REGIONE CAMPANIA

Struttura di Missione per lo Smaltimento dei Rifiuti Stoccati in Balle

Implementazione del sistema di confinamento delle emissioni odorigene diffuse dell'impianto di compostaggio di Eboli (SA)
CUP B83G1701383850006 - CIG 73326527D9

PROGETTO DEFINITIVO

R.T.I. PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

Studio T.En.
Studio Associato di Ingegneria di Teneggi e Marastoni
Ing. S.Teneggi

MANDANTI:

ARETHUSA S.R.L.
Ing. C. Ferone

MASCOLO INGEGNERIA S.R.L.
Ing. C. Mascolo

GEOLOG STUDIO DI GEOLOGIA
Geol. D. Pingitore

Ing. F. Mirizzi

TITOLO:

RELAZIONE STRUTTURALE E GEOTECNICA

ELABORATO:

STR_001

Revisione	Data	Emissione	Redatto	Verificato	Approvato
00	Febbraio 2022	Prima emissione	VM	ST	ST
01	Aprile 2022	Seconda emissione	VM	ST	ST

SCALA:

-

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Arch. Pasquale Manduca

IL DIRIGENTE UOD 700503
Ing. Antonio De Falco

EDA RIFIUTI SALERNO
Ing. Emilia Barba
Ing. Annapaola Fortunato

ECOAMBIENTE SALERNO
Ing. Gerardo Sabato

INDICE

1.0 INTRODUZIONE 2

2.0 DESCRIZIONE DELLE OPERE 4

3.0 NORMATIVE TECNICHE DI RIFERIMENTO 7

4.0 METODO DI CALCOLO 9

4.1 Schematizzazione strutturale .....

4.2 Tipologia di costruzione .....

4.3 Azione Sismica .....

4.4 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche .....

4.5 Valutazione parametri sismici .....

4.6 Classe di duttilità e fattore di comportamento .....

4.7 Condizioni, verifiche e combinazioni di calcolo .....

4.8 Analisi dei Carichi .....

5.0 RISULTATI ANALI DINAMICA MODALE 48

6.0 CONCLUSIONI 65

1.0 INTRODUZIONE

La presente relazione strutturale e geotecnica illustra i criteri per la redazione del progetto definitivo relativo all'intervento di implementazione dei sistemi di confinamento delle emissioni odorigene diffuse dell'impianto di compostaggio esistente nel Comune di Eboli (SA), alla Via Quattro Giornate n. 3 nell'area PIP comunale.
L'impianto è attualmente autorizzato per il trattamento di 20.000 t/anno, ai sensi dell'art. 208 del D.Lgs n. 152/2006 e s.m.i., giusto D.D. n. 168 del 16/07/2015, rilasciato dalla Regione Campania "Dipartimento della Salute e delle risorse naturali", Direzione generale per l'ambiente e l'ecosistema, U.O.D. 18 – Autorizzazioni e rifiuti ambientali Salerno"; tale decreto ha autorizzato la modifica non sostanziale in riferimento alla ridistribuzione delle quantità di rifiuti da trattare già autorizzate con D.D. n. 215 del 01/08/2014 e successivo D.D. n. 156 del 08/07/2015, come indicato nella tabella riportata di seguito:

TIPOLOGIA	C.E.R.	DESCRIZIONE	DENSITÀ	Allocazione	n. giorni stoccaggio	QUANTITÀ STOCCAB.		QUANTITÀ STOCCAB. ANNUA		ATTIVITÀ
			[t/mc]	tipologia e capacità		[mc/giorno]	[t/giorno]	[mc/anno]	[t/anno]	
Organico	**20.01.08**	Scarti inutilizzabili per il consumo o la trasformazione	0,6	fossa-box in cls armato [100mc]	312	80,20	48,12	25.022,40	15.013	**[R3]** *Riciclo/recupero di sostanze organiche* **[R13]** *Messa in riserva*
	20.03.02	Rifiuti dei mercati	0,5	contenitore scarrabile a tenuta [10mc]	312	0,12	0,06	37,40	19	**[R3]** *Riciclo/recupero di sostanze organiche* **[R13]** *Messa in riserva*
	02.03.04	Scarti inutilizzabili per il consumo o la trasformazione	0,25	2 contenitore scarrabile a tenuta [10mc]	312	0,24	0,06	74,90	19	**[R3]** *Riciclo/recupero di sostanze organiche* **[R13]** *Messa in riserva*
Strutturante	**02.01.07**	Rifiuti della selvicoltura	0,25	cumulo di circa 1,2m di altezza su un'area di circa 50mq [10mc]	312	0,24	0,06	74,90	19	**[R3]** *Riciclo/recupero di sostanze organiche* **[R13]** *Messa in riserva*
	20.02.01	Rifiuti biodegradabili	0,5	contenitore scarrabile a tenuta [60mc]	231	42,69	21,35	9.861,40	4.931	**[R3]** *Riciclo/recupero di sostanze organiche* **[R13]** *Messa in riserva*
				TOTALE		***123,49***	***69,65***	***35.071***	***20.001***	

In estrema sintesi il progetto prevede la realizzazione di una sezione di collegamento tra l'edificio centrale esistente di ricezione e trattamento della frazione organica in ingresso all'impianto e la tettoia di maturazione secondaria situata nella porzione più a ovest dell'area impiantistica, la quale

verrà tamponata su tutti i lati al fine di isolare la sezione di stabilizzazione dall'ambiente esterno, confinandone le emissioni; stesso discorso verrà affrontato per la tettoia degli stoccaggi, della quale verranno confinate le campate dedicate alla ricezione e stoccaggio del materiale lignocellulosico e quella per lo stoccaggio dei sovvalli, lasciando aperta sul lato frontale di accesso la sola porzione adibita ad ospitare il compost finito.
In aggiunta a quanto sopra è prevista la realizzazione di un biofiltro dedicato al trattamento dei nuovi volumi di aria da aspirare nella nuova configurazione di progetto, provenienti dalle porzioni delle tettoie esistenti che saranno chiuse rispetto all'esterno e dal corridoio di movimentazione di nuova realizzazione, al fine di assicurare il rispetto delle vigenti normative in termini di emissioni in atmosfera.
L'intervento proposto contribuisce alla risoluzione del problema delle emissioni odorigene riscontrato nell'area circostante all'impianto di compostaggio di Eboli, la cui causa può essere individuata in una carenza nelle misure di contenimento e purificazione dei volumi di aria contaminata proveniente dalla sezione di maturazione secondaria e allo stesso tempo da un assente isolamento dei cumuli di materiale di scarto e verde non ancora stabilizzato stoccati nella tettoia adibita a ospitare queste frazioni.
Con la suddetta iniziativa ci si prefigge di raggiungere diversi obiettivi, quali:

- contenimento delle emissioni odorigene sgradevoli e trattamento dell'aria aspirata nei nuovi ambienti confinati di progetto dove avviene il processo: come noto, il rifiuto organico è facilmente decomponibile e caratterizzato da sgradevoli emissioni odorigene; per questo si prevede la massima cautela e salvaguardia in tutte le sezioni di trattamento al fine di confinare nel modo più efficiente possibile i volumi di aria contaminati dai rifiuti organici;
- miglioramento dell'ambiente lavorativo a vantaggio del personale presente all'interno del complesso impiantistico;
- alleggerimento del carico aria da trattare destinato al biofiltro esistente, tramite la realizzazione di una nuova sezione di purificazione: grazie alla realizzazione della nuova sezione di trattamento dei volumi di aria derivanti dalle tettoie confinate e dal corridoio tecnico di movimentazione di progetto, il biofiltro esistente sarà alleviato della quota di aria aspirata dalla sezione di maturazione secondaria e attualmente trattata nell'impianto esistente; in conseguenza di ciò l'impiantistica esistente posizionata a fianco dell'edificio principale sarà in grado di assicurare un livello di purificazione dei volumi trattati sicuramente più adeguato e sarà sottoposta a uno stress inferiore rispetto alla situazione attuale.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto di implementazione dei sistemi di confinamento delle emissione odorigene dell'impianto di compostaggio di Eboli prevede da una parte la realizzazione di interventi prettamente edili di ampliamento dell'impianto adibiti a dotare il complesso di sezioni confinate per il trattamento del materiale organico in ingresso, tra i quali un corridoio di collegamento tra l'edificio centrale di ricezione e la tettoia di maturazione secondaria e una hall di movimentazione posizionata di fronte a quest'ultima; dall'altra è prevista la costruzione di una nuova sezione di trattamento dei volumi di aria aspirati dagli edifici di progetto al fine di assicurare un adeguato livello emissivo in termini qualitativi. Si vuole precisare fin da ora che gli interventi di progetto non comportano alcuna variazione sui trattamenti e le modalità gestionali attualmente operate nell'impianto, così come per quanto riguarda i flussi in ingresso e uscita dalle singole sezioni di trattamento da un punto di vista quantitativo e qualitativo; le opere di progetto sono finalizzate, come peraltro chiaro dall'incarico affidato al RTI aggiudicatario, alla implementazione delle misure di confinamento delle emissioni odorigene diffuse al fine di adeguare l'impianto alle più stringenti norme in materia.

Gli interventi di progetto, oggetto della presente, che richiedono quindi un calcolo strutturale, possono sinteticamente essere riassunti come riportato di seguito:

- realizzazione di una tettoia finalizzata a ospitare la futura sezione di carico e trasporto del materiale organico tra le due sezioni di maturazione: questa opera è pensata nell'ottica di una futura implementazione delle opere elettromeccaniche dell'impianto, e potrà fungere da camera di carico della frazione organica semi-stabilizzata dalla quale, tramite apposito sistema di nastri meccanici, sarà trasportata alla sezione di maturazione secondaria.
La struttura sarà caratterizzata da fondazioni in c.a. gettate in opera con plinti quadrati di lato 160 cm ed h 60 cm collegati tra loro mediante travi 100x50 cm mentre la carpenteria metallica S275 in elevazione è costituita da pilastri HEB 300, reticolari formate da HEA 100 e travi di falda HEA 140.

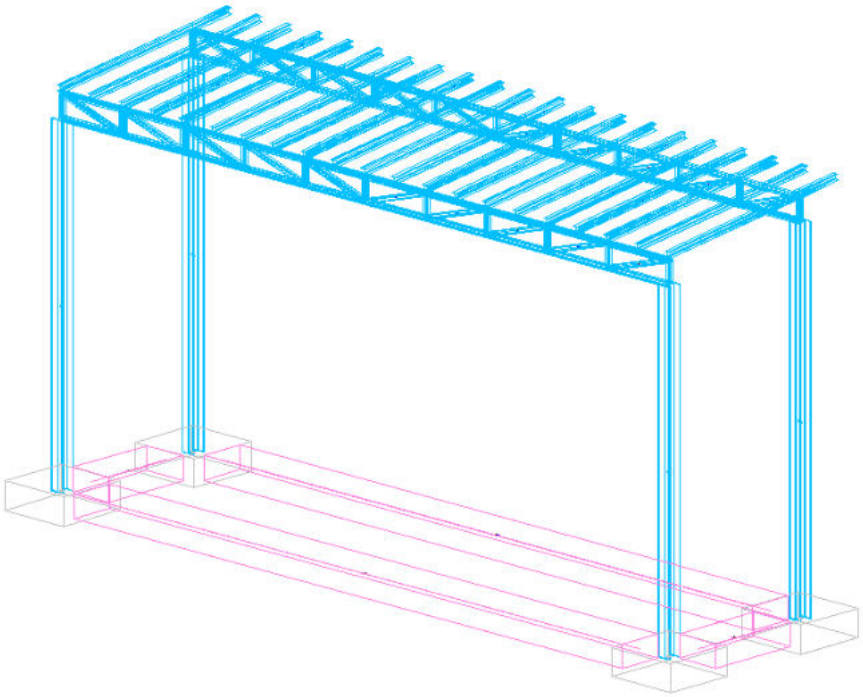


Figura – *Tettoia in carpenteria metallica di progetto*

- chiusura e ampliamento della tettoia di maturazione secondaria, oltre a collegamento con l'edificio centrale esistente: tali interventi sono realizzati allo scopo di confinare la sezione di in oggetto in modo da impedire la fuoriuscita delle emissioni odorigene prodotte in fase di maturazione secondaria, così come quelle causate dal trasporto del materiale tra le due sezioni di maturazione che, attualmente, avviene all'aperto e con portone dell'edificio centrale aperto per consentire il passaggio della pala meccanica.

La struttura funzionale all'ampliamento dell'attuale tettoia sarà caratterizzata da plinti quadrati isolati in c.a. gettati in opera di lato 160 cm ed h 70 cm, la struttura in elevazione è costituita da pilastri in acciaio S275 HEB 300, controventi a "k" HEA 140, reticolari longitudinali costituite da HEA 120 e capriate, poste a 650 cm dal piano di calpestio, a supporto della copertura e costituite da profili a L 100x10 accoppiati e travi in falda HEA 120.

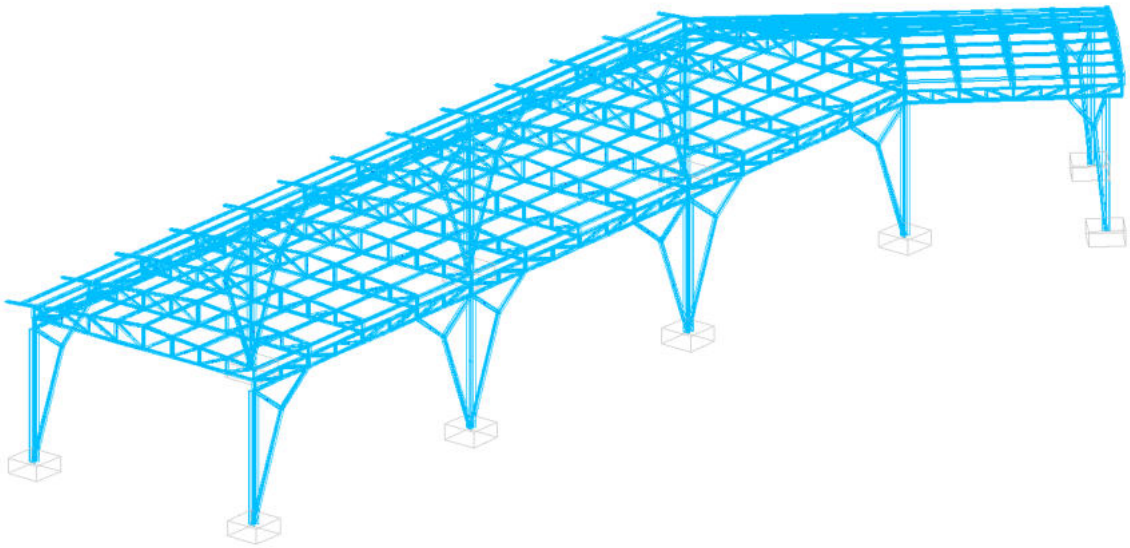


Figura – *Ampliamento tettoia esistente in carpenteria metallica di progetto*

- realizzazione di un nuovo biofiltro, in c.a. gettato in opera, destinato al trattamento dei volumi di aria da aspirare a servizio delle nuove sezioni di progetto, comprensivo di sistema di trattamento (scrubber) poggiante su una platea in c.a. di 40 cm di spessore connessa a quella delle vasche, sempre di 40 cm di spessore: al fine di trattare i volumi di aria aspirata dagli edifici nella nuova configurazione di progetto è prevista la realizzazione di una sezione di trattamento arie appositamente dimensionata per la purificazione dei flussi attesi considerando un adeguato numero di ricambi orari a seconda delle sezioni di impianto di competenza; inoltre, proprio per minimizzare le emissioni dall'impianto ed evitare la sua percezione fin nelle zone più prossime, la nuova sezione di trattamento dell'aria aspirata dai locali di nuova realizzazione prevede la presenza di una torre di lavaggio e umidificazione del flusso, per il cui dimensionamento sono stati adottati parametri di abbattimento inferiori a quelli standard così da incrementarne la dimensione e il conseguente rendimento; inoltre per creare una superficie carrabile pianeggiante nelle adiacenze di detto biofiltro sarà realizzato un muretto in c.a. gettato in opera di contenimento.

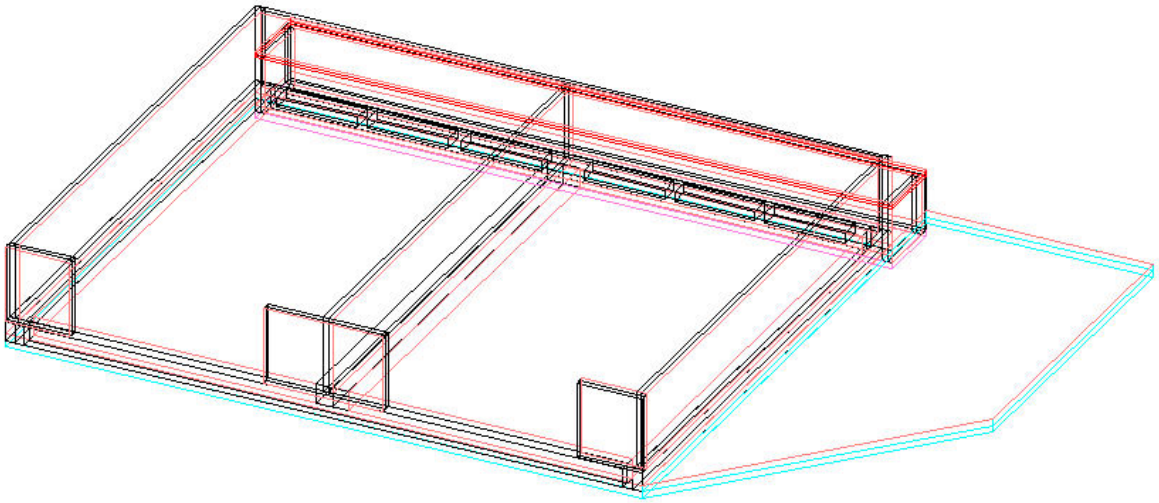


Figura – *Nuovo biofiltro in c.a. di progetto e platea scrubber*

Ulteriori interventi volti al confinamento delle emissioni odorigene dell'impianto e alla schermatura di questo nella nuova configurazione di progetto sono l'installazione di un sistema di abbattimento degli odori a mezzo linea enzimatica da prevedere sui portoni di accesso agli edifici, così da creare una "lama" di separazione tra l'ambiente esterno e quello interno nei momenti di apertura per il passaggio di personale e/o mezzi, e la disposizione di una linea arborea sul lato strada a schermatura del nuovo biofiltro, da realizzare con specie autoctone tipiche dell'area di intervento.

Le analisi di calcolo e di verifiche sono state eseguite in accordo alla nuova normativa sismica emanata con **Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** ed Circolare esplicativa del 21 Gennaio 2019 n° 7/C.S.LL.PP.

3.0 NORMATIVE TECNICHE DI RIFERIMENTO

La progettazione in oggetto è stata effettuata in conformità alle disposizioni della normativa vigente ed in particolare:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 2/2/74 n. 64 "Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche".
- D.M. LL.PP. 11 Maggio 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. LL.PP. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.LL.PP. 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".
- Ordinanza n° 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 Novembre 2004 "Disposizioni urgenti di Protezione civile".
- Ordinanza n° 3431 del 3 Maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 Agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 Ottobre 2005.
- UNI EN 206-1, 2006 "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104, 2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- Decreto PdR n. 380 del 6 Giugno 2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia";
- Decreto Legislativo n. 301 del 27 Dicembre 2002 "Modifiche ed integrazioni al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, recante testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia.";
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri OPCM n. 3316 del 2 Ottobre 2003 "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003.";
- Decreto Presidente del Consiglio dei Ministri Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 Ottobre 2003 "Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3, 4, dell'ordinanza del

Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.";

- D.M. del 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- DM 17.01.2018 Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 7 del 21.01.2019 Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018.

4.0 METODO DI CALCOLO

Per quanto concerne le verifiche di resistenza e deformabilità condotte per le membrature in acciaio ed in c.a. caratterizzanti le strutture in parola, sono state svolte utilizzando il programma SISMICAD della Concrete s.r.l. ed MDC della GEOSTRU. Il primo è un sistema di pre-processore e post-processore per la preparazione del modello e successiva lettura dei dati numerici rilevati dal programma interno di calcolo numerico agli "elementi finiti". Il programma, che si avvale di una interfaccia grafica compatibile con formato AutoCAD, consente la progettazione di edifici in c.a., muratura, legno ed acciaio schematizzati attraverso un modello spaziale composto da elementi monodimensionali e/o bidimensionali con fondazioni poggianti su suolo elastico alla Winkler od elastoplastico.

Il lavoro di progettazione si articola quindi in tre fasi:

- definizione dell'oggetto da progettare (pre-processore);
- modellazione matematica dello stesso e soluzione del modello FEM;
- visualizzazione dei risultati e progettazione esecutiva degli elementi (post-processore).

L'analisi strutturale globale è stata eseguita nel rispetto dei metodi basati sull'elasticità lineare. In particolare si è utilizzato il "metodo degli spostamenti" per la risoluzione della struttura. Il metodo di calcolo per le verifiche di resistenza è stato condotto seguendo le regole del **"Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite".**

Il D.M. Infrastrutture del 17/01/2018 contempla al punto 7.3 (Metodi di analisi e criteri di verifica) i seguenti tipi di analisi strutturale, per edifici nuovi ed esistenti:

- Analisi lineare statica;
- Analisi lineare dinamica;
- Analisi non lineare statica;
- Analisi non lineare dinamica.

Per la progettazione e la verifica della resistenza all'azione sismica dell'edificio in esame è stata applicata <u>l'analisi lineare dinamica</u> che consente di valutare la capacità della struttura in modo appropriato e coerente con le finalità della progettazione.

Ai fini delle verifiche agli stati limite, gli effetti dell'azione sismica vengono combinati con gli effetti delle altre azioni elementari (carichi permanenti e variabili), secondo quanto previsto al punto 2.5.3 e 3.2.4 del D.M. 2018; in particolare, si considera la seguente combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) connessi all'azione sismica E:

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots \qquad [2.5.5]$$

I coefficienti di combinazione ψ_{2j} sono quelli riportati in Tabella 2.5.I. e inclusa anche nella Sezione Analisi e verifiche per carichi verticali.

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

L'azione sismica viene applicata per ciascuna direzione, in entrambi i possibili versi e si considerano gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi.

4.1 Schematizzazione strutturale

La struttura nel suo insieme, è stata schematizzata attraverso un modello tridimensionale costituito da elementi finiti.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati vengono definite le condizioni di carico elementari che in aggiunta alle azioni sismiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi necessari all'ottenimento delle combinazioni richieste per le verifiche.

4.2 Tipologia di costruzione

Per la valutazione della sicurezza strutturale occorre preliminarmente determinare la vita nominale, la classe d'uso ed il periodo di riferimento per l'azione sismica in forza di quanto prescritto al punto 2.4 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018.

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

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

La **vita nominale V_N** della struttura in esame è calcolata sulla base della Tabella 2.4.I. Si assume che:

V_N = 50 anni

Per quanto attiene la **classe d'uso** si assume che la struttura sia classificata come:

Classe II

in quanto essa rientra tra le *costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.* Le azioni sismiche vengono calcolate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava dalla seguente espressione:

$$V_R = V_N \times C_U$$

cui il **coefficiente d'uso C_U** si ricava dalla Tabella 2.4.II. In particolare per la classe d'uso assunta per la costruzione in oggetto si ha che:

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

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

C_U=1

da cui consegue che il periodo di riferimento **V_R** assume per la struttura in esame una entità pari a:

V_R=50*1= 50 anni

Note la vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, è quindi possibile valutare le azioni sismiche da applicare alla struttura in oggetto, così come descritto nel paragrafo successivo. Le azioni sismiche sono valutate con riferimento agli spettri di risposta in termini di accelerazioni.

4.3 Azione Sismica

La determinazione delle azioni sismiche è stata effettuata sulla base di quanto previsto al punto 3.2 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018. In particolare dette azioni sono valutate a partire dalla cosiddetta pericolosità di base del sito di costruzione, nella fattispecie con riferimento al Comune di Eboli (Sa).

La pericolosità sismica è espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa $\mathbf{a_g}$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, cui viene associato uno spettro di risposta elastico di accelerazioni ad essa corrispondente $\mathbf{S_e(T)}$, con riferimento a due prefissate probabilità di eccedenza $\mathbf{P_{VR}}$, nel periodo di riferimento $\mathbf{V_R}$ pari a **50** anni, stabilito come in precedenza.

Per la verifica di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite da considerare sono quelli riportati e descritti al punto 3.2.1 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018, ovvero:

Stati limite di esercizio (SLE):

- *Stato limite di Operatività* (SLO);
- *Stato limite di Danno* (SLD);

Stati limite ultimo (SLU):

- Stati limite di salvaguardia della Vita **(SLV);**
- Stati limite di Collasso **(SLC)**.

Le probabilità di superamento P_{VR} sono funzione dello stato limite e sono desumibili dalla Tabella seguente che si riporta per convenienza.

Allo stato attuale, *la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento* è fornita dai dati pubblicati sul sito http://esse1.mi.ingv.it/.

Tab. 3.2.I – *Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato*

Stati Limite	P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Probabilità di superamento con riferimento ai diversi Stati Limite

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

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del *reticolo di riferimento* e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla *pericolosità sismica*, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50^{esimo} percentile ed attribuendo a:

a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;

F_o e ***T_c^**** i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione previste dalla norma scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla *pericolosità sismica.*

Le forme spettrali sono altresì funzione degli stati limite e quindi delle probabilità di superamento P_{VR} riportate in Tabella 3.2.I, oltre che della vita di riferimento V_R che per la struttura in esame è pari a 50 anni, come valutata nel paragrafo precedente. La pericolosità sismica è espressa nell'Allegato B del D.M. Infrastrutture 17/01/2018 in funzione del periodo di ritorno T_R dell'azione sismica, espresso in anni. Detto periodo di ritorno si può ricavare dalla seguente relazione, in funzione della vita di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{VR} riportata per ciascuno stato limite:

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{V_R}) = -C_U V_N / \ln(1-P_{V_R}) \qquad [3.2.0]$$

Tipo di costruzione: 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn: Default (50)

Classe d'uso: II

Località: Salerno, Eboli, Pezza Grande
Latitudine ED50 40,5984° (40° 35' 54")
Longitudine ED50 15,0318° (15° 1' 54")
Altitudine s.l.m. 52,25 m

Dettagli...

Vr: Default (50)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	30	Default (0,0375)	Default (2,444)	Default (0,28)
SLD	Default (63)	50	Default (0,0471)	Default (2,435)	Default (0,33)
SLV	Default (10)	475	Default (0,1109)	Default (2,574)	Default (0,453)
SLC	Default (5)	975	Default (0,1402)	Default (2,632)	Default (0,479)

Valori di V_R, P_{VR} e T_R per la determinazione dell'azione sismica

La pericolosità sismica su reticolo di riferimento è riportata nell'Allegato B delle NTC. Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contemplasse il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (***a_g***, ***F_o*** e ***T_c^****) corrispondente ai T_R in Tabella 1 può essere ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente relazione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (nella fattispecie ***a_g***, ***F_o*** e ***T_c^****) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato. I valori T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p.

I valori dei parametri ***a_g***, ***F_o*** e ***T^**** relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo

di riferimento sono forniti nell'Allegato B.

Si ha quindi che nel caso in esame i valori dei parametri p (a_g, F_o, T^*_c) possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento in cui ricade il punto corrispondente al sito di costruzione considerato. Si utilizzano come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro nodi dei vertici, attraverso la relazione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^{4} \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^{4} \frac{1}{d_i}}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame (ovvero ag, Fo, Tc*); pi è il valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame e di è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

4.4 Categoria di sottosuolo e caratterizzazione geotecnica

La categoria di sottosuolo del sito di costruzione può essere classificata sulla base del valore della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità. Essa, a seguito di quanto rilevato nella relazione per la valutazione del rischio bellico è assimilabile al sottosuolo tipo **C** (Tabella 3.2.II del D.M. Infrastrutture 17/01/2018) ovvero:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Depositi terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 mt., caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 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).
La categoria topografica del sito di costruzione è assimilabile a quella denominata T1 (Superficie

pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°) della Tabella 3.2.IV del D.M. LL.PP. 17/01/2018 e quindi utilizzando i valori in Tabella 3.2.VI si ha che il coefficiente di amplificazione topografica S_T è pari a:

$$S_T = 1.0$$

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica* S_T

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 di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

L'area oggetto degli interventi è situata sul complesso dei sedimenti alluvionali rappresentato nella carta geologica come BPa. Si tratta di una formazione fluvio lacustre, talvolta marina, costituita da alternanze lenticolari di ghiaie, sabbie spesso con materiale vulcanico ed argille terrose e torbose. Per la valutazione della litostratigrafia dell'area oggetto di intervento è stato eseguito un sondaggio geognostico ubicato all'interno dell'area di intervento. Dall'esame della stratigrafia è possibile pervenire ad una modellizzazione geologica dell'area oggetto del presente studio in un ambito più ampio rispetto alla stessa.
Tale ambito è costituito, come già detto, da depositi alluvionali eterogenei prevalentemente sabbiosi o sabbioso-limosi, a tratti limoso sabbiosi o localmente ghiaiosi.
Il sottosuolo dell'area in questione è quindi costituito, al di sotto di uno strato di circa 12.00m di terreno sabbioso limoso passante a limo sabbioso e poi ad argilla ben addensato (N SPT = 39/R colpi), dal livello stratigrafico principale rappresentato da argilla grigia molto consistente con livelli marnosi (N SPT = 38/R colpi), alternata a livelli e sacche di ghiaie minute, sabbie e limi argillosi generalmente mediamente consistenti (N SPT > 50 colpi), dotati generalmente di qualità geomeccaniche discrete.
Alla profondità di 17.40m si rinviene un livello torboso a scarsa consistenza dello spessore di circa 20 cm.
Le proprietà fisico-meccaniche dei terreni presenti all'interno del volume significativo sono di seguito schematizzate e sono state definite attraverso l'esame dei risultati delle prove in sito eseguite e delle prove di laboratorio geotecnico eseguite su campioni di terreno indisturbato (cfr. Relazione Geologica).

A) Unità Geotecnica 1 – *Sabbia limosa*

Questi terreni sono stati rinvenuti per uno spessore massimo di circa 8 metri; si tratta di materiale sabbioso limoso di colore bruno mediamente addensato, con presenza di clasti litoidi minuti.
I parametri geotecnici da attribuire a questo livello possono essere desunti dalle analisi geotecniche eseguite sul campione S1C1:

Peso di volume γ	$= 18.0\ KN/m^3$
Angolo d'attrito Φ	$= 24°$
Coesione	$= 26\ KPa$

B) Unità Geotecnica 2 – *Argilla marnosa bruna*

Lo strato è presente fino alla profondità di 12.00mt.
Le caratteristiche geotecniche di questo livello sono desumibili dalle analisi geotecniche eseguite sul campione S1C2:

Peso di volume γ	$= 19.0\ KN/m^3$
Angolo d'attrito Φ	$= 25°$
Coesione	$= 21\ KPa$

C) Unità Geotecnica 3 – *Argilla marnosa grigio azzurra*

Lo strato è presente fino alla profondità massima di indagine.
Le caratteristiche geotecniche di questo livello sono desumibili dalle analisi geotecniche eseguite sul campione S1C3:

Peso di volume γ	$= 19.5\ KN/m^3$
Angolo d'attrito Φ	$= 23°$
Coesione	$= 11\ KPa$

TABELLA RIEPILOGATIVA RISULTATI PROVE DI LABORATORIO

	camp.	**S1C1**	**S1C2**	**S1C3**
	prof. (m)	5,0-5,5	11,0-11,5	13,2-13,7
		Ind.	Ind.	Ind.
Caratteristiche fisiche generali				
Peso specifico dei grani:	kN/m³	26,24	26,10	26,41
Peso di volume:	kN/m³	18,09	19,22	19,45
Contenuto naturale in acqua:	%	35,66	26,20	28,19
Peso di volume secco:	kN/m³	13,34	15,23	15,17
Indice dei vuoti:		0,97	0,71	0,74
Porosità:	%	49,17	41,67	42,56
Grado di saturazione:	%	98,63	97,62	102,47
Granulometria				
Ghiaia :	%	7,11	4,4	0,1
Sabbia :	%	10,93	33,7	1,7
Limo :	%	59,19	32,6	39,1
Argilla :	%	22,77	29,4	59,1
Limiti di Atterberg				
Limite Liquido :	%	48,89	47,9	69,0
Limite Plastico :	%	25,11	22,0	35,2
Limite di Ritiro :	%	***	***	***
Indice Liquido:		n.d.	n.d.	***

Indice Plastico :	%	23,78	25,8	33,8
Indice di Consistenza:		0,56	0,8	1,2
Prova di taglio diretto				
Coesione c' :	kPa	26,0	21,0	11,4
Angolo d'attrito interno ϕ' :	(°)	24,0	25,0	23,4
Prova edometrica				
s				
(KPa)				
12,5	Mpa			
25	Mpa	4,0	3,4	1,8
50	Mpa	5,2	3,8	2,7
100	Mpa	5,4	4,2	3,0
200	Mpa	6,7	6,0	4,5
400	Mpa	8,6	6,7	7,4
800	Mpa	12,0	12,1	11,4
1600	Mpa	20,8	19,7	20,2
3200	Mpa	34,9	35,3	37,8

Modulo edometrico

Valutazione della costante di Winkler:

Coefficiente di Sicurezza 3,00
Forma impronta fondazione QUADRATA
Lato B fondazione 150 cm
Affondamento piano di posa Df 50 cm
Angolo Ø attrito terreno 24,0 °
Coesione terreno 0,260 daN/cm²
Peso di volume g terreno 1800 daN/m³

RISULTATI DEL CALCOLO

Formula di TERZAGHI:
Qult = c Nc Sc + g Df Nq + 0,5 g B Ng Sg
Pressione Ammissibile (Q_u/Coef.Sic.) 3,28 daN/cm²
Nc (Coeff. portata) 23,36
Sc (Coeff. forma) 1,30
Nq (Coeff. portata) 11,40
Ng (Coeff. portata) 8,58
Sg (Coeff. forma) 0,80
Stima Coeff. di Winkler (Bowles):
Kwink = C (Nc Sc + q Nq + 0,5 g B Ng Sg) [C=0,4]
Kwink 3,94 daN/cm³

Formula di MEYERHOF:
Qult = c Nc Sc Dc + g Df Nq Sq Dq + 0,5 g B Ng Sg Dg
Pressione Ammissibile (Q_u/Coef.Sic.) 3,43 daN/cm²
Nc (Coeff. portata) 19,32
Sc (Coeff. forma) 1,47
Dc (Coeff. prof.) 1,10
Nq (Coeff. portata) 9,60
Sq (Coeff. forma) 1,24
Dq (Coeff. prof.) 1,05
Ng (Coeff. portata) 5,72
Sg (Coeff. forma)1,24
Dg (Coeff. prof.)1,05
Stima Coeff. di Winkler (Bowles):
Kwink = C (Nc Sc + q Nq Sq + 0,5 g B Ng Sg) [C=0,4]
Kwink 4,12 daN/cm³

Formula di HANSEN:
Qult = c Nc Sc Dc + g Df Nq Sq Dq + 0,5 g B Ng Sg Dg
Pressione Ammissibile (Q_u/Coef.Sic.) 3,46 daN/cm²
Nc (Coeff. portata) 19,32
Sc (Coeff. forma) 1,50
Dc (Coeff. prof.) 1,13
Nq (Coeff. portata) 9,60

Sq (Coeff. forma) 1,45
Dq (Coeff. prof.) 1,10
Ng (Coeff. portata) 5,75
Sg (Coeff. forma) 0,60
Dg (Coeff. prof.) 1,00
Stima Coeff. di Winkler (Bowles):
Kwink = C (Nc Sc + q Nq Sq + 0,5 g B Ng Sg) [C=0,4]
Kwink 4,15 daN/cm³

Formula EUROCODICE 7:
Qult = c Nc Sc + g Nq Sq + 0,5 g B Ng Sg
Pressione Ammissibile (Q_u/Coef.Sic.): 3,08 daN/cm²
Nc (Coeff. portata) 19,32
Sc (Coeff. forma) 1,45
Nq (Coeff. portata) 9,60
Sq (Coeff. forma) 1,41
Ng (Coeff. portata) 7,66
Sg (Coeff. forma) 0,70
Stima Coeff. di Winkler (Bowles):
Kwink = C (Nc Sc + q Nq Sq + 0,5 g B Ng Sg) [C=0,4]
Kwink 3,70 daN/cm³

A vantaggio di sicurezza, si è considerato per il calcolo, l'area d'impronta di un plinto quadrato 150x150 cm ed una costante da utilizzare per la modellazione FEM pari a 3,00 kg/cmc.

4.5 Valutazioni dei parametri simici

L'azione sismica per il sito in esame è espressa in termini di spettro di risposta in accelerazione. Tenuto conto della tipologia della costruzione in oggetto si utilizza il solo spettro di accelerazioni relativo alle componenti orizzontali, in accordo di quanto prescritto al punto 7.2.1. del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018.

4.5.1 Spettri di Risposta Elastico in Accelerazioni della Componente Orizzontale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

L'espressione dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$ in accelerazione delle componenti orizzontali è data da:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_O}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

in cui S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \times S_T$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.
Nel caso in esame $S_T = 1.0$ (vedi Tabella 3.2.VI) come stabilito in precedenza, mentre S_S si ricava per la categoria di sottosuolo tipo C, dall'espressione riportata in Tabella 3.2.V:

$$1.00 \le 1.70 - 0.60 \cdot F_O \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.50$$

Nell'espressione dello spettro di risposta η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \ge 0.55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione. Nel caso in esame si assume che $\xi = 5\%$ e quindi $\eta = 1.00$.
Per la definizione dello spettro di risposta occorre altresì definire:
T_c ovvero il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, espresso da (vedi Tabella 3.2.VI):

$$C_C = 1.05 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.33}$$

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, che può calcolarsi come:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante:

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

I valori dei parametri necessari per la definizione degli spettri di risposta elastica in accelerazione delle componenti orizzontali, per i diversi stati limite SLV e SLD sono nel seguito riportati.

Tipo di analisi		Lineare dinamica
Rotazione del sisma	deg	0
Quota dello '0' sismico	cm	-40
Considera sisma Z		Solo se Ag >= 0.15 g, conformemente a §3.2.3.1
Smorzamento viscoso (%)	%	Default (5)
Limite spostamenti interpiano SLD		Default (0.005)
Fattore di comportamento per sisma SLD X		Default (1)
Fattore di comportamento per sisma SLD Y		Default (1)
Fattore di comportamento per sisma SLD Z		Default (1)
Fattore di comportamento per sisma SLV X		Default (1)
Fattore di comportamento per sisma SLV Y		Default (1)
Fattore di comportamento per sisma SLV Z		Default (1)
Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo		SLV

Categoria del suolo		C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati
SLO		
Ss orizzontale SLO		Default (1.5)
Tb orizzontale SLO	s	Default (0.149)
Tc orizzontale SLO	s	Default (0.447)
Td orizzontale SLO	s	Default (1.75)
SLD		
Ss orizzontale SLD		Default (1.5)
Tb orizzontale SLD	s	Default (0.167)
Tc orizzontale SLD	s	Default (0.5)
Td orizzontale SLD	s	Default (1.788)
SLV		
Ss orizzontale SLV		Default (1.5)
Tb orizzontale SLV	s	Default (0.206)
Tc orizzontale SLV	s	Default (0.618)
Td orizzontale SLV	s	Default (2.044)
SLC		
Ss orizzontale SLC		Default (1.4785)
Tb orizzontale SLC	s	Default (0.214)
Tc orizzontale SLC	s	Default (0.641)
Td orizzontale SLC	s	Default (2.161)
Verticale		
Ss verticale		Default (1)
Tb verticale	s	Default (0.05)
Tc verticale	s	Default (0.15)
Td verticale	s	Default (1)
Categoria topografica		T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione
St		Default (1)

Tabella - Parametri necessari per la definizione degli spettri per i diversi stati limite

Gli spettri elastici di risposta di accelerazioni delle componenti orizzontali per il sito di costruzione sono stati tenuti in debito conto per gli stati limite previsti dal D.M. Infrastrutture 147/01/2018, in particolare la struttura è stata verificata considerando gli stati limite SLD ed SLV.
I grafici degli spettri di risposta elastica in accelerazione delle componenti orizzontali, per i vari stati limite riportati in Tabella 3.2.I sono riportati di seguito:

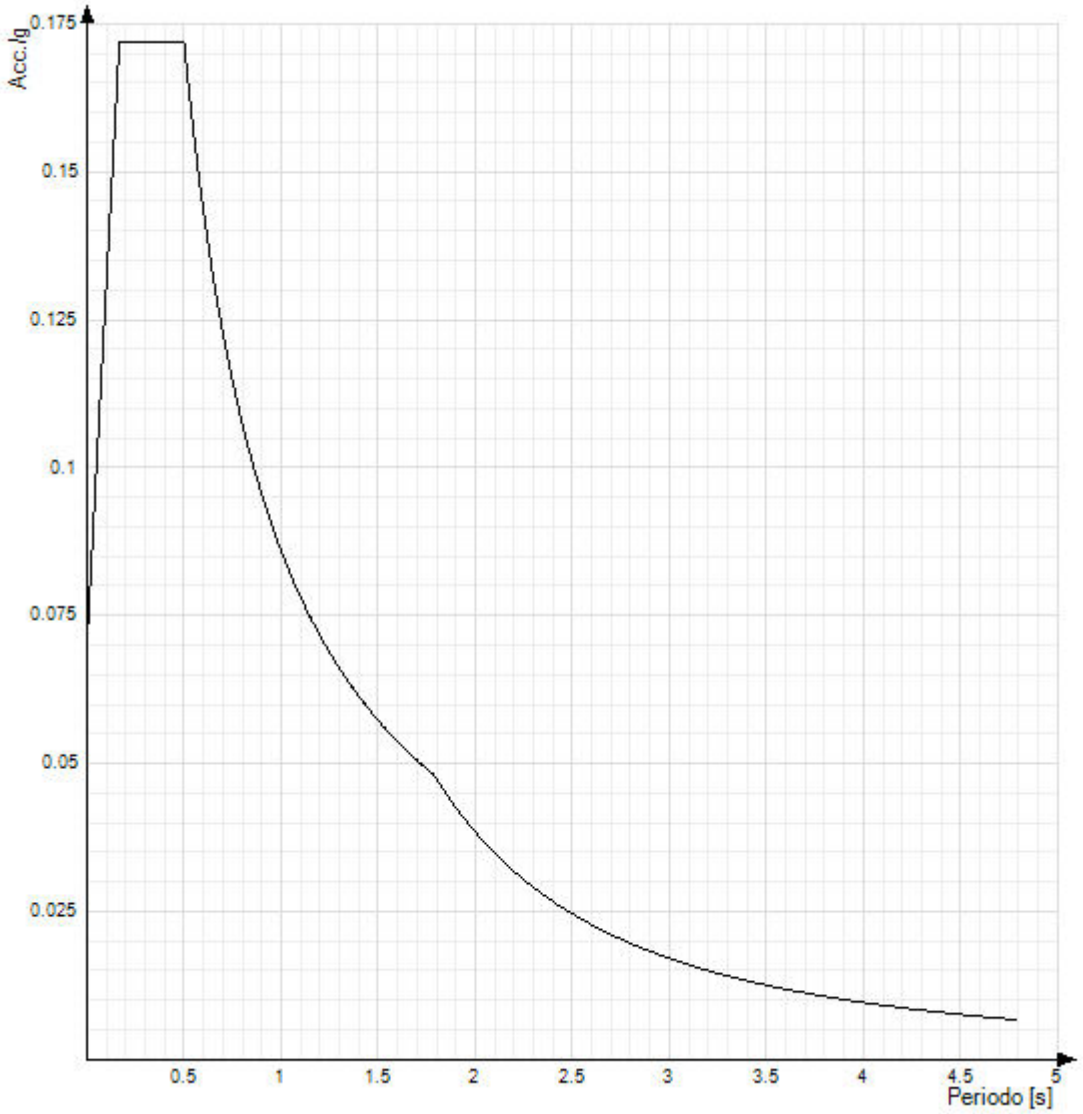


Figura – Spettro di progetto per SLD

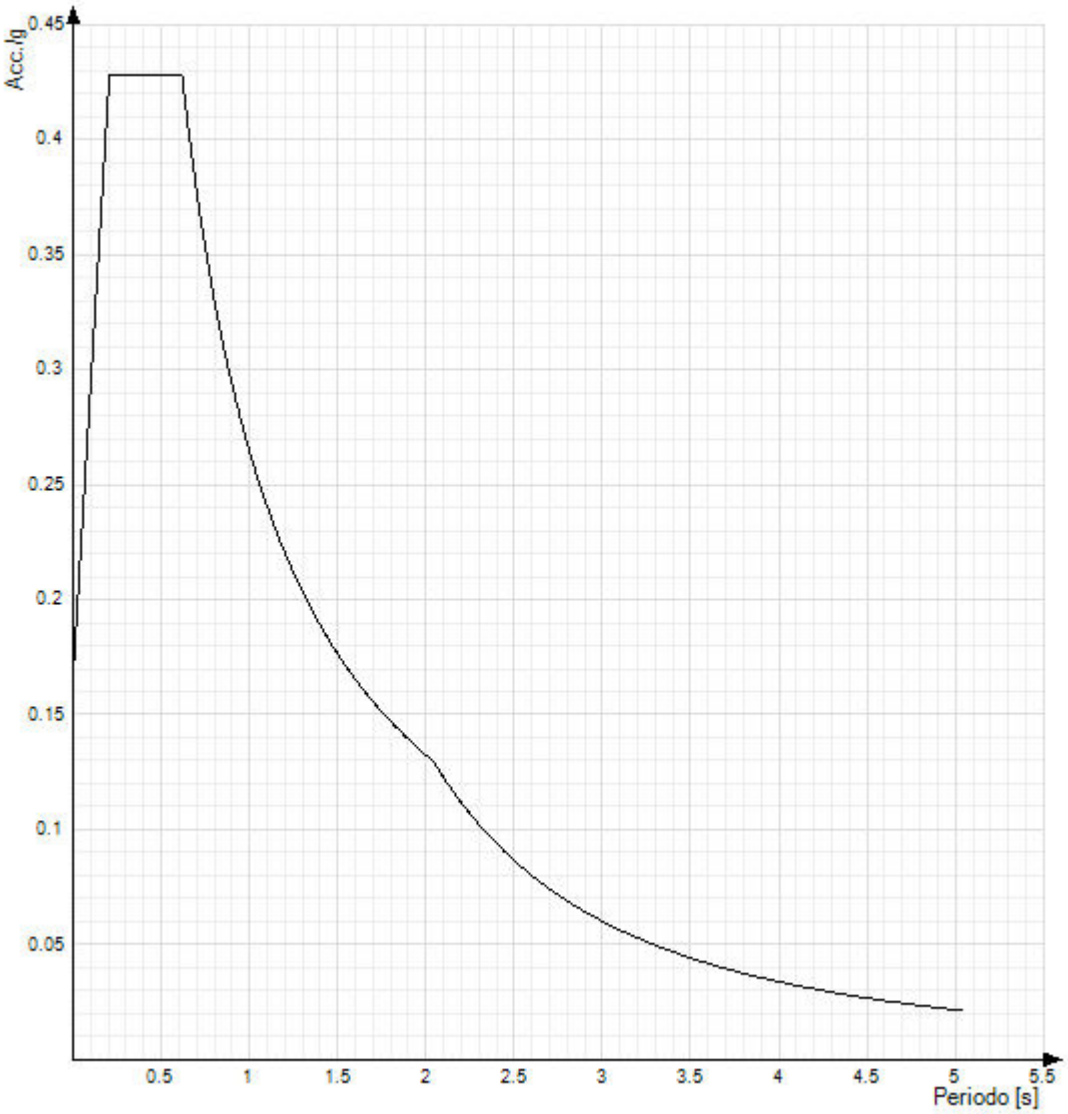


Figura – Spettro di progetto per SLV

In virtù di quanto riportato al punto 7.1 delle NTC, il rispetto dei vari stati limite si considera soddisfatto:

- nei confronti di tutti gli SLE, qualora siano rispettate le verifiche relative agli SLO e SLD;
- nei confronti di tutti gli SLU, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nella Sezione 7 del D.M. succitato e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Nel caso in esame, le verifiche svolte per i vari elementi strutturali che caratterizzano gli edifici in parola comprendono:

allo SLU:

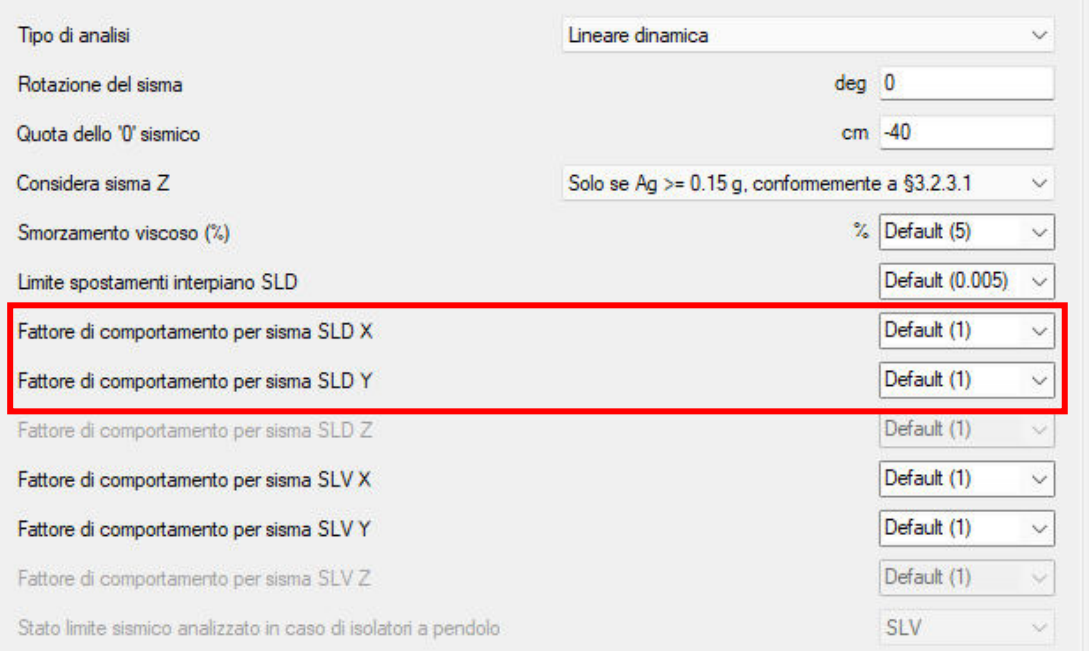
- Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza;
- Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione;

allo SLE:

- Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza;
- Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno e operatività agli elementi non strutturali;

4.6 Classe di duttilità e fattore di comportamento

Per la struttura in oggetto non si necessita di ricorrere a classi di duttilità elevate: pertanto si considerano dettagli tipici della classe di duttilità NON DISSIPATIVA.



4.7 Condizioni, verifiche e combinazioni di calcolo

Ai fini delle verifiche agli stati limite, le azioni elementari, definite nel seguito, e le azioni sismiche, definite in precedenza, vengono combinate secondo quanto previsto al § 2.5.3 delle NTC 2018.

Nello specifico si considerano le seguenti combinazioni delle azioni:

Stati limite ultimi (SLU)

Combinazione fondamentale: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + ...$

Stati limite esercizio (SLE)

Combinazione caratteristica (rara): $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + ...$

Combinazione frequente: $G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + ...$

Combinazione quasi permanente: $G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + ...$

in cui G_i sono i valori caratteristici dei carichi permanenti e Q_{ki} indicano le azioni variabili. In particolare nella combinazione delle azioni che possono agire contemporaneamente, Q_{k1} è l'azione dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, Q_{kj} sono le azioni variabili che si associano a quella dominante. Si definiscono inoltre le combinazioni relative alle altre azioni che interessano la struttura, quali: Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + ...$$

quest'ultima impiegata sia per gli SLU e gli SLE connessi all'azione sismica *E,* definita al precedentemente. Si osserva da subito che nelle combinazioni allo SLE si omettono quelle azioni variabili che forniscono un contributo favorevole nei confronti delle azioni. Infine, si rimarca che il simbolo "+" nelle precedenti relazioni ha il significato di somma algebrica e di combinato.
I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e $\gamma_{Qi,}$ sono riportati nella Tabella 2.6.I delle NTC 2018:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
[(1)]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Tab. 2.6.I NTC 2018

Nella Tabella il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura;

γ_{G2} coefficiente parziale del peso proprio degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Le azioni variabili Q_{kj} sono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j} e ψ_{2j} i cui valori sono riportati in Tabella 2.5.I delle NTC 2018:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.5.I NTC 2018

4.8 Analisi dei Carichi

La seguente analisi dei carichi è stata condotta in accordo a quanto prescritto del D.M. Infrastrutture 17/01/2018 – Capitolo 3 (Azioni sulle costruzioni). Di seguito si riportano i carichi delle relative apparecchiature che caratterizzano i carichi agenti sulle travi a supporto del capannone e sul basamento in c.a.:

- peso proprio delle strutture calcolato in maniera automatica dal solutore nel rispetto dei valori effettivi dei materiali considerati;
- peso permanente pari a 400 kg/mq, per le vasche e la platea in c.a., per simulare i carichi dei macchinari e del materiale per il filtraggio;
- peso permanente delle pannellature di copertura per le tettoie metalliche, considerato a vantaggio di sicurezza pari a:
    - 78 kg/mq peso della lamiera in acciaio 5+5 mm (implementato nel software attraverso una modellazione membranale delle falde);
    - 30 kg/mq materiale coibente costituente il pannello di copertura e dispositivi di ancoraggio;
- carico da vento, come di seguito specificato;
- carico da neve, come di seguito specificato;
- carichi sul muro di contenimento, come di seguito specificato;
- sovraccarico sul muro di contenimento 1000 kg/mq.

4.8.1 Azioni Accidentali

Le azioni accidentali risultano univocamente fissate dalle vigenti NTC 2018, in funzione della destinazione d'uso dei vari livelli; nello specifico nella modellazione prodotta si sono considerati quali carichi agenti quelli superficiali verticali uniformemente distribuiti associati alla Tab. 3.1.II della normativa, di seguito riportata.

Tab. 3.1.II - *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale**			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	**Uffici**			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	**Ambienti ad uso commerciale**			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	**Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale**			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	**Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)**			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	**Coperture**			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti,	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Sovraccarichi – Estratto NTC 2018

L'individuazione delle categorie in questione risulta fondamentale per l'attribuzione dei giusti coefficienti combinatori delle combinazioni di carico per il calcolo delle sollecitazioni.
Nel caso specifico non è stato considerato nessun sovraccarico accidentale.

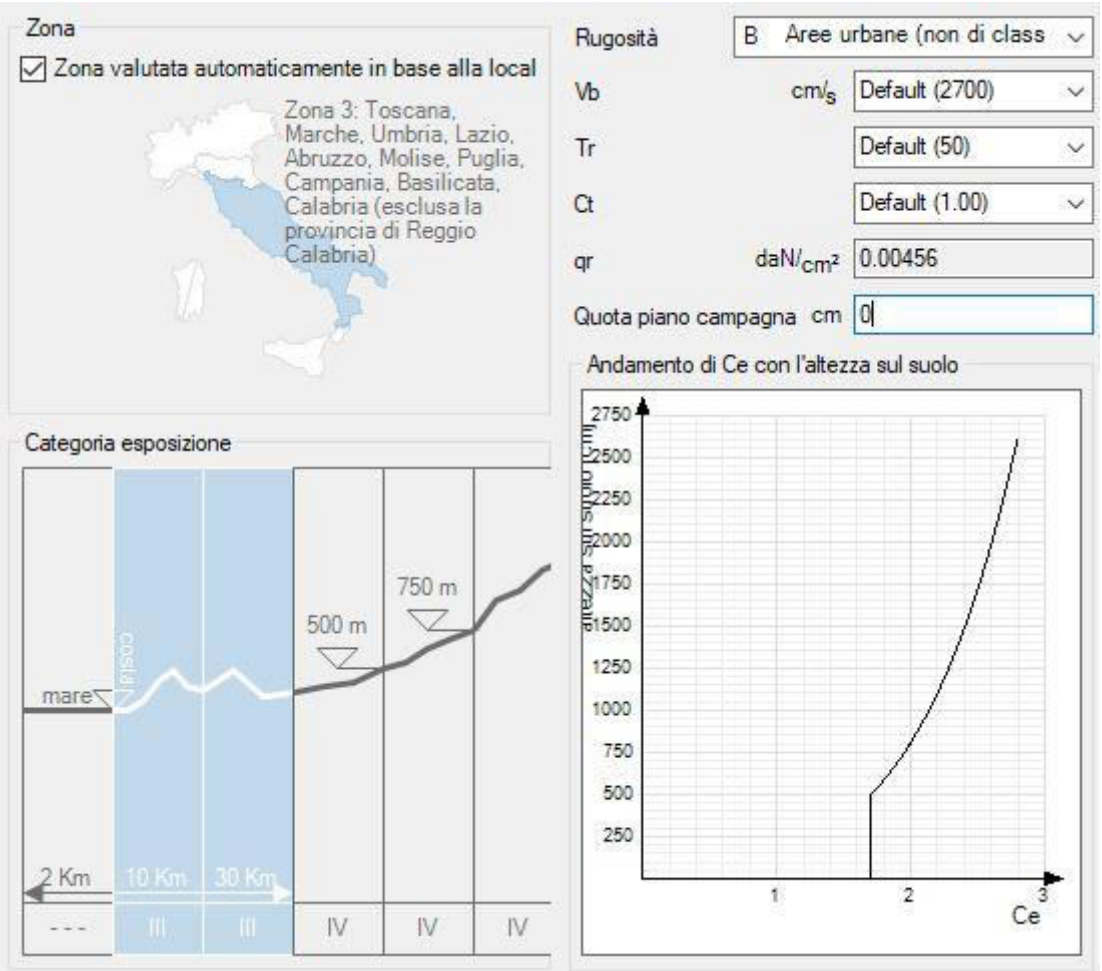
4.8.2 **Azione del Vento**

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici; dette azioni vengono calcolate facendo riferimento all'espressione riportata al paragrafo 3.3.4 del D.M 17/01/2018 così definita:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:
- qr è la pressione cinetica di riferimento;
- ce è il coefficiente di esposizione;
- cpe è il coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico;
- cd è il coefficiente dinamico.

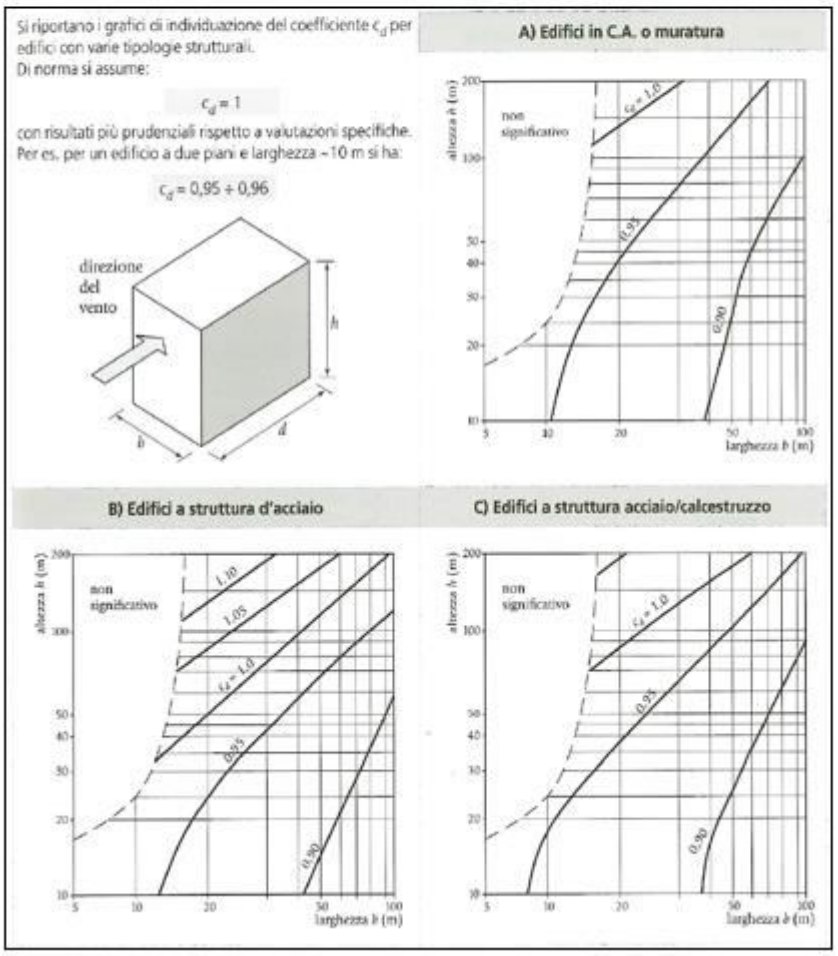
Per la determinazione del carico da vento occorre definire la velocità base di riferimento e la velocità di riferimento, essenziali per il calcolo della pressione cinetica di riferimento e quindi del carico da vento.



Coefficiente dinamico [§3.3.8]

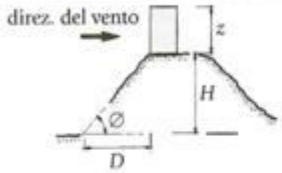
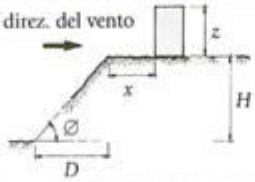
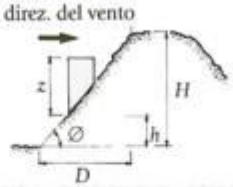
c_d	1.00

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.



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio
		
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0{,}1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \frac{h}{H}$

Coefficiente β				Coefficiente γ			
per:	$\frac{z}{H} \leq 0{,}75$	$0{,}75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per:	$\frac{H}{D} \leq 0{,}10$	$0{,}10 < \frac{H}{D} \leq 0{,}30$	$\frac{H}{D} > 0{,}3$
β	$\beta = 0{,}5$	$\beta = 0{,}8 - 0{,}4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	γ	$\gamma = 0$	$\gamma = 5\left(\frac{H}{D} - 0{,}10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato: Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

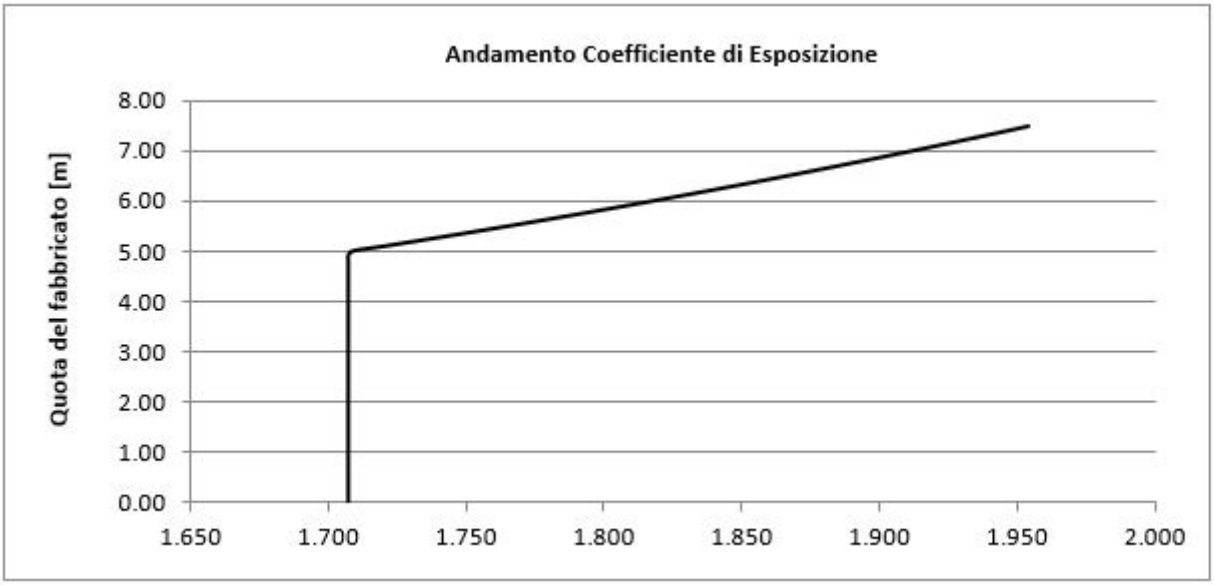
Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

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

k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0.20	0.10	5.00

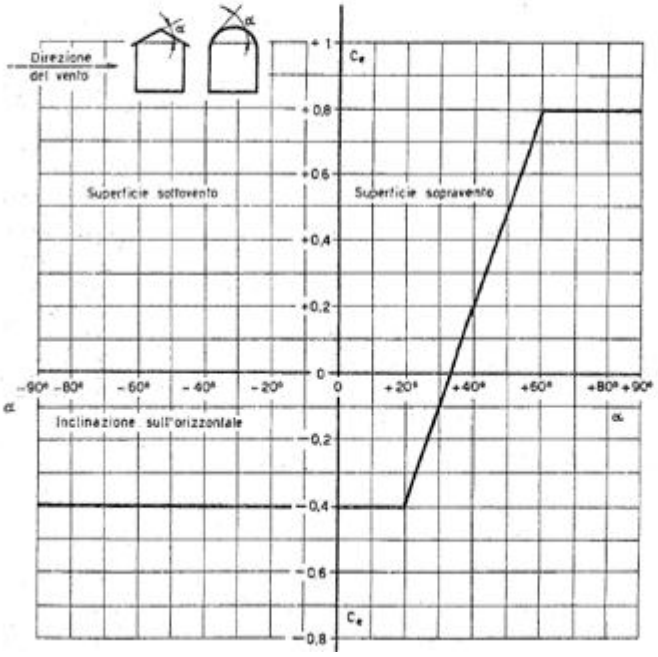
Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1.71**	z < 5.00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1.87**	z = 6.50
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**1.93**	z = 7.50



Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



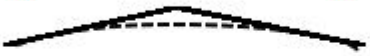
Configurazione più svantaggiosa

Configurazione A

(1) parete sopravento	c_p 0.00
(2) copertura sopravento	c_p 0.80
(3) copertura sottovento	c_p -0.60
(4) parete sottovento	c_p 0.00

→ Direzione del vento→ →

(2) c_{pe} = 0.80 ↘ -0.6 =cpe (3) ↗



Configurazione A

(1) parete sopravento	c_p 0.00
(2) copertura sopravento	c_p -0.80
(3) copertura sottovento	c_p -0.60
(4) parete sottovento	c_p 0.00

→ Direzione del vento→ →

(2) c_{pe} = -0.80 ↖ -0.6 =cpe (3) ↗

Configurazione B

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

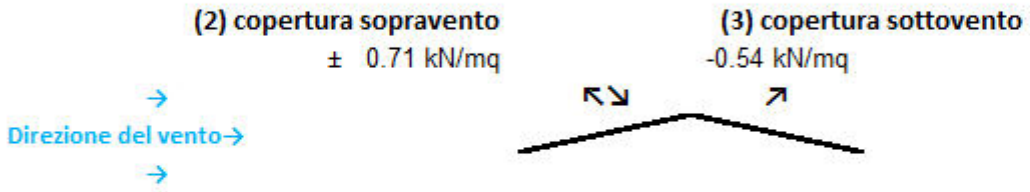
Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$

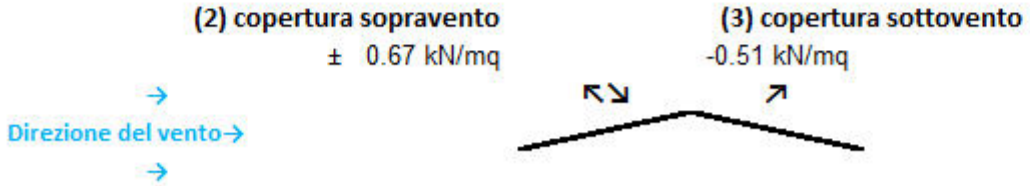
c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0.456	1.00	1.00	1.866	0.00	0.00
(2) cop. sopravent	0.456	1.00	1.00	1.955	0.80	0.71
(3) cop. Sottovent	0.456	1.00	1.00	1.955	-0.60	-0.54
(4) par. sottovent.	0.456	1.00	1.00	1.866	0.00	0.00

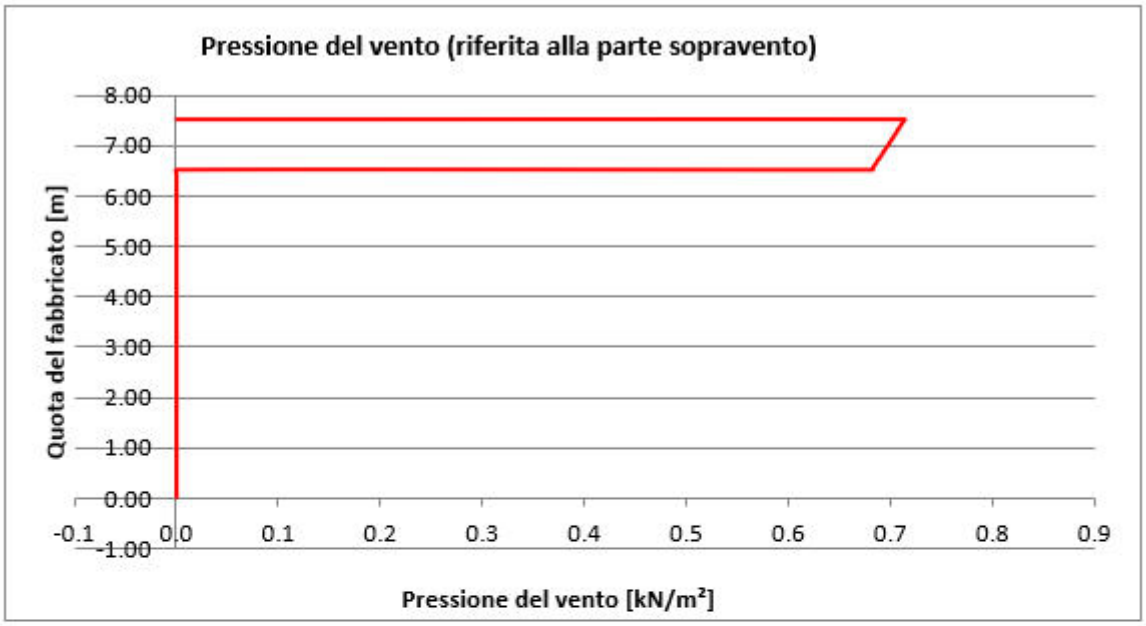


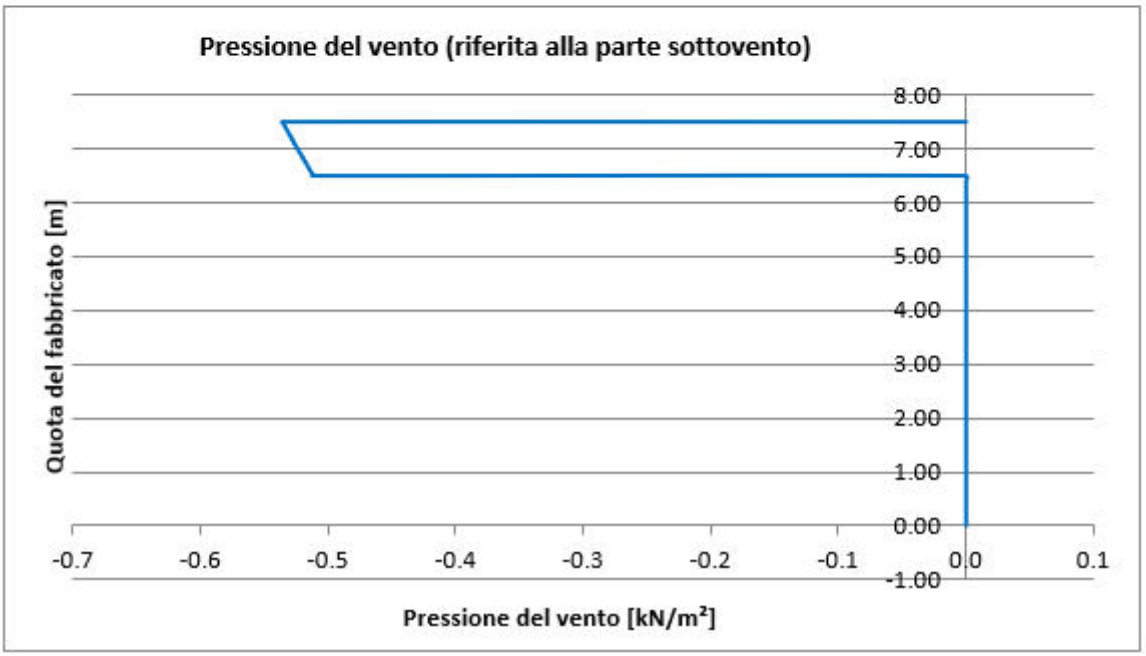
Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



Il simbolo ± indica che bisogna considerare due combinazioni nel modello FEM

Andamento delle pressioni più svataggiose





A vantaggio di sicurezza è stato considerato per l'azione da vento, sulle strutture interessate, in varie combinazioni, un carico pari a 70 kg/mq.

4.8.3 Azione della neve

Le azioni agenti sulle strutture, riconducibili ai carichi da neve, vengono stimate, coerentemente con quanto sviluppato per le altre possibili tipologie di carichi esaminate, in ottemperanza a quanto indicato nelle vigenti NTC al 3.4.1.
Il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

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

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
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. 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.
Va sottolineato che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario (e non è il caso di specie), vanno definiti singolarmente. L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.
Nel caso specifico, il Comune di Napoli.

Per quanto concerne i coefficienti di forma μ_1, essi si riferiscono alle coperture ad una o più falde, e sono da valutare in funzione di α come indicato ai punti che seguono, essendo α, in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

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 nella Tabella 3.4.I delle NTC. Si assumerà C_E = 1 e nello specifico detta assunzione risulta a vantaggio di sicurezza, trattandosi di un'area caratterizzabile topograficamente come battuta dai venti.

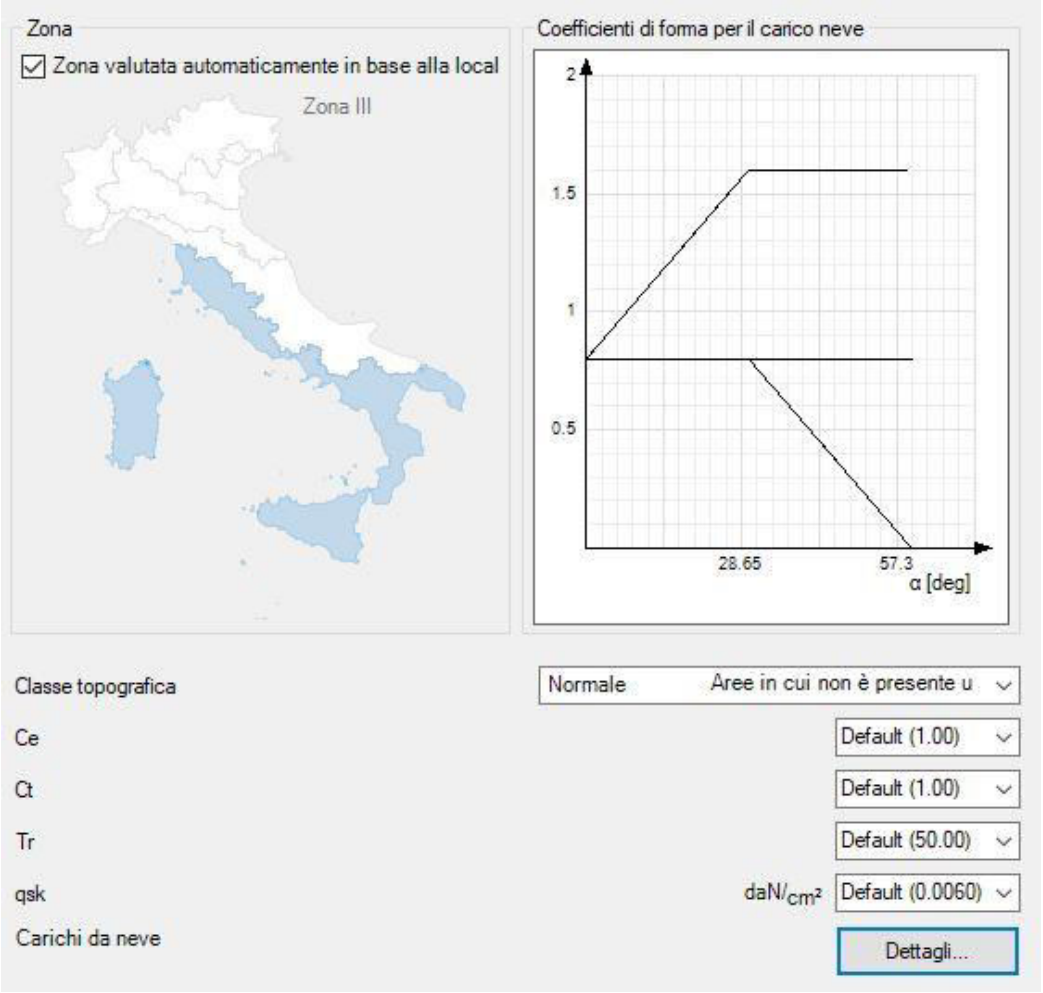
Tabella 3.4.I – *Valori di C_E per diverse classi di topografia*

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

Tab. 3.4.I NTC

Il coefficiente termico C_t 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 $C_t = 1$.
In definitiva, considerato che l'area oggetto di studio ricade nella Zona III, il valore caratteristico del carico neve al suolo q_{sk} è stato assunto, come da espressione 3.3.11 del N.T.C.'18.

Assunti, per quanto sopra argomentato, pari ad 1, il coefficiente di esposizione CE e il coefficiente termico C_t tenuto conto, per la determinazione del coefficiente di forma, che le superfici di copertura risultano tutte inscrivibili nel range $0° < \alpha < 30°$ per il quale $\mu_i = 0.8$ si ottiene il valore del carico neve impiegato nel calcolo:



qsk x μ = 0.48 daN/cmq

4.8.4 Azione delle Temperature

Essendo in presenza di una struttura soggetta ad agenti atmosferici quali vento e neve, già oggetto di calcolo in funzione del sito di interesse è possibile trascurare le azioni della temperatura sulla struttura.

4.8.5 Azioni eccezionali

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti. Quando è necessario tenerne conto esplicito, si considererà la combinazione eccezionale di azioni di cui al §2.5.3. Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali, la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa. Nello specifico trattandosi di una costruzione provvisoria, si ritengono trascurabili gli effetti di dette azioni sulla struttura oggetto di verifica.

4.8.6 Azioni sul muro di contenimento

Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.
Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad 1/3 H di valore

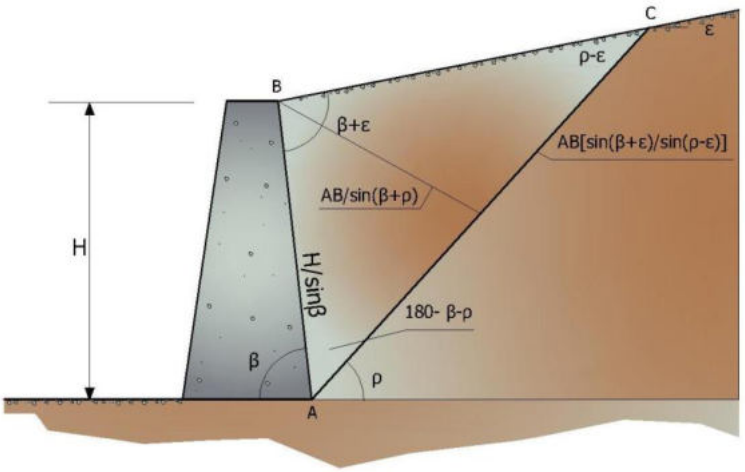
$$S_t = \frac{1}{2}\gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}}\right]^2}$$

Valori limite di K_a:

d < (b-φ-e) secondo Muller-Breslau
g_t= Peso unità di volume del terreno;
b= Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
j= Angolo di resistenza al taglio del terreno;
d= Angolo di attrito terra-muro;
e= Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
H= Altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

Calcolo della spinta attiva con Rankine
Se e = d = 0 e b = 90° (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1-\sin\varphi)}{(1+\sin\varphi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.
In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos\varepsilon \frac{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo e, di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo b, di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan\vartheta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_h}\right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici
Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right); \; k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove
β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove
S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;
ag = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

β_m = 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)
β_m = 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).
Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente βm possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.
Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right); k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.
a_{max}= Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g= Accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

S= coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T.

a_g= accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - PVR)}$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$

a_{gR}= Accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante;
γ_I= Fattore di importanza;
S= Soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E);
$a_g = a_{gR}\gamma_I$ è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h, e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Effetto dovuto alla coesione
La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_C come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

dove
Q = Carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a H/2.

Carico uniforme sul terrapieno
Un carico Q, uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q:

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad H/2, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

Spinta attiva in condizioni sismiche
In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

$$E_d = \frac{1}{2}\gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot KH^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove:

H= Altezza muro;
k_v= Coefficiente sismico verticale;
g= Peso per unità di volume del terreno;
K= Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
E_{ws}= Spinta idrostatica dell'acqua;
E_{wd}= Spinta idrodinamica.
Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica E_{wd} = 0, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo ϑ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\mathrm{tg}\,\vartheta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica
La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali

alla parete che, alla profondità z, sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo g_t con g'_t ($g'_t = g_{saturo} - g_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva
Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}}\right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di d pari a:

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

VESIC - Analisi a breve termine

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \le R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2+\pi)\cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

A' = B'L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u= Coesione non drenata;

q= Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c= Fattore di forma;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_c viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

d_c= Fattore di profondità;

$d_c = 0.4 \cdot K$ con $K = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$ altrimenti $K = \arctan\frac{D}{B}$

i_c= Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H;

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f= Area efficace della fondazione;

c_a= Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

VESIC - Analisi a lungo termine

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cdot \cot\varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1)\cdot \tan\varphi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\cdot \tan\varphi'$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ per forma rettangolare

$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$ per forma rettangolare, quadrata o circolare

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan\varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi \cdot (1 - \sin\varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

HANSEN - Analisi a breve termine

$$\frac{R}{A'} \le (2 + \pi) \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

A' = B' L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u= Coesione non drenata;

q= Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c= Fattore di forma, s_c = 0 per fondazioni nastriformi;

d_c= Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$

i_c= Fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f= Area efficace della fondazione;

c_a= Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

HANSEN- Analisi a lungo termine

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \le c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)$$
$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot\varphi'$$
$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan\varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \cdot \tan\varphi'$$ per forma rettangolare

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$$ per forma rettangolare

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1$$ per fondazione nastriforme

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

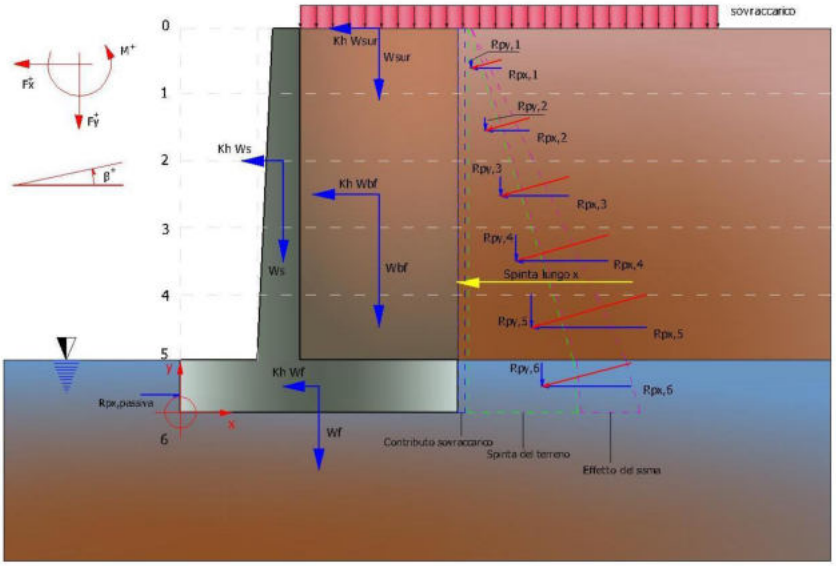
$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^5$$
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot\varphi'}\right)^5$$
$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$
$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi) \cdot K$$
$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \le 1 \text{ altrimenti } K = \arctan\frac{D}{B}$$
$$d_\gamma = 1$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

Calcolo delle spinte per le verifiche globali
Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n-tratti.

Convenzione segni

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

5.0 RISULTATI DELLE ANALISI

L'analisi modale associata allo spettro di progetto (analisi lineare dinamica) è stata effettuata considerando la totalità dei modi di vibrare del modello; dunque il punto al paragrafo 7.3.3.1 delle NTC, in cui vi sono delle prescrizioni relative alla massa partecipante, è automaticamente soddisfatto. Si riportano di seguito alcuni dei modi di vibrazione più significativi con i relativi periodi (T) e la percentuale di massa partecipante (o massa efficace) associata in direzione X e Y calcolati con il baricentro delle masse spostato tenendo conto dell'eccentricità accidentale come richiesto dalle NTC.
Si riportano negli specifici tabulati di calcolo i risultati dell'analisi modale, e successivamente le deformate relative ai modi di vibrare più significativi.
La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti, è stata effettuata attraverso una combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \left(\Sigma_i \Sigma_j \rho_{ij} E_i E_j\right)^{1/2}$$

dove:

- *E* è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;
- *Ei* è il valore della medesima componente dovuta al modo *i*;
- *Ej* è il valore della medesima componente dovuta al modo *j*;
- *ρij(ξ)* è il coefficiente di correlazione tra il modo *i* e il modo *j*;
- *ξ* è il *coefficiente di smorzamento viscoso equivalente* (posto pari a 0,05).

Per quanto concerne la combinazione delle componenti dell'azione sismica, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente (*sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.*) sono combinati *sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione* [7.3.5 – NTC]. Così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto vi sono 8 coppie di azioni ortogonali (in particolare + e – azione massima nella direzione *X* combinata con + e – il 30% dell'azione massima nella direzione *Y*; inoltre + e – azione massima nella direzione *Y* combinata con + e – il 30% dell'azione massima nella direzione *X,* per un totale di 8 casi), da moltiplicare per le 4 possibili posizioni del centro delle masse, portando in questo modo in debito conto del 5% di eccentricità accidentale.
Tenendo conto della simmetria delle combinazioni di cui sopra, nel caso specifico sono state considerate 16 combinazioni, i cui risultati sono riportati nel tabulato di calcolo allegato.
A ciascuna combinazione vanno poi sommati i valori degli effetti dovuti ai carichi verticali valutati nella combinazione sismica [3.2.4 – NTC]. Naturalmente la semplice sovrapposizione degli effetti è consentita dalla linearità del modello adottato. Le verifiche allo *stato limite ultimo* (SLV) e *stato limite di esercizio* (SLD) devono pertanto essere effettuate considerando diverse combinazioni del tipo:

$$F_d = G_1 + G_2 + E + \psi_2 \cdot Q_k$$

essendo:

- E, l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- *G,* il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- *Q,* il valore caratteristico delle azioni accidentali;
- ψ_2, il coefficiente di combinazione [Tabella 2.5.I – NTC];

e assumendo ψ_2= 0,30 per la categoria di *ambienti ad uso residenziale* e ψ_2= 0,60 per la categoria di *ambienti suscettibili di affollamento* (scale comuni e balconi).
Per le costruzioni civili ed industriali, le non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui a tutti i piani risulti soddisfatta la relazione [7.3.1 – NTC]:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0{,}10$$

dove:

- *θ* è il coefficiente di sensibilità agli spostamenti di interpiano;
- *Ptot* è il carico gravitazionale complessivo al piano considerato ed al di sopra di esso nella condizione di progetto sismico;
- *dr* è lo spostamento di interpiano di progetto, valutato come differenza degli spostamenti laterali medi in sommità ed alla base del piano in esame e calcolato in accordo con il paragrafo [7.3.3.3 – NTC];
- *h* è l'altezza di interpiano.

Per le strutture in parola tale fattore risulta inferiore a 0.1.
Dall'analisi, si evidenzia come le verifiche relative allo SLD e allo SLV soddisfano la limitazione di normativa e sono riportate negli allegati tabulati di calcolo riportati dal software.

Si riportano di seguito le rappresentazioni dei risultati, posti in maniera grafica, dei modelli utilizzati a base di calcolo:

- dello schema di calcolo;
- dei carichi applicati al modello;
- dei diagrammi di inviluppo per alcune combinazioni di carico considerate;
- delle configurazioni deformate del modello;

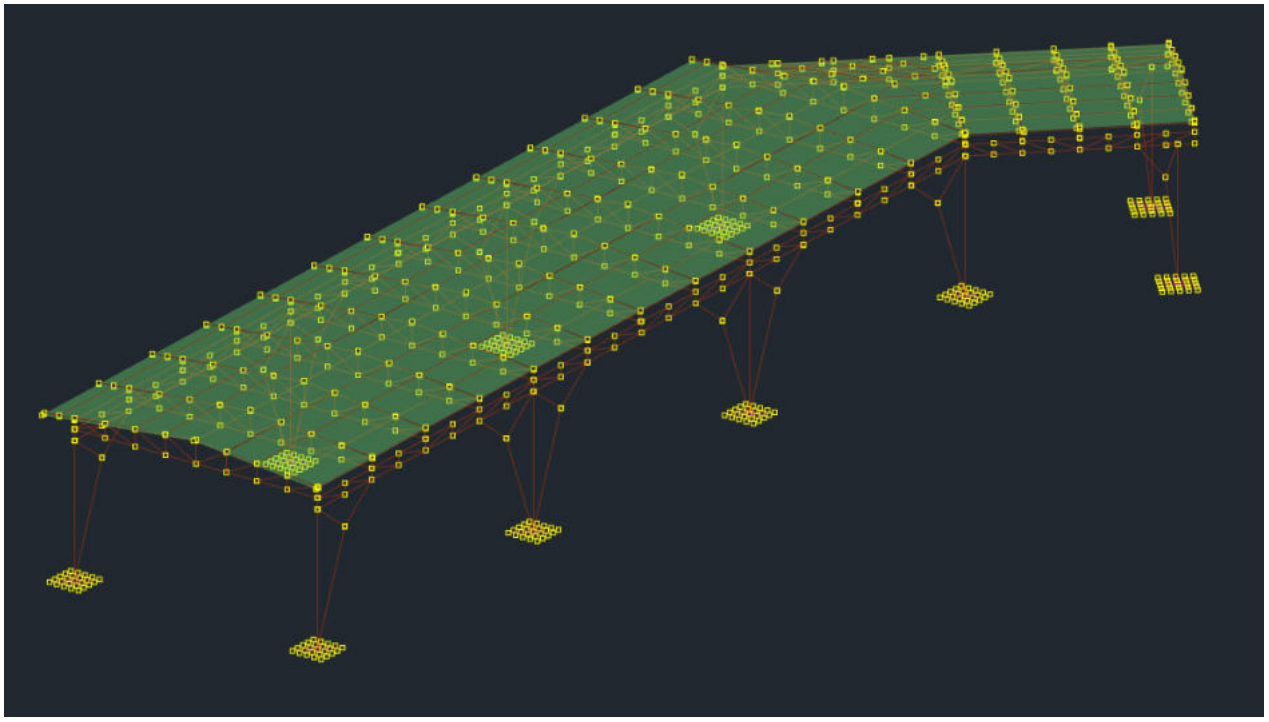


Figura – *Modello di calcolo ampliamento tettoia esistente*

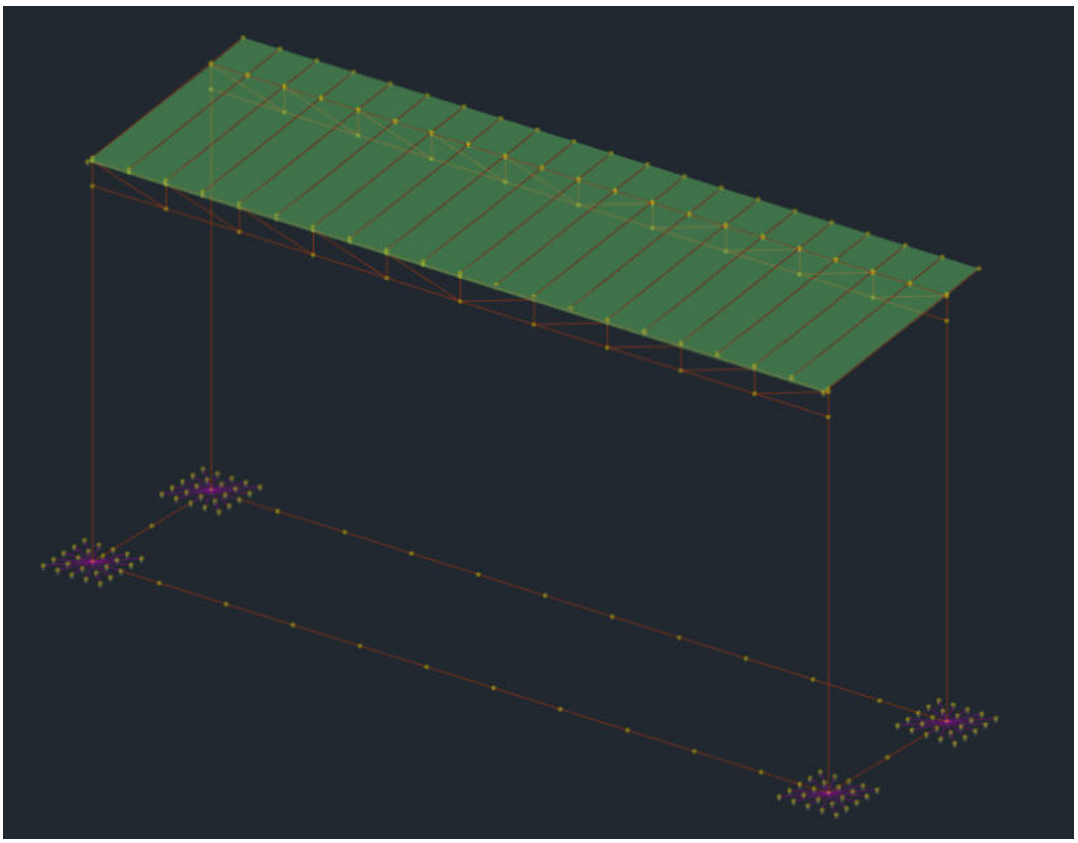


Figura – *Modello di calcolo nuova tettoia*

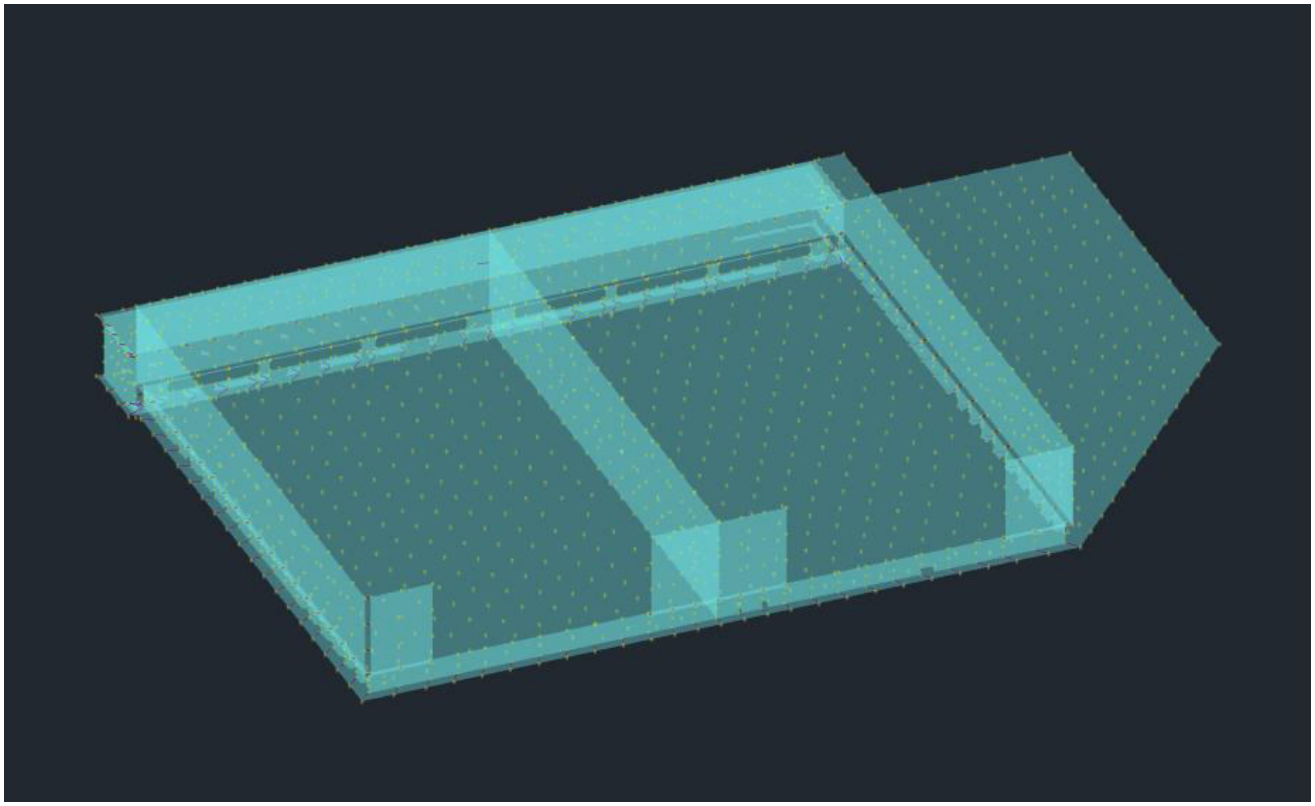


Figura – *Modello di calcolo vasche e basamento in c.a.*

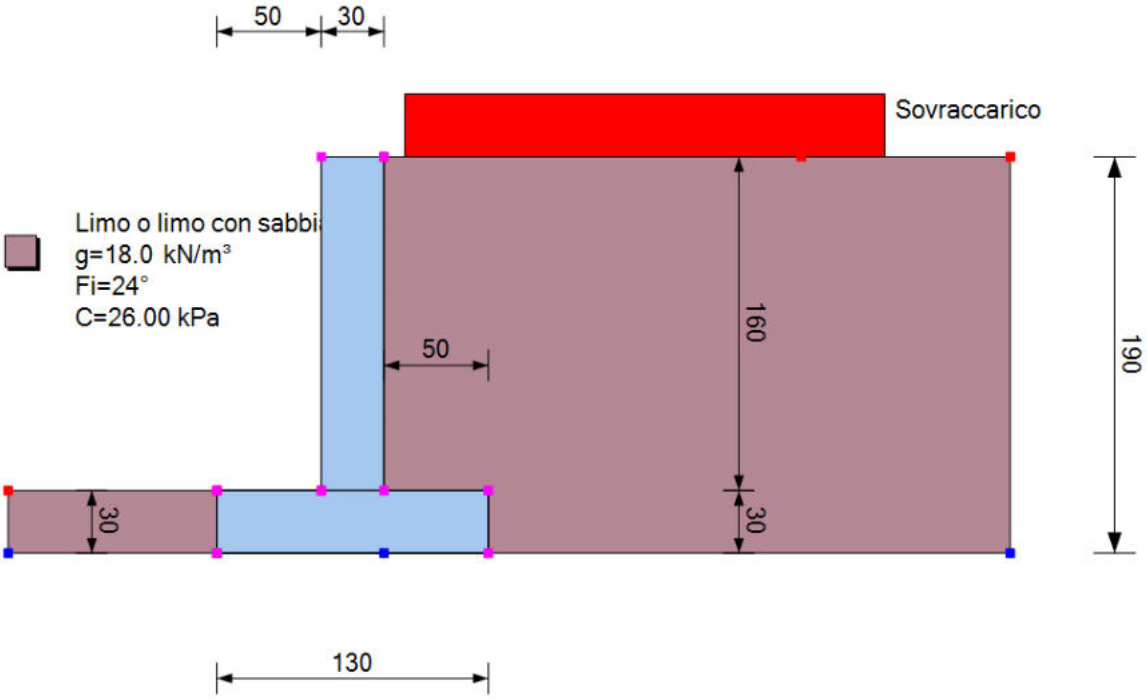


Figura – *Modello di calcolo muretto di contenimento in c.a.*

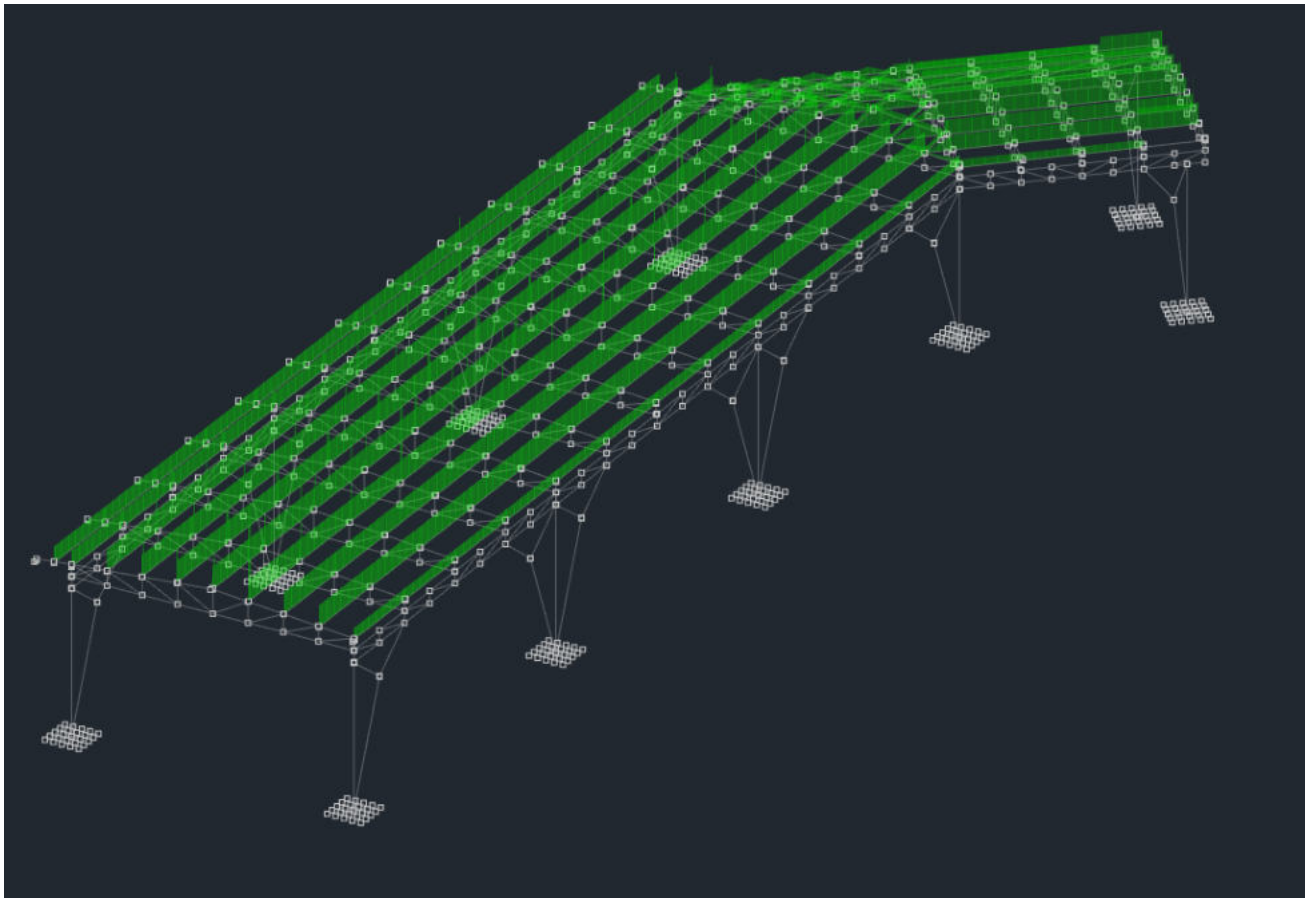


Figura – *Carichi permanenti portati applicati al modello*

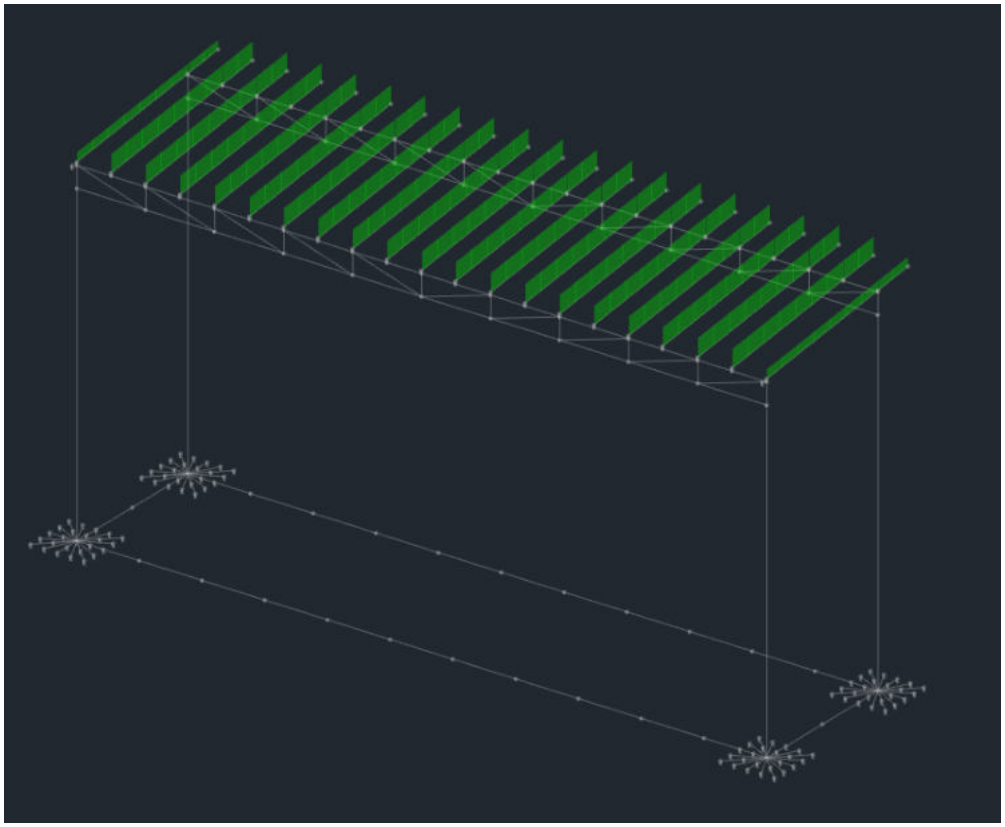


Figura – *Carichi permanenti portati applicati al modello della nuova tettoia*

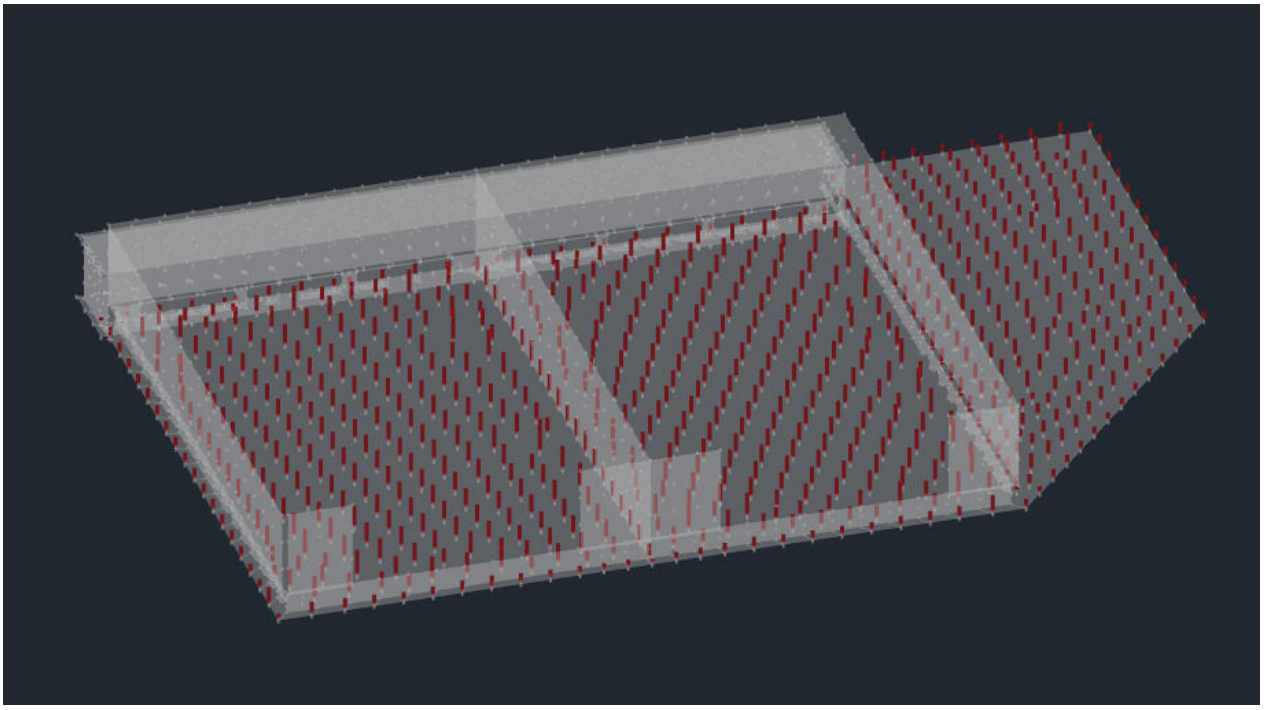


Figura – *Carichi permanenti applicati alle vasche ed al basamento*

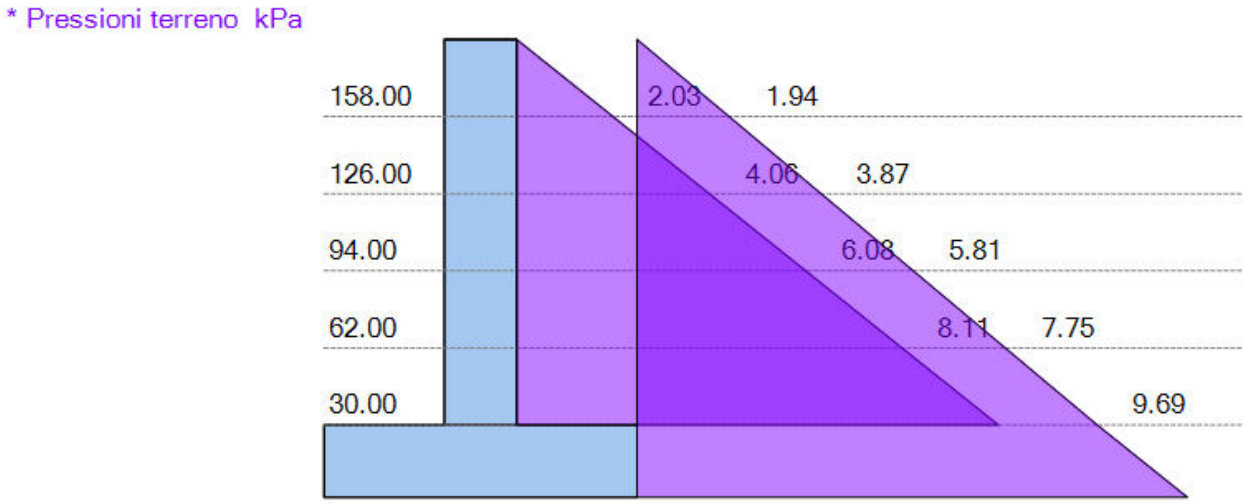


Figura – *Carichi del terreno applicati al muretto di contenimento in c.a.*

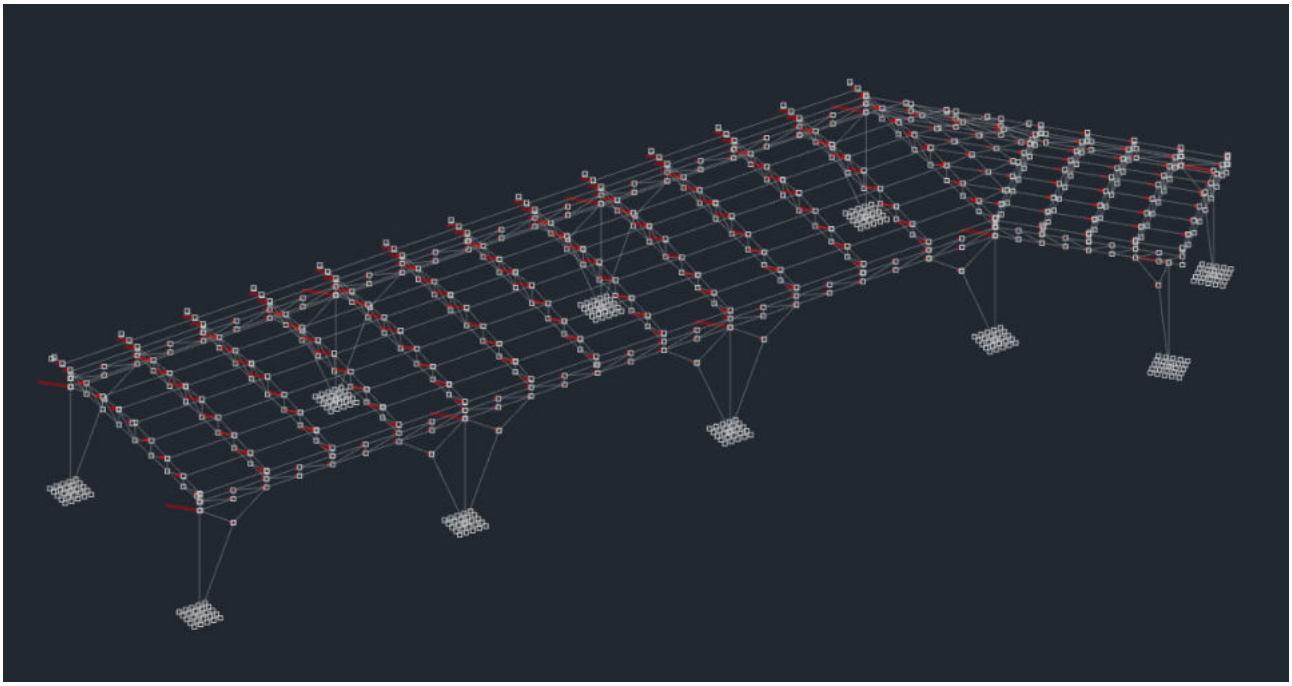


Figura – *Condizione Sisma X SLV*

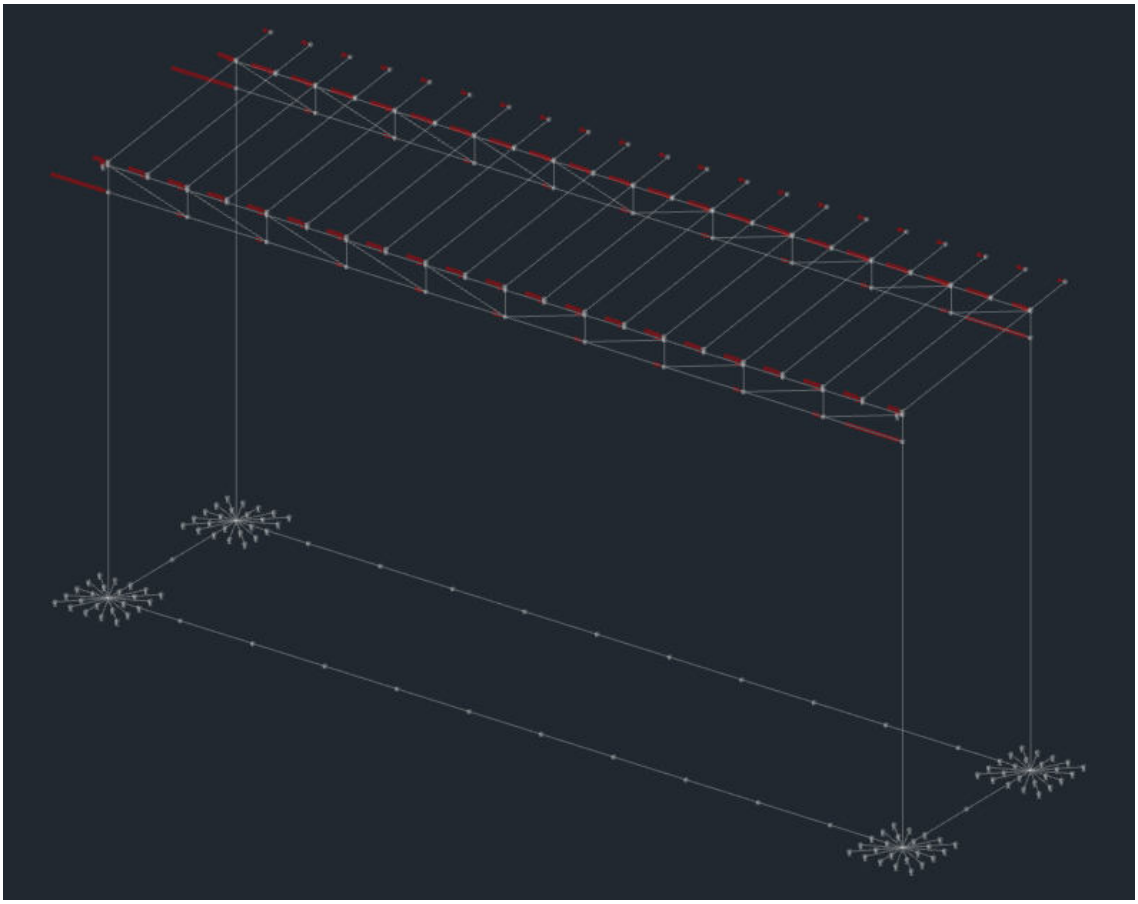


Figura – *Condizione Sisma X SLV nuova tettoia*

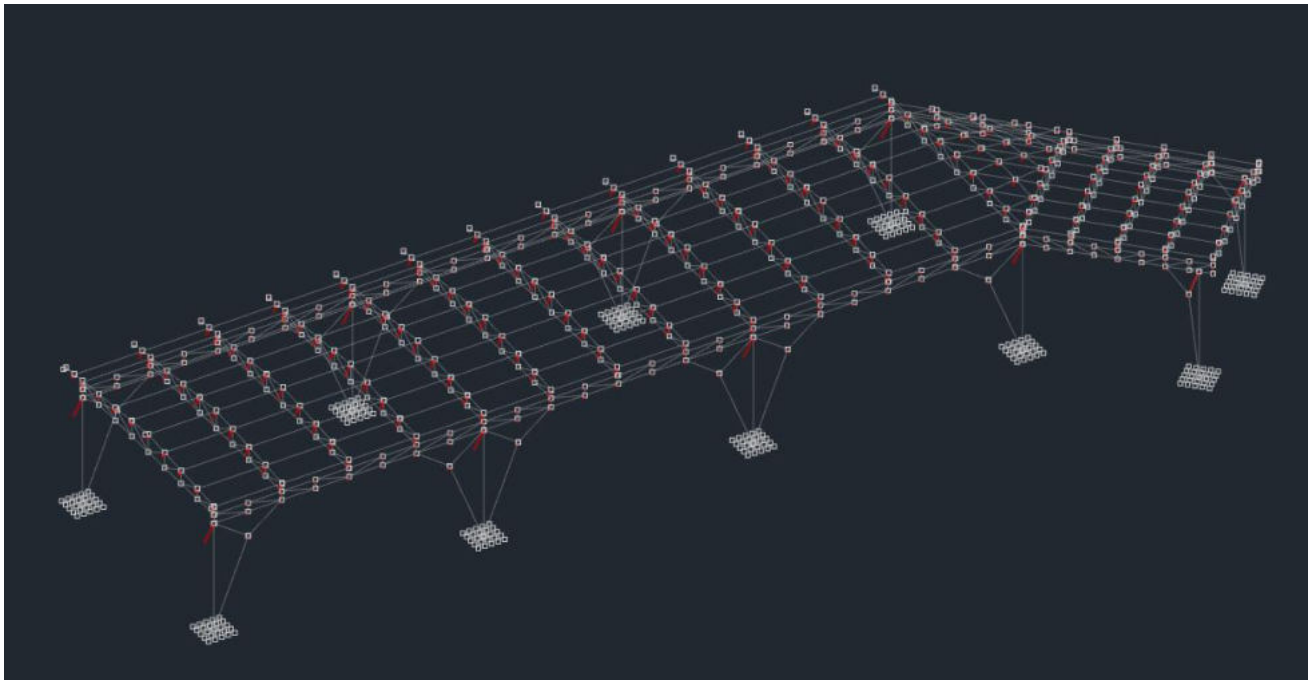


Figura – *Condizione Sisma Y SLV*

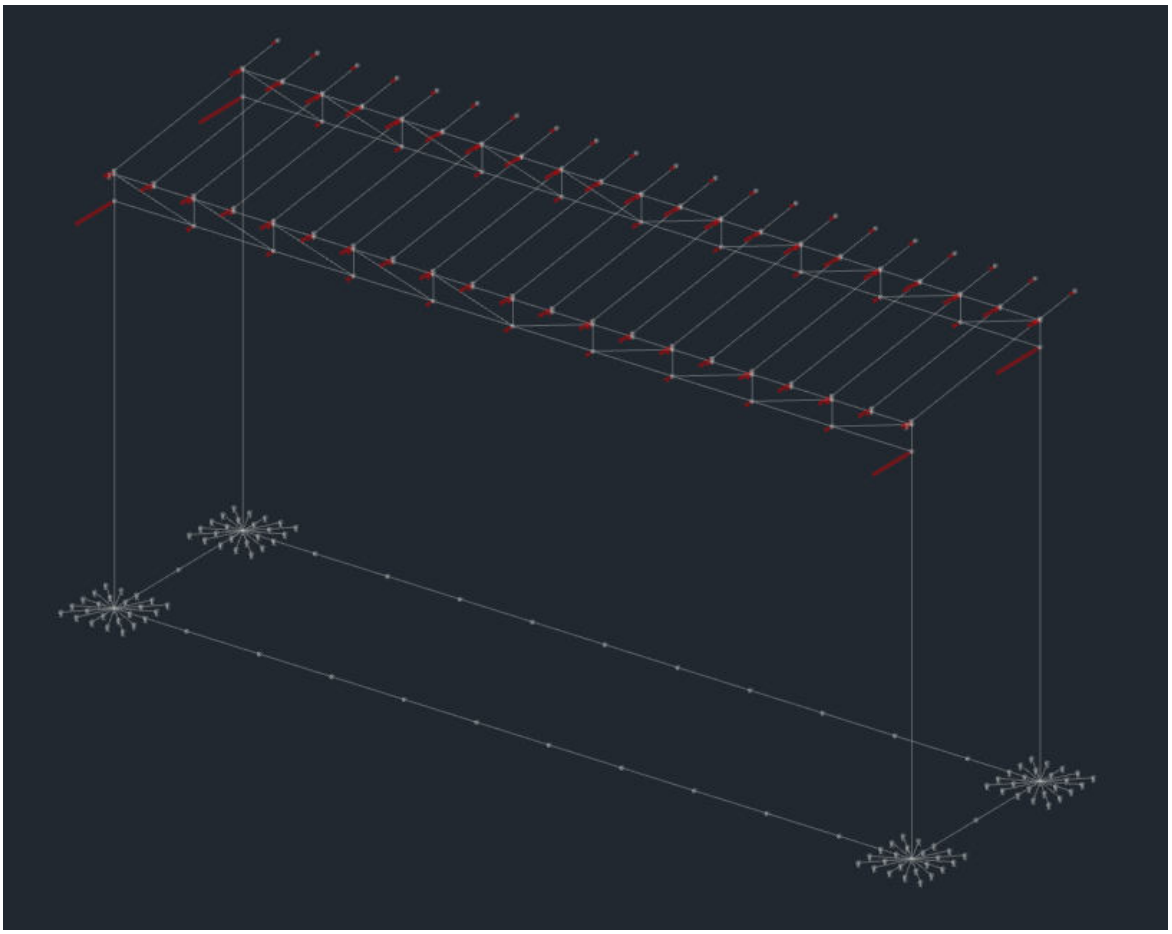


Figura – *Condizione Sisma Y SLV*

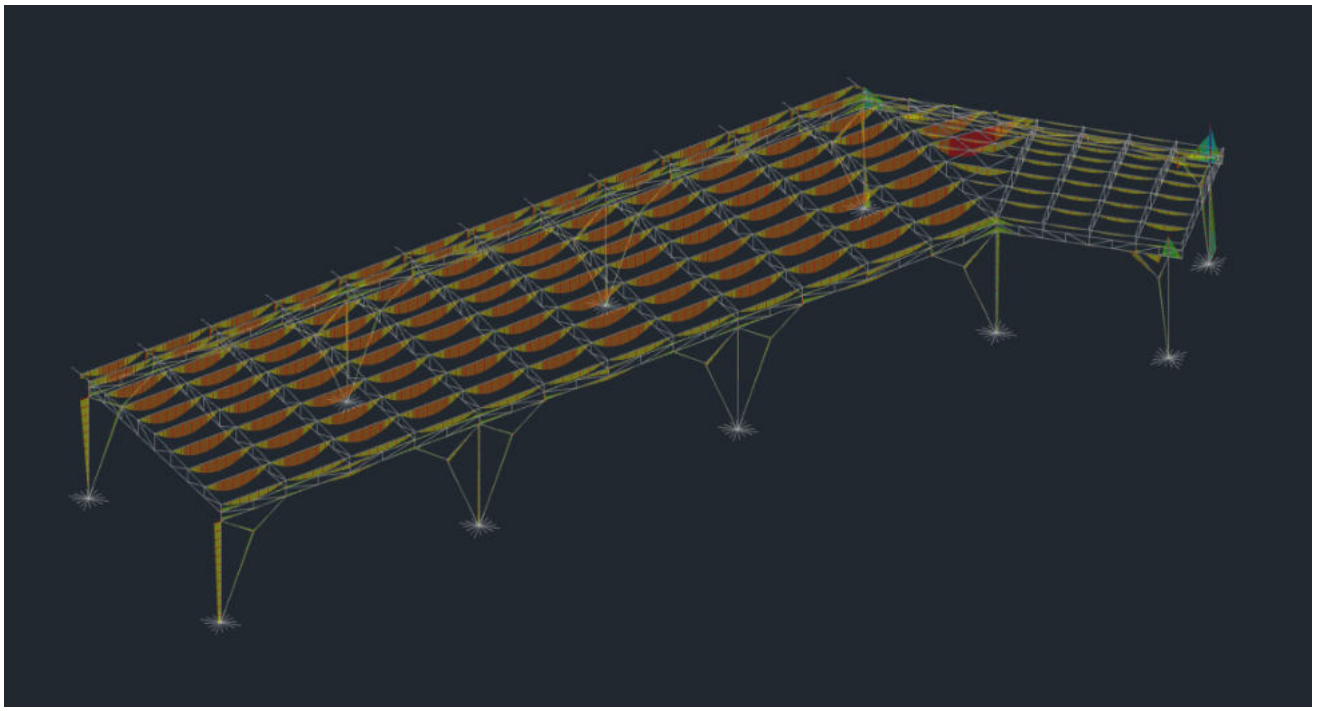


Figura – *Momenti M3 sulle aste in acciaio per i carichi permanenti*

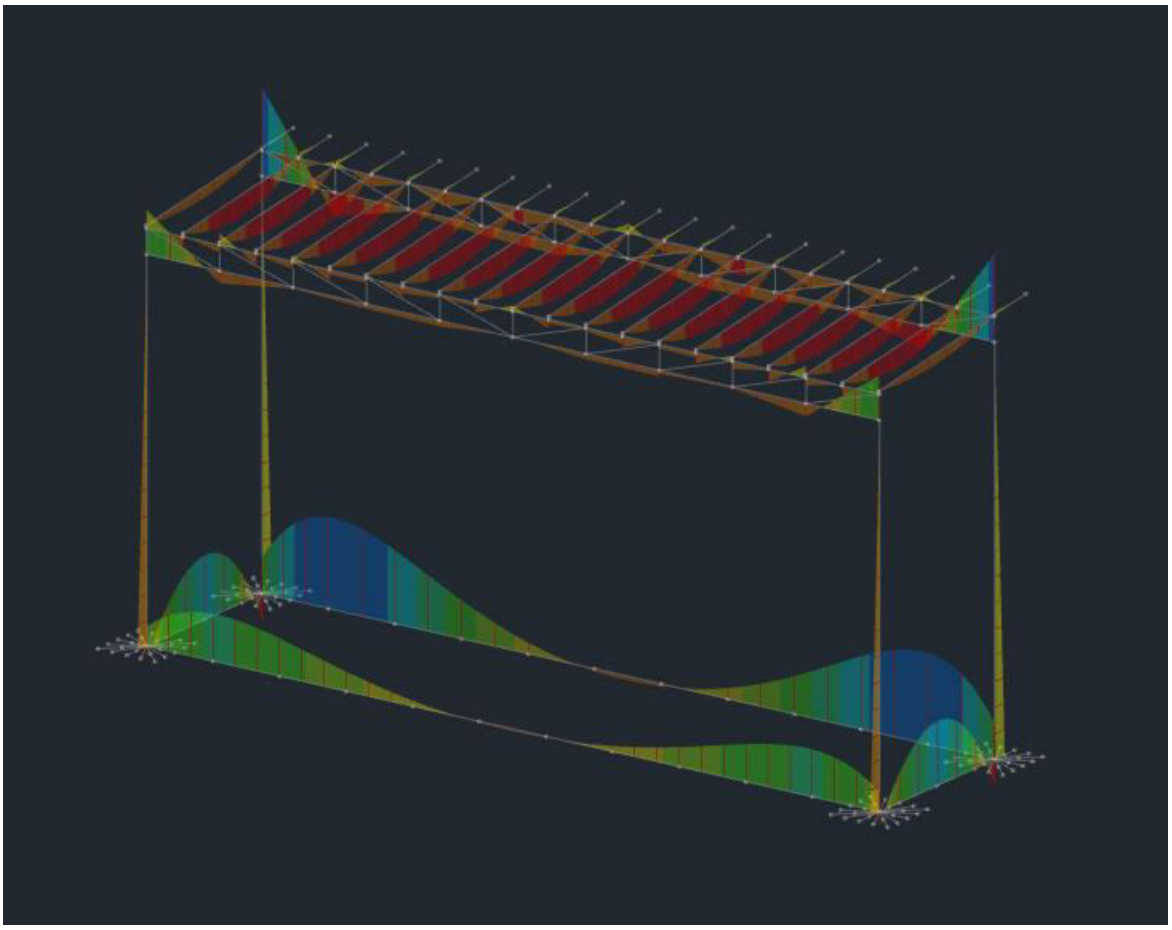


Figura – *Momenti M3 sulle aste in acciaio per i carichi permanenti della nuova tettoia*

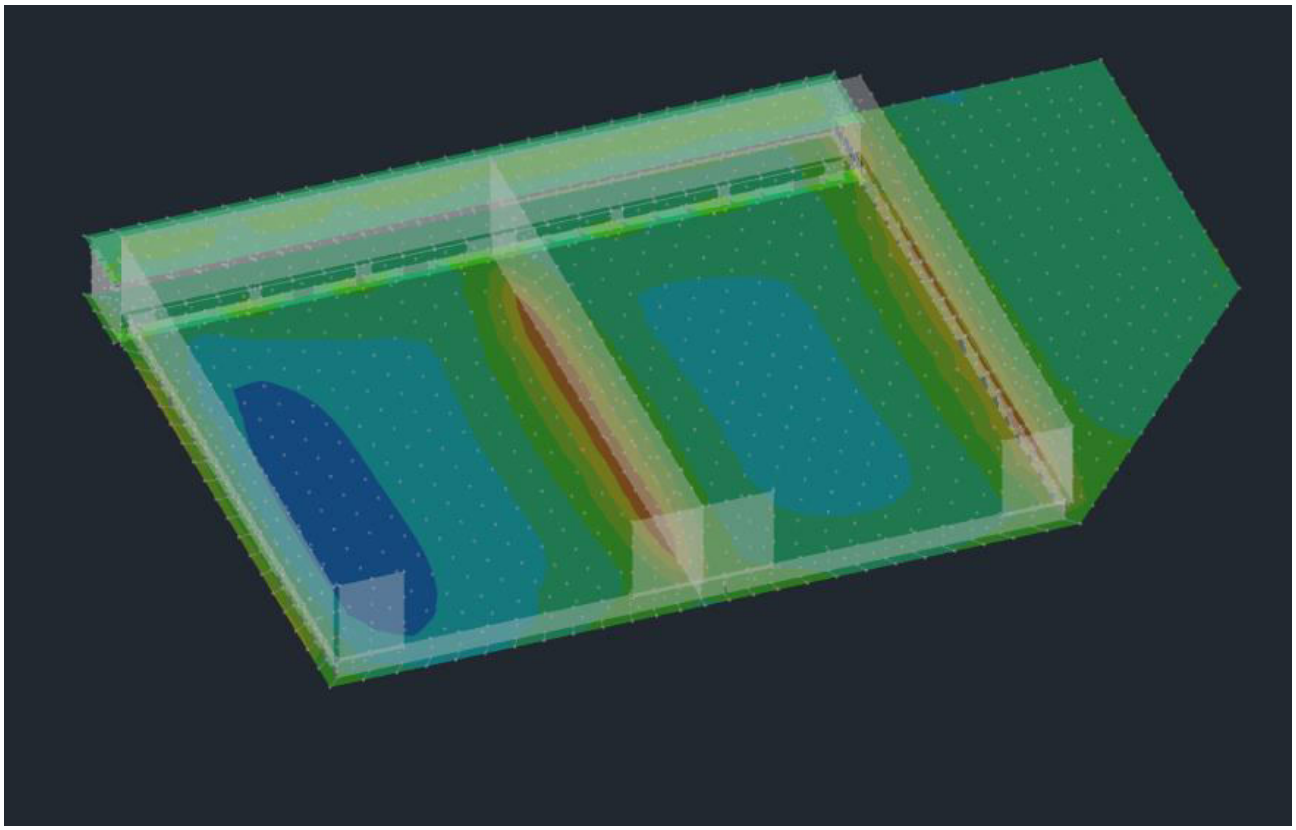


Figura – *Andamento sui gusci orizzontali della sollecitazione Mxx per i pesi strutturali*

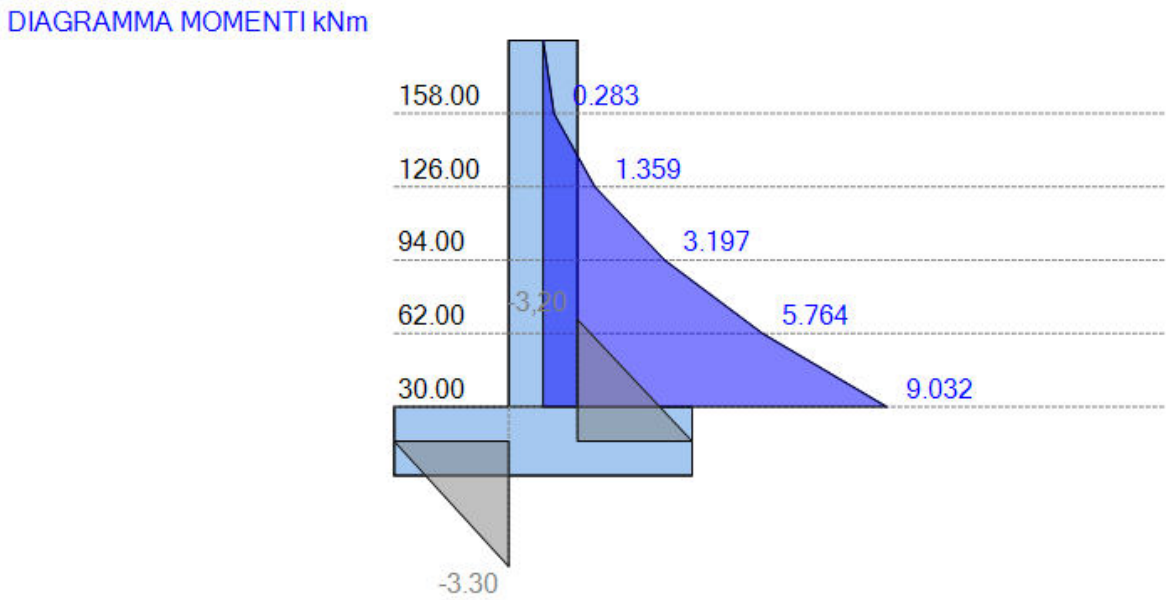


Figura – *Momenti sul muretto di contenimento in c.a.*

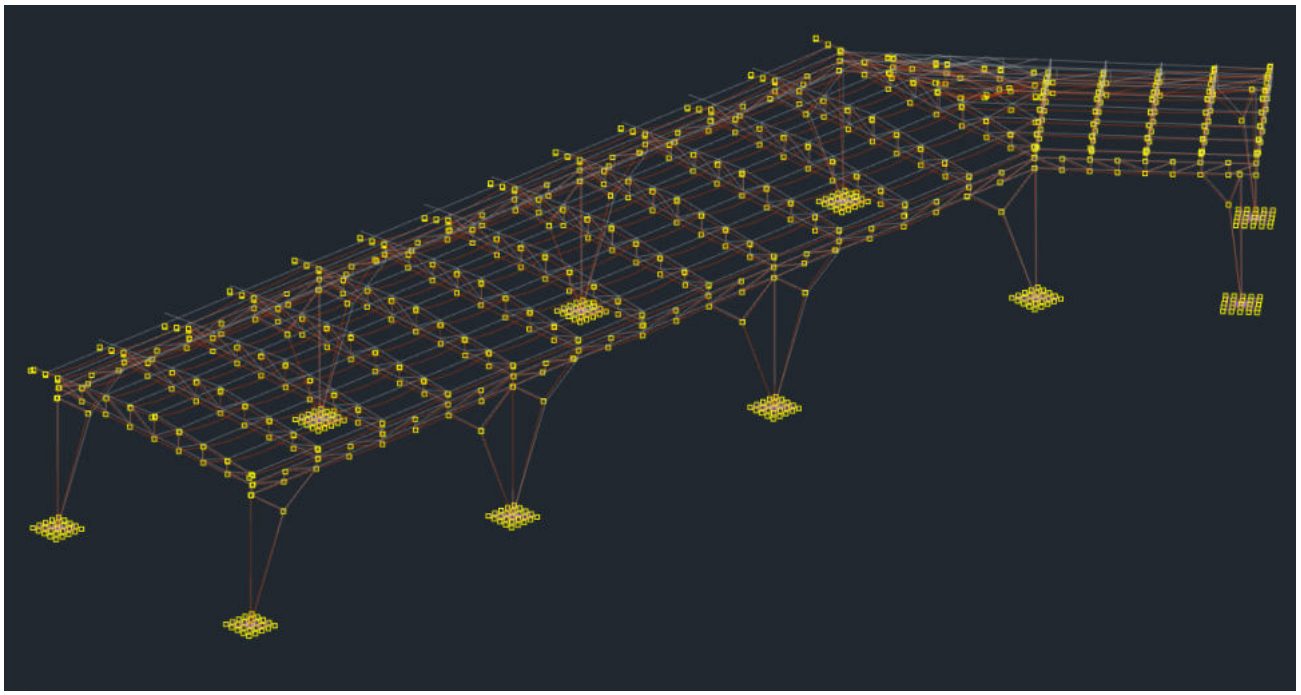


Figura – *Spostamenti in condizione carichi permanenti portati*

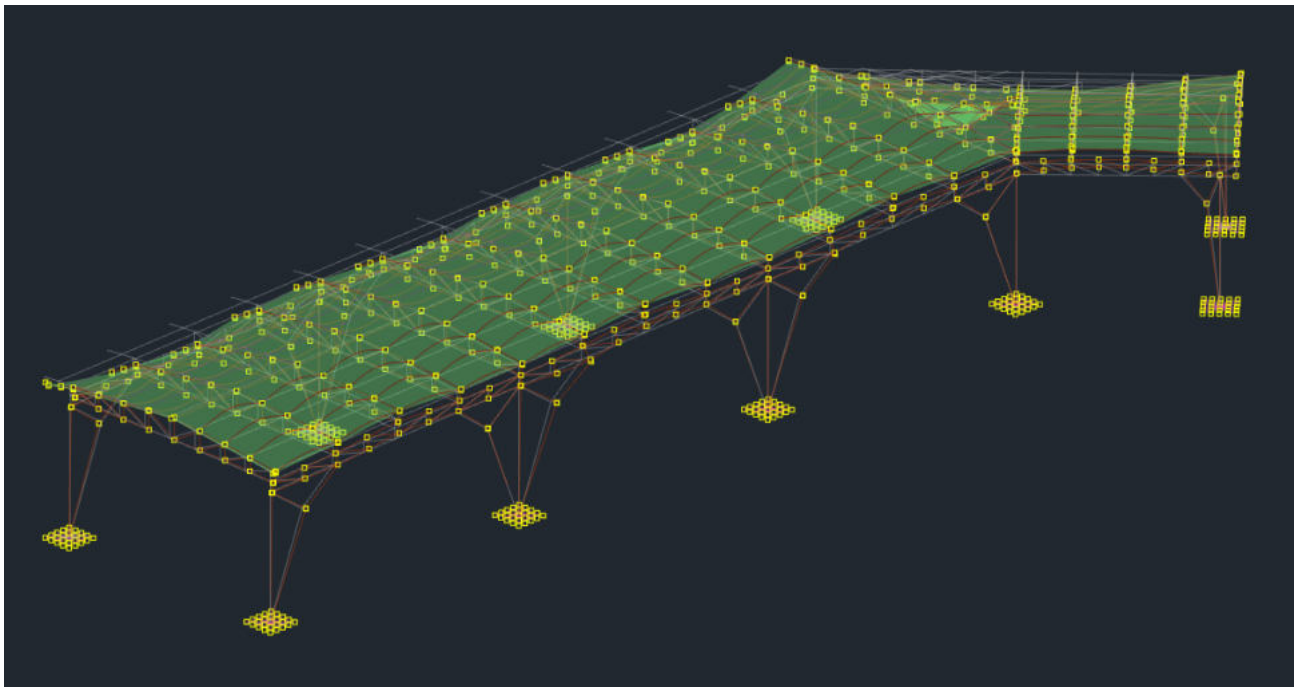


Figura – *Spostamenti in condizione carichi da vento (1)*

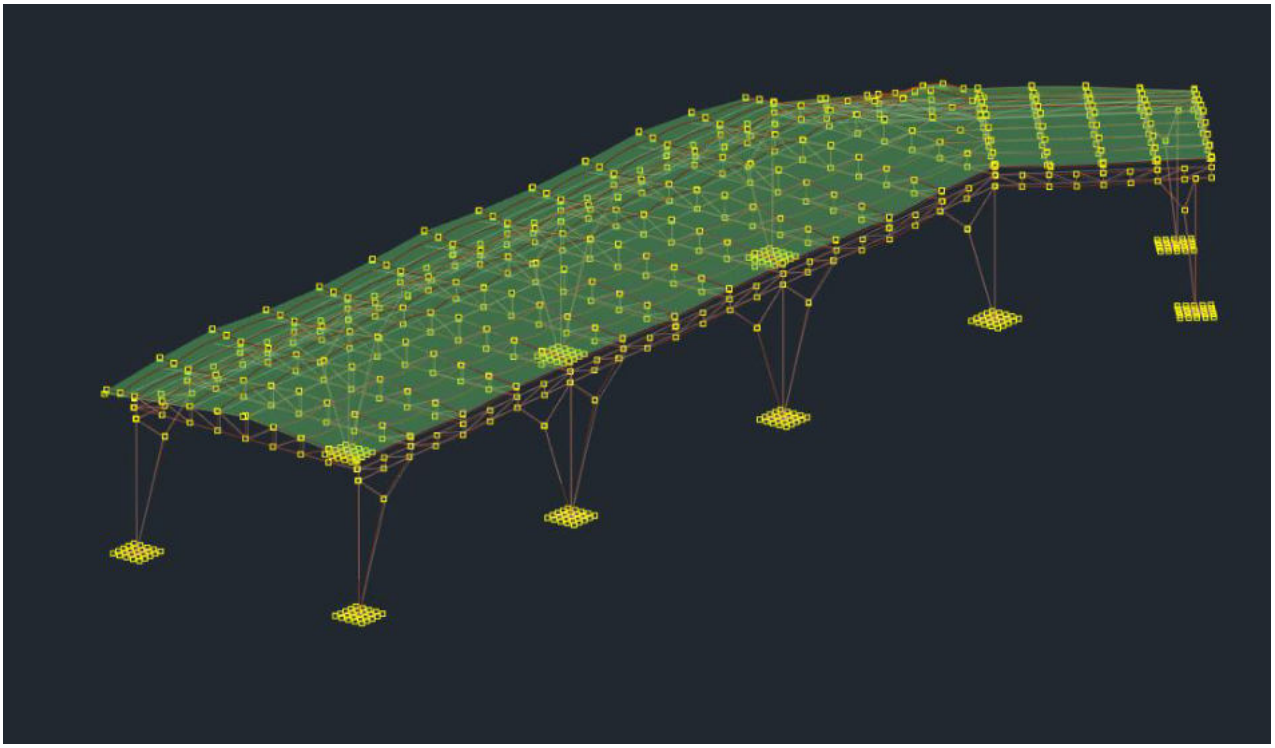


Figura – *Spostamenti in condizione carichi da vento (2)*

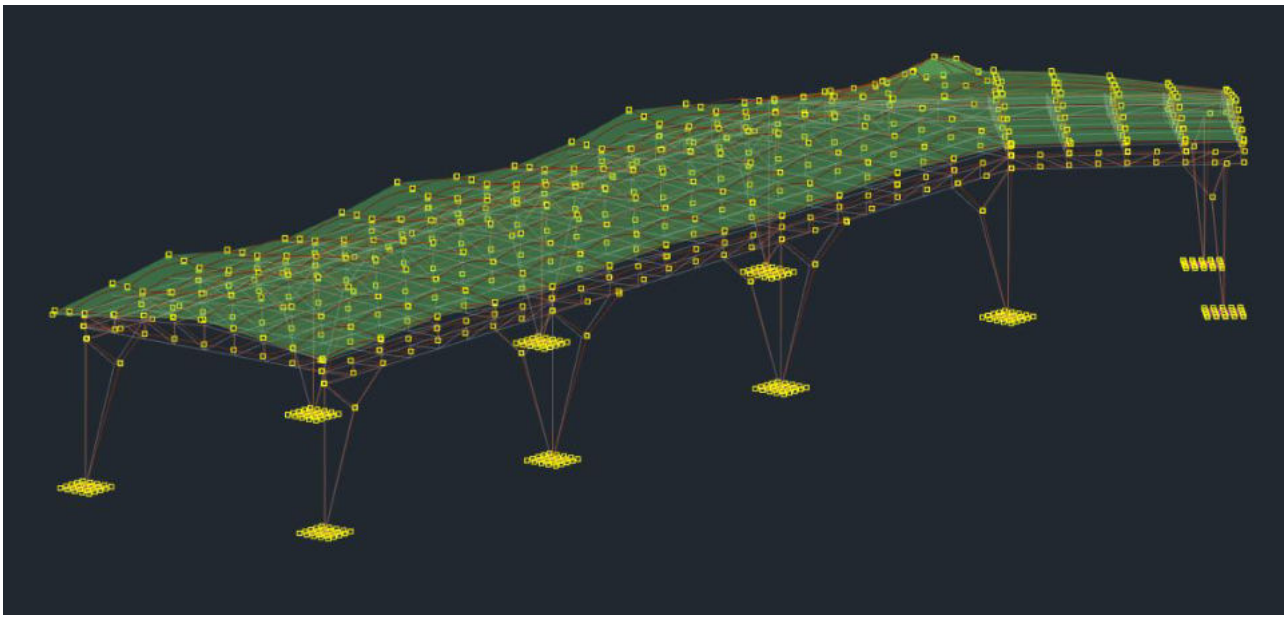


Figura – *Spostamenti in condizione carichi da vento (3)*

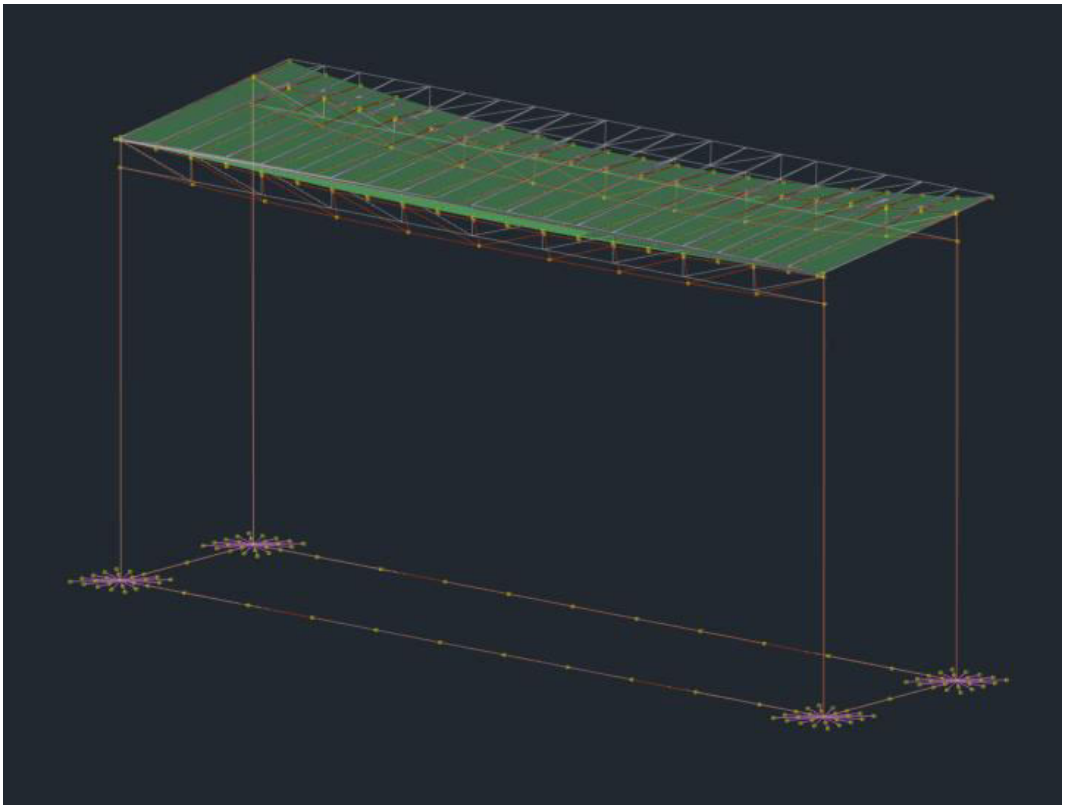


Figura – *Spostamenti in condizione carichi permanenti portati nuova tettoia*

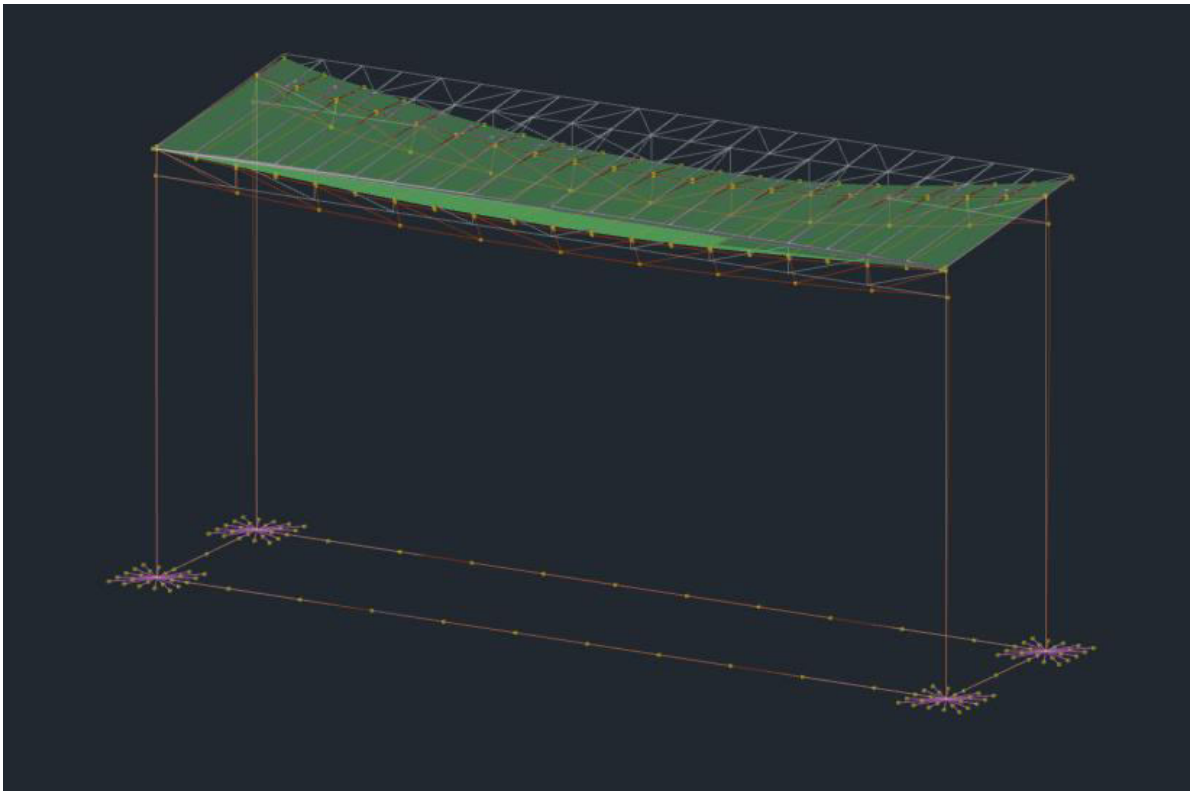


Figura – *Spostamenti in condizione carichi da vento (1) nuova tettoia*

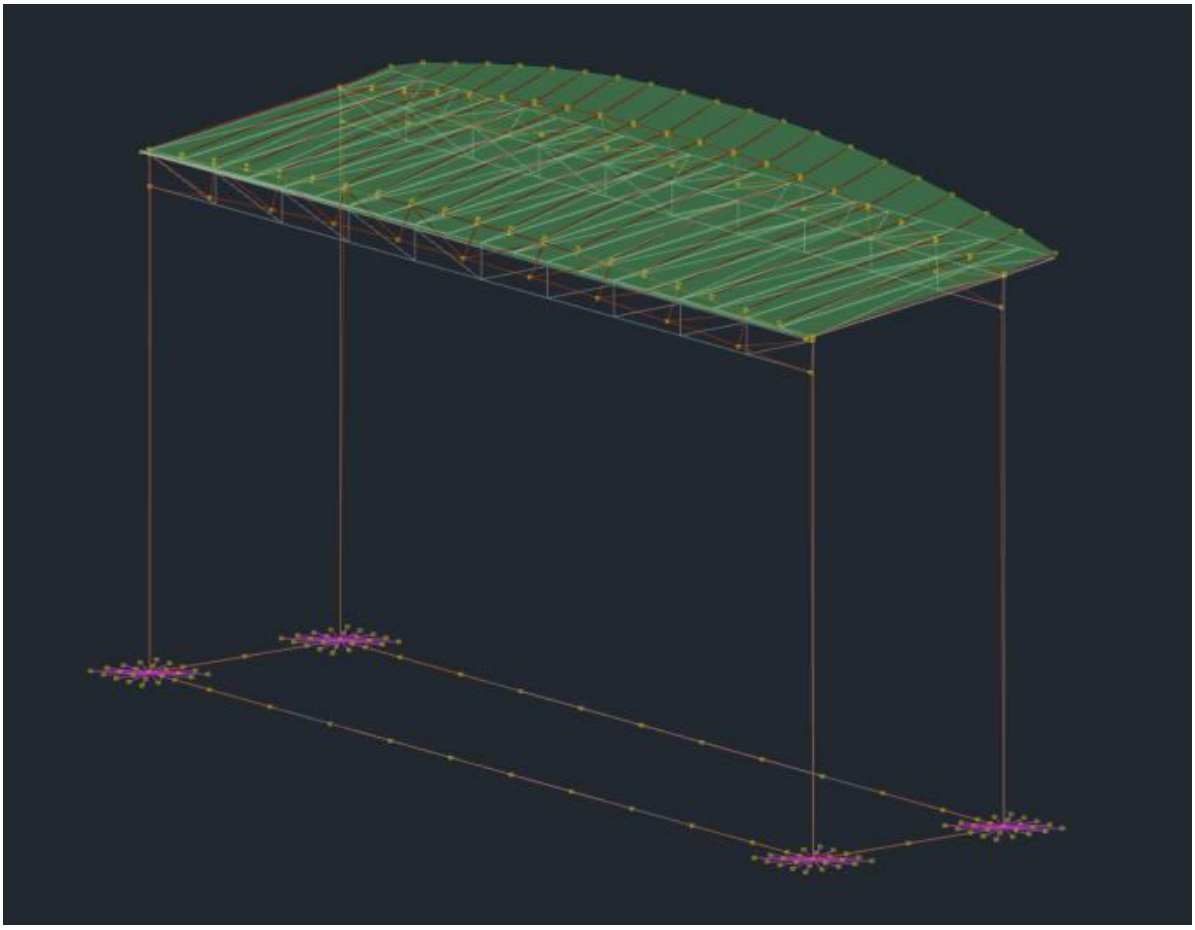


Figura – *Spostamenti in condizione carichi da vento (2) nuova tettoia*

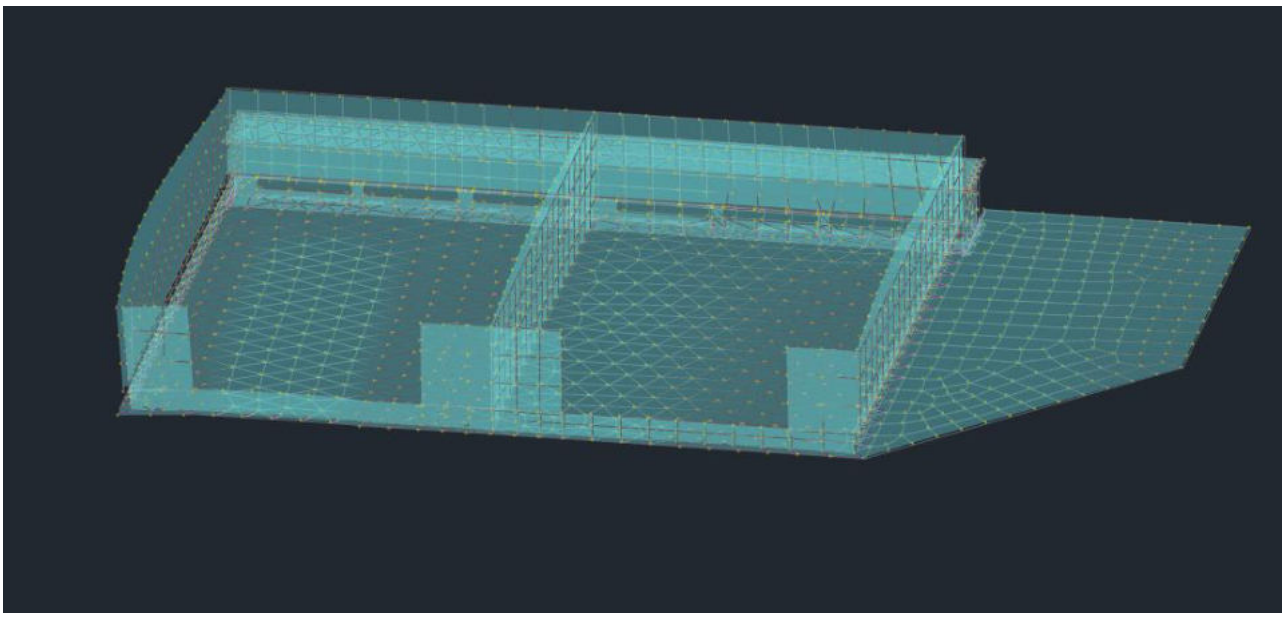


Figura – *Spostamenti in condizione Sisma X SLV*

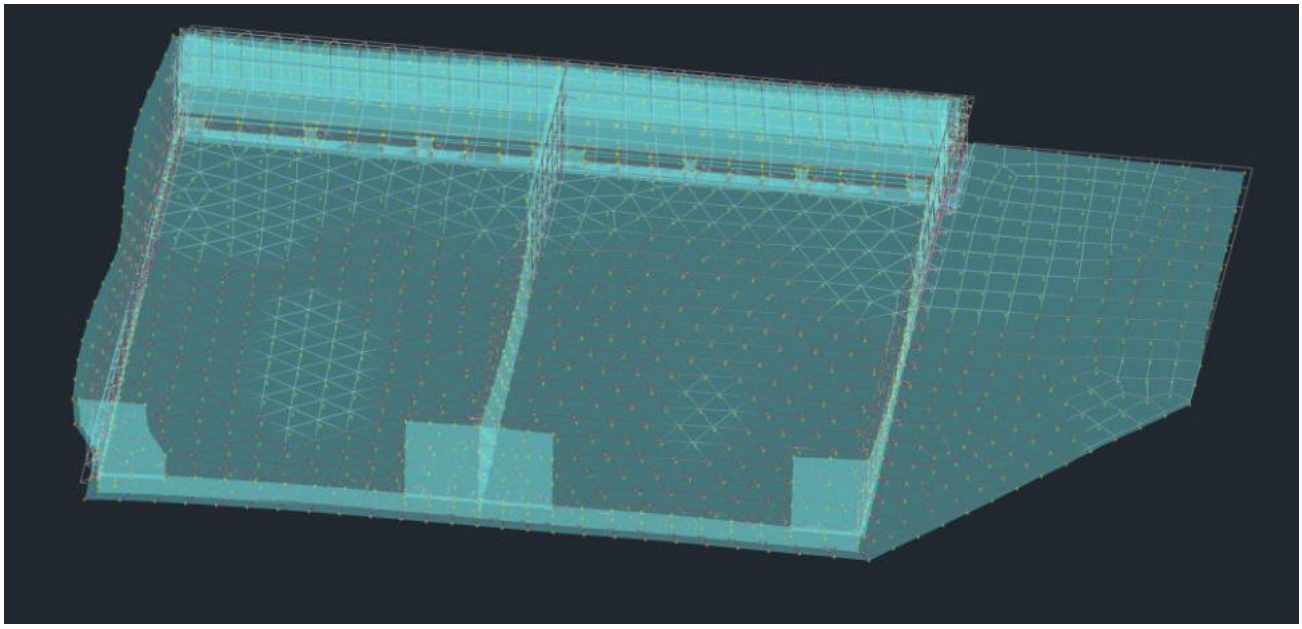


Figura – *Spostamenti in condizione Sisma Y SLV*

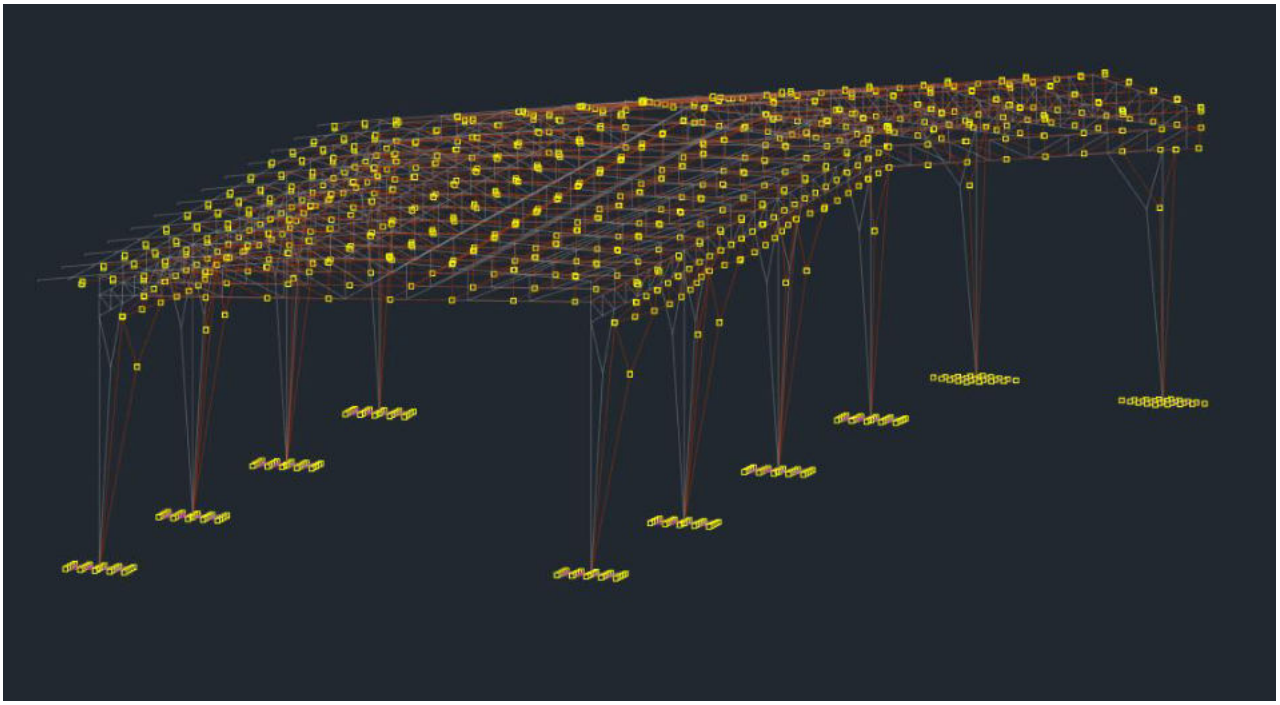


Figura – *Spostamenti primo modo di vibrare*

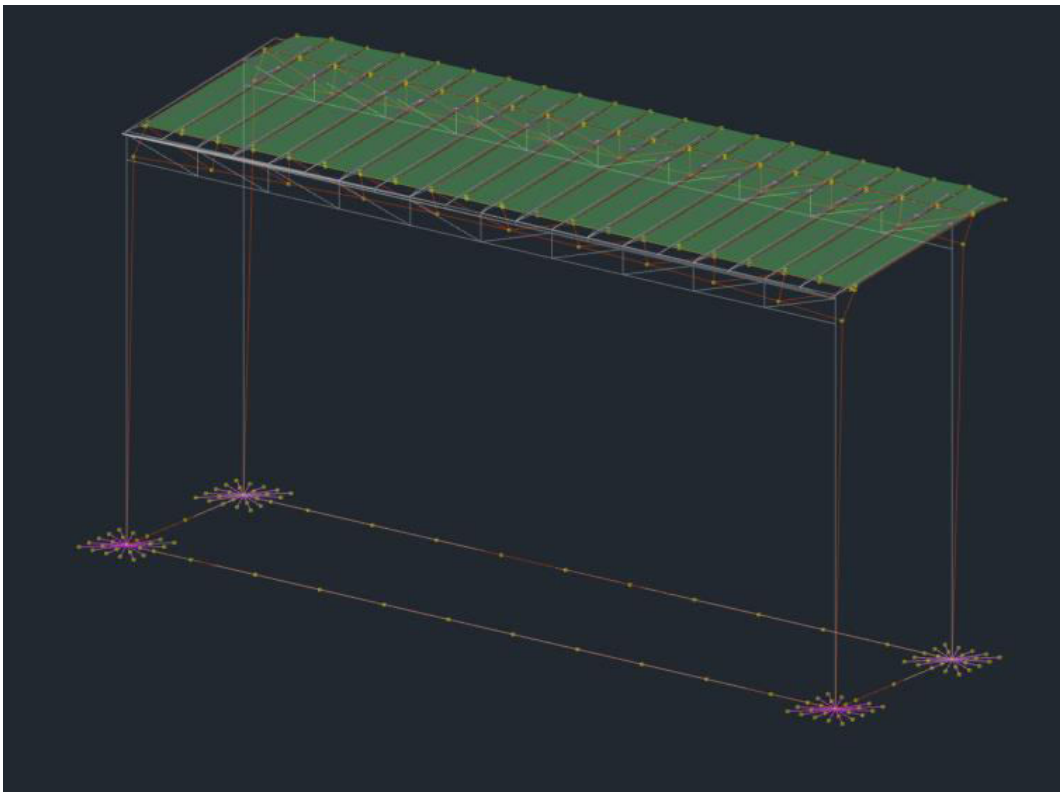


Figura – *Spostamenti primo modo di vibrare nuova tettoia*

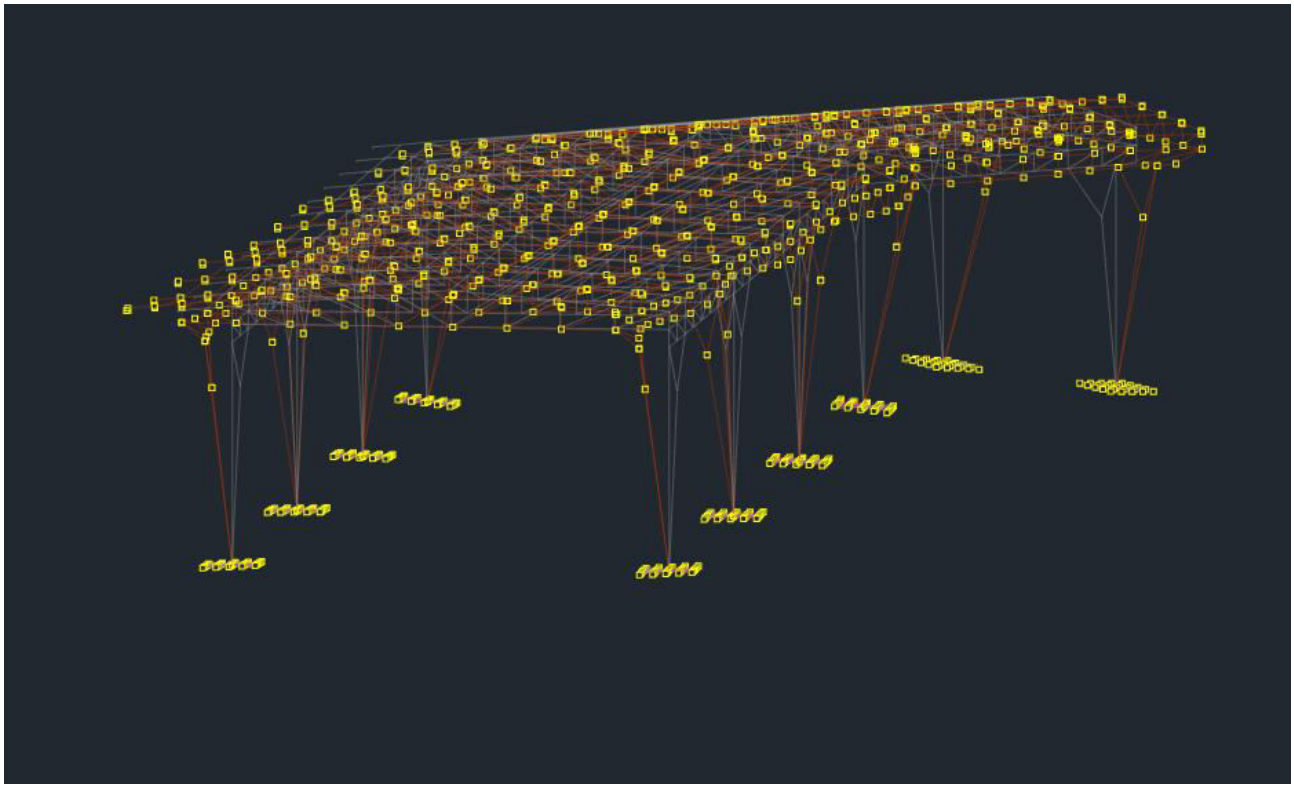


Figura – *Spostamenti secondo modo di vibrare*

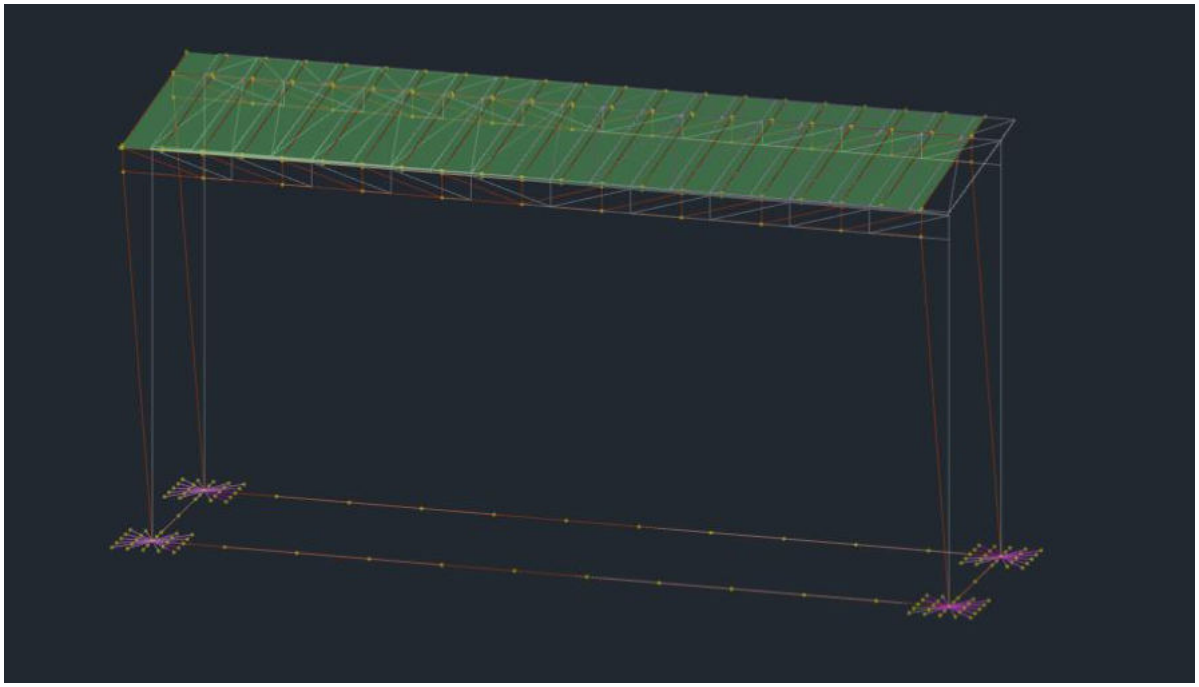


Figura – *Spostamenti secondo modo di vibrare*

6.0 CONCLUSIONI

Il calcolo è stato condotto con i metodi della Scienza delle Costruzioni, basate sull'ipotesi di elasticità lineare dei materiali, le verifiche sono state condotte utilizzando il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limiti" utilizzando un programma di calcolo all'elaboratore. Tale procedura di calcolo, utilizzata per il calcolo delle fondazioni e strutture in elevazione in c.a e carpenteria metallica., è stata effettuata avvalendosi come detto del SISMI-CAD della Concrete e di MDC di GEOSTRU, sistemi di analisi strutturale che consentono la progettazione di strutture in c.a. schematizzandole attraverso un modello matematico unico. Si precisa altresì che il tutto è stato redatto nel pieno rispetto di quanto prescritto al CNR 10024/86 -Analisi di strutture mediante elaboratore-. Nei diversi tabulati di calcolo, di cui la presente si compone, sono riportati i valori degli spostamenti relativi, le sezioni caratteristiche, le azioni di carico, e quanto altro occorra per meglio identificare i dati di input ed output sviluppati secondo quanto descritto nel **Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (NTC)**. Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo, corrispondono ai dati di progetto; i programmi di calcolo adottati, sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni compatibili con le tensioni di calcolo assunte per i materiali impiegati.
Il modello di calcolo prodotto compendia puntualmente le caratteristiche geometriche dei manufatti e richiama nei singoli elementi costituitivi, le proprietà dimensionali e costitutive dei corrispondenti componenti costruttivi previsti in progettazione, oltre ad essere peculiarizzato mediante la definizione delle azioni di calcolo statiche e dinamiche, definite in funzione della destinazione d'uso e del sito di riferimento (sia in termini di coordinate geografiche, che di caratteristiche stratigrafiche e geotecniche). Nello specifico si precisa ai sensi delle indicazioni di cui al §10.2 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018, nonché delle precisazioni della Circolare esplicativa del
C.S.LL.PP. n°7 del 21/01/2019, che:

a) Tipo di analisi svolta:

a.1) Analisi Dinamica Lineare con fattore di struttura (si rimanda ai tabulati di calcolo per il dettaglio dei valori adoperati);

a.2) Il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale è quello agli Elementi Finiti, con soluzioni approssimate ai problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali, riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche;

a.3) La metodologia seguita per le verifiche delle sezioni è quella Semiprobabilistica agli Stati Limite, con riferimento a quanto imposto al §2.6 ed al §6.4 delle NTC'18;

a.4) Le combinazioni di carico adottate sono tutte quelle previste al §2.5.3 delle NTC'18;

b) Informazioni sull'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo:

b.1) I codici utilizzati sono:

SISMI-CAD®, prodotto e distribuito dalla Concrete s.r.l., società di software ingegneristici, con sede in via della Pieve n°15 a Padova, nella versione 12.19, con licenza SW-130418920 regolarmente in corso di validità;

b.2) La documentazione fornita dal produttore a corredo del programma, comprendente:

- una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati;
- l'individuazione dei campi d'impiego;
- i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione;

rappresentano un fascicolo di notevoli dimensioni, non riproducibile in formato cartaceo per il deposito al Genio Civile delle singole pratiche edilizie, ma resta comunque facilmente visibile sul sito dei produttori del software (http://www.concrete.it), (http://www.cspfea.net);

c) Affidabilità e validazione dei codici utilizzati attraverso:

c.1) L'esame preliminare di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità dei programmi nel caso specifico di applicazione è riconducibile alla conoscenza del codice e dall'esperienza consolidata nell'utilizzo degli stessi in circostanze di calcolo e di problematiche strutturali analoghe;

c.2) L'esame della documentazione fornita dai produttori o dai distributori sulle modalità e procedure seguite per la validazione dei programmi, è stata oggetto di attento studio già all'atto dell'acquisizione dei software, e nel tempo la medesima è stata rivalutata di volta in volta a fronte di significative evoluzioni del codice stesso, nell'arco della ventennale utilizzazione dei medesimi.

d) La validazione indipendente del calcolo:

Nel caso di opere di particolare importanza si effettua un controllo incrociato sui risultati delle calcolazioni attraverso la ripetizione dei calcoli da parte di un soggetto qualificato, prescelto dal Committente, diverso dal progettista originario delle strutture, eseguita mediante l'impiego di programmi di calcolo diversi da quelli impiegati originariamente, o alternativamente mediante l'impiego, da parte del progettista e/o del soggetto validatore, di programmi che possiedano i requisiti richiesti dalle NTC 2018, diversi da quelli impiegati originariamente, che consentano la impostazione, la lettura e l'analisi del modello al loro interno, possibilmente attraverso file di trasferimento. Nel caso in oggetto dette procedure sono state ritenute non necessarie in considerazione della dimensione e della natura dell'opera oggetto di intervento, oltre che dei notevoli margini di sicurezza adottati nelle calcolazioni prodotte.

e) Modalità di presentazione dei risultati:

I risultati, riassunti nella presente ed esposti completamente nei tabulati di calcolo allegati, costituiscono una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta. I valori numerici di ogni elaborazione, preceduta dall'indicazione della convenzione sui segni e delle unità di misura, vanno sintetizzati mediante disegni, schemi grafici rappresentativi almeno delle parti più sollecitate della struttura, delle configurazioni delle deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, delle componenti degli sforzi, nonché dei diagrammi di inviluppo associati alle combinazioni di carichi considerate, degli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate e delle corrispondenti reazioni vincolari. Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, di tali grandezze e del comportamento complessivo della struttura, come rappresentato, vanno chiaramente evidenziati i valori numerici necessari nei punti e nelle sezioni significative della struttura stessa.

f) Informazioni generali sull'elaborazione:

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

g) Giudizio motivato di accettabilità di risultati:

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo dimensionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti, in ottemperanza alle "nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 con riferimento alle istruzioni per l'applicazione di tale decreto indicate nella circolare 21 gennaio 2019, n. 7 (ministero delle infrastrutture e dei trasporti), ed alla legge 64/74.