



REGIONE PUGLIA



PROVINCIA di FOGGIA



COMUNE di APRICENA



COMUNE di SAN SEVERO



Società Proponente	AM ENERGY S.R.L. * Sede: via Tiberio Solis, n. 128 - 71016 San Severo (FG) Pec: amenergysrl@pec.it P.iva: 04304150719 * Società con socio unico, soggetta a direzione e coordinamento di PLAN A HOLDING S.R.L. p.iva 03930741206	Sviluppo e Coordinamento	 PLAN A ENERGY S.R.L. Sede: Via Cavour n.104 40026 Imola BO Pec: planaenergy@pec.it C.F e P.IVA : 03930841204
Progettazione generale e progettazione elettrica	 STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA MEZZINA dott. ing. Antonio Via T. Solis 128 71016 San Severo (FG) Tel. 0882.228072 Fax 0882.243651 e-mail: info@studiomezzina.net Ordine degli ingegneri della Provincia di Foggia matr. n 1604  	Supervisione scientifica piani culturali e montaggio	 Università di Foggia Dipartimento di Scienze Agrarie, Alimenti, Risorse Naturali e Ingegneria (DAFNE) Sede: via Antonio Gramsci,89/91 Foggia 71122 P.iva: 03016180717
Studio e progetto ecologico vegetazionale	 Dott. Biol. Leonardo Beccarisi Via D'Enghien, 43 - 73013 Galatina (LE) cell. 3209709895 E-Mail: beccarisil@gmail.com Ordine nazionale dei Biologi Albo-Sezione matr. n. AA_067313	Studio di impatto ambientale	 Dott.ssa Anastasia Agnoli Via Armando Diaz, 37 73100 Lecce (LE) cell. 3515100328 E-Mail: anastasia.agnoli989@gmail.com
Studio meteorologico	Dott. Biol. Elisa Gatto Via S. Santo, 22 73044 Galatone (LE) cell. 3283433525 E-Mail: dottelisagatto@gmail.com Ordine nazionale dei Biologi matr.n. AA_090001	Studio paesaggistico e di inserimento urbanistico	 Dott. Agr. Barnaba Marinosci via Pilella 19, 73040 Alliste (LE) Cell. 329 3620201 E-Mail: barnabamarinosci@gmail.com Ordine dei Dottori Agronomi e Forestali provincia di Lecce matr. n 674
Studio faunistico	 Dott. Antonio Feola Via Civitella n°25 84060 Moio della Civitella (SA) cell. 338 2593262 E-Mail: feolantx@gmail.com Ordine Nazionale dei Biologi matr. n . AA_047004	Rappresentazioni fotorealistiche	 Arch. Gaetano Fornarelli Via Fulcignano Casale 17 73100 Lecce (LE) cell. 3358758545 E-Mail: forgaet@gmail.com Ordine degli Architetti della provincia di Lecce matr. n 1739
Studio archeologico	 NOSTOI s.r.l. Dott.ssa Maria Grazia Liseno Tel. 0972.081259 Fax 0972.83694 E-Mail: mgliseno@nostoisrl.it Elenco Nazionale Archeologo Fascia I matr n. 1646	Consulenza strutturale	 Ing. Tommaso Monaco Tel. 0885.429850 Fax 0885.090485 E-Mail: ing.tommaso@studiotecnicomonaco.it Ordine degli Ingegneri della provincia di Foggia matr. n. 2906
Studio acustico	 STUDIO FALCONE Ingegneria Ing. Antonio Falcone Tel. 0884.534378 Fax. 0884.534378 E-Mail: antonio.falcone@studiofalcone.eu Ordine degli Ingegneri di Foggia matr. n.2100	Consulenza topografica	Geom. Matteo Occhiochiuso Tel. 328 5615292 E-Mail: matteo.occhiochiuso@virgilio.it Collegio dei Circondari Geometri e Geometri Laureati di Lucera matr. n. 1101
Studio grafico geologico e geotecnico	Dott. Nazario Di Lella Tel./Fax 0882.991704 cell. 328 3250902 E-Mail: geol.dilella@gmail.com Ordine regionale dei Geologi della Puglia matr. n. 345		
Opera	Progetto definitivo per la realizzazione di un impianto Fotovoltaico denominato "Apricena Industriale" da realizzarsi su aree industriali e cave nelle località "Podere Camilli - Tufara - San Giovanni - San Sabino", nel territorio comunale di Apricena (FG) per una potenza complessiva di 121,023 MWp e immissione di 96,300 MW, nonchè delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto nei comuni di Apricena (FG) e San Severo (FG)		
Oggetto	AUTORITA' PROCEDENTE V.I.A. :  MINISTERO DELL'AMBIENTE E DELLA SICUREZZA ENERGETICA	AUTORITA' PROCEDENTE A.U. :  REGIONE PUGLIA	
Nome Elaborato:	P7MVN25_Calcoli Prel. Strutture.pdf		
Descrizione Elaborato:	Relazione preliminare sulle strutture del fotovoltaico		
00	Novembre 2022	Progetto definitivo	Ing. A. Mezzina AM ENERGY S.R.L.
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione Verifica Approvazione
Scala:			
Formato:	Codice Pratica P7MVN25		

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
3	INQUADRAMENTO INTERVENTO.....	2
4	ASPETTI GEOLOGICI.....	4
5	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO	5
6	RECINZIONI E CANCELLI	7
7	CABINE ELETTRICHE	7
8	AZIONI AGENTI.....	8
8.1	AZIONE SISMICA	8
8.1.1	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	8
8.1.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE.....	10
8.1.3	FATTORE DI STRUTTURA	10
8.1.4	COORDINATE DI RIFERIMENTO DELLE INDAGINI SISMICHE.....	12
8.1.5	PARAMETRI AZIONE SISMICA	12
8.2	AZIONE DEL VENTO	14
8.2.1	VELOCITÀ DI RIFERIMENTO	14
8.2.2	PRESSIONE DEL VENTO	15
8.2.3	PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO	15
8.2.4	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE.....	15
8.2.5	COEFFICIENTE DINAMICO.....	17
8.2.6	COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)	17
8.3	AZIONE NEVE.....	19
8.3.1	VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO	19
8.3.2	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE.....	19
8.3.3	COEFFICIENTE TERMICO	20
8.3.4	CARICO NEVE SULLE COPERTURE.....	20
9	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	21
9.1	CALCESTRUZZO IN OPERA	21
9.1.1	PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE	22
9.2	ACCIAIO D'ARMATURA IN OPERA	23
9.2.1	PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE	24
9.3	ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE IN OPERA	24
9.3.1	PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE	24
10	MODELLO DI CALCOLO.....	26
11	MISURA DELLA SICUREZZA.....	26
12	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA.....	26
13	COMBINAZIONE DI CALCOLO	27
14	AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI.....	28

15	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	29
16	METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA	29
17	CONDIZIONI DI CARICO	30
18	METODI E PARAMETRI DI CALCOLO DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO	31
18.1	IL METODO DI STUDIO.....	31
18.2	VIBRAZIONE DI RISONANZA.....	31
18.3	FLUTTER TORSIONALE.....	32
18.4	GALOPPO TORSIONALE.....	32
18.5	PRESSIONE DEL VENTO IN GALLERIA E TEST DI VELOCITÀ (MODELLI RIGIDI + DAF).....	33
18.6	TEST DINAMICI DELLA GALLERIA DEL VENTO	33
18.7	FLUTTER ANALYSIS METHOD (FAM).....	34
18.8	METODO DI ANALISI DEL BUFFER (BAM).....	34
18.9	CONFRONTO TRA CARICHI DI VENTO STATICI E DINAMICI.....	34
19	PALI DI ILLUMINAZIONE E VIDEOSORVEGLIANZA	34
20	OPERE STRUTTURALI PER LA CONNESSIONE	35
20.1	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	35
21	VERIFICA STRUTTURALE DEL BASAMENTO CABINA ELETTRICA	41
21.1	DESCRIZIONE TECNICA DEL SISTEMA DI BASAMENTO	41
21.2	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO.....	41
21.3	ANALISI F.E.M.	42
21.4	RISULTATI DELLE ANALISI	44
21.5	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	45
21.6	VERIFICA GEOTECNICA	48
22	CONCLUSIONI	54

1 PREMESSA

Per incarico ricevuto dalla società **AM ENERGY S.r.l.**, con sede Legale in Via Tiberio Solis, 128 - 71016 San Severo (FG), C.F. e P.IVA: 04304150719, il sottoscritto ing. Tommaso Monaco, con studio tecnico in Cerignola - Viale di Levante 139/D, regolarmente iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Foggia al n. 2906, ha provveduto ad effettuare tutto ciò che prescrive la buona regola d'arte per la redazione della presente relazione tecnica finalizzata al dimensionamento preliminare delle strutture civili, facenti parte del parco fotovoltaico in oggetto;

Infatti, la società **AM ENERGY S.r.l.**, è proponente di un progetto per la realizzazione di un impianto fotovoltaico denominato Apricena Industriale, da realizzarsi su aree industriali e cave nelle località "Podere Camilli - Tufara – San Giovanni - San Sabino", nel territorio comunale di Apricena (FG) per una potenza complessiva di 121,023 MWp e immissione di 96,300 MW, nonché delle opere connesse ed infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto nei comuni di Apricena (FG) e San Severo (FG).

Le opere da realizzarsi sono finalizzate a consentire la produzione di energia elettrica da sorgente fotovoltaica, nel rispetto delle condizioni per la sicurezza delle apparecchiature e delle persone.

Le opere strutturali civili in oggetto sono costituite da strutture in acciaio come i supporti dei pannelli fotovoltaici, mentre le opere come il basamento delle cabine elettriche, le recinzioni ed i locali annessi, verranno realizzate in c.a. gettato in opera.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione del progetto, nel calcolo strutturale, nella modalità di posa in opera si è tenuto conto della normativa di seguito riportata:

NORMATIVA NAZIONALE

Legge 05/11/1971 n.1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Legge 02/02/1974 n.64: Ministero dei lavori pubblici - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Decreto Ministeriale 16/01/1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;

Decreto Ministeriale 09/01/1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Ministero dei lavori pubblici - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

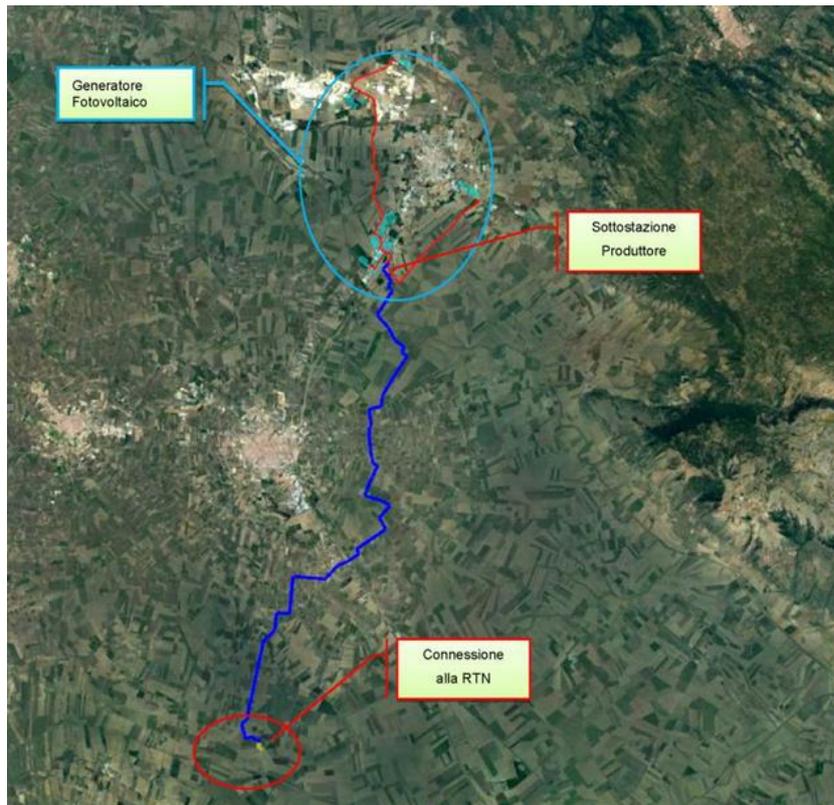
Decreto Ministeriale 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Circolare Ministero LL.PP. 24/09/1988 n.30483: Legge 02/07/1974 – D.M. 11/03/1988 – Istruzioni per l'applicazione;

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Circolare Ministero LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

3 INQUADRAMENTO INTERVENTO



L'impianto è localizzato nel comune di Apricena (FG) nelle località "Podere Camilli - Tufara - San Giovanni - San Sabino". La superficie catastale complessiva delle aree disponibili è pari a 1.382.644 mq mentre quella effettivamente utilizzata per la realizzazione dell'impianto è pari a 1.148.886 mq.

La superficie rimanente non è utilizzata per varie ragioni tra cui:

- presenza di vincoli ambientali e paesaggistici come meglio dettagliato nel progetto;
- aree di scarpata per sterri e riporti necessari per il ripristino geometrico e ambientale delle aree già adibite a cave o ancora in attività ma da dismettere;
- necessità di realizzare opere di mitigazione e compensazione ambientale e di ripristino/miglioramento ecologico; etc.

In particolare, l'area netta del generatore fotovoltaico è pari a 1.0558.51 mq; mentre quella destinata alle opere di mitigazione e compensazione ambientale e di ripristino/miglioramento ecologico è pari a 93 .035 mq; Pertanto l'area lorda dell'impianto fotovoltaico è pari a 1.382.644 mq come sopra già citato.

L'impianto fotovoltaico sarà costituito 214.200 pannelli fotovoltaici ciascuno della potenza nominale di picco di 565 Wp per una potenza complessiva quindi di 121,023 MWp. Ciascun modulo ha una superficie radiante di 2,58 mq per cui la superficie radiante del progetto è pari a 552.636 mq. La recinzione perimetrali del campo fotovoltaico ha una lunghezza di 38.412 m e un'altezza di 2,20 m. I moduli saranno installati su strutture di sostegno fisse ad orientamento est-ovest; l'altezza massima dei moduli da terra è pari a 3,58 m. L'impianto fotovoltaico inoltre è dotato di 53 cabine di conversione e trasformazione di cui:

- 40 cabine di potenza nominale 2000 kVA ;
- 8 cabine di potenza nominale 1500 kVA;
- cabine di potenza nominale 1000 kVA;
- 1 cabina di potenza nominale 300 kVA;

L'impianto fotovoltaico si collegherà mediante una propria sottostazione di trasformazione alla SE-RTN TERNA 380/150 kV

"San Severo" così come descritto nel preventivo di connessione richiesto e ottenuto da TERNA

S.p.A., avente Codice Pratica n. 202001628 e la cui soluzione di connessione in esso indicata la seguente: La Soluzione Tecnica Minima Generale per Voi elaborata prevede, come da Voi richiesto, che la Vs. centrale venga collegata in antenna a 150 kV sul futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) a 380/150 kV della RTN denominata "San Severo".

La sottostazione di trasformazione 20/150 kV produttore è localizzata nei pressi della zona industriale del Comune di Apricena e precisamente sulle particelle n186 - 1175 - 1185- 1187 foglio n 68 del N.C.T. del Comune di Apricena (FG). Il collegamento tra l'impianto fotovoltaico e la sottostazione di trasformazione avviene mediante una linea elettrica in cavi interrati MT a 30 kV della lunghezza complessiva di 25,500 km. Il collegamento invece della sottostazione produttore allo stallo assegnato nella SE-RTN di San Severo avviene con cavo interrato AT da 150 kV della lunghezza di 24,600 km.



Inquadramento planimetrico su Ortofoto area generatore fotovoltaico località zona Industriale Segheria e Cave Paglierino



Inquadramento planimetrico su Ortofoto area generatore fotovoltaico Cave Bianchi e Milone Lombardi

4 ASPETTI GEOLOGICI

L'area d'interesse è ubicata tra circa 2,5 Km N-W dal centro abitato di Apricena (Campi "Tre fosse" - "S.Giovanni"), circa 1,0 Km W dal centro abitato di Apricena (Campi "Paglierino"), circa 3,0 km S-W dal centro abitato di Apricena (Campi "Zona INDUSTRIALE").

La quota dei siti è compresa tra i 95 e i 150 m s.l.m., campi "Tre Fosse" e "S. Giovanni", tra i 75 e i 88 m s.l.m., campi "Paglierino", tra i 45 e i 60 m s.l.m., campi "Zona INDUSTRIALE".

Le superfici occupate dai singoli campi risultano essere rispettivamente:

- Tre Fosse: ha 12,21
- S. Giovanni: ha 13,58
- Paglierino: ha 15,07
- Zona Industriale: ha 75,49

Cartograficamente le aree sono ubicate nella parte orientale della Tavolete IGM 1:25.000 - Tav. 155 II NE "Apricena" (Tre fossi - S. Giovanni - Zona Industriale) e nella parte orientale della Tav. 156 III NO "Poggio Cardalicchio" (Paglierino); su cartografia CTR 5.000 ricadono negli elementi nn. 383132-383143 (Campi Tre Fosse - S. Giovanni), nn. 396021-396022-396024 (Paglierino) e nn. 396012-396023-396064 (Zona INDUSTRIALE).

Il territorio presenta una morfologia tipica dell'alta pianura foggiana, al margine con il rilievo garganico che, a partire da queste zone, si erge nella sua parte più occidentale.

In particolare, ci troviamo alle pendici del rilievo garganico occidentale, dove il basamento carbonatico mesozoico comincia ad essere sottomesso ai depositi marini e poi alluvionali della parte alta del bacino del Torrente Candelaro che borda poi il rilievo lungo tutta la fascia occidentale e meridionale.

In questa zona infatti sono presenti basamenti carbonatici affioranti come estensione del rilievo garganico, in corrispondenza dell'Horst di Apricena (alto strutturale - Bacino Marmifero di Apricena), ribassato poi progressivamente verso sud e mascherato da formazioni sabbiose calcarenitiche ed alluvionali.

La principale linea d'impluvio della zona è rappresentata dal C.le S. Martino, che partendo dalle pendici del rilievo garganico borda il centro abitato di Apricena sul lato ovest e scorre poi in direzione sud, per confluire alcuni chilometri più a sud nel T. Candelaro.

Il progetto in essere prevede tre aree di insediamento dei campi produttivi, di cui due posti in corrispondenza del dominio dei calcari mesozoici (basamento carbonatico) ed uno in corrispondenza del dominio deposizionale di depositi plio-pleistocenici marini e continentali (Sabbie di Serracapriola - Depositi alluvionali terrazzati).

Le due aree poste nel dominio del basamento carbonatico interessano sostanzialmente siti generalmente destinati ad attività estrattiva, cave di calcare / calcarenite, attive, in via di esaurimento e/o dismesse, mentre la terza area, sita in corrispondenza del dominio sedimentario continentale (Depositi alluvionali terrazzati) sono impostati sostanzialmente in corrispondenza delle aree deposizionali marine della formazione delle Sabbie di Serracapriola, in corrispondenza , e/o nei dintorni dell' attuale zona Z.I. SS 89 del Comune di Apricena.

Nelle aree di insediamento dei campi non sono presenti forme di dissesto né attive né quiescenti o potenzialmente attivabili rilevate e/o segnalate, anche in virtù del fatto che, i campi posti in corrispondenza delle cave risultano impostate in corrispondenza di litotipi particolarmente tenaci (Calcari di Apricena), estratti in blocchi e lastre, con elevatissima capacità portante intrinseca, mentre per le aree poste a sud, in Zona

Industriale SS89, i litotipi presenti, rappresentati da sabbie e calcareniti poste in aree praticamente tabulari.

5 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO

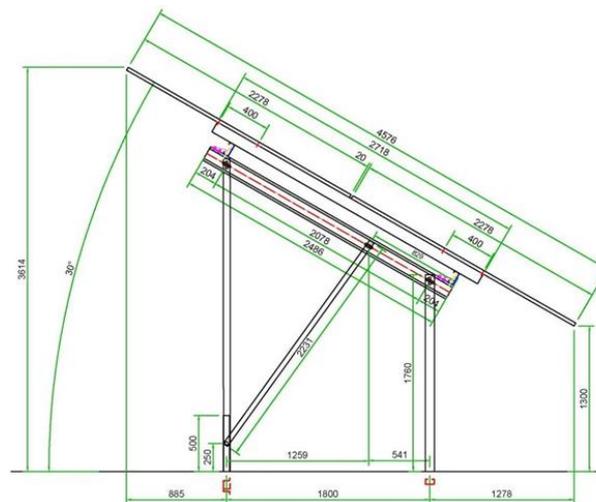
I moduli fotovoltaici saranno installati su strutture fisse di tipo a doppio palo con orientamento dei pannelli fotovoltaici est-ovest.

La scelta progettuale, in questa fase di progettazione definitiva, è caduta sulla struttura fissa bipalo SOLARFIX **FIX28.2VBF-30° Mod/String 2 POST**, prodotto dalla PV HARDWARE SOLUTIONS, S.L.U.



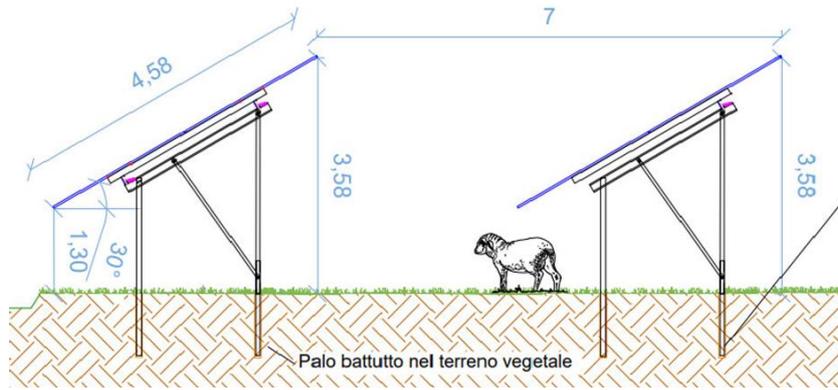
layout tipo di impianto a struttura fissa

CONFIGURAZIONE PROGETTUALE		
Interdistanza (I)	[m]	7,00 m
Lunghezza blocco inseguimento (L)	[m]	16,15 (strutture da 28 moduli) e 32,03 (strutture da 56 moduli)
Altezza dal terreno (D_{min})	[m]	Min 1,30 m
Altezza dal terreno (D_{max})	[m]	Max. 3,58 m



Sezione della struttura BI- palo Solar fix

Le strutture saranno collocate ad una interdistanza mutua asse- asse pari a 7,00 m. Tale distanza è stata determinata in relazione alla natura agro- fotovoltaica proposta per l'impianto, che prevede la coesistenza con un progetto di pascolamento, a tal fine si è provveduto anche ad avere un'altezza minima da terra di 1,30 m. L'interdistanza scelta costituisce l'optimum tra le esigenze di massimizzare la producibilità specifica (all'aumentare della distanza si riducono gli ombreggiamenti reciproci) e l'esigenza di massimizzare la potenza di picco installata.



Vista in sezione laterale della struttura tipo, con altezze minime e massime raggiunte dai moduli

In fase realizzativa la struttura fissa potrà essere sostituita da altri analoghi modelli, anche di altri costruttori concorrenti (ad es. ZIM2V della ZIMMERMANN PV-Stahlbau, Fixed-Tilt System Sigma II della Mounting Systems, FS della Schletter Solar ed altri) in relazione allo stato dell'arte della tecnologia al momento della realizzazione del Parco.

Le strutture saranno fissate al terreno mediante pali a battimento, o mediante fondazioni a vite, posizionati ad una distanza compresa tra circa 2m e circa 2,5m. Tale tipologia di fissaggio è compatibile con la natura del terreno, essendo quest'ultimo di tipo vegetale- naturale. La dimensione del palo, nonché la sua profondità esatta di interramento, saranno calcolati in fase di progettazione esecutiva considerando le caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno, nonché i carichi a cui le schiere di moduli fotovoltaici saranno sottoposti (principalmente: peso proprio e spinta del vento sui moduli).

L'intera struttura sarà realizzata in acciaio zincato o alluminio anodizzato, alcuni componenti secondari potranno essere in polimerici.

La struttura di sostegno a servizio dei pannelli fotovoltaici deve essere in grado di reggere il proprio peso nonché di resistere alle sollecitazioni esercitate da fattori esterni quali:

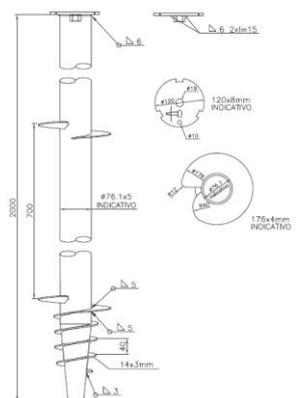
- la neve, per esempio, può comportare sollecitazioni di carico dovute all'accumulo sulla superficie dei moduli;
- la pressione dovuta all'azione del vento agente sul piano dei moduli che si traduce in quel fenomeno chiamato "effetto vela". Tutti i componenti e le strutture saranno progettati in fase esecutiva per le condizioni ambientali specifiche dei siti in base alle normative locali e in base alle richieste tecniche inclusa l'ipotesi progettuale del carico del vento.

Per questa fase di progettazione definitiva del generatore fotovoltaico si è basati sull'impiego di un pannello fotovoltaico in silicio monocristallino scelto fra le macchine tecnologicamente più avanzate presenti sul mercato, dotato di una potenza nominale pari a 565Wp, costruito da JinkoSolar, appartenente alla Serie TIGER NeoN- type 72HL4- BDV, modello BIFACIAL.

Gli screw piles (o pali a vite) sono pali prefabbricati in acciaio dotati di una o più eliche, disponibili in varie geometrie e configurazioni, che vengono avvitati nel terreno per mezzo di semplici apparecchiature che possono essere facilmente montate sulle più comuni macchine operatrici. Ciò implica la quasi totale assenza di un cantiere per la realizzazione della fondazione, aspetto fondamentale quando ci si trova ad operare in ambiti rurali difficilmente raggiungibili, ed una estrema rapidità di esecuzione.

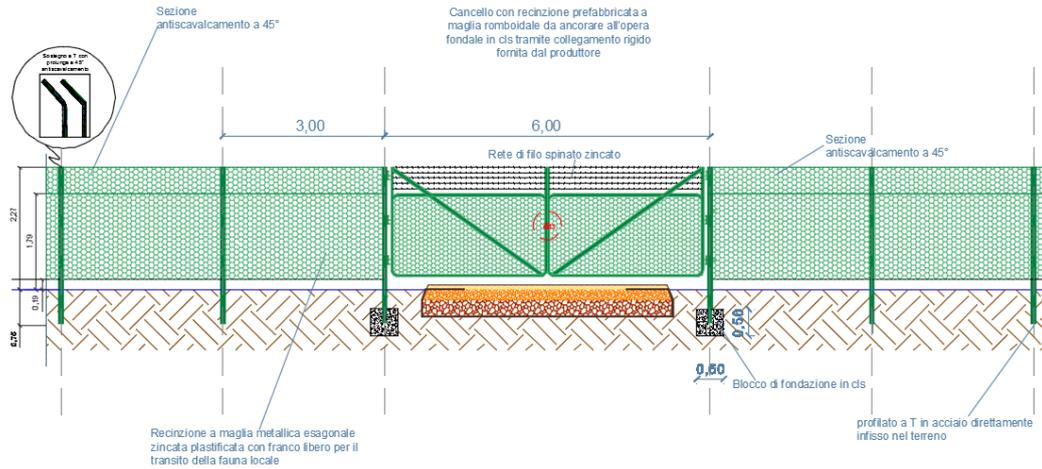
Tale tipologia di palo è adeguata a resistere sia a sforzi di compressione che di trazione, e perciò consente alla fondazione di sopportare anche momenti ribaltanti. Data inoltre la possibilità di rimuovere e riutilizzare tali elementi, gli screw piles si ritengono convenienti per le fondazioni di impianti leggeri quali quelli a terra, posti in opera in tempi brevi e dotati di una certa vita operativa.

In fase esecutiva, a seguito di prove geotecniche, sarà possibile eventualmente definire una diversa tipologia di fondazione profonda, per mezzo di pali a semplice infissione.



6 RECINZIONI E CANCELLI

Le recinzioni dell'impianto fotovoltaico saranno del tipo a maglia metallica plastificata di altezza pari a 2,27 m su pali metallici a "T", adeguatamente protetti contro la corrosione (vernici epossidiche e/o zincatura) direttamente infissi nel terreno.



Dettaglio recinzione e cancello nei punti di accesso

I paletti in acciaio a "T" da 40 saranno posati ad interasse di mt. 3,00 con tre fili tenditori, con sezione antiscavalamento inclinata a 45°. L'accesso avverrà tramite passaggio carraio di larghezza pari a 6,00 m realizzato con elementi a maglia plastificata con sovrastante rete di filo spinato zincato sarà posato in opera su idonei basamenti in calcestruzzo.

Assimilando recinzioni e cancelli a strutture a mensola incastrate al terreno (per i cancelli lo schema vale per i pilastri terminali), si considera che le tensioni sulla mensola vengono determinate dalla spinta orizzontale con conseguente generazione di una matrice di sollecitazione alla base. Con tale schema statico è possibile stimare i momenti di ribaltamento dei montanti e conseguentemente determinare la profondità di infissione della recinzione in ragione dell'effettiva modalità di posa. Per i cancelli allo stesso modo si dimensiona il basamento in calcestruzzo delle colonne.

Il calcolo esatto è rinviato alla fase esecutiva di progettazione con riferimento alle definitive caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati. Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

7 CABINE ELETTRICHE

Le cabine saranno manufatte di tipo prefabbricato, tutti della medesima taglia e caratteristiche costruttive generali.

Dal punto di vista costruttivo, i locali saranno realizzati con struttura portante a pannelli prefabbricati, trattati internamente ed esternamente con intonaco murale plastico formulato con resine speciali e pigmenti di quarzo ad elevato potere coprente ed elevata resistenza agli agenti esterni anche per ambienti marini, montani ed industriali con atmosfera altamente inquinata.

I pannelli prefabbricati saranno poggiati su una platea in c.a. semi interrata a sua volta poggiata su una superficie in magrone livellante in calcestruzzo magro. Su apposite mensole degli elementi verticali, al di sotto del vano Quadri MT, poggerà il solaio costituente il pavimento, anch'esso prefabbricato, di spessore 12 cm calcolato per sopportare un carico uniformemente distribuito non inferiore a 400 kg/m².

In tal modo resterà realizzata una vasca sottostante il pavimento, idonea ad accogliere il passaggio dei cavi elettrici MT e bT.

Il tetto sarà impermeabilizzato con guaina bituminosa a caldo di spessore atto a garantire un coefficiente medio di trasmissione termica di 3.1 W/Cm².

Il manufatto sarà completo di porte, griglie e finestre.

Il manufatto avrà dimensioni in pianta complessive pari a 15,00m x 3,00m e altezza di 4,50m (altezza riferita al piano di campagna).

8 AZIONI AGENTI

8.1 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A definita), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P^{TM} , nel periodo di riferimento V_r .

In alternativa viene ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Si definisce spettro di risposta elastico: lo strumento che consente di ottenere la risposta in termini di accelerazione (velocità o spostamento) di un oscillatore semplice con smorzamento assegnato (5%) sottoposto ad un accelerogramma sismico, al variare della frequenza propria (o periodo). Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{vr} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_{e^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_{e^*} necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa prevede la definizione di 3 distinti accelerogrammi: due orizzontali, tra loro ortogonali ed uno verticale, quest'ultimo ai fini delle verifiche è stato ritenuto trascurabile e pertanto non è presente nelle pagine a seguire.

Il § 3.2.3.2.1 del D.M. 20 Febbraio 2018 permette la definizione di uno spettro elastico, usato per la verifica allo SLD (stato limite reversibile).

Tuttavia per considerare la capacità dissipativa anelastica (sovra resistenze, incremento del periodo proprio a seguito di plasticizzazioni) della struttura allo SLV si utilizzerà uno spettro di progetto $S_d(T)$ abbattuto del fattore di struttura q .

8.1.1 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa, in mancanza di specifiche analisi, prevede l'utilizzo di un approccio semplificato basato sull'individuazione delle categorie di sottosuolo riportate di seguito. Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

<i>Categorie di sottosuolo</i>	
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{sjo} compresi tra 360 m/s e 800 m/s {ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina}.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

A seconda della categoria di sottosuolo e del tipo di superficie topografica si hanno delle amplificazioni derivate dalle differenze sussistenti tra suolo reale e suolo di riferimento (rigido con superficie topografica perfettamente orizzontale). Tali amplificazioni vengono riportate nelle tabelle a seguire

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

8.1.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

Qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

- T è il periodo di vibrazione
- $S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_s S_t$
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} > 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:
- $T_c = C_c T_c'$
- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- $T_b = T_c/3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

8.1.3 FATTORE DI STRUTTURA

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Tale fattore va a sostituirsi al termine η , all'interno delle formule soprastanti secondo la seguente uguaglianza:

$$\eta = 1/q$$

Il valore del fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e, prende in conto le non linearità del materiale.

Esso è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_r$$

CARATTERISTICHE	q ₀	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α _u / α ₁	4,5 α _u / α ₁
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α _u / α ₁
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

dove:

q₀: è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto CW di tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

K_r è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Strutture aventi telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD"B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α₁.

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano α_u / α₁ = 1,1
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata α_u / α₁ = 1,2
- strutture a telaio con più piani e più campate α_u / α₁ = 1,3

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale α_u / α₁ = 1,0
- altre strutture a pareti non accoppiate α_u / α₁ = 1,1
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti α_u / α₁ = 1,2

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u / α₁ pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Le tipologie strutturali sismo-resistenti vengono elencate al § 7.4.3.1 e sono:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:

$$r^2 = \text{rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano } L_s^2 = (L^2 + B^2) / 12 \text{ con L e B dimensioni in pianta del piano}$$
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

8.1.4 COORDINATE DI RIFERIMENTO DELLE INDAGINI SISMICHE

Avendo a disposizione le coordinate piane UTM, con fuso 33 T e datum WGS84, possiamo ricavare tali coordinate considerando il datum geodetico ED50

ID	Fuso WGS84	Lat. (WGS84)	Long. (WGS84)	Lat. (ED50)	Long. (ED50)
FV AM	33 T	41.783661	15.444433	41.784631	15.445291

8.1.5 PARAMETRI AZIONE SISMICA

Con tali informazioni è possibile determinare le azioni indotte dal sisma, riferite al singolo sito d'interesse, tramite l'applicazione ufficiale rilasciata dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.

Come strategia progettuale si sono considerate tutte le strutture con un'aliquota minima di dissipazione dell'energia indotta dall'evento sismico, infatti si è considerato un fattore di struttura q , sempre pari a 1,5.

Inoltre, per l'importanza strategica dell'intera opera, nonostante non ci siano delle indicazioni normative in materia, si è scelto di considerare una Vita di riferimento dell'opera pari 200 anni, assoggettando la stessa ad opere di importanza strategica per l'intero Paese, in caso di calamità naturale.

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r = 200$ anni

Categoria suolo: C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*)

Categoria topografica: T1 (*pianggiante con pendii e rilievi isolati*)

$q = 1,5$

Classe d'uso della costruzione: CU = 2

Vita Nominale opera: $V_N > 100$ anni

Classe di duttilità: CD B

Stati limite		P_{VR}	Periodo di ritorno (anni)	a_g (g)	F_0	T^*_c (sec)
SLE	SLO	81%	120	0.113	2.511	0.302
	SLD	63%	201	0.143	2.492	0.319
SLU	SLV	10%	1898	0.347	2.426	0.352
	SLC	5%	2475	0.381	2.424	0.356

Nota: a_g espressa come frazione dell'accelerazione di gravità g

Dove:

- SLE = stati limite di esercizio
 - SLO = **stato limite di operatività**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
 - SLD = **stato limite di danno**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- SLU = stati limite ultimi
 - SLV = **stato limite di salvaguardia della vita**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
 - SLC = **stato limite di prevenzione del collasso**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Sulla base delle risultanze delle indagini effettuate durante la campagna geognostica, considerando in modo cautelativo i risultati peggiori riscontrati, non considerando l'aumento delle caratteristiche geotecniche dei terreni con la profondità, si ipotizza la seguente categoria di suolo presenti in sito:

Categoria	Descrizione
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

L'assegnazione della Categoria di suolo dovrà essere verificata attraverso l'esecuzione di prove geofisiche in sito.

Calcolo dei coefficienti sismici (per stabilità di pendii e fondazioni) con Categoria di Suolo **C**

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.041	0.051	0.116	0.123
kv	0.020	0.026	0.058	0.061
Amax [m/s ²]	1.664	2.088	4.079	4.302
Beta	0.240	0.240	0.280	0.280
Ss	1,500	1,490	1,200	1,150
Cc	1,560	1,530	1,480	1,480
St	1,000	1,000	1,000	1,000

Dove:

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

A_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (a_g/g)

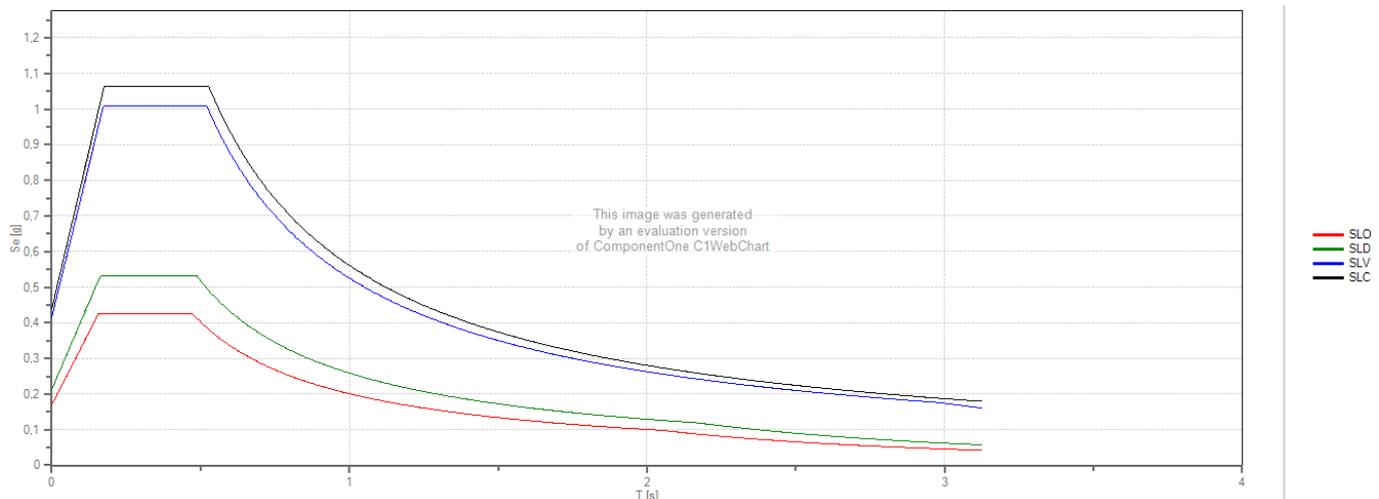
g = accelerazione di gravità

Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica

St = coefficiente di amplificazione topografica

Cc = coefficiente funzione della categoria

Avendo a disposizione detti dati è possibile ricavare gli spettri di risposta elastici, ossia, l'andamento delle accelerazioni spettrali [Se(g)] in funzione del periodo [T(s)], non tenendo conto di possibili effetti di dissipazione delle strutture.



Spettro di risposta

8.2 AZIONE DEL VENTO

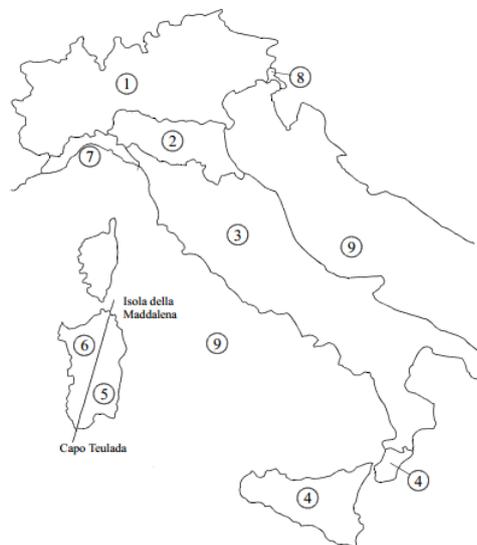
Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

8.2.1 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO



La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella tabella seguente e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig.;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

8.2.2 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione statica p prodotta dal vento si esprime come:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

q_b pressione cinetica di riferimento,

C_e , coefficiente d'esposizione che è funzione dell'altezza del terreno, del grado di rugosità dell'ambiente

C_p , coefficiente di forma che dipende dalla forma e orientazione della superficie rispetto al vento e

C_d , coefficiente dinamico che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

8.2.3 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

Con il valore di riferimento di velocità del vento e mediante la seguente formula, si calcola il valore di q_b , ossia la pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

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

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

8.2.4 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

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

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

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

dove k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia

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

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno. 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.

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

Quindi per stabilire la categoria di esposizione del sito, bisogna dapprima definire in che classe di rugosità del terreno ci troviamo, tramite la tabella seguente:

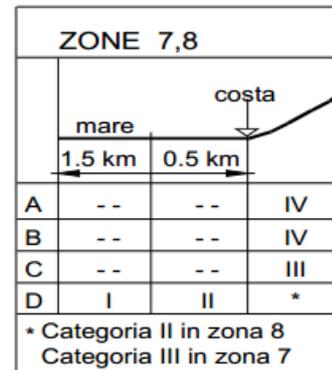
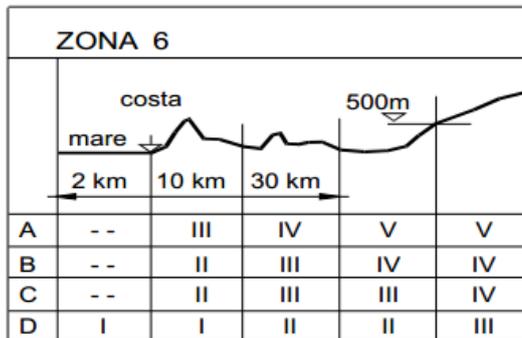
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

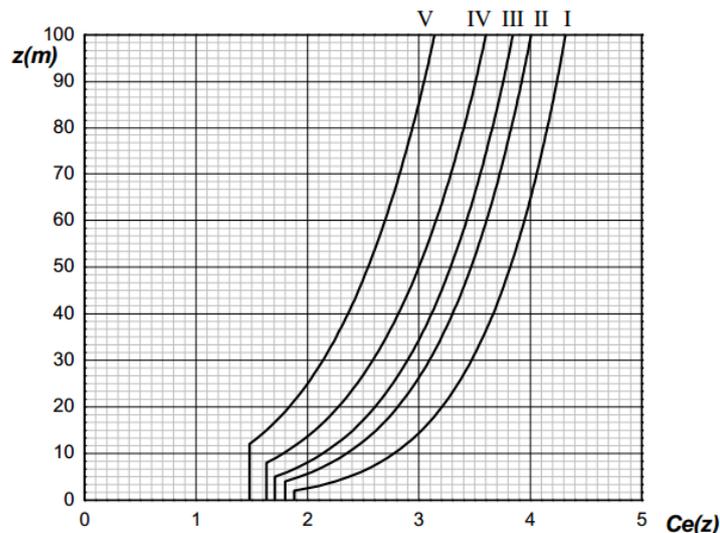
Poi servendoci degli schemi di seguito si riesce a stabilire la categoria di appartenenza, infatti a seconda della zona di esposizione, così come precedentemente definita, avremo una variazione della classe di esposizione al variare della altezza sul livello medio del mare, e sulla distanza dalla costa, infatti:

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I



Avendo tutti i parametri si può valutare il c_e in via analitica oppure tramite la seguente curva



8.2.5 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Per il dimensionamento della pressione esercitata dal vento la struttura è stata considerata come un corpo cilindrico così come definito al paragrafo 3.3.10.6 della Circolare 21/01/19. Quindi come un corpo cilindrico a sezione circolare di diametro e altezza definiti.

8.2.6 COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Tettoie e pensiline isolate

Per tettoie o pensiline isolate ad uno o due spioventi, per le quali il rapporto tra la totale altezza sul suolo e la massima dimensione in pianta non è maggiore di uno, si assumeranno i valori del coefficiente c_p di seguito riportati, scegliendo sempre nelle formule il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole.

Nel caso di pannello fotovoltaico, essendo ad unica inclinazione, è assoggettabile ad una pensilina ad uno spiovente piano, quindi il coef. di forma c_p , sarà pari a:

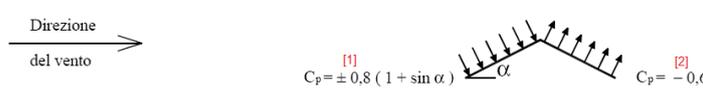
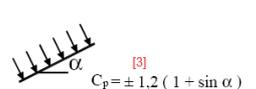
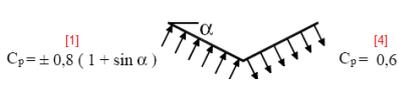
$$c_p = \pm 1,2(1 + \sin\alpha)$$

Considerando la posizione geografica, l'altezza del manufatto e l'inclinazione del modulo fotovoltaico, avremo i seguenti dati di input:

- Zona climatica: 3
- Distanza dalla costa: 10-30 km
- Rugosità terreno: D
- Categoria di esposizione: II
- Altezza edificio: 3,6 m
- Inclinazione modulo fotovoltaico: 30°

Con tali dati di input, avremo una pressione statica equivalente, applicata al baricentro del modulo fotovoltaico, pari $\pm 150,62$ kg/m², così come descritto nello specchio seguente, in corrispondenza di un c_p pari a $\pm 1,80$

AZIONE DEL VENTO			
Zona	3	Distanza dalla costa	10-30 km
Rugosità	D		
Categoria di esposizione	II	z - altezza edificio	3,6 m
v_b	27 m/s	Velocità di riferimento	
q_b	46,461 Kg/mq	Pressione cinetica di riferimento	
c_t	1	Coefficiente di topografia	
k_r	0,19	Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	
z_o	0,05 m		
z_{min}	4 m		
c_e	1,80	Coefficiente di esposizione	
c_d	1	Coefficiente dinamico	
Pressione del vento: $P = q_b c_e c_p c_d$		con [$c_p = 1$]	84 N/mq
Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale			
α	58%	30,03 °	pendenza falda
Direzione			

Tettoie e pensiline			
Due spioventi piani con displuvio			
			
$C_p = \pm 0,8 (1 + \sin \alpha)$		$C_p = -0,6$	
Uno spiovente piano			
			
$C_p = \pm 1,2 (1 + \sin \alpha)$			
Due spioventi piani con impluvio			
			
$C_p = \pm 0,8 (1 + \sin \alpha)$		$C_p = 0,6$	
c_p [1]+	1,20	100,413 Kg/mq	
c_p [1]-	-1,20	-100,413 Kg/mq	
c_p [2]	-0,60	-50,193 Kg/mq	
c_p [3]+	1,80	150,620 Kg/mq	
c_p [3]-	-1,80	-150,620 Kg/mq	
c_p [4]	0,60	50,193 Kg/mq	

8.3 AZIONE NEVE

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

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²]
- C_E è il coefficiente di esposizione
- C_t è il coefficiente termico

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

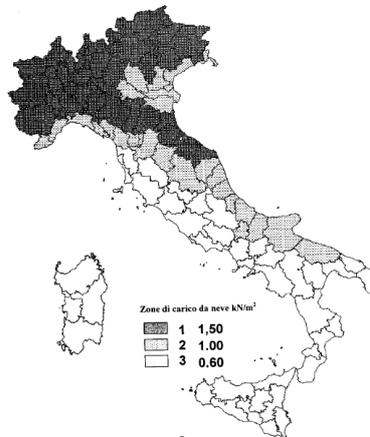
8.3.1 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

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

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni (vedi Fig. 3.4.1). Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.



Zone di carico da neve

8.3.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I.

Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_e
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1.1

Valori di C_E per diverse classi di topografia

8.3.3 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

8.3.4 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma $\mu_{1,II}$ si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Coefficiente di forma	$0^\circ < a < 30^\circ$	$30 < a < 60^\circ$	$a > 60^\circ$
$\mu_{1,II}$	0.8	$0,8(60-\alpha)/30$	0.0

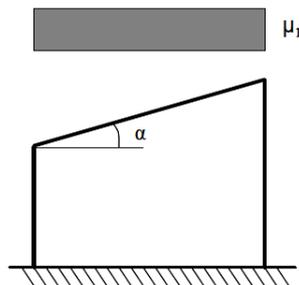
Valori del coeff. di forma

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la condizione riportata in Fig., la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.



Condizioni di carico per coperture ad una falda

Per la valutazione dei carichi indotti dall'azione della neve, si considera un sito dotato dalle seguenti proprietà

Comune	Apricena
Provincia	Apricena
Quota sul livello del mare	342 m.s.l.m.
Categoria zona	ZONA II
Carico da neve di riferimento	127 daN/m ²
Topografia del sito	Normale
Coefficiente termico	1
Inclinazione copertura a	30°

Considerando tutti i parametri sopra elencati si ottiene il seguente carico caratteristico unitario:

$$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_e \times C_t = 0,8 \times 1,27,6 \times 1 \times 1 = 1,02 \text{ KN/m}^2 = \underline{\underline{102 \text{ Kg/m}^2}}$$

9 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

9.1 CALCESTRUZZO IN OPERA

Il calcestruzzo utilizzato in opera sarà di diversa fattura a seconda dei casi di utilizzo dello stesso, infatti verrà utilizzato cls ordinario di classe C25/30 per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio degli aerogeneratori, nonché di tutte le strutture facenti parte la sotto - stazione. Mentre per la piastra di base, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un cls di classe C30/37. Per il piedistallo di alloggiamento della torre, verrà utilizzato un cls di classe C45/55.

Il calcestruzzo ordinario utilizzato in opera sarà di tipo normale avente massa volumica, dopo essiccazione a 105 °C, compresa fra 2000 e 2600 kg/mc.

Dovrà essere garantita, unitamente alla resistenza, la durabilità delle strutture in conglomerato cementizio. Pertanto, nel caso di calcestruzzi a "prestazione garantita" (UNI EN 206-1), dovranno essere rispettate anche le prescrizioni relative alla composizione ed alle caratteristiche del conglomerato fresco ed indurito, nonché quant'altro esplicitamente o implicitamente contenuto nella documentazione tecnica di progetto.

Per i soli calcestruzzi di sottofondazione (indicati anche come "magroni"), è possibile produrre miscele a dosaggio con $R_{ck} > 15$ N/mm².

I materiali impiegati per il confezionamento del calcestruzzo sono: aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco), pasta di cemento (cemento e acqua) ed eventuali additivi.

Tali materiali dovranno rispettare quanto indicato nelle normative di riferimento sopra elencate.

- **Aggregati di inerti** - Si utilizzeranno aggregati di massa volumica normale compresa fra 2000 e 3000 kg/mc. Gli inerti in genere dovranno corrispondere ai requisiti prescritti dalla normativa vigente e dalle UNI EN 12620. Dovrà essere attentamente analizzata la possibilità di insorgenza di reazioni tipo "ASR" (alcali silice), prendendo tutti i provvedimenti e le precauzioni indicate nella UNI EN 206-1, nella UNI 8520/22:2002 e nella UNI 8981-8:1999.
- **Cementi** - I cementi devono rispettare le norme, le indicazioni, le caratteristiche e le prescrizioni contenute nella UNI EN 197/01 e nelle normative Legge 26/05/1965 n. 595 e DM 03/06/1968 "Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi".
- **Acqua** - L'acqua di impasto dovrà ottemperare alle prescrizioni della UNI EN 1008:2003 o presentare, in alternativa, un tenore di sali disciolti minore dello 0.2% in peso. Per le acque non provenienti dai normali impianti di distribuzione di acqua potabile, si dovrà stabilirne l'idoneità mediante gli esami necessari per rilevare la presenza di sostanze con influenza negativa sui fenomeni di presa e indurimento del calcestruzzo, nonché sulla durabilità. L'acqua dovrà essere comunque limpida, incolore, inodore e sotto agitazione non dovrà dare luogo a formazione di schiume persistenti.
- **Additivi** - Gli additivi dovranno corrispondere alle prescrizioni delle UNI 7110:1972, UNI EN 934-2:2002, UNI 10765:1999, UNI EN 480-8:1998, UNI EN 480-10:1998. Gli additivi eventualmente utilizzati dovranno migliorare e potenziare le caratteristiche finali dei manufatti ed essere impiegati secondo le precise prescrizioni del produttore che dimostrerà, con prove di un Laboratorio Ufficiale da sottoporre al giudizio del Direttore dei Lavori, di rispondere ai requisiti richiesti ed alle disposizioni vigenti.
- **Calcestruzzo** - Il calcestruzzo potrà essere confezionato con processo industrializzato in uno stabilimento esterno o in cantiere secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 al paragrafo 11.2 e nelle Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004;

Calcestruzzo Ordinario C 25/30

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C25/30
- Rck ≥ 30 MPA
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S4
- diametro massimo aggregato 25 mm
- copri ferro C = 50 mm

Caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo Classe NTC 2018 (EC2 - UNI EN 206-1:2006) C25/30

CARATTERISTICHE MATERIALI DA COSTRUZIONE								
DATI GENERALI DI PROGETTO				GRANDEZZE CARATTERISTICHE				
CLASSE CLS	C25/30	MPa	Resistenza trazione caratteristica CLS	f_{ctk}	1,80	MPa		
ACCIAIO	B450	C	Resistenza compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	25	MPa		
CLASSE ESPOSIZIONE	XC2		Resistenza compressione cubica caratteristica	Rck	30	MPa		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA				Tensione caratteristica di rottura ACCIAIO	f_{yt}	540,00 MPa		
Coefficiente tempo	α_{cc}	0,85	Tensione caratteristica di snervamento ACCIAIO	f_{yk}	450,00	MPa		
Coefficiente sicurezza	γ_c	1,5	Tensione caratteristica aderenza CLS-ACCIAIO	f_{bk}	4,04	MPa		
Coefficiente Poisson	ν	0,2	CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO					
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15	Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0,35	%		
Coefficiente barre	η	1	Snervamento (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,20	%		
LUNGHEZZA ANCORAGGIO FERRI				Snervamento (lineare-costante)	ϵ_{c3}	0,18	%	
Lmin. Ancoraggio ferri	l_d	36,323202	Φ	Snervamento (stress block)	ϵ_{c4}	0,07	%	
COPRIFERRI				Deformazione ultima a trazione	ϵ_{ctu}	0,00	%	
Aggressività ambiente	ordinario			Modulo elastico medio a compressione	E_{cm}	31476	MPa	
Classe min. CLS	C_{MIN}	25	30	MPa	Modulo elastico a trazione	E_{ct}	31476	MPa
Classe riferimento CLS C_0		35	45	MPa	Resistenza compressione cilindrica media	f_{cm}	33,00	MPa
Tolleranze posa ferri		10		mm	Resistenza compressione	f_{cd}	14,17	MPa
Copri ferro per piastre	d_p'	30		mm	Resistenza compressione solette ($s < 50$ mm)		11,33	MPa
Copri ferro	d'	35		mm	Resistenza trazione media	f_{ctm}	2,56	MPa
CARATTERISTICHE ACCIAIO				Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3,08	MPa	
Snervamento	E_{yd}	0,19		%	Resistenza a trazione	f_{ctd}	1,20	MPa
Modulo elastico	E_s	210000		MPa				
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30		MPa				
Tensione aderenza	f_{bd}	2,69		MPa				

9.1.1 PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

Secondo quanto indicato dalle attuali norme "Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare." (D.M. 17/01/2018, cap. 11.2.4. e 11.2.5).

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1
- controllo di tipo B di cui al § 11.2.5.2

Nelle strutture in oggetto si prevedono quantitativi di miscela omogenea non superiori ai 1500 mc, pertanto si prescrive il **controllo di tipo A**:

"Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi (ossia due provini), ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero." (NTC 2018 § 11.2.5.1)

▪ **CONTROLLO DI TIPO A**

- $R_1 \geq R_{ck}-3,5$;
- $R_m \geq R_{ck}+3,5$;
- n° prelievi = 3 (2 provini a prelievo)

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc. La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo e sulla identificazione dei provini facendo riferimento ai relativi verbali di prelievo.

9.2 ACCIAIO D'ARMATURA IN OPERA

L'acciaio da utilizzare deve provenire da uno stabilimento qualificato e deve essere controllato in stabilimento secondo le procedure descritte dalle norme tecniche (NTC 2018 paragrafo 11.3). Deve quindi essere sempre marchiato ed accompagnato dalla relativa documentazione, in particolare:

- dichiarazione di conformità CE o attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale riportanti un timbro in originale e almeno la data di spedizione ed il destinatario;
- documento di trasporto che indichi lo stabilimento di provenienza, le dimensioni, il tipo, la quantità ed il destinatario.

Nel caso di acciaio lavorato in centri di trasformazione questi ultimi sono tenuti ad effettuare i controlli previsti nelle Norme Tecniche e ad accompagnare la fornitura in cantiere con:

- Documento di trasporto con dichiarazione degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- Attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal direttore tecnico del centro di trasformazione, con indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

Classe NTC 2018 B450C barre di armatura

- Resistenza caratteristica di rottura: $f_{tk} > 540,0$ MPa
- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450,0$ MPa
- Coefficiente di sicurezza dell'acciaio $\gamma_s = 1,15$
- Tensione di calcolo a snervamento $f_{yd} = 391,3$ MPa
- Modulo di elasticità di progetto $E_s = 206000$ MPa
- Deformazione a snervamento dell'acciaio $f_{yd} = 0,0019$
- Rapporti di sovra resistenza $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$ $(f_y/f_{y, nom})_k < 1.25$
- Allungamento $(A_{gt}) > 6$ %
- Saldabilità e tenore di Carbonio secondo quanto indicato nelle NTC 2018

9.2.1 PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

Nel caso degli acciai da calcestruzzo armato i controlli di accettazione in cantiere devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

CARATTERISTICA	VALORE LIMITE	NOTE
fy minimo	425 MPa	(450-25) MPa
fy massimo	572 MPa	[450 x (1,25+0,02)] MPa
Agt minimo	> 6%	per acciai B450C
Agt minimo	> 2%	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1,13 < ft/fy < 1,37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$ft/fy > 1,03$	per acciai B450A
Piegamento / raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

9.3 ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE IN OPERA

Classe NTC 2018 S355

CLASSE ACCIAIO		S355
fyd (t<40mm)	kg/cmq	3550
fyd (t>40mm)	kg/cmq	2150
ft (t<40mm)	kg/cmq	5100
ft (t>40mm)	kg/cmq	4700

Classe NTC 2018 8.8 (BULLONI)

CLASSE ACCIAIO		8.8
fub (t<40mm)	kg/cmq	8000
fyb (t>40mm)	kg/cmq	6400

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati e controllati secondo le procedure di cui al DM 17/01/2018.

Qualora la fornitura in cantiere provenga da un centro di trasformazione, i documenti di accompagnamento devono riportare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di trasformazione.

9.3.1 PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

I controlli in cantiere sono obbligatori e devono essere eseguiti effettuando un prelievo di almeno 3 saggi per ogni lotto di spedizione, di massimo 30t. Qualora la fornitura provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi

accertato che sia in possesso di tutti i requisiti previsti dal D.M 17/01/2018, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento i controlli di cui sopra. Il prelievo dei campioni in tal caso viene effettuato dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Per la fornitura di acciaio da carpenteria i documenti da far pervenire alla Direzione Lavori e gli adempimenti da parte dell'impresa sono riportati nel seguito.

- Documenti di trasporto (d.d.t.) di spedizione del materiale dallo stabilimento di produzione al centro di trasformazione (l'officina) e da questo al cantiere;
- Attestazione di Qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del Produttore del materiale. Su tale attestato devono apparire sia gli estremi del d.d.t. di spedizione del materiale dallo stabilimento di produzione al centro di trasformazione, sia gli estremi del d.d.t. di spedizione del materiale dal centro di trasformazione in cantiere.
- Dichiarazione del centro di trasformazione degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciata dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- Attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

10 MODELLO DI CALCOLO

I modelli di calcolo da utilizzare saranno quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- *analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;*
- *analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;*
- *analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi;*
- *verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.*

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si farà riferimento al D.M. 17.01.18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 67 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

11 MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato sarà quello degli Stati Limite (SL) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza sarà quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

12 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura sarà modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri saranno schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli:

Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;

Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione:

Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) si utilizzerà un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico sarà modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

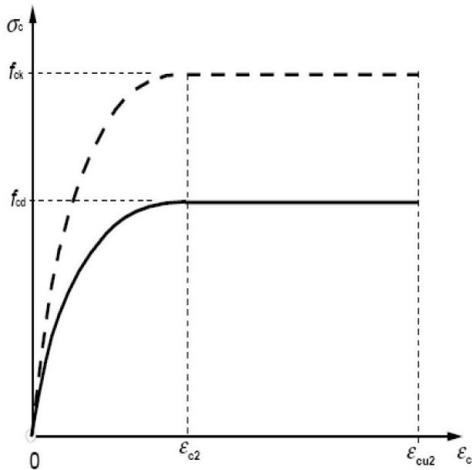
Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne. Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche saranno effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..).

Nel modello si terranno in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

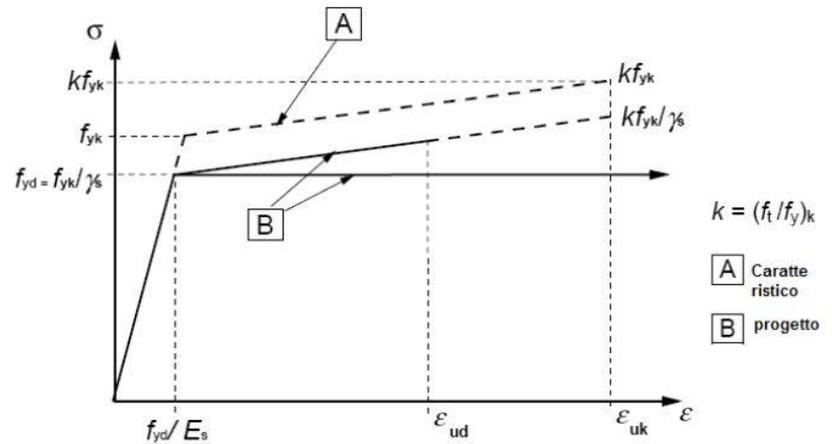
La presenza di orizzontamenti sarà tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. L'analisi delle sollecitazioni sarà condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine. Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche saranno ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi

dinamiche modali. I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno saranno modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. Il modello di calcolo terrà conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

Per le verifiche sezionali saranno utilizzati i seguenti legami:



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo



Legame costitutivo di progetto dell'acciaio per c.a.

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

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

13 COMBINAZIONE DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo da considerare sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

- *Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1);*
- *Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2);*
- *Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3);*
- *Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4);*
- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);*
- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).*

Nelle combinazioni per SLE, saranno omessi i carichi Q_{kj} dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni saranno considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo “+” è da intendersi “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I).

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti y_2 j saranno desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I) La struttura sarà progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado si otterrà con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

Per le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, saranno considerate nella progettazione, con calcolo e verifica delle suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

14 AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI

Per la valutazione preliminare delle azioni di progetto (E_d) in fondazione si sono utilizzate due combinazioni delle azioni:

Per quanto riguarda le azioni verticali:

- SLU (combinazione fondamentale):
- $E_d = yG_1 * G_1$
- $SLU + SISMA$ (combinazione sismica) SLV :
- $E_d = E + G_1 = G_1 * k_v + G_1$

Per quanto riguarda le azioni orizzontali:

- *combinazione sismica SLV (taglio sismico)*
- $E_d = G_1 * k_{hi}$

In cui:

- E_d azione di progetto
- G_1 peso proprio degli elementi strutturali
- yG_1 coefficiente parziale di sicurezza (A_1, A_2 - punto 2.6.1 delle NTC 2018 e tab.2.6.I)
- E azione sismica
- K_v ordinata dello spettro di progetto delle componenti verticali in corrispondenza del periodo fondamentale T_1
- K_{hi} ordinata dello spettro di progetto delle componenti orizzontali in corrispondenza del periodo fondamentale T_1

Considerando solo le fondazioni principali e di dimensioni rilevanti si ottiene la tabella 6 riportante i carichi unitari sulle fondazioni.

Per la combinazione delle azioni E_d di cui sopra si è utilizzato l'Approccio normativo 2 (punto 2.6.1 delle NTC 2008):

$$(A_1 + M_1 + R_3) - (STR + GEO)$$

Con:

- A = Azioni yF (oppure ψE oppure ψG)
- M = resistenza dei materiali (terreno) ψM
- R = resistenza globale del sistema ψR

Inoltre per le azioni sismiche E , dagli spettri di progetto dell'allegato 2 si sono calcolati i valori di k_v e k_{hi} con le seguenti assunzioni:

- *Fattore di struttura $q = 1$*

- Altezza media delle strutture = 3 m
- Periodo fondamentale $T1=0,17s$

15 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

I diversi supporti in oggetto sono definiti dalla seguente tipologia strutturale (p.to 2.4 delle NT):

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100) 50 - 100 anni
Vita nominale(anni)	100
Classe d'uso	Classe IV
Coefficiente d'uso	2.000
Periodo di riferimento(anni)	200.000
Stato limite di esercizio - SLD	PVR=63.0%
Stato limite ultimo - SLV	PVR=10.0%
Periodo di ritorno SLD(anni)	TR=201
Periodo di ritorno SLV(anni)	TR=1898

16 METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare. Le masse sono applicate nei nodi del modello queste vengono generate attraverso i carichi agenti sulle membrature che collegano i nodi come la massa relativa alla azione di incastro perfetto del carico considerato. La risposta massima di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, è valutata con la tecnica della combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\zeta^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati

ζ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in

percentuale; β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia $i-j$ di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state calcolate per varie posizioni dei baricentri delle masse e composte secondo combinazioni di posizioni prestabilite, come riportato in seguito, il risultato di tali combinazioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Per tener conto della eccentricità accidentale delle masse si sono considerate varie posizioni delle masse ad ogni impalcato modificando la posizione del baricentro di una distanza, rispetto alla posizione originaria, come percentuale della dimensione della struttura nella direzione considerata.

Le azioni risultanti dai calcoli per le varie posizioni delle masse, in fase di verifica vengono combinati al fine di ottenere le azioni più sfavorevoli; di seguito vengono riportate sia le posizioni che le combinazioni delle masse, le due tabelle vanno lette nel seguente modo:

la prima indica la percentuale delle dimensione della struttura secondo cui viene spostato il baricentro ad ogni impalcato la percentuale è assegnata nelle due direzioni ortogonali secondo cui agisce il sisma, per ognuna di tali

posizioni è eseguito un calcolo modale della struttura

la seconda tabella è usata in fase di verifica per la valutazione dell'azione sismica nel seguente modo l'effetto del sisma in una direzione è combinato con quello ortogonale di un'altra posizione con i fattori specificati nelle due colonne:

Percentuali Spostamento masse impalcati				
Posizione	% Spostamento direzione X		% Spostamento direzione Y	
1	5		5	
Combinazioni del Sisma in X e Y				
Comb	Pos. SismaX	Pos. SismaY	Fx	Fy
1	1	1	1	0
2	1	1	0	1

Comb. = Numero di combinazione dei sismi

Pos. SismaX = Posizione in cui viene scelto il sisma in direzione X

Pos. SismaY = Posizione in cui viene scelto il sisma in direzione Y

Fx = Fattore con cui il sisma X partecipa

Fy = Fattore con cui il sisma Y partecipa

Ogni combinazione genera 4 sotto-combinazioni in base a tutte le combinazioni possibili dei segni di Fx ed Fy

17 CONDIZIONI DI CARICO

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono assegnati alle aste in modo automatico in relazione all'influenza delle diverse aree di carico. I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste. In presenza di platee il tamponamento è inserito considerando delle speciali aste (aste a sezione nulla) che hanno la sola funzione di riportare il carico su di esse agente nei nodi degli elementi della platea ad esse collegati. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite. 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.

I solai, oltre a generare le condizioni di carico per carichi fissi e variabili, generano anche altre condizioni di carico che derivano dal carico accidentale moltiplicati per i coefficienti ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 da utilizzare per le varie combinazioni di carico e per la determinazione delle masse sismiche.

Le azioni sono state assegnate su aste e piastre, definendo le seguenti condizioni di carico:

Descrizione	Tipo
Peso Proprio	Automatica
Neve	Utente
Vento X	Utente
Vento Y	Utente
Apparecchiatura	Utente
Manutenzione X	Utente
Manutenzione Y	Utente
C.C. 40 kA	Utente
Azioni Dinam. Manov.	Utente
Sisma Eq. X	Utente
Sisma Eq. Y	Utente

In fase di combinazione delle condizioni di carico si è agito su coefficienti moltiplicatori delle condizioni per definirne l'esatto contributo sia in termini di carico che di massa, e sono stati infine definiti gli scenari di calcolo come gruppi omogenei di combinazioni di carico. DI seguito vengono riportate le combinazioni di carico usate per lo Stato Limite Ultimo e per lo Stato Limite di Esercizio. Le verifiche sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

Le tabelle riportano nell'ordine:

- il nome della combinazione di carico
- il tipo di analisi svolta: **STR**=Strutturale, **Statica STR**=Sismica statica Strutturale, **Modale STR**=Sismica

modale strutturale, **SLE Rara**=Stato Limite Esercizio combinazione rara, **SLE Freq**=Stato Limite Esercizio combinazione frequente, **SLE Q.Perm**=Stato Limite Esercizio combinazione quasi Permanente, **GEO**=Geotecnica, **Statica GEO**=Sismica Statica Geotecnica, **Modale GEO**=Sismica modale Geotecnica, **STR+GEO**=Strutturale+Geotecnica, **Statica STR+GEO**=Sismica Statica Strutturale+Geotecnica, **Modale STR+GEO**=Sismica modale Strutturale+Geotecnica, **Modale SLE**= Combinazione sismica modale con spettro di progetto SLD, **Statica SLE**=Combinazione sismica statica con spettro di progetto SLD. I termini "Strutturale", "Geotecnica" e "Strutturale+Geotecnica" indicano che la combinazione è usata dal programma per la determinazione delle verifiche di resistenza degli elementi strutturali, delle sole verifiche geotecniche, sia per le verifiche strutturali che geotecniche.

- lo spettro usato, se sismica
- il fattore amplificativo del sisma
- l'angolo di ingresso del sisma, se trattasi di analisi sismica
- il nome della condizione di carico e per ogni condizione di carico
- il fattore di combinazione per i carichi verticali
- se la condizione (con il suo coefficiente di peso) è inclusa nella combinazione (colonna Attiva)
- se la condizione partecipa alla formazione della massa (colonna Massa)
- il fattore con cui partecipa alla formazione della massa (se non è esclusa dalla formazione della massa).

18 METODI E PARAMETRI DI CALCOLO DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO

Diversi studi hanno dimostrato che alcuni standard del codice di progettazione del vento applicati agli inseguitori solari non sono sufficienti per progettare queste strutture in modo affidabile, in quanto non considerano gli effetti del secondo ordine prodotti dall'azione del vento sul localizzatore. Al fine di prevenire i relativi problemi di instabilità strutturale, è necessario trovare nuove metodologie di analisi che migliorino la progettazione di strutture tracker affidabili quantificando la loro risposta agli effetti del vento del secondo ordine.

Allo scopo, per le strutture di sostegno di che trattasi, sono stati effettuati alcuni calcoli preliminari di secondo ordine utilizzando un metodo innovativo, sviluppato da consulenti eolici RWDI in collaborazione con Soltec. Tale metodo denominato Dy-WIND consiste in un'analisi dinamica completa del design della struttura, che tiene conto della disposizione a file continue e quindi dell'azione dinamica di scia del vento che si origina su una fila quando esso lascia la fila precedente. Con 15 anni di esperienza specialistica, Soltec ha incorporato questo metodo nella progettazione di inseguitori.

18.1 IL METODO DI STUDIO

Nella progettazione di inseguitori solari diversi sono i fattori che influenzano la loro risposta agli effetti dinamici del vento. L'equazione del moto presenta la seguente forma:

$$I \cdot \ddot{\alpha} + k \cdot \dot{\alpha} + c \cdot \alpha = MSE + MBUFF$$

Al fine di studiare gli effetti del vento sulla struttura del tracker devono essere considerati diversi fenomeni come la fluttuazione del vento e la turbolenza. La parte di fluttuazione dei carichi del vento è dovuta alla turbolenza del vento e alla risposta dinamica della struttura. I carichi inerziali dovuti alla vibrazione risonante possono aumentare in modo significativo i carichi fluttuanti del vento. L'approccio sviluppato combina i risultati dei test in galleria del vento con l'analisi numerica per studiare l'influenza dei principali meccanismi che causano vibrazioni o instabilità nel tracker.

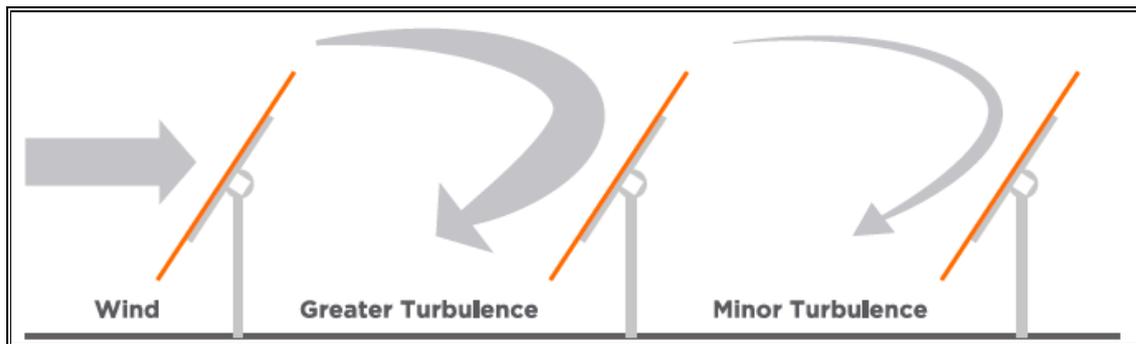
18.2 VIBRAZIONE DI RISONANZA

La vibrazione di risonanza è causata dal generatore wind buffer o dall'effetto di risonanza della scia causato

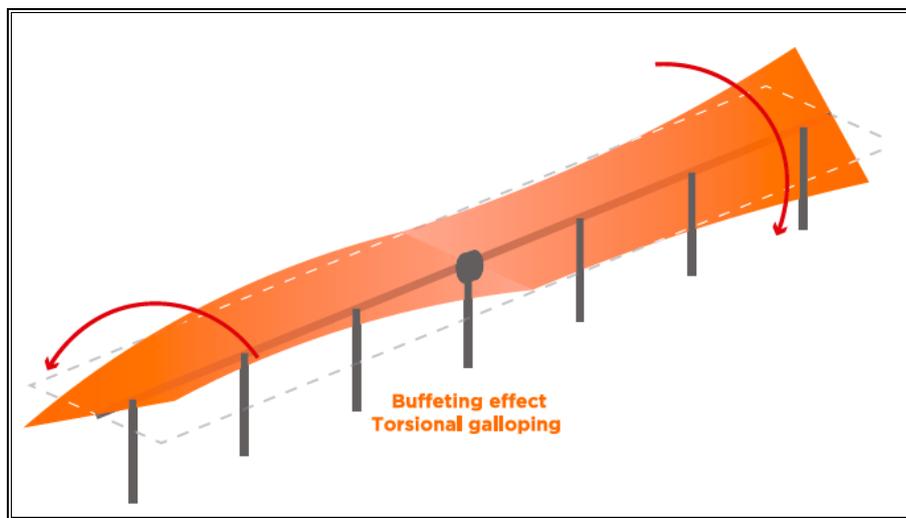
dalla turbolenza generata dalle file sopravento di un campo tracker. Questo meccanismo è studiato con i dati sulla pressione in galleria del vento e l'amplificazione del carico è rappresentata da un metodo ibrido di dinamici fattori di amplificazione (DAF) e metodo di analisi del buffer (BAM) utilizzando i dati della galleria del vento come input.

18.3 FLUTTER TORSIONALE

Flutter è un'instabilità aerodinamica autoeccitata in cui le forze aerodinamiche dipendono dalla rotazione della velocità angolare della struttura stessa, e può portare ad ampiezze molto ampie in moto torsionale o movimento torsionale e verticale accoppiato. Per inseguitori che fanno affidamento su un tubo di torsione centrale guidato da una singola posizione, viene creata una modalità di vibrazione a torsione da una forma di vibrazione generalmente iniziata alle estremità della fila. Flutter torsionale caratterizza l'elevato angolo di inclinazione.



Azione e distribuzione dei vortici di vento



Effetti torsionali dovuti ai vortici di vento

18.4 GALOPPO TORSIONALE

Questa instabilità dipende dalla rotazione della struttura e può portare a grandi risposte nella stessa a causa delle vibrazioni nel momento di beccaggio aerodinamico. All'inizio, il crescente movimento di beccaggio riduce la rigidità strutturale complessiva, determinando torsioni unidirezionali della struttura o movimenti oscillatori a seconda della rigidità residua della struttura. Con l'aumentare della velocità del vento è probabile che questa instabilità causerà un guasto una volta superata la resistenza. Questa instabilità è indicata come "Torsional Galloping", che caratterizza il comportamento dell'angolo di inclinazione basso.

Due analisi numeriche sono implementate per affrontare i meccanismi 2 e 3:

- *Fluttering Analysis Method (FAM): predice la massima velocità del vento consentita prima che si verifichi l'instabilità;*

- *Buffeting Analysis Method (BAM): predice la risposta del tracker (carico a deflessione) a causa dell'azione del vento per gli array a più righe nel dominio del tempo.*

Per eseguire queste analisi numeriche è fondamentale condurre due tipi di test in galleria del vento. I dati sperimentali ottenuti nella galleria del vento sono combinati con metodi numerici per ottenere ciascun metodo (DAF-BAM, FAM e BAM).

Il test convenzionale della pressione in galleria del vento utilizza modelli rigidi e può prevedere la forza del vento su ciascuna fila tenendo conto della scia del flusso d'aria dietro ogni fila. Questo funziona per determinare i fattori di amplificazione dinamica (DAF) per coprire l'intervallo di velocità del vento di progetto e tutte le direzioni del vento. Anche le misurazioni della velocità del vento con questo modello sono necessarie come input in FAM e BAM per gli array a più righe.

Il test dinamico della galleria del vento utilizza modelli aeroelastici per catturare la risposta e inoltre prevedere il comportamento della struttura in funzione della velocità del vento e del tempo. Questo funziona per determinare i coefficienti FAM e BAM.

18.5 PRESSIONE DEL VENTO IN GALLERIA E TEST DI VELOCITÀ (MODELLI RIGIDI + DAF)

I coefficienti di carico statico del vento sono ottenuti dalle prove di pressione nella galleria del vento. Questi coefficienti non includono una tolleranza per il caricamento risonante causato da vibrazioni risonanti o buffering indotto dal risveglio. I fattori dinamici di amplificazione (DAF) rappresentano l'amplificazione del circuito dovuta a questi effetti, in base alla frequenza naturale di vibrazione del sistema strutturale, alla velocità del vento, alla lunghezza della corda e allo smorzamento nel sistema. Sono inoltre necessarie misurazioni della velocità del vento che forniscono il relativo cambiamento di velocità attraverso un array utilizzando il modello rigido come input in FAM e BAM.

È importante notare che questi coefficienti si basano su test in galleria del vento utilizzando modelli rigidi e, pertanto, non includono effetti di interazione fluido-struttura (o effetti aeroelastici). Questi effetti sono calcolati utilizzando i dati della pressione del tunnel del vento misurati come input per l'analisi del buffer del dominio del tempo. Questo approccio ibrido di *Dynamic Amplification Factors e Buffeting Analysis Method* consente una previsione completa del carico su array multi-fila su tutte le velocità del vento e le direzioni del vento. Questo metodo mostra che le prime due righe esterne in un campo di tracker sono le più colpite. Oltre la seconda fila, le file di inseguitori hanno un effetto di riparo e le forze del vento sulle file interne sono notevolmente ridotte.

18.6 TEST DINAMICI DELLA GALLERIA DEL VENTO

Per studiare gli effetti aeroelastici associati alle instabilità, devono essere affrontati FAM e BAM. Il primo passo per eseguire questi due metodi è quello di ottenere i derivati aerodinamici dai test dinamici della galleria del vento e quindi implementare metodi e simulazioni numerici.

Per fare ciò, una sezione del tracker viene modellata su una scala appropriata, quindi viene esaminata nella galleria del vento progettata per questo scopo. Implementando un sistema di sospensione a molla e utilizzando lo smorzamento a correnti parassite, la rigidità torsionale, l'inerzia e il coefficiente di smorzamento vengono replicati, consentendo la rotazione del modello.

Una volta ottenuti i derivati aerodinamici (per la rigidità e lo smorzamento) nella galleria del vento, vengono sviluppati due diversi modelli numerici per implementare gli studi FAM e BAM:

- *FAM: utilizza un modello numerico, misurazioni della velocità del vento da matrici a più righe e i derivati aerodinamici per prevedere la velocità massima del vento a posizioni di angolo di inclinazione variabile prima che il localizzatore diventi instabile e si verifichi il galoppo/flutter torsionale.*
- *BAM: utilizza un modello numerico, misurazioni della velocità del vento e della pressione da matrici multiple, i derivati aerodinamici e le fluttuazioni del vento per prevedere la deflessione torsionale del localizzatore. Questo modello*

numerico può anche essere utilizzato per estrarre le forze autoeccitate, le forze inerziali e le forze del vento che agiscono sul tracker per la progettazione.

18.7 FLUTTER ANALYSIS METHOD (FAM)

La stabilità del tracker viene analizzata per valutare la sua risposta alle azioni dinamiche del vento. È importante che i fenomeni di instabilità, come il galoppo torsionale e il flutter torsionale, siano presi in considerazione quando si progettano i tracker e si predice il loro comportamento.

I risultati di questa analisi forniscono la variazione dello smorzamento totale (strutturale + aerodinamico) in funzione della velocità del vento. L'instabilità è definita come il punto in cui lo smorzamento totale è inferiore a 0. Questo studio è molto rilevante in quanto contrassegna la velocità del vento critico prima che il tracker vada in un'instabilità.

Questo metodo può essere applicato a matrici a più file mediante l'applicazione di misurazioni della velocità del vento a diversi angoli di inclinazione del localizzatore e mostra come la rigidità torsionale del sistema (strutturale + aerodinamica) diminuisca con l'aumentare della velocità del vento. Questa influenza ha associato ad essa una perdita di frequenza naturale, quindi il tracker tende ad essere più suscettibile alle azioni di buffeting del vento quando la velocità del vento aumenta per gli angoli di inclinazione bassi.

18.8 METODO DI ANALISI DEL BUFFER (BAM)

L'applicazione di questo metodo predice meglio il comportamento di un array tracker multi-fila sotto l'azione del vento, fornendo al contempo flessibilità nel processo di progettazione generalmente non pratico attraverso il test completo del modello aeroelastico. Questo metodo può simulare sia l'intero spettro delle fluttuazioni della turbolenza del vento sia la risposta del tracker a causa di forze auto-eccitazione e di buffeting. La forzatura dinamica è amplificata dal movimento strutturale e potrebbe produrre problemi strutturali con velocità del vento al di sotto della velocità di insorgenza critica per un'instabilità aerodinamica. BAM è il metodo raccomandato per tenere conto dell'intero spettro delle fluttuazioni del picco del vento. Ciò significa che il momento massimo o la massima rotazione del tracker saranno calcolati dalla velocità massima del vento di picco, che rappresenta il carico del caso peggiore. Questo è fondamentale nelle regioni prossime alla massima velocità del vento consentita prima che si verifichi instabilità.

Con questo metodo, i momenti massimi e la forza dovuta alle azioni del vento possono essere analizzati in ogni membro del tracker, quindi la progettazione di ciascuna di queste parti è più affidabile rispetto a qualsiasi altro metodo.

I risultati dell'analisi del buffer nelle serie temporali della rotazione del tracker e queste risposte possono essere utilizzate per prevedere la risposta massima del momento indotta dal vento, i picchi di fluttuazione del vento, i carichi inerziali e le forze autoeccitate. Se lo smorzamento complessivo nel sistema è negativo, la soluzione numerica per il localizzatore sarà instabile (oltre la velocità massima consentita del vento indicata nell'analisi del flutter).

18.9 CONFRONTO TRA CARICHI DI VENTO STATICI E DINAMICI

L'effetto maggiore prodotto dal vento è il momento torsionale. Questo momento di torsione influisce sul tubo di torsione e sul gruppo di supporto del motore. È notevolmente aumentato dagli effetti dinamici descritti in questo documento. Nelle tabelle seguenti c'è un confronto tra i momenti statici e quelli dinamici che influenzerebbero ciascuno dei componenti del tracker per diverse velocità del vento secondo ASCE 7 ed Eurocode.

19 PALI DI ILLUMINAZIONE E VIDEOSORVEGLIANZA

La verifica strutturale degli elementi lineari in progetto, necessari per la realizzazione del sistema di illuminazione delle aree, utilizzati anche quali sostegni per gli apparati elettrici di videosorveglianza, consiste nel determinare la profondità di infissione nel terreno tale

da soddisfare i requisiti di sicurezza strutturale delle parti in elevazione nei confronti delle azioni dinamiche indotte dal vento. Si ha stabilità quando il volume del terreno intorno alla base del palo è in grado di contrastare il momento di abbattimento generato dalle azioni del vento $Q=(h+c/2)$ con h altezza fuori terra del palo e c profondità di infissione.

Definendo k = pressione sul terreno limite con valori tipici di circa 3,9 daN/cm² per ghiaie, sabbia asciutta compatta; 2,0 daN/cm² per terreno vegetale consistente e 1,0 daN/cm² per terreno di riporto e argilla umida sabbiosa, la verifica è soddisfatta quando

$$\sigma_c \leq k$$

Il valore di σ_c è calcolabile mediante la relazione

$$\sigma_c = \frac{\left(h + \frac{c}{2}\right)}{\pi \cdot \frac{D \cdot c^2}{48} \cdot 10^4} \leq k$$

Indicando con D il diametro del palo in prossimità del terreno.

Con la sopraripotata relazione empirica è possibile determinare la profondità di infissione minima che garantisce l'equilibrio del sistema. È rinviata alla fase di progettazione esecutiva l'effettivo dimensionamento in ragione delle sezioni definitive dei lampioni e delle relative caratteristiche meccaniche dei materiali.

Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

20 OPERE STRUTTURALI PER LA CONNESSIONE

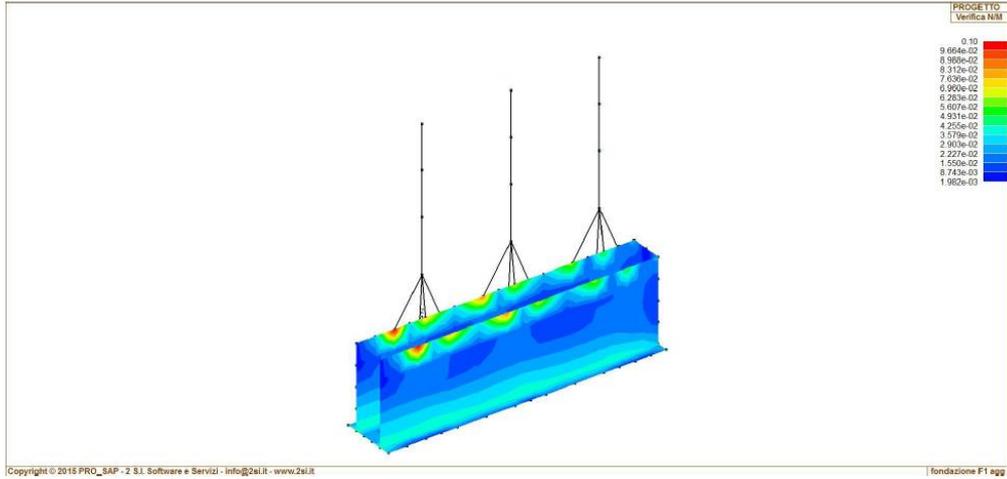
20.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifiche di resistenza degli elementi è condotta considerando le sollecitazioni di calcolo ed imponendo che le resistenze siano superiori alle azioni. Gli elementi sono verificati e/o progettati applicando la gerarchia delle resistenze in particolare la gerarchia flessione-taglio per la verifica/progetto dell'elemento e la gerarchia pilastro-trave per la determinazione delle resistenze del pilastro. Le verifiche sono condotte secondo i seguenti criteri di verifica validi sia per lo SLU che per lo SLD, i criteri di verifica sono una raccolta di parametri che vengono usati in fase di verifica secondo le esigenze strutturali, ognuno di essi contiene i dati per tutti gli elementi, è sottointeso che nella verifica di un elemento (es. trave) non sono presi in considerazione i dati relativi agli altri elementi (ad es. se si verifica una trave non sono presi in considerazione i dati relativi a pilastri e shell, così come se si esegue una verifica agli SLU non sono presi in considerazione i dati relativi agli SLE). Ognuno di essi è identificato da un nome a scelta dell'operatore, per cui nei tabulati di verifica il nome del criterio ne identifica i parametri usati. Riguardo alle verifiche agli SLU le resistenze sono determinate in base a quanto specificato dalla norma attraverso il modello plastico-incrudente o elastico-perfettamente plastico, la verifica consiste nel verificare che assegnate le sollecitazioni di verifica le deformazioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori a quelle ultime ciò equivale ad affermare che nello spazio tridimensionale N, M_y, M_z il punto rappresentativo delle sollecitazioni è interno al dominio di resistenza della sezione.

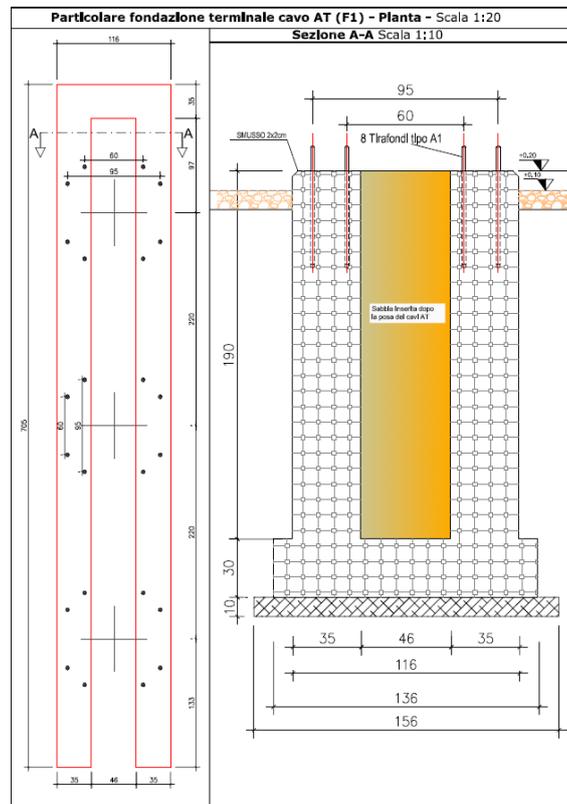
Le verifiche agli SLE riguardano le verifiche di:

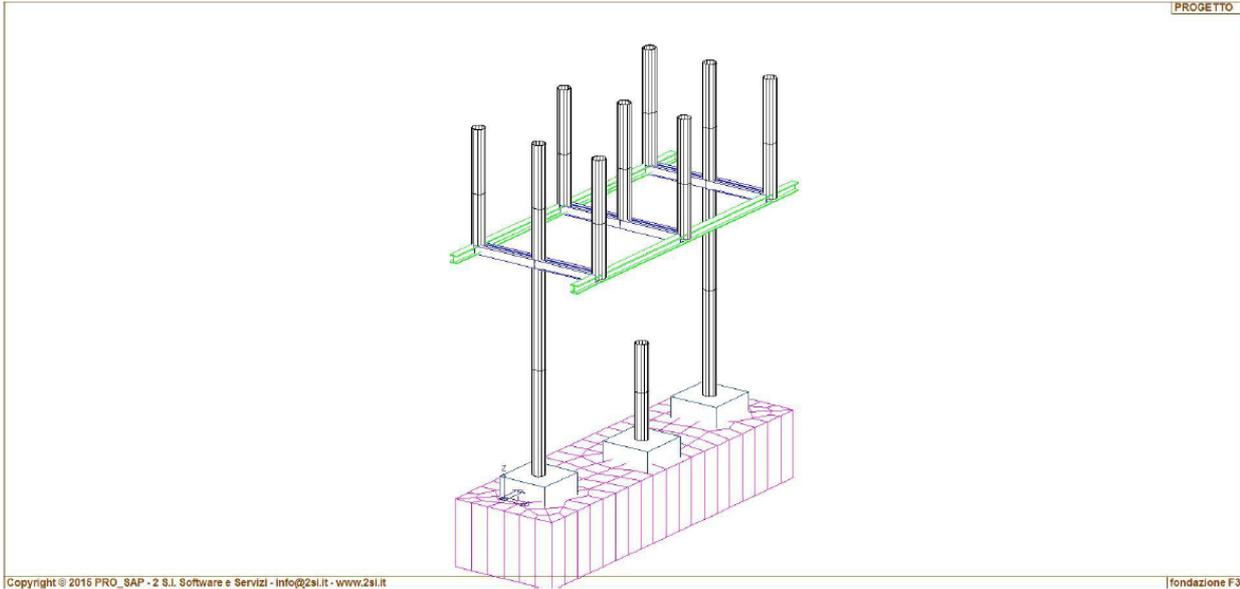
- deformabilità degli impalcati con $d \leq 0.005 \cdot h$
- fessurazione
- tensioni in esercizio

Si riportano di seguito alcuni esempi delle modellizzazioni eseguite per le fondazioni previste in progetto, con le dimensioni calcolate.



Modellazione Fondazione Terminale Cavo in area SSE ed in area TERNA

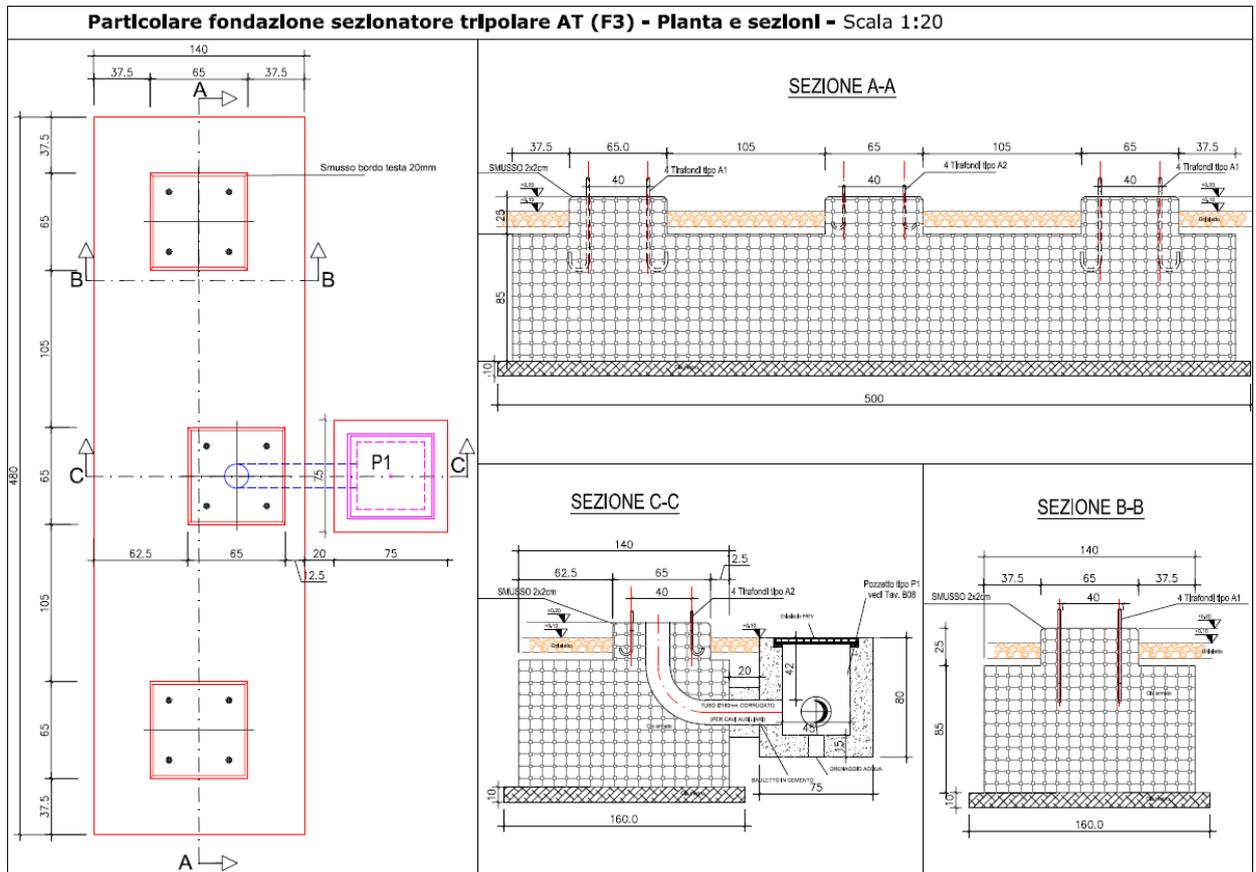


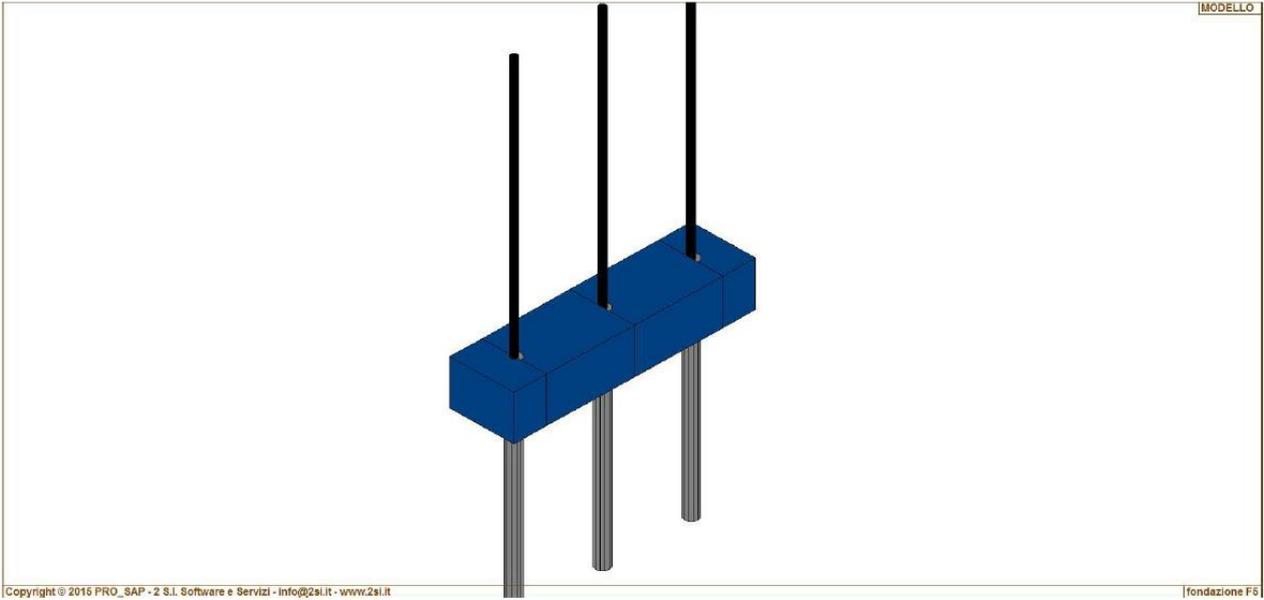


Copyright © 2015 PRO_SAP - 2 S.I. Software e Servizi - info@2si.it - www.2si.it

fondazione F3

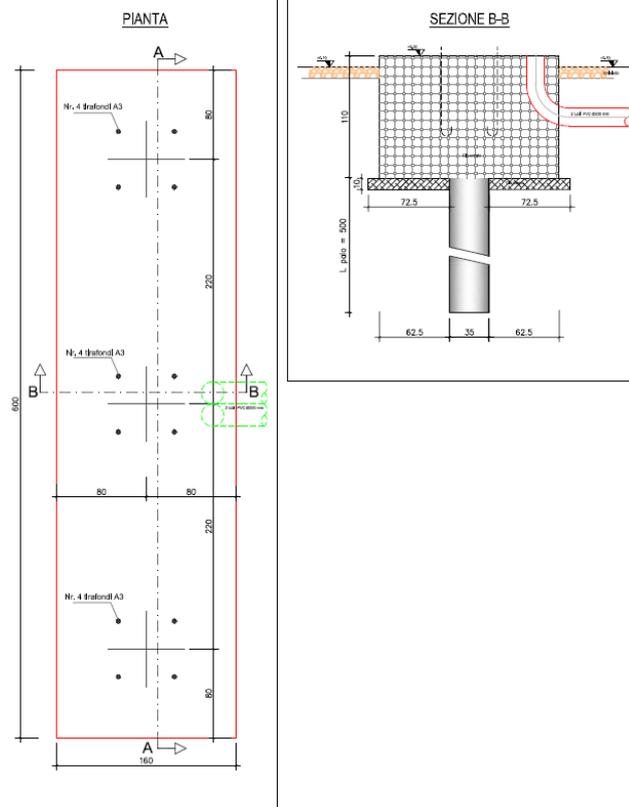
Modellazione Fondazione Sezionatore Tripolare

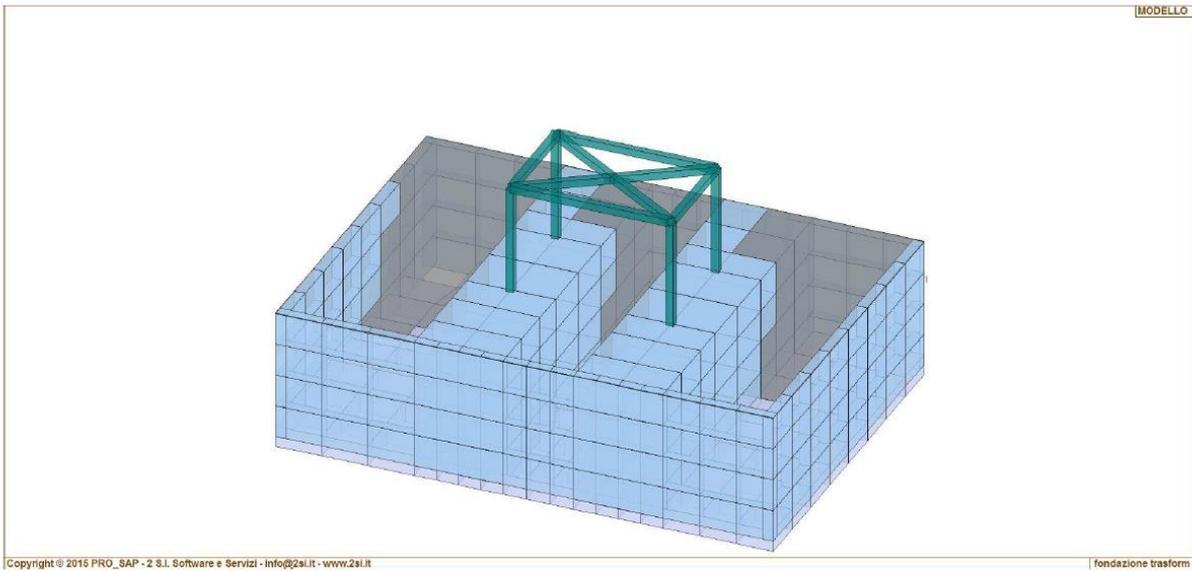
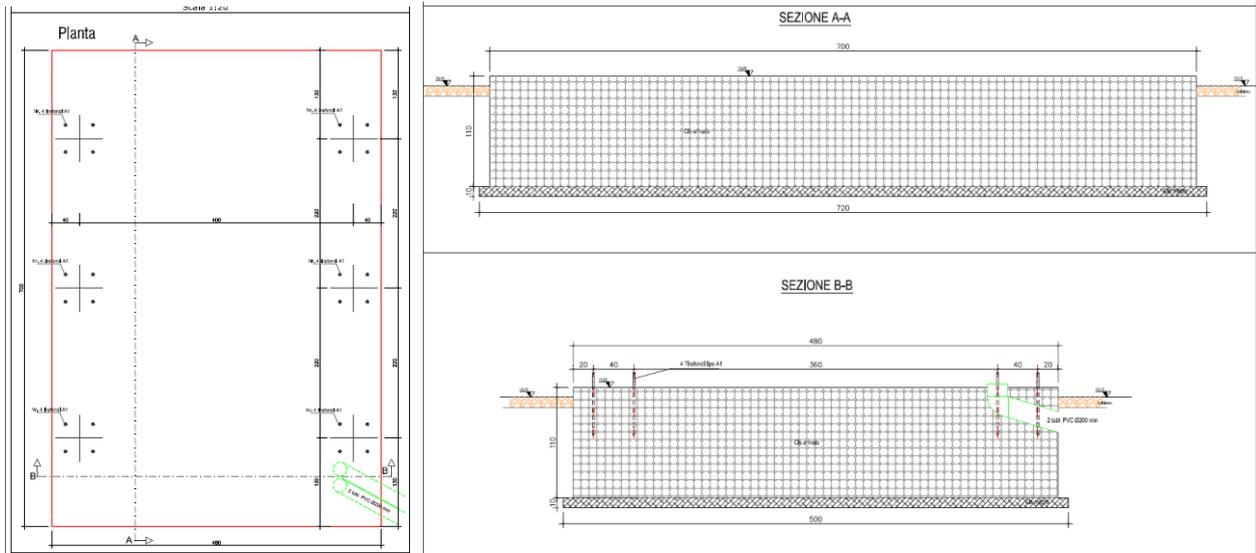




Modellazione Fondazione Interruttore

Particolare fondazione Interruttore AT (F5) Scala 1:20

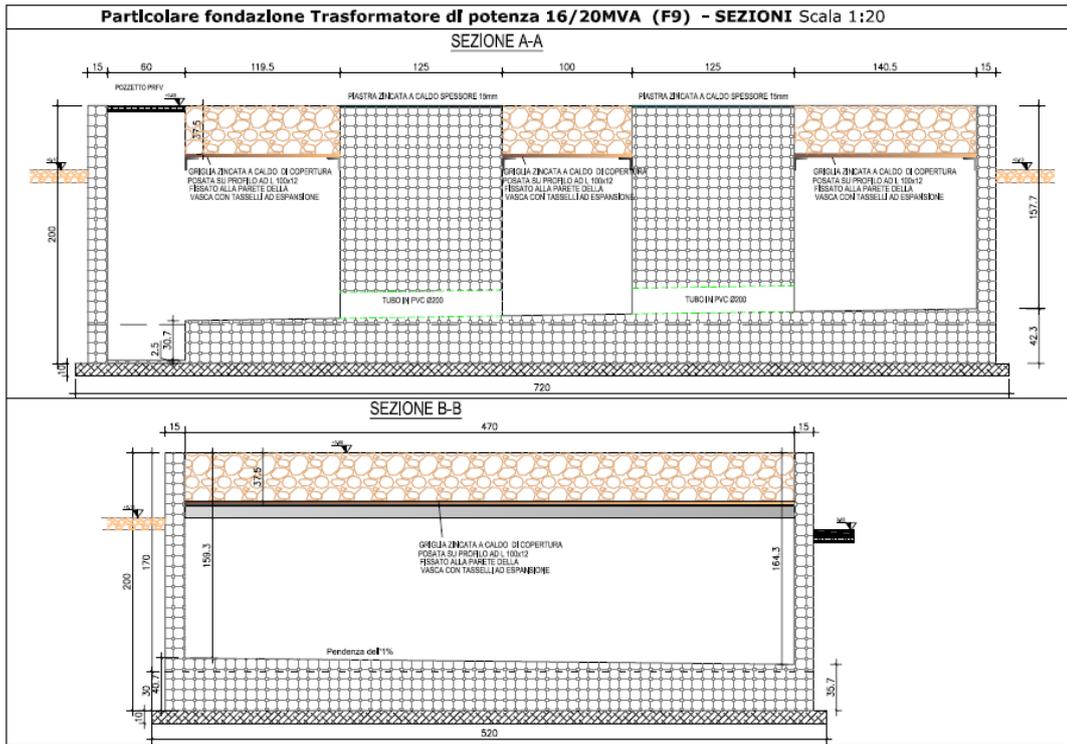




Copyright © 2015 PRO_SAP - 2 S.I. Software e Servizi - info@2si.it - www.2si.it

fondazione trasform

Modellazione Fondazione Vasca Trafo



Si precisa che i disegni sopra riportati rappresentano strutture tipologiche delle apparecchiature elettromeccaniche, ottenute attraversamento un dimensionamento di massima, per la cui precisa determinazione si rimanda alla fase esecutiva, in base agli esiti della relazione geologica, in sede di deposito sismico.

21 VERIFICA STRUTTURALE DEL BASAMENTO CABINA ELETTRICA

21.1 DESCRIZIONE TECNICA DEL SISTEMA DI BASAMENTO

A servizio dell'impianto fotovoltaico sono previste cabine di trasformazione e consegna dell'energia prodotta dai pannelli fotovoltaici.

Di seguito viene riportato il pre dimensionamento del basamento della cabina Elettrica Master, la quale risulta essere la più ingombrante, possiede dimensioni lorde pari a 11,20 m x 3,36 ed altezza fuori terra pari a 3,27 m ed entro terra pari a 1,90 m.

All'interno di tale cabina, realizzata con un prefabbricato appositamente attrezzato, saranno posizionate le seguenti apparecchiature:

- Quadro MT Cabina Master
- Quadro Power Center - Cabina Master
- Trasformatore in resina MT/bt 30/0,48kVA - 3150kVA - Dyn11
- Trasformatore trifase di potenza 480/400V - 20kVA - Dyn11
- Quadro elettrico servizi ausiliari - cabina master "QAUX-X.1
- RACK per apparecchiature di telecomunicazione
- Quadro di alimentazione telecamere e sensori antifurto in cabina "QAC2"

Le cabine risultano appoggiate su un basamento di pari dimensione in pianta e spessore pari a 20 cm, posizionato a 1,5 m dal P.C., per cui si considera il solo carico trasmesso dalla neve come calcolato in precedenza al quale si rimanda per ogni chiarimento.

Sul basamento della cabina sono applicati i carichi derivanti dalla presenza delle apparecchiature appena elencate, e risultano essere i seguenti:

- Peso cabina [comprensiva di macchinari ed attrezzature]: 510 kg/mq;
- Sovraccarico accidentale: 400 kg/mq.;
- Sovraccarico Neve. 72 kg/mq.

21.2 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

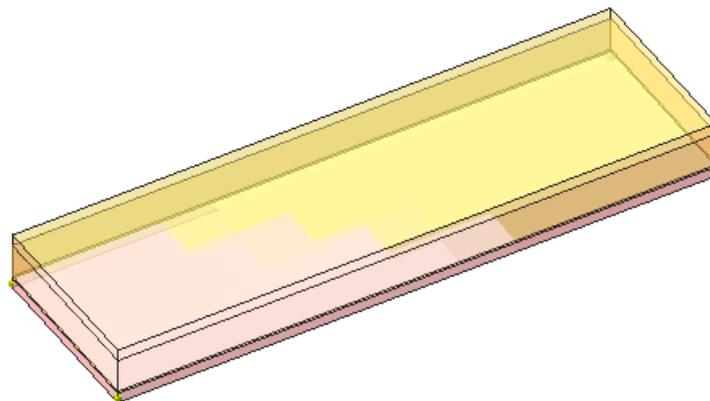
Autori:	dott. ing. Dario PICA prof. ing. Paolo BISEGNA dott. ing. Donato Sista
Produzione e distribuzione	SOFT.LAB srl via Borgo II - 82030 PONTE (BN) tel. ++39 (824) 874392 fax ++39 (824) 874431 internet: http://www.soft.lab.it e.mail: info@soft.lab.it
Sigla:	IperSpaceBIM 2.1.0
Licenza n.	Concesso in licenza a MONACO TOMMASO codice utente C0076327

Il modello di calcolo assunto è di tipo spaziale e l'analisi condotta è una Analisi Elastica Lineare, esso è fondamentalmente definito dalla posizione dei nodi collegati da elementi di tipo Beam o elementi di tipo shell a comportamento sia flessionale che membranale, l'elemento finito shell utilizzato è anche in grado di esprimere una rigidezza rotazionale in direzione ortogonale al piano dello shell.

L'analisi sismica utilizzata è l'analisi lineare statica con forze sismiche equivalenti. Il modello è stato analizzato sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per le combinazioni di carico verticale e sisma. Un particolare chiarimento richiede la definizione delle masse nell'analisi sismica. Pur avendo considerato il modello con impalcati rigidi non si rende necessario calcolare il modello con la metodologia del MASTER-SLAVE, in quanto gli impalcati rigidi sono stati modellati con elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza dei campi di solaio. Per ottenere tale modellazione il programma inserisce in automatico elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza del campo di solaio intercluso tra una maglia di travi, la loro rigidezza membranale è sufficientemente alta da rendere il campo di solaio rigido nel proprio piano, ma tale da non mal condizionare la matrice di rigidezza della struttura. Qualora una maglia di travi non è collegata da solaio lo shell non viene inserito rendendo tale campo libero di deformarsi con il solo vincolo dato dalle travi della maglia. La loro rigidezza flessionale è trascurabile rispetto a quella degli elementi che contornano il campo, per cui lo shell impone un vincolo orizzontale solo nel piano dell'impalcato tra i nodi collegati, quindi non è necessario definire preventivamente definire il centro

di massa e momento d'inerzia delle masse, questo perché le masse sono trasferite direttamente nei nodi del modello (modello Lumped Mass) dal codice di calcolo, il metodo per calcolare le masse nei nodi può essere quello per aree di influenza, ma questa richiederebbe l'intervento diretto dell'operatore; il codice di calcolo utilizza una metodologia leggermente più raffinata per tener conto del fatto che su un elemento il carico portato non è uniforme, quindi il codice di calcolo considera i carichi presenti sull'asta che sono stati indicati come quelli che contribuiscono alla formazione della massa (tipicamente $G + \psi_2 * Q$) e calcola le reazioni di incastro perfetto verticali, tali reazioni divise per l'accelerazione di gravità g danno il contributo dell'elemento alla massa del nodo, sommando i contributi di tutti gli elementi che convergono nel nodo si ottiene la massa complessiva nel nodo; per gli elementi shell invece si utilizza il metodo delle aree di influenza ossia in ognuno dei 3 oppure 4 nodi che definiscono lo shell si assegna $1/3$ oppure $1/4$ del peso dello shell e $1/3$ oppure $1/4$ dell'eventuale carico variabile ridotto, sommando su tutti gli shell che convergono nel nodo si ottiene la massa da assegnare al nodo.

21.3 ANALISI F.E.M.



I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17.01.2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono assegnati alle aste in modo automatico in relazione all'influenza delle diverse aree di carico. I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste. In presenza di platee il tamponamento è inserito considerando delle speciali aste (aste a sezione nulla) che hanno la sola funzione di riportare il carico su di esse agente nei nodi degli elementi della platea ad esse collegati. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite. 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.

I solai, oltre a generare le condizioni di carico per carichi fissi e variabili, generano anche altre condizioni di carico che derivano dal carico accidentale moltiplicati per i coefficienti ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 da utilizzare per le varie combinazioni di carico e per la determinazione delle masse sismiche.

Le azioni sono state assegnate su aste e piastre, definendo le seguenti condizioni di carico

Descrizione	Tipo
Peso Proprio	Automatica
Peso Cabina + App.	Utente
Sovraccarico Accid.	Utente
Neve	Utente

In fase di combinazione delle condizioni di carico si è agito su coefficienti moltiplicatori delle condizioni per definirne l'esatto contributo sia in termini di carico che di massa, e sono stati infine definiti gli scenari di calcolo come gruppi omogenei di combinazioni di carico. DI seguito vengono riportate le combinazioni di carico usate per lo Stato Limite Ultimo e per lo Stato Limite di Esercizio. Le verifiche sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

Le tabelle riportano nell'ordine:

- il nome della combinazione di carico
- il tipo di analisi svolta: STR=Strutturale, Statica STR=Sismica statica Strutturale, Modale STR=Sismica modale strutturale, SLE Rara=Stato Limite Esercizio combinazione rara, SLE Freq=Stato Limite Esercizio combinazione frequente, SLE Q.Perm=Stato Limite Esercizio combinazione quasi Permanente, GEO=Geotecnica, Statica GEO=Sismica Statica Geotecnica, Modale GEO=Sismica modale Geotecnica, STR+GEO=Strutturale+Geotecnica, Statica STR+GEO=Sismica Statica Strutturale+Geotecnica, Modale STR+GEO=Sismica modale Strutturale+Geotecnica. I termini "**Strutturale**", "**Geotecnica**" e "**Strutturale+Geotecnica**" indicano che la combinazione è usata dal programma per la determinazione delle

verifiche di resistenza degli elementi strutturali, delle sole verifiche geotecniche, sia per le verifiche strutturali che geotecniche.

- lo spettro usato, se sismica
- il fattore amplificativo del sisma
- l'angolo di ingresso del sisma, se trattasi di analisi sismica
- il nome della condizione di carico e per ogni condizione di carico
- il fattore di combinazione per i carichi verticali
- se la condizione (con il suo coefficiente di peso) è inclusa nella combinazione (colonna Attiva)
- se la condizione partecipa alla formazione della massa (colonna Massa)

Scenario di calcolo

Scenario : Set_NT_2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO

Combinazione	Tipo	Spettro	F.Sisma	α	K mod	Cond.Carico	Fatt. cv.	Attiva	Massa	Fattore m.
1) Solo Permanenti	STR				0.60					
						Peso Proprio	1.3	Si	Si	1
						Peso Cabina + App.	1.5	Si	Si	1
						Sovraccarico Accid.	1	No	No	1
						Neve	1	No	No	1
2) Acc. Cabina	STR+GEO				0.90					
						Peso Proprio	1.3	Si	Si	1
						Peso Cabina + App.	1.5	Si	Si	1
						Sovraccarico Accid.	1.5	Si	No	1
						Neve	1	No	No	1
3) Neve	STR+GEO				1.00					
						Peso Proprio	1.3	Si	Si	1
						Peso Cabina + App.	1.5	Si	Si	1
						Sovraccarico Accid.	0.9	Si	No	1
						Neve	1.5	Si	No	1

Materiali

Materiale: C25/30

Peso specifico	kg/mc	2500
Modulo di Young E	kg/cmq	3E05
Modulo di Poisson ν		0.13
Coefficiente di dilatazione termica λ	1/°C	1e-05

Parti in calcestruzzo armato

Classe calcestruzzo		Cls C25/30
Resistenza cubica R_{ck}	kg/cmq	300
Resistenza di calcolo f_{cd}	kg/cmq	141
Resistenza a trazione di calcolo f_{ctd}	kg/cmq	12
Resistenza cilindrica f_{ck}	kg/cmq	249
Resistenza a trazione media f_{ctm}	kg/cmq	26
Classe acciaio		Acciaio B450C
Resistenza allo snervamento f_{yk}	kg/cmq	≥ 4500
Resistenza alla rottura f_{tk}	kg/cmq	≥ 5400

Nodi - Geometria e vincoli

Nodo	X	Y	Z	Tx	Ty	Tz	Rx	Ry	Rz	Impalcato
				Coordinate [mm]			Vincoli			
1	1000	1000	0	1	1	1	1	1	1	0
2	12200	1000	0	1	1	1	1	1	1	0
3	1000	4350	0	1	1	1	1	1	1	0
4	12200	4350	0	1	1	1	1	1	1	0

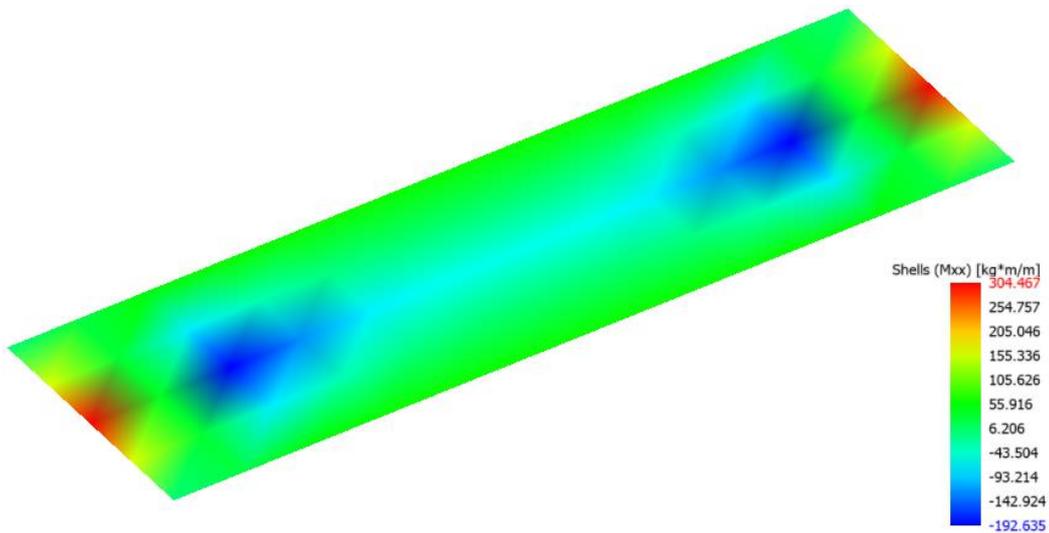
Pareti - geometria e vincoli

Parete	Nodi	Tipo	Materiale	Criterio	N.P.	N.P.X	N.P.Y	Spess.
1	1-2-4-3	Platea	C25/30	CLS_Platee	48			20

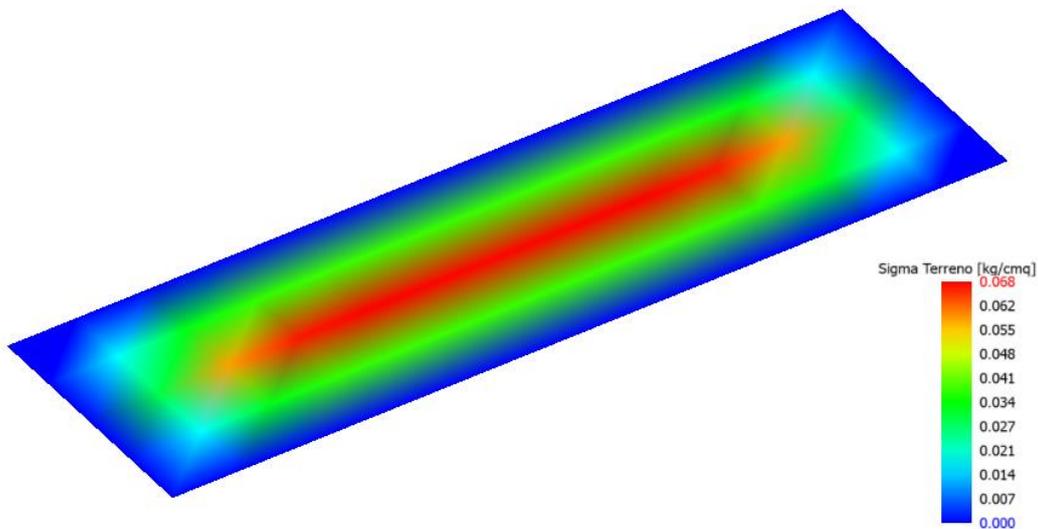
Muri - Carichi

Par	Pan	Condizione	Tipo	Carico	Vert. 1	Vert. 2	Vert. 3	Vert. 4	Altezza	Peso sp.	Coesione	Ang. at.	K0
									kg/mq	cm	kg/mc	kg/cmq	°
1		Peso Proprio	Peso Proprio	kg	18760								
1		Peso Cabina + App.	Uniforme_GLOBZ		510								
1		Sovraccarico Accid.	Uniforme		400								
1		Neve	Uniforme		72								

21.4 RISULTATI DELLE ANALISI



Massime Sollecitazioni



Massime Sigma Terreno

21.5 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifiche di resistenza degli elementi è condotta considerando le sollecitazioni di calcolo ed imponendo che le resistenze siano superiori alle azioni. Gli elementi sono verificati e/o progettati applicando la gerarchia delle resistenze in particolare la gerarchia flessione-taglio per la verifica/progetto dell'elemento e la gerarchia pilastro-trave per la determinazione delle resistenze del pilastro. Le verifiche sono condotte secondo i seguenti criteri di verifica validi sia per lo SLU che per lo SLD, i criteri di verifica sono una raccolta di parametri che vengono usati in fase di verifica secondo le esigenze strutturali, ognuno di essi contiene i dati per tutti gli elementi, è sottinteso che nella verifica di un elemento (es. trave) non sono presi in considerazione i dati relativi agli altri elementi (ad es. se si verifica una trave non sono presi in considerazione i dati relativi a pilastri e shell, così come se si esegue una verifica agli SLU non sono presi in considerazione i dati relativi agli SLE). Ognuno di essi è identificato da un nome a scelta dell'operatore, per cui nei tabulati di verifica il nome del criterio ne identifica i parametri usati. Riguardo alle verifiche agli SLU le resistenze sono determinate in base a quanto specificato dalla norma attraverso il modello plastico-incrudente o elastico-perfettamente plastico, la verifica consiste nel verificare che assegnate le sollecitazioni di verifica le deformazioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori a quelle ultime cio' equivale ad affermare che nello spazio tridimensionale N, My, Mz il punto rappresentativo delle sollecitazioni è interno al dominio di resistenza della sezione.

Criterio di verifica: CLS Platee		
Generici		
Resistenza caratteristica R_{ck}	kg/cmq	300
Tensione caratteristica snervamento acciaio f_{yk}	kg/cmq	4500
Deformazione unitaria ϵ_{c0}		0.002
Deformazione ultima ϵ_{cu}		0.0035
ϵ_{fu} (solo incrudimento)		0.0019
Modulo elastico E acciaio	kg/cmq	2E06
Copriferro di calcolo	cm	3.5
Copriferro di disegno	cm	2.0
Coefficiente di sicurezza γ_{Cl}		1.5
Coefficiente di sicurezza γ_{Acc}		1.15
Riduzione f_{cd} calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		Si
Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		Si
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse $\cotg(\theta)$		1.00
Modello acciaio		Incrudente
Incrudimento E_y/E_0		0.000
Elemento esistente		No
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σ_c	kg/cmq	97.5
Tensione ammissibile σ_c in trazione	kg/cmq	21.8
Tensione ammissibile σ_c acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0}	kg/cmq	6.0
Tensione tangenziale massima τ_{c1}	kg/cmq	18.3
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		Si
Classe di esposizione		XC2
Tipo armatura		Poco sensibile
Combinazione Rara		No
Combinazione QP		Si
W ammissibile Combinazione QP	mm	0.300
Combinazione Freq.		Si
W ammissibile Combinazione Freq.	mm	0.400
Valore caratteristico apertura fessure $w_k(*w_m)$		1
f_c efficace	kg/cmq	25.99
Coefficiente di breve o lunga durata k_t		0.40
Coefficiente di aderenza k_1		0.80
Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		Si
Tensione ammissibile σ_{Cl}	kg/cmq	149
Tensione ammissibile $\sigma_{Acciaio}$	kg/cmq	3600

Verifica Combinazione QP		Si
Tensione ammissibile σ_{Cl}	kg/cm ²	112
Tensione ammissibile $\sigma_{Acciaio}$	kg/cm ²	3600
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura muri		
Minima percentuale armatura rispetto al Cls in direzione X	%	0.1
Minima percentuale armatura rispetto al Cls in direzione Y	%	0.1
Massima percentuale armatura rispetto al Cls in direzione X	%	2
Massima percentuale armatura rispetto al Cls in direzione Y	%	2
Verifica muri		
Step incremento armatura	cm ²	0.01
Verifica muri come pareti		No

Verifica dei Muri in calcestruzzo

Scenario di calcolo : **Set_NT_2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO**

Simbologia:

Muro : [n] Indice del muro in verifica
 Nodi : [n1-n2-n3-n4] Indici dei nodi di attacco del muro
 Pann.X : Numero di pannelli in direzione locale X del muro
 Pann.Y : Numero di pannelli in direzione locale Y del muro
 Spess : Spessore del muro cm
 Criterio : Criterio di verifica adottato per la verifica
 Pannello : [n] Indice del pannello
 N_x : sforzo in direzione x locale per metro lineare (N_x=s_{xx}*spessore) kg
 N_y : sforzo in direzione y locale per metro lineare (N_y=s_{yy}*spessore) kg
 N_{xy} : sforzo tagliante locale per metro lineare (N_{xy}=s_{xy}*spessore) kg
 M_x : Momento in direzione x locale per metro lineare kg*m
 M_y : Momento in direzione y locale per metro lineare kg*m
 M_{xy} : Momento torcente locale per metro lineare kg*m
 A_x : Armatura totale pannello in direzione x locale mq
 A_y : Armatura totale pannello in direzione y locale mq

Le armature A_x ed A_y vanno intese come a metro lineare di pannello.

ϵ_c : Deformazione nel cls⁽¹⁾

ϵ_f : Deformazione nel ferro⁽¹⁾

Massimi : Armature massime riscontrate nel muro

Massimo : massima sigma ideale riscontrata nel muro

Verifiche a punzonamento:

Nodo : Numero del nodo

Cmb : Combinazione

Fpunz: Forza di punzonamento

Af X-Y: Armatura aggiuntiva nelle due direzioni

$\sigma_{id} + \sigma_{id-}$: $(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2)^{1/2}$ Tensioni ideali ai lembi della lastra (Acciaio kg/cm² Legno kg/cm²)

Fatt.Ampl.Sisma = fattore moltiplicativo di gruppo per le azioni sismiche (solo se diverso da 1.0)

C_s : Coefficiente di sicurezza definito dal rapporto |M_{r(N)}|/|M_d| (M_{r(N)}=Momento resistente corrispondente allo sforzo normale N, M_d=momento agente), quando richiesto dal criterio di verifica

ζ_E : Livello di sicurezza sismico definito come rapporto tra l'accelerazione sopportabile e l'accelerazione di progetto, quando richiesto dal criterio di verifica

Note Verifica muri:

⁽¹⁾: le deformazioni sono stampate a meno del fattore 10⁻³

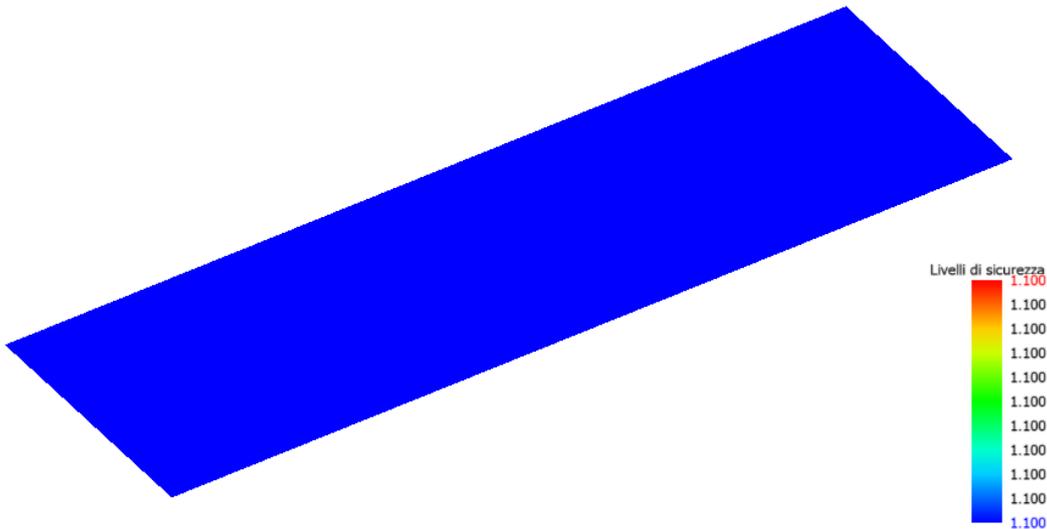
esse si riferiscono alla verifica considerando quali sollecitazioni di progetto M_{x,d}=M_x +/- |M_{xy}|, M_{y,d}=M_y +/- |M_{xy}|

scegliendo il segno in modo tale da rendere massimo in valore assoluto il relativo momento flettente

Le sollecitazioni stampate si riferiscono alle sollecitazioni in una data combinazione riferite al sistema locale del pannello

Muro [Platea]:1 - Nodi : [1 - 2 - 4 - 3]:Verificato

Pann=48 Spess.= 20 cm Terreno:**Terreno1** Criterio CLS_Platee Materiale: C20/25



Coefficienti Globali di Sicurezza

21.6 VERIFICA GEOTECNICA

Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

- Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018.

Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

Modello per il calcolo del carico limite

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è 2.3 per il carico limite verticale e 1.1 per il coefficiente di sicurezza a carico orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando che la forza applicata a causa del sisma non è nè centrata nè verticale cio' comporta l'applicazione di fattori correttivi per l'inclinazione e una riduzione delle dimensioni della fondazione in funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

Carico limite

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

$$Q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot \psi_q + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot \psi_c + \gamma \cdot N_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

dove :

N_q, N_c, N_γ = Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita

$\zeta_\theta, \zeta_\chi, \zeta_\gamma$ = coefficienti correttivi di forma funzione del rapporto B/L

$\xi_\theta, \xi_\chi, \xi_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del carico dipendente da H/V

$\alpha_\theta, \alpha_\chi, \alpha_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$\beta_\theta, \beta_\chi, \beta_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

z_q, z_c, z_γ = coefficienti sismimici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma

$\psi_\theta, \psi_\chi, \psi_\gamma$ = coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidità del terreno, in particolare detto Ir l'indice di rigidità del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c, dalla tensione effettiva alla profondità B/2 sotto il piano di posa, dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed Ircrit l'indice di rigidità critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L) risulta che i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $Ir \geq Ircrit$, mentre sono minori dell'unità quando $Ir < Ircrit$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dalla eccentricità del carico riducendo le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta, dette 'e_b' ed 'e_l' le eccentricità del carico nella direzione di B ed L il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si ha:

per $H_f < D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso

per $H_f > D$ ed $H_f < D+B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula:

$$\gamma = \gamma_s + (\gamma - \gamma_s) \cdot D/B$$

per $H_f > D+B$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)}$$

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

Il coefficiente N_γ non è suscettibile di una espressione in forma analitica chiusa, ed è stato calcolato per via numerica da diversi Autori. I valori del coefficiente sono riportati nella seguente tabella in funzione dell'angolo ϕ :

ϕ°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ°	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ°	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54
ϕ°	27	28	29	30	31	32	33	34	35
N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ°	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ°	45	46	47	48	49	50			
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89			

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi)$$

$$\zeta_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad \xi_q = \left[1 - \frac{H \tan(\phi)}{V \tan(\phi) + BLc} \right]^m$$

$$\zeta_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad \xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan(\phi)}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad \xi_r = \left[1 - \frac{H \tan(\phi)}{V \tan(\phi) + BLc} \right]^{m+1}$$

$$\psi_q = \exp \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\phi) + \frac{3.07 \sin(\phi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan(\phi)} \text{ se } \phi \neq 0; \quad \psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \text{ se } \phi = 0$$

$$\psi_y = \psi_q$$

$$\alpha_q = \alpha_y = (1 - \varepsilon \tan(\phi))^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\beta_q = (1 - \tan(\omega))^2 \cos(\omega)$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_1}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_1}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\varepsilon < \pi/4; \quad \omega < \pi/4; \quad \omega < \phi$$

$$zq = zc = 1$$

$$zg = (1 - kh / \tan(\phi))^{0.45}$$

$$kh = \beta \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot (\text{vedi } NT - 7.11.3)$$

Per la fondazione composta si adotta una fondazione rettangolare equivalente ottenuta mediando le basi dei tratti pesati rispetto alla loro lunghezza; il numero di tratti che si prendono in considerazione sono quelli che si ottengono considerando la parte di fondazione sulla quale le tensioni del terreno non sono nulle considerando le sole condizioni di equilibrio (metodo del trapezio). La fondazione equivalente e poi ridotta in base alle eccentricità della risultante dei carichi verticali.

Simbologia carico limite fondazione composta:

B	Base del tratto
L	Lunghezza del tratto
Xq	Distanza inizio carico distribuito dall'estremo sinistro del tratto
Lq	Lunghezza del carico distribuito
Eq	Eccentricità del carico distribuito rispetto all'asse del tratto
Qv1	Primo valore del carico distribuito normale
Qv2	Secondo valore del carico distribuito normale
Qh1	Primo valore del carico distribuito tangenziale
Qh2	Secondo valore del carico distribuito tangenziale
XF	Distanza forza dall'estremo sinistro della fondazione. Nota: la posizione è comprensiva di eventuali momenti di trasporto, quindi sono possibili valori negativi e valori superiori alla lunghezza della fondazione
EF	Eccentricità forza dall'asse del tratto
Fv	Componente normale della forza
Fh	Componente tangenziale della forza
D	Profondità del piano di posa
ε	Inclinazione del piano di posa
ω	Inclinazione del piano campagna
φ	Angolo di attrito del terreno di fondazione

c	Coesione del terreno di fondazione
G	Modulo tangenziale del terreno di fondazione
γ_1	Peso specifico terreno superiore
γ	Peso specifico terreno di fondazione
γ_{1Sat}	Peso specifico terreno saturo superiore
γ_{Sat}	Peso specifico terreno saturo di fondazione
Hf	Profondità della falda
W0	Peso specifico acqua

Modello terreno misto per il calcolo dei cedimenti

Il terreno è modellato come sequenza di strati che possono essere ad elevata permeabilità o praticamente impermeabili, nel seguito queste due tipologie di terreno verranno indicate con terreni a **Grana grossa** e con terreni a **Grana fina**. Per tale modello si assume che il cedimento complessivo sia la somma di un cedimento immediato ed uno di consolidazione, quest'ultimo dovuto alla dissipazione delle sovra-pressioni neutre che nascono per effetto dell'applicazione dei carichi alla fondazione; data la natura dei terreni questa aliquota di cedimento avviene solo negli strati a bassa permeabilità. Il cedimento immediato invece è somma di due contributi: il primo dovuto ai cedimenti per effetto della sola variazione di forma nei terreni a grana fina, la seconda dovuta ai cedimenti per effetto della variazione di forma e volume nei terreni a grana grossa, risulta quindi che per i terreni a grana grossa è assente il cedimento di consolidazione. La ipotesi che si pone alla base del metodo è che i terreni a grana grossa possano drenare verso l'esterno, infatti nel caso contrario, (ad esempio nel caso che uno strato sia confinato entro un volume chiuso di terreno a grana fina) le condizioni idrauliche al contorno degli strati a grana grossa sono determinate dalla applicazione del carico alla fondazione ed in particolare, poiché l'acqua non può drenare verso l'esterno il terreno si comporterebbe come un mezzo elastico con modulo elastico pari a quello dell'acqua. La deformabilità degli strati è individuata attraverso il modulo edometrico ed il modulo elastico non drenato per gli strati di terreno a grana fina. Il cedimento è calcolato in base alla teoria di Skempton e Bjerrum per gli strati a grana fina, e secondo la teoria elastica per i gli strati a grana grossa. Il cedimento di consolidazione è valutato in funzione del cedimento edometrico secondo la relazione $Wc = \beta W_{ed}$ dove β è fornito dai diagrammi seguenti espressi in funzione del coefficiente 'A' di Skempton, del rapporto H/B per la striscia ovvero di H/D per il quadrato o cerchio, per valori intermedi si interpola linearmente.

La precedente relazione è applicabile ad uno strato omogeneo di spessore H; nei casi reali di terreno stratificato la precedente non è applicabile, ma assumendo valida l'ipotesi di Steinbrenner possiamo porre il cedimento nella forma:

$$Wc = \sum_{i=1}^n \beta(A_i, z_i + \Delta_i, B, L) W_{ed}(z_i + \Delta_i) - \beta(A_i, z_i, B, L) W_{ed}(z_i)$$

dove:

la sommatoria è estesa ai soli strati a grana fina

A_i coefficiente di Skempton dello strato i^{mo}

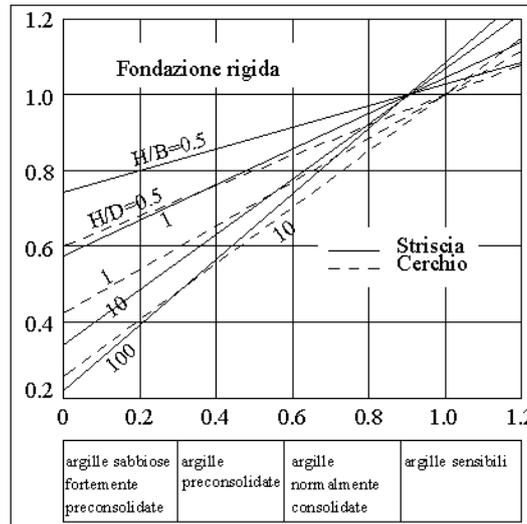
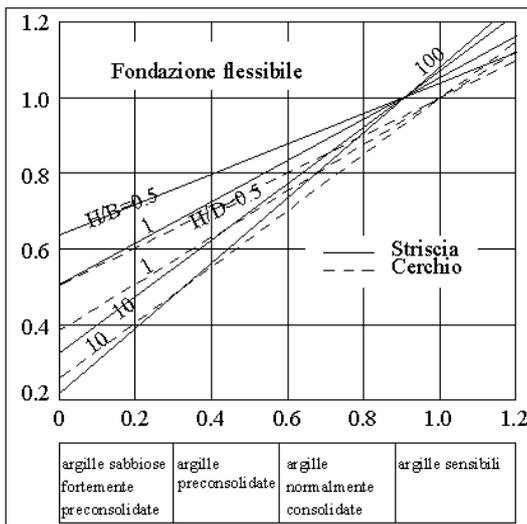
z_i quota superiore dello strato in considerazione

Δ_i spessore dello strato

$W_{ed}(z_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore z_i e modulo edometrico $E_{ed,i-1}$

$W_{ed}(z_i + \Delta_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore $z_i + \Delta_i$ e modulo edometrico E_{ed_i}

β è letto dai diagrammi assumendo come spessore dello strato z_i ovvero $z_i + \Delta_i$



Per gli strati a grana grossa si assume che il cedimento sia dato dalla espressione:

$$\Delta w_i = \sum_j \frac{\Delta \sigma_j}{E_{ed,i}} \Delta z_j$$

nella quale la somma è estesa al numero di intervalli in cui si divide lo strato i e il cedimento totale degli strati a grana grossa sia:

$$W_g = \sum_i \Delta w_i$$

nella quale la somma è estesa a tutti gli strati a grana grossa.

Platea 1-2

Dati della fondazione rettangolare

Falda assente

B	3.35	[m]
L	11.20	[m]
eb	0.00	[m]
el	0.00	[m]
D	1.50	[m]
ε	0.00	[°]
ω	0.00	[°]
ϕ	12.00	[°]
c	0.55	[kg/cmq]
G	2.08	[kg/cmq]
γ_1	1.70	[t/mc]
γ	1.90	[t/mc]
Fv	75603	[kg]
Fh	0	[kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
2.974	9.285	1.690
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
1.000	1.000	1.000
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
0.620	0.018	0.620
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.064	1.096	0.880
zq	zc	zg
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
1.960	0.181	0.922

Indice di rigidezza critico $I_{r,crit} = 24.923$

Indice di rigidezza $I_r = 3.097$

V = 75603 [kg]

H = 0 [kg]

eb = 0.00 [m]

el = 0.00 [m]

$Q_{lim} = 1.960 * 0.26 [kg/cm^2] + 0.181 * 0.55 [kg/cm^2] + 0.922 * 1.90 [t/mc] * 3.35 [m] / 2 = 0.89 [kg/cm^2]$

$Q_d = 0.39 [kg/cm^2]$

$\eta_{vd} = 2.300$

$H_{lim} = 222430 [kg]$

Hd = 202209 [kg]

$\eta_{hd}=1.100$

V=75603 [kg] <= Vd=145634 [kg]

H=0 [kg] <= Hd=202209 [kg]

**VERIFICATO
VERIFICATO**

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	Eed[kg/cm ²]	γ [t/m ³]	Imp.
1	10.00	20.00	1.96	No

Profondità fondazione

Df = 1.50 [m]

Carico netto

q_{eff}=0.00[kg/cm²]

Cedimento Immediato (fine)

W_{0f}=0[mm]

Cedimento Immediato (grossa)

W_{0g}=0[mm]

Cedimento di consolidazione(fine)

W_c=0[mm]

Cedimento totale

W_t=0[mm]

Riepilogo risultati del calcolo

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV (>2.30)	H [kg]	Hd [kg]	CsH (>1.10)	Qd [kg/cm ²]	q _e [kg/cm ²]	w [mm]
1	2	75603	145634	4.43	0	202209	>100	0.39	0.00	0
	3	70650	145634	4.74	0	201252	>100	0.39	0.00	0
	Minimi coeff. sic.									
1	2			4.43						
1	2						>100			

W_{max}=0, W_{min}=0

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento $R=Area \cdot c + N \cdot \tan(\phi)$

CS = R/Hd

CSd = Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=37.5200 m²**

Comb.	N kg	Hd kg	R kg	CS.	CSd	ver
2	10785	0	208652	--	1.10	Si
3	10078	0	208502	--	1.10	Si

22 CONCLUSIONI

Vista la natura dell'opera le azioni significative per il pre-dimensionamento delle strutture di sostegno sono rappresentate dalla distribuzione dei carichi derivanti dalle azioni del vento. Altre azioni minori e certamente non dimensionanti, sono rappresentate dal peso proprio delle strutture, dal carico da neve e dalle azioni dinamiche indotte dalle sollecitazioni sismiche.

Le sollecitazioni derivanti da dette azioni risultano secondarie all'analisi strutturale rispetto alle azioni dinamiche indotte dal vento, visto soprattutto la trascurabile massa dei moduli che ricopre un ruolo determinante nelle verifiche statiche e dinamiche da sisma. Inoltre, vista la posizione dell'area di intervento i carichi da neve risultano marginali.

Per ciò che riguarda le restanti componenti minori quali container, cabinet, recinzioni, cancelli e pali di illuminazione, **trattandosi di elementi standard si rimanda alla fase di progettazione esecutiva per le specifiche verifiche della sicurezza strutturale essendo comunque valutata, in via preliminare, la compatibilità strutturale delle opere in progetto.**

Rinviando alla progettazione esecutiva la verifica strutturale delle opere secondo i dettami delle NTC2018, considerando quindi l'analisi dei carichi rigorosa e la combinazione delle azioni sui vari elementi strutturali, dalle verifiche svolte è evidente la piena compatibilità dell'opera per come pre-dimensionata, sotto l'aspetto statico e dinamico.

Cerignola, Gennaio 2023



Il Tecnico
dott. ing. Tommaso Monaco