da attrito negativo

$P_{\text{attr. neg.}} = \alpha \times C_{u,m} \times A_s$ in terreni coesivi in condizioni non drenate
 $P_{\text{attr. neg.}} = A_s \times \beta \times \sigma'_m$ in terreni coesivi in condizioni non drenate o terreni incoerenti

con

β coefficiente di Lambe
 σ'_m pressione verticale efficace media lungo lo strato deformabile

Il carico ammissibile risulta pari a:

$$Q_{\text{amm}} = \left(\frac{Q_{\text{punta}}}{\mu_P} + \frac{Q_{\text{laterale}} - P_{\text{palo}} - P_{\text{attr. neg.}}}{\mu_L} \right) \times E_g$$

con

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 (Converse-La Barre)

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

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 (Barla)

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \times 7,05E - 03$$

c) per plinti rettangolari a cinque pali (Barla)

$$E_g = 1 - \arctan \frac{D}{i} \times 10,85E - 03$$

	SY2400BACA00012	Pagina 63 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

- in terreni incoerenti:
 - a) per plinti rettangolari (Converse-La Barre)
 - $E_g = 1$ 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:

$$Q_{amm} = \frac{Q_{lim}}{\mu \times L}$$

con

- μ coefficiente di attrito:
 - $\mu = \tan \phi'$ per pali trivellati
 - $\mu = \tan(3/4 \cdot \phi')$ per pali infissi prefabbricati

L lunghezza del palo

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.

	SY2400BACA00012	Pagina 64 / 60	
		Stato di Validità	Numero Revisione
		CD-FE	01

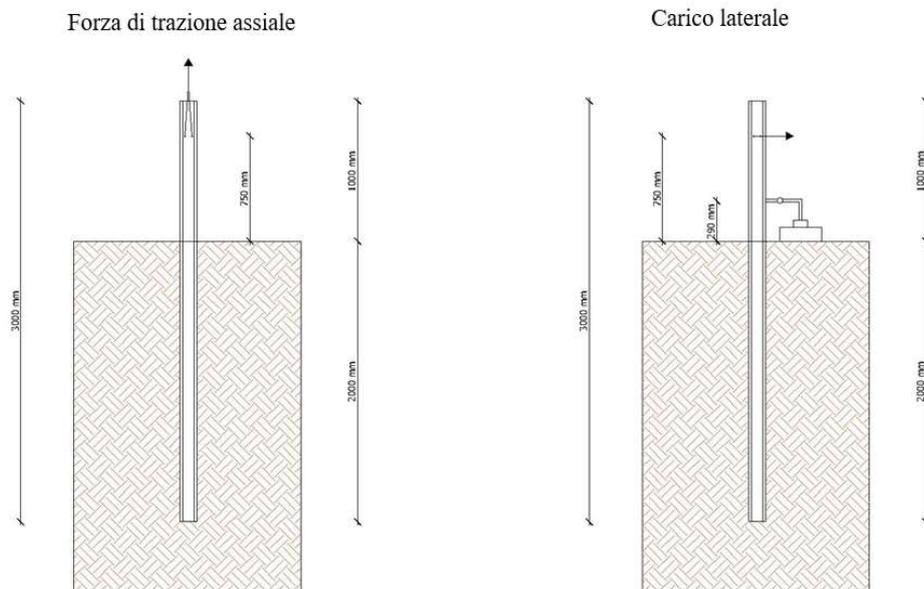


Figura 28 - Prove di carico su pali, a trazione e laterale

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.

La profondità di infissione verrà stabilita a seguito delle prove di Pull Out, e negli elaborati grafici e scritti di corredo al presente progetto è stata solo stimata.