

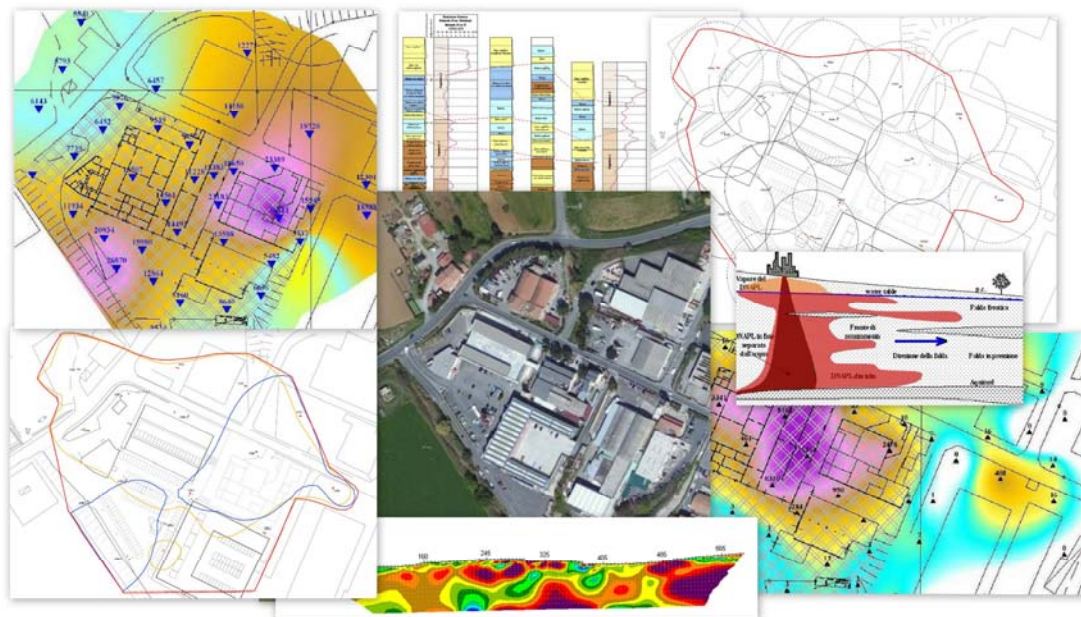
				○
Revisione a seguito nuovi riferimenti Committente	EPe	APr	15 Marzo 2015	①
Prima emissione	EPe	APr	28 Luglio 2014	①
DESCRIZIONE	REDATTO	APPROVATO	DATA	REV.

REGIONE TOSCANA

Settore Rifiuti e Bonifiche dei Siti Inquinati

Elab. **E4.1**

SCALA
NOME FILE
E4.1.pdf



OGGETTO	PROGETTO DI BONIFICA DI UN SITO INQUINATO DA ORGANOALOGENATI REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO SOIL VAPOUR EXTRACTION
TITOLO DEL PROGETTO	PROGETTO ESECUTIVO (D.P.R. 207/2010)
TITOLO DELL'ELABORATO	CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE
UBICAZIONE	Poggio Gagliardo - Comune di Montescudaio (PI)

COMMITTENTE:



Regione Toscana

Regione Toscana
Settore Rifiuti e
Bonifiche dei Siti Inquinati
Via di Novoli, 26
50127 - Firenze(FI)
Tel 055/4383852 Fax 055/4383389
Email rifiuti.bonifiche@regione.toscana.it

RENATA LAURA CASELLI
Dirigente Responsabile del Contratto
ANTONIO BIAMONTE
Responsabile Unico del Procedimento
MARCO NANNUCCI
Referente Tecnico
ROBERTA PAOLA BIGIARINI
Referente Amministrativo
VANIA PETRUZZI
Referente Amministrativo

PROGETTISTA:



INGEGNO P & C s.r.l.
Via A. Gramsci, 49 - 56024 - Ponte a Egola (PI)
tel: 0571-497075 e-mail: info@ingegno06.it
Ing. ANDREA PROFETI
Per. Ind. MATTEO CORBELLINI
Ing. ELENA PECORI

COLLABORATORI:

PROGETTISTA GEOLOGIA:

S.B.C. GEOLOGI ASSOCIATI
Geol. FRANCESCO BIANCHI
Via XX Settembre, 78 - 50129 - Firenze (FI)
tel: 055-2280154 e-mail: sbc.geologiassociati@gmail.com

Il presente disegno non può a termine di legge essere riprodotto o consegnato a terzi o reso pubblico senza la nostra autorizzazione scritta

INDICE

1	<u>DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA</u>	<u>4</u>
1.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
1.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	4
1.2.1	PLATEA DI FONDAZIONE IMPIANTO	4
1.2.2	TETTOIA DI COPERTURA IN LEGNO	6
1.2.3	PASSERELLA CALPESTABILE	8
1.2.4	SEPARATORE DI CONDENSA E FILTRI A CARBONE ATTIVI.....	10
2	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	<u>11</u>
3	<u>MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO.....</u>	<u>12</u>
4	<u>TERRENO DI FONDAZIONE.....</u>	<u>16</u>
5	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>16</u>
5.1	CLASSI DI SERVIZIO (ASTE IN LEGNO).....	17
5.2	PLATEA DI FONDAZIONE IMPIANTO	18
5.3	TETTOIA DI COPERTURA IN LEGNO.....	19
5.4	PASSERELLA CALPESTABILE	20
5.5	SEPARATORE DI CONDENSA E FILTRI A CARBONI ATTIVI	20
6	<u>VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....</u>	<u>21</u>
6.1	VERIFICHE DI REGOLARITÀ.....	21
6.1.1	VERIFICHE REGOLARITÀ PLATEA FONDAZIONE IMPIANTO E TETTOIA COPERTURA IN LEGNO ..	22
6.1.2	VERIFICHE DI REGOLARITÀ PASSERELLA CALPESTABILE	23
6.2	CLASSE DI DUTTILITÀ.....	24
6.3	SPETTRI DI PROGETTO PER S.L.U. E S.L.D.	24
6.3.1	PLATEA DI FONDAZIONE DELL'IMPIANTO E TETTOIA DI COPERTURA IN LEGNO	26
6.3.2	PASSERELLA CALPESTABILE	27
6.4	METODO DI ANALISI	28
6.4.1	PLATEA DI FONDAZIONE DELL'IMPIANTO E TETTOIA DI COPERTURA IN LEGNO	28
6.4.2	PASSERELLA CALPESTABILE	30
6.5	VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI	30
6.6	COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA	31

6.7	ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI	31
<u>7</u>	<u>AZIONI SULLA STRUTTURA</u>	<u>31</u>
7.1	STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	32
7.2	STATO LIMITE DI DANNO	34
7.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	34
<u>8</u>	<u>CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO</u>	<u>36</u>
8.1	DENOMINAZIONE	36
8.2	SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ GENERALI	36
8.3	SISTEMI DI RIFERIMENTO	37
8.3.1	RIFERIMENTO GLOBALE	37
8.3.2	RIFERIMENTO LOCALE PER TRAVI.....	37
8.3.3	RIFERIMENTO LOCALE PER PILASTRI	38
8.3.4	RIFERIMENTO LOCALE PER PARETI.....	39
8.3.5	RIFERIMENTO LOCALE PER SOLETTE	40
8.3.6	RIFERIMENTO LOCALE PER PLATEE	41
8.4	MODELLO DI CALCOLO.....	41
8.5	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	46
8.6	VERIFICHE DI RESISTENZA	46
8.7	GERARCHIA DELLE RESISTENZE	49
8.8	VERIFICHE DI INSTABILITÀ (ASTE IN ACCIAIO).....	51
8.9	VERIFICHE DI INSTABILITÀ (ASTE IN LEGNO)	52
8.10	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ (ASTE IN ACCIAIO)	52
8.11	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ (ASTE IN LEGNO).....	52
<u>9</u>	<u>PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI.....</u>	<u>54</u>
9.1	VERIFICHE DELLE UNIONI LEGNO-LEGNO E DEGLI APPOGGI.....	55
<u>10</u>	<u>RISULTATI DELLE SOLLECITAZIONI SULLE STRUTTURE</u>	<u>55</u>
10.1.1	PLATEA DI FONDAZIONE DELL'IMPIANTO	55
10.1.2	TETTOIA DI COPERTURA IN LEGNO	57
10.1.3	PASSERELLA CALPESTABILE	58
<u>11</u>	<u>RISULTATI DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI DEI SERBATOI</u>	<u>60</u>

11.1	SOLLECITAZIONI E STATO DI TENSIONI DEI PROFILATI IN ACCIAIO	60
11.2	SEZIONE PROFILI ACCIAIO	63
11.3	CALCOLO SPESSORI DEI FASCIAMI METALLICI E DEI FONDI CURVI.....	64
11.3.1	CALCOLI SEPARATORE DI CONDENSA.....	64
11.3.2	CALCOLI FILTRO A CARBONI ATTIVI.....	66
11.3.3	CALCOLI TUBAZIONI IN ACCIAIO.....	68

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Vista anteriore platea di fondazione impianto	5
Figura 2.	Vista posteriore platea di fondazione impianto	6
Figura 3.	Vista anteriore tettoia di copertura impianto	7
Figura 4.	Vista posteriore tettoia di copertura impianto	8
Figura 5.	Vista anteriore passerella in acciaio	9
Figura 6.	Vista posteriore passerella in acciaio	10
Figura 7.	Rappresentazione del modello della platea e della copertura lignea - Vista anteriore	42
Figura 8.	Rappresentazione del modello della platea e della copertura lignea i Vista posteriore ..	43
Figura 9.	Rappresentazione del modello della passerella i Vista anteriore.....	44
Figura 10.	Rappresentazione del modello della passerella i Vista posteriore	44
Figura 11.	Rappresentazione del modello del separatore di condense e filtro a carboni attivi	45
Figura 12.	Stato tensivo platea di fondazione direzione 1	55
Figura 13.	Stato tensivo platea di fondazione direzione 2	56
Figura 14.	Stato tensivo platea di fondazione direzione 1-2	56
Figura 15.	Stato tensivo tettoia a sforzo normale	57
Figura 16.	Stato tensivo tettoia a sforzo di taglio	57
Figura 17.	Stato tensivo tettoia a momento flettente	58
Figura 18.	Stato tensivo tettoia a sforzo normale	58
Figura 19.	Stato tensivo tettoia a momento flettente	59
Figura 20.	Stato tensivo tettoia a sforzo di taglio	59
Figura 21.	Stato tensivo serbatoio a sforzo normale.....	60
Figura 22.	Stato tensivo serbatoio a sforzo di taglio.....	61
Figura 23.	Stato tensivo serbatoio a momento flettente.....	62

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione tecnica e dei materiali, ha come oggetto il complesso di manufatti strutturali che costituiscono l'impianto di trattamento SVE (Soil Vapour Extraction) che verrà realizzato per la bonifica ambientale dell'area di Poggio Gagliardo, nel Comune di Montescudaio (PI).

1.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Di seguito si elencano gli interventi di costruzione che saranno necessari per la realizzazione dell'impianto di trattamento SVE e sottoposti a verifica strutturale.

I manufatti che verranno realizzati sono i seguenti:

- una platea di fondazione in c.a., avente funzione di fondazione e piano di lavoro dell'impianto di trattamento, le cui caratteristiche vengono dettagliate negli elaborati E2.3, E4.1 e nelle Tav. 08.1 ed 08.2;
- una tettoia di copertura in legno, le cui caratteristiche costruttive vengono dettagliate negli elaborati E2.3, E4.1 e nelle Tav. 08.1 ed 08.2;
- altri manufatti ausiliari, in particolare una passerella calpestabile in acciaio le cui caratteristiche costruttive vengono dettagliate negli elaborati Tav.09.3 e 09.4;
- un'apparecchiatura destinata alla separazione di condensa SC-01 in acciaio inox, le cui caratteristiche costruttive vengono dettagliate nell'elaborato Tav.10.1.
- un'apparecchiatura destinata alla filtrazione a carboni attivi FC-01 ed FC-02 in acciaio inox, le cui caratteristiche costruttive vengono dettagliate nell'elaborato Tav.10.2.

1.2.1 Platea di fondazione impianto

L'impianto di trattamento SVE sarà realizzato su una platea di fondazione in cemento armato gettato in opera. L'intera struttura poggerà su una fondazione del tipo a platea ed il piano di posa sarà posizionato a quota + 0,10 cm rispetto al piazzale esistente ed avrà dimensioni in pianta di 18,50 x 6,50 mt e spessore 30 cm. Sotto il piano della suddetta fondazione a platea, si svilupperà un cunicolo in cemento armato che permetterà il passaggio delle alimentazioni elettriche e pneumatiche alle apparecchiature ed ai dispositivi a servizio dell'impianto SVE e la distribuzione delle tubazioni in ingresso al sistema di trattamento. Il cunicolo in cemento armato avrà uno

spessore di parete costante di 30 cm e sezione variabile sia in altezza che in larghezza. Nello specifico:

- ✓ il cunicolo per la distribuzione delle alimentazioni elettriche avrà dimensioni interne L 50 cm xH 55 cm;
- ✓ il cunicolo per l'arrivo delle tubazioni interrate avrà dimensioni interne L (variabile tra 60 e 120 cm)x H 100 cm

Il cunicolo verrà chiuso superiormente con lastre grigliate in PRFV dello spessore di 38 mm posate su angolari in acciaio di dimensioni 45x45x5 mm ancorati alla struttura in c.a. per mezzo di zanche annegate nel getto in cemento armato.

La fondazione ed il cunicolo verranno gettati su un letto di posa costituito da uno strato di calcestruzzo per getti non armati (magrone) dello spessore di circa 10 cm.

Per la realizzazione della platea saranno utilizzati:

- calcestruzzo C 32/40 con classe di esposizione XS1;
- ferro ad aderenza migliorata tipo B 450C.

Di seguito vengono riportate due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

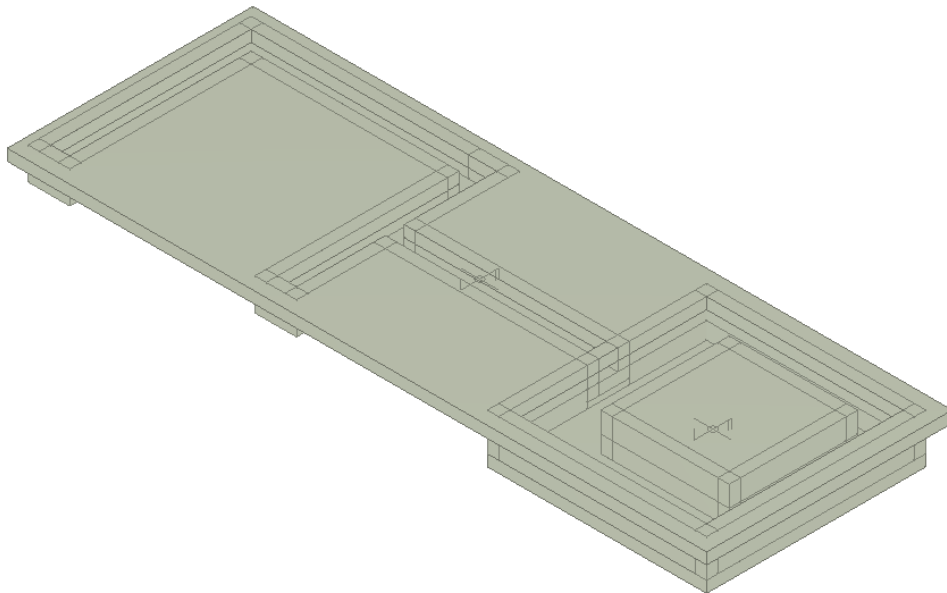


Figura 1. Vista anteriore platea di fondazione impianto

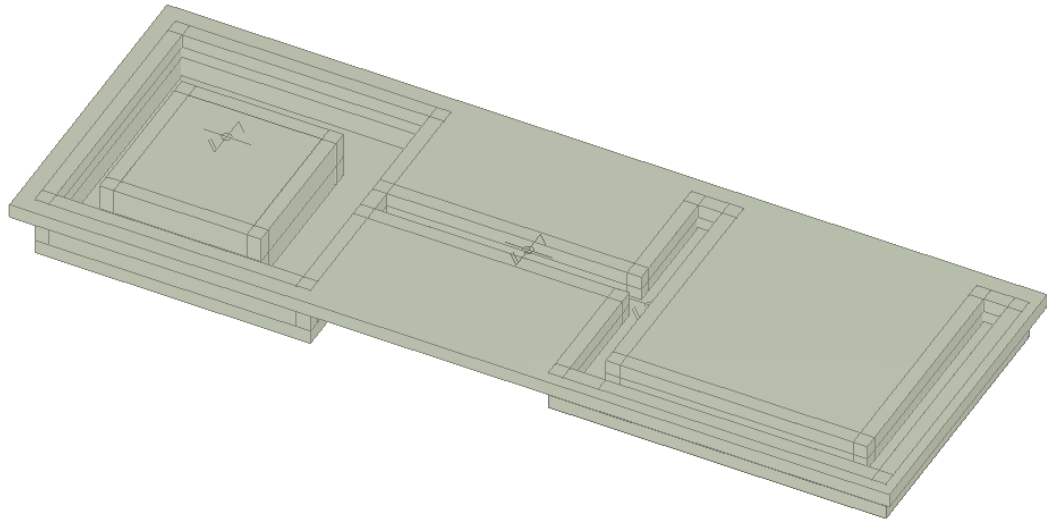


Figura 2. Vista posteriore platea di fondazione impianto

1.2.2 Tettoia di copertura in legno

Le apparecchiature a servizio del sistema di trattamento SVE, alloggiate sulla platea di fondazione descritta nel paragrafo precedente, saranno protette dalle intemperie e dagli agenti atmosferici grazie alla realizzazione di una tettoia di dimensioni in pianta di 6,5x19,00 m circa; con struttura portante in legno lamellare ed acciaio, costituita da pilastri in legno lamellare e capriate tipo Palladiana in legno lamellare. La capriata sarà costituita da travi in legno lamellare di sezione 20x20.

I pilastri su cui poggia la copertura avranno sezione variabile e nello specifico:

- 4 pilastri laterali di dimensioni 22x22 cm
- 4 pilastri centrali di dimensione variabile in altezza. Sezione del pilastro 44x22 cm fino alla quota +4,00 m per poi ridursi fino alla quota di +5,50 m a dimensioni 22x22 cm.

I controventi di falda saranno costituiti da tubolari in acciaio di dimensioni O54x2.9. Le unioni tra i vari elementi strutturali (pilastro-fondazione, capriata-pilastro, arcareccio-capriata) saranno realizzate con pezzi speciali in acciaio.

La tettoia si svilupperà su due livelli distinti:

- ✓ una parte centrale a quota +5,50 m da piano finito della platea di fondazione;
- ✓ due ali laterali a quota +4,00 m dal piano finito della platea di fondazione.

Per la realizzazione della tettoia saranno utilizzati:

- Legno lamellare tipo GL24h di abete;

- Acciaio tipo S275.

La copertura sarà completata con l'installazione di pannelli, costituiti da lastre monostrato ondulate, di altezza 3,5 cm, a base di fibre organiche bitumate e resinate dello spessore di 3 mm (tipo Onduline o similare), inchiodate su un tavolato costituito da perinato di abete dello spessore di 2 cm, a sua volta fissato agli arcarecci delle capriate in legno aventi interasse di circa 1 metro.

Le capriate in legno lamellare saranno poste ad un interasse di circa 6 m l'una dall'altra, ad eccezione delle due coppie di capriate affiancate, in corrispondenza della parte centrale di copertura, che saranno poste in opera, invece, su piani diversi e nello specifico una a quota +4,00 m e una a quota +5,50 m. La copertura lignea sopra descritta coprirà l'intera area costituita dalla platea in cemento armato e avrà di dimensioni in pianta di 18,50x6,50 m.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

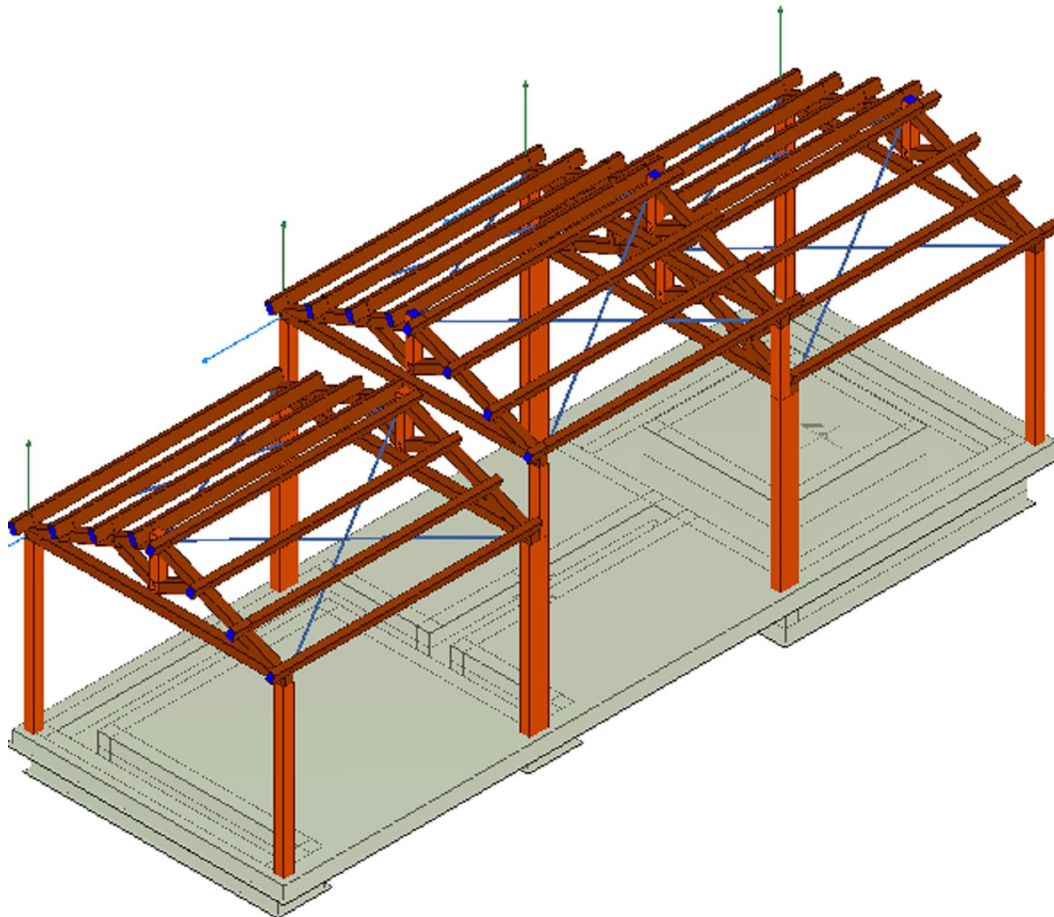


Figura 3. Vista anteriore tettoia di copertura impianto

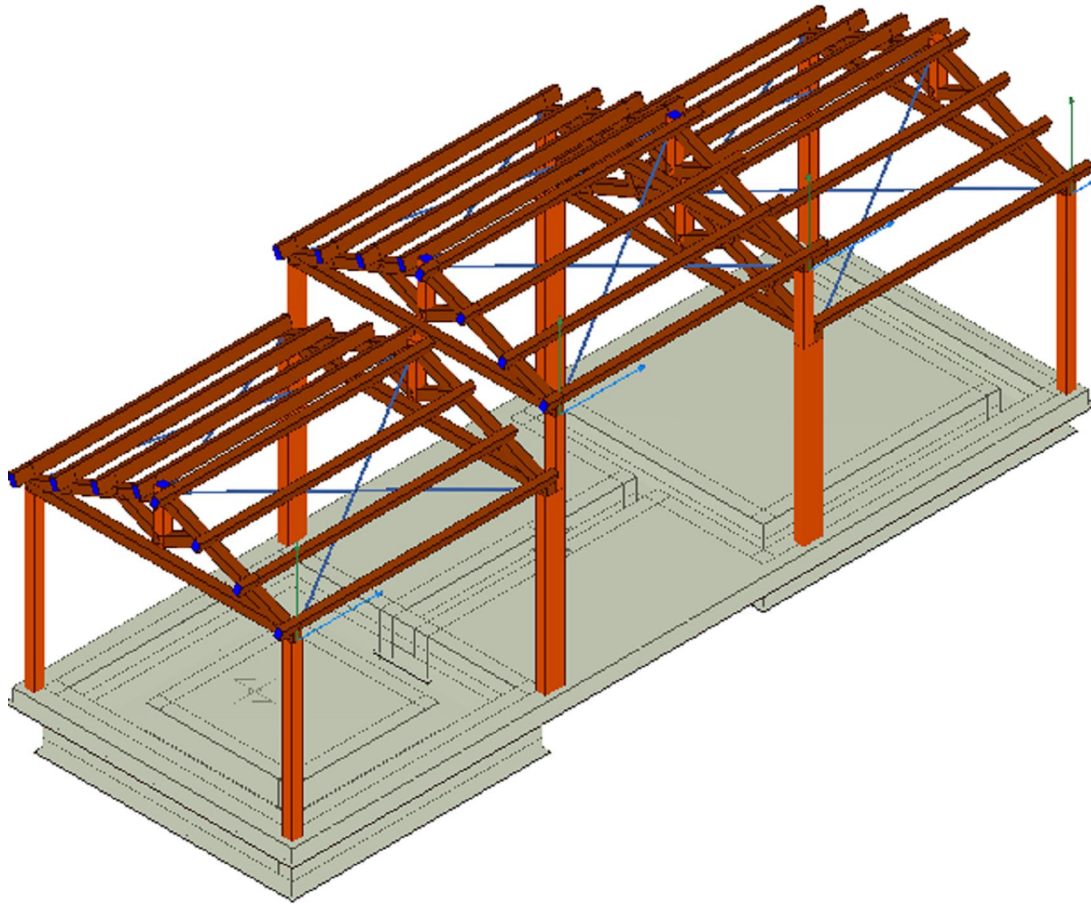


Figura 4. Vista posteriore tettoia di copertura impianto

1.2.3 Passerella calpestabile

Sotto la struttura in legno descritta nel paragrafo precedente, verrà installata una passerella in acciaio per l'accesso e la manutenzione della parte superiore dei filtri a carboni attivi, posizionati in corrispondenza della parte centrale della platea, e del camino di emissione.

La struttura della passerella sarà completamente in acciaio e sarà costituita da pilastri con profilati UPN 120 e da travi UPN 120 che sosterranno il solaio in PRFV dello spessore di 50 mm posato su angolari in acciaio di dimensioni 55x55x6 mm saldati alla struttura in acciaio della passerella. Il solaio sarà posto a quota +3,00 m dal piano finito della platea di fondazione. Due scale alla marinara in acciaio inox consentiranno l'accesso alla passerella in quota. La passerella avrà uno sviluppo in pianta a T per un'area totale di circa 8,4 mq. Sarà realizzato un sistema di controventi verticali in corrispondenza delle due scale alla marinara e dell'estremità della

passerella lato separatore di condense; inoltre verrà realizzato un sistema di controventi orizzontali lungo lo sviluppo della passerella tra i due filtri a carboni. Tutti gli elementi di controvento avranno un profilo tubolare in acciaio di dimensioni O42.4x2.9 per i controventi orizzontali e O54x2.9 per i controventi verticali

Lungo tutto il perimetro della passerella, sarà installato un parapetto in profilati in acciaio di altezza pari a 1,10 mt che avrà la funzione di evitare il pericolo delle cadute dall'alto.

Per la realizzazione della passerella saranno utilizzati:

- Acciaio tipo S275.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

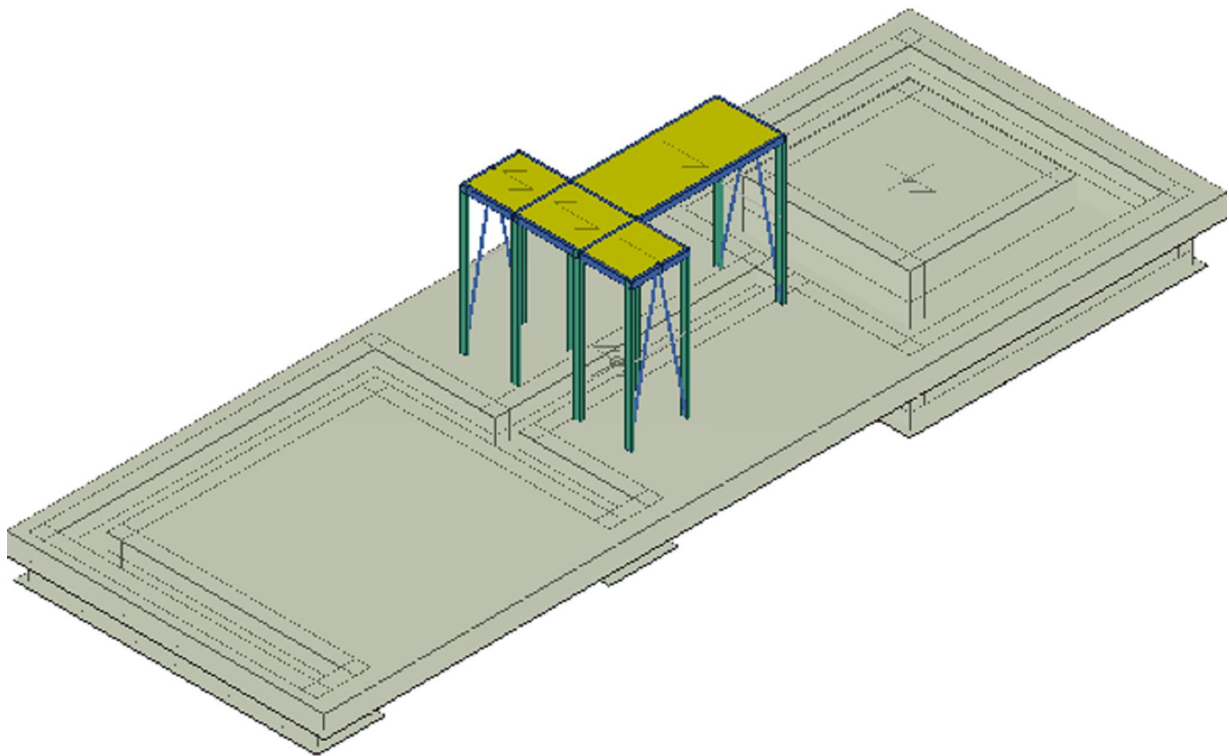


Figura 5. Vista anteriore passerella in acciaio

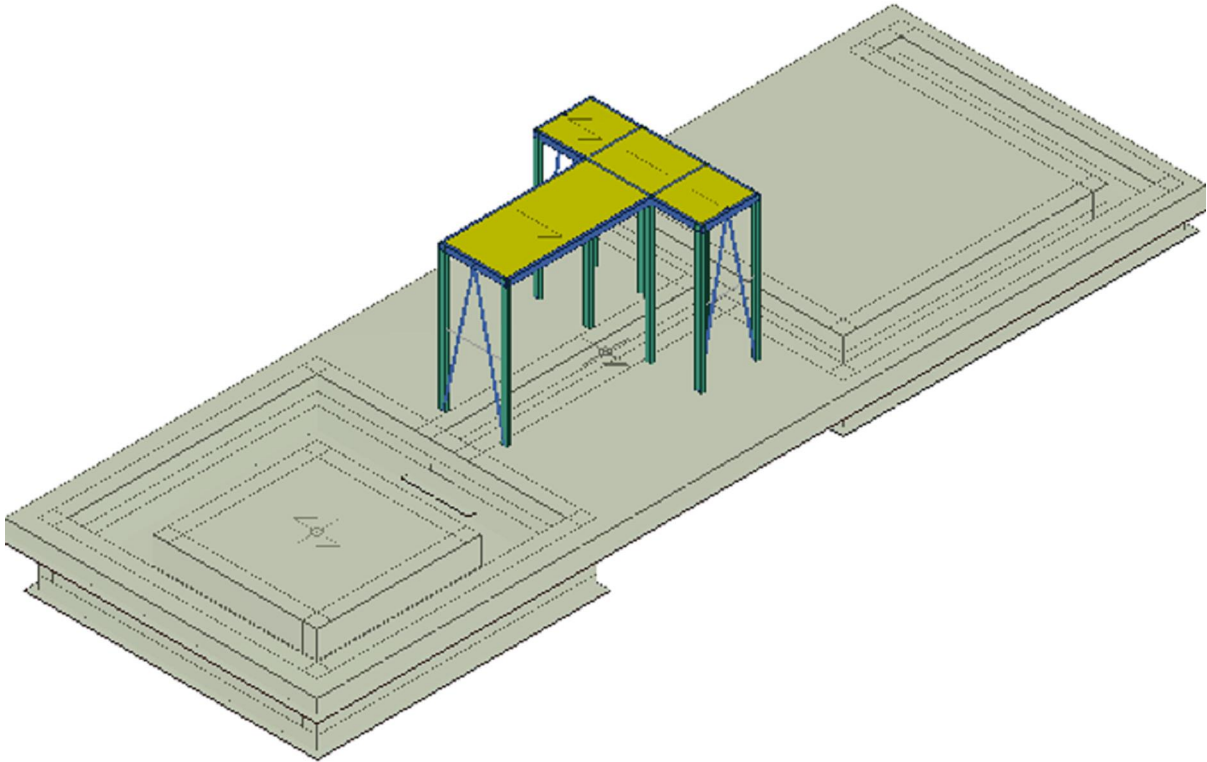


Figura 6. Vista posteriore passerella in acciaio

1.2.4 Separatore di condensa e filtri a carbone attivi

A servizio dell'impianto di trattamento SVE sono previsti tre manufatti in acciaio che costituiranno parte sostanziale di tutto il sistema di trattamento.

In particolare verranno installati:

- ✓ N.1 separatore di condense;
- ✓ N.2 filtri a carbone.

I manufatti saranno realizzati in acciaio di spessore 4 mm sia per il fasciame cilindrico che per i fondi curvi di chiusura delle estremità del fasciame inferiore e superiore.

Sia i filtri a carboni che il separatore di condense poggeranno sulla platea di fondazione descritta nei paragrafi precedenti e saranno collegati ad essa con quattro profili ad $\text{L} 150 \times 150$ in acciaio S275 di altezza da terra variabile tra 1,25 m (separatore di condense) e 1,75 (filtri a carboni). I profili ad L saranno saldati ad una estremità ad una piastra saldata al fasciame cilindrico e alla base ad una piastra di dimensioni $400 \times 400 \times 10$ mm ancorata tramite tirafondi alla soletta di fondazione. Il diametro esterno dei fasciami cilindrici sarà per tutti e tre gli elementi pari a 1.910 mm. Per la realizzazione del separatore di condensa e dei filtri a carboni sarà utilizzato:

- Acciaio inox tipo AISI304.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

òNorme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallicaò

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

òProvvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismicheò

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

òNorme tecniche per le Costruzioniò

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 ì Suppl. Ord.)

ñIstruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008ò.

3 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dei manufatti in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche Calcestruzzo Armato

N	γ_k	CdT	E	G	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ_c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	n	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Cls C32/40_B450C - (C32/40)														
004	25.000	0,000010	33.643	14.018	P	40,00	-	0,85	1,50	18,81	1,45	3,72	15	005

LEGENDA Caratteristiche Calcestruzzo Armato

N	Numero identificativo del materiale.
γ_k	Peso specifico.
CdT	Coefficiente di Dilatazione Termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Indica il 'Tipo Situazione': [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente)(tiene conto del LC/FC); [P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo);
R_{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm}	Resistenza media cubica.
%R_{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}
γ_c	Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale.
f_{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n	Coefficiente di omogeneizzazione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche Acciaio

N	γ _k	CdT	E	G	Stz	f _{yk,1/ f_{yk,2}}	f _{tk}	f _{yd,1/ f_{yd,2}}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/m m²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]						
S275 - (S275)															
001	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	275,00	-	261,90	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-
						255,00		242,86							
Acciaio B450C - (B450C)															
005	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-
						-		-							

LEGENDA Caratteristiche Acciaio

N	Numero identificativo del materiale.
γ_k	Peso specifico.
CdT	Coefficiente di Dilatazione Termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Indica il 'Tipo Situazione': [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente) (tiene conto del FC); [-/P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo); [-] = resistenze medie /caratteristiche del materiale.

Caratteristiche Acciaio

N	γ_k	CdT	E	G	Stz	$f_{yk,1}/f_{yk,2}$	f_{tk}	$f_{yd,1}/f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/m m ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
$f_{yk,1}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).														
$f_{yk,2}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).														
f_{tk}	Resistenza a Rottura (Bulloni).														
$f_{yd,1}$	Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).														
$f_{yd,2}$	Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).														
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).														
γ_s	Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale.														
γ_{M1}	Coefficiente di sicurezza per instabilità.														
γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza per sezioni tese indebolite.														
$\gamma_{M3,SLV}$	Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLV (Bulloni).														
$\gamma_{M3,SLE}$	Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLE (Bulloni).														
γ_{M7}	Coefficiente di sicurezza precarico bulloni ad alta resistenza (Bulloni): [-] = parametro NON significativo per il materiale.														

MATERIALI LEGNO

Caratteristiche Legno

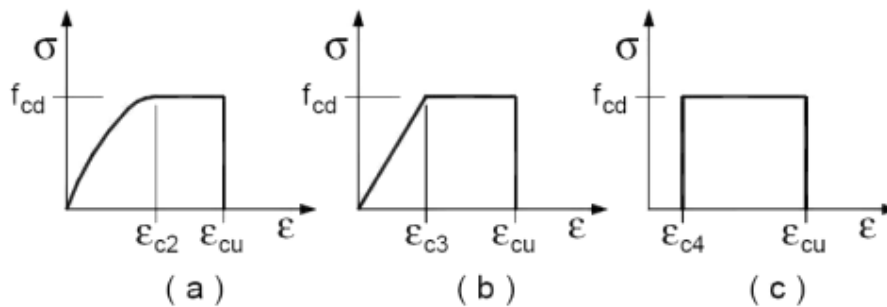
N	Tipo	γ_k	γ_{mean}	G_{mean}	Stz	$f_{m,k}$	$f_{v,k}$	γ_M	$\gamma_{M,e}$	β_c	Dir	$\alpha_{T,i}$	$E_{i,05}$	$G_{i,05}$	$E_{i,mean}$	$f_{c,i,k}$	$f_{t,i,k}$
		[N/m ³]	[N/m ³]	[N/mm ²]	[N/m m ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]		[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
LL GL24h - (GL24h)																	
002	L	3.800	3.800	720	P	24,00	2,700	1,45	1,00	0,1	0	0,000004	9.400	583	11.600	24,00	16,50
											90	0,000058	-	-	390	2,70	0,40
											90	0,000058	-	-	233	2,00	0,40

LEGENDA Caratteristiche Legno

N	Numero identificativo del materiale.
Tipo	Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 14/01/2008): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
γ_k	Peso specifico caratteristico.
γ_{mean}	Peso specifico medio.
G_{mean}	Modulo Elastico Tangenziale.
Stz	Indica il 'Tipo Situazione': [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente) (tiene conto del FC); [-/P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo); [-] = resistenze medie /caratteristiche del materiale.
$f_{m,k}$	Resistenza a flessione.
$f_{v,k}$	Resistenza a taglio.
γ_M	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali (Tab. 4.4.III DM 14/01/2008).
$\gamma_{M,e}$	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali (Tab. 4.4.III DM 14/01/2008).
β_c	Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità (p.4.4.8.2.2 DM 14/01/2008).
Dir	Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica [i = (0, 90)]
$E_{i,05}$	Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]
$G_{i,05}$	Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].
$E_{i,mean}$	Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].
$f_{c,i,k}$	Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]
$f_{t,i,k}$	Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente normativa.

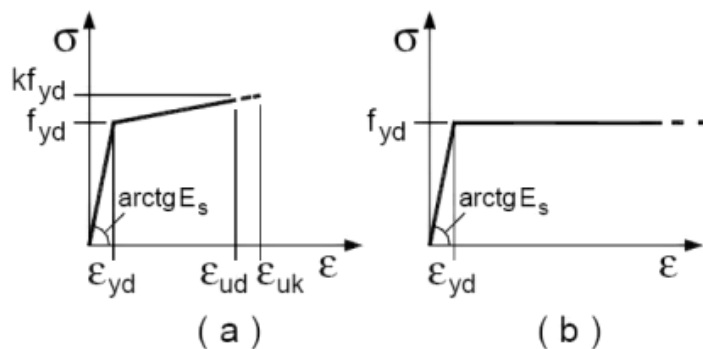
I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

MATERIALI ACCIAIO PER FASCIAMI CILINDRICI

Composizione Chimica Tipica %							
EN	ASTM	C	N	Cr	Ni	Mo	Altri
1.4301	304	0.04	-	18.1	8.3	-	-
1.4307	304 /304L	0.02	-	18.1	8.3	-	-
Proprietà Meccaniche Valori Tipici a 20°C							
		Tensione di snervamento		Tensione di rottura		Allungamento	Durezza
EN	ASTM	Rp0.2 MPa	R.p1.0 MPa	Rm MPa	A5%	HB	
1.4301	304	290/300	330/330	600/600	55/55	165/175	
1.4307	304/304L	280/300	320/330	580/600	55/55	165/175	
Proprietà fisiche							
		Densità	Modulo di elasticità	Conducibilità termica	Resistenza al calore	Resistenza elettrica	
Kg/dm3		7.9					
GPa		200					
W/m°C			15				
J/kg°C				500			
μΩm						0.73	

4 TERRENO DI FONDAZIONE

I valori di letteratura raccolti, hanno permesso di ipotizzare che il terreno su cui verranno realizzati i manufatti oggetto della presente relazione tecnica, sia assimilabile alla categoria **B [Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs, 30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT, 30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu, 30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).]**, così come definito al **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) ñNorme tecniche per le Costruzioni.

5 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) ñNorme tecniche per le Costruzioni.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I, di cui sotto.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi ï 10 anni
Media durata	1 settimana ï 6 mesi
Breve durata	Meno di 1 settimana
Istantanea	---

Le classi di durata del carico si riferiscono ad un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Di seguito si riportano le condizioni di carico assegnate agli elementi orizzontali e di collegamento verticali, quali platee di fondazione, strutture in elevazione in acciaio e legno lamellare, relative ad ogni singolo manufatto.

5.1 CLASSI DI SERVIZIO (ASTE IN LEGNO)

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II, di cui sotto.

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Nel caso specifico è stata considerata una **Classe di servizio 2**.

Di seguito si riportano i carichi valutati per i diversi elementi.

5.2 PLATEA DI FONDAZIONE IMPIANTO

Caratteristiche Generiche	
Descrizione	Platea
Condizione di Carico Utente	Carico Verticale
Sovraccarico Permanente	
Sottofondo e pavimento di tipo industriale in calcestruzzo	[N/m ²] 2 '000
Sovraccarico Accidentale	
Ambienti ad uso industriale (Cat. E2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	[N/m ²] 3 '000
Tipologia di Carico Accidentale	Magazzini

Caratteristiche Generiche	
Descrizione	Platea Cunicoli
Condizione di Carico Utente	Carico Verticale
Sovraccarico Permanente	
	[N/m ²] 0
Sovraccarico Accidentale	
Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN (Cat. F – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	[N/m ²] 2 '500
Tipologia di Carico Accidentale	Permanenti NON Strutturali

Caratteristiche Generiche	
Descrizione	Soletta
Condizione di Carico Utente	Carico Verticale
Sovraccarico Permanente	
Sottofondo e pavimento di tipo industriale in calcestruzzo + Apparecchiature	[N/m ²] 5 '900
Sovraccarico Accidentale	
Ambienti ad uso industriale (Cat. E2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	[N/m ²] 2 '500
Tipologia di Carico Accidentale	Magazzini
☐ Carico per Neve	[N/m ²] 0

5.3 TETTOIA DI COPERTURA IN LEGNO

Caratteristiche Generiche

Descrizione: Copertura in Legno

Condizione di Carico Utente: Carico Verticale

Peso Proprio

Orditura secondaria e tavolato in legno [N/m²] 300

Sovraccarico Permanente

Manto di tegole e coibentazione [N/m²] 600

Sovraccarico Accidentale

Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008) [N/m²] 500

Tipologia di Carico Accidentale: Coperture

☒ Carico per Neve [N/m²] 480

Carico Neve		
$a_{s(Montescudaio)}$	18,00	slm
q_{sk}	0,60	KN/m²
C_E	1,00	
C_t	1,00	
μ_i	0,80	
$q_{s(neve)}$	0,48	KN/m²
Carico Vento		
$a_{s(Montescudaio)}$	18,00	slm
v_b	27,00	m/s
ρ	1,25	Kg/m³
z_0	0,10	m
z	5,50	m
k_r	0,20	
c_t	1,00	
q_b	0,46	KN/m²
C_e	1,76	
C_p	0,80	
C_d	1,00	
$P_{(vento)}$	0,64	KN/m²

5.4 PASSERELLA CALPESTABILE

Caratteristiche Generiche	
Descrizione	Solaio Passerella
Condizione di Carico Utente	Carico Verticale
Peso Proprio	
Grigliato in PRFV	[N/m²] 300
Sovraccarico Permanente	
Corrimano e parapetti in acciaio inox	[N/m²] 500
Sovraccarico Accidentale	
Cat. C2 Balconi e ballatoi	[N/m²] 4 '000
Tipologia di Carico Accidentale	Scale
☐ Carico per Neve	[N/m²] 0

5.5 SEPARATORE DI CONDENSA E FILTRI A CARBONI ATTIVI

Caratteristiche Generiche	
Descrizione	Fondo serbatoio
Condizione di Carico Utente	Carico Verticale
Sovraccarico Permanente	
Carboni attivi	[N/m²] 10 '000
Sovraccarico Accidentale	
Fondo serbatoio	[N/m²] 500
Tipologia di Carico Accidentale	Magazzini
☐ Carico per Neve	[N/m²] 0

6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
43.3170	10.5407	18

6.1 VERIFICHE DI REGOLARITÀ

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

Le tabelle seguenti riepilogano, per le strutture in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

6.1.1 Verifiche regolarità platea fondazione impianto e tettoia copertura in legno

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	NO

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD non il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

6.1.2 Verifiche di regolarità Passerella calpestabile

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	NO
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	NO

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD non il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta
- NON REGOLARE in altezza

6.2 CLASSE DI DUTTILITÀ

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttività (CD).

- CD^A (Alta);
- CD^B (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Tutte le strutture oggetto della presente relazione tecnica, che costituiscono l'insieme di manufatti a servizio del nuovo impianto di depurazione e trattamento delle acque reflue industriali sono state progettate in classe di duttilità **BASSA**.

6.3 SPETTRI DI PROGETTO PER S.L.U. E S.L.D.

Gli edifici sono stati progettati per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica

Stato Limite	a_g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s
	[g]		[s]		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	0.0360	2.547	0.206	1.51	0.103	0.310	1.744	1.20
SLD	0.0455	2.514	0.228	1.48	0.112	0.337	1.782	1.20
SLV	0.1129	2.503	0.270	1.43	0.129	0.386	2.051	1.20
SLC	0.1438	2.511	0.279	1.42	0.132	0.396	2.175	1.20

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1,00**.

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del § 7.3.1 del D.M. 14/01/2008:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

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

N.B: Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei § 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
c) Strutture con controventi eccentrici		
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Per le strutture oggetto della presente relazione tecnica sono stati determinati i valori riportati nei paragrafi seguenti.

6.3.1 Platea di fondazione dell'impianto e tettoia di copertura in legno

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **1,50**

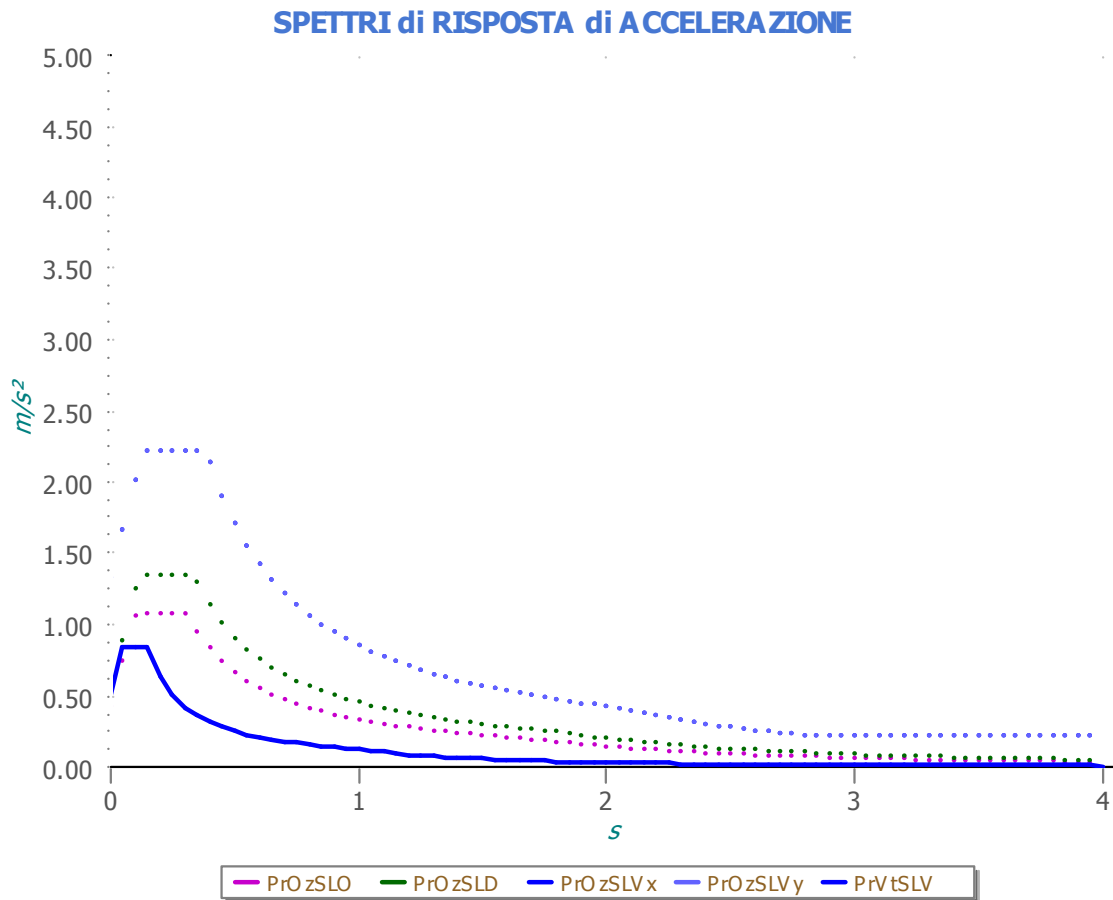
Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **1,50**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

1. tipologia tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008: **A pendolo inverso**
2. tipologia strutturale: -
3. $\alpha_u/\alpha_1, X$: **1**
4. $\alpha_u/\alpha_1, Y$: **1**
5. fattore di riduzione q_0 (kw): **1.00**
6. regolarità in pianta: **NON REGOLARE**
7. regolarità in altezza: **NON REGOLARE**

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.3.2 Passerella calpestabile

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **1,60**

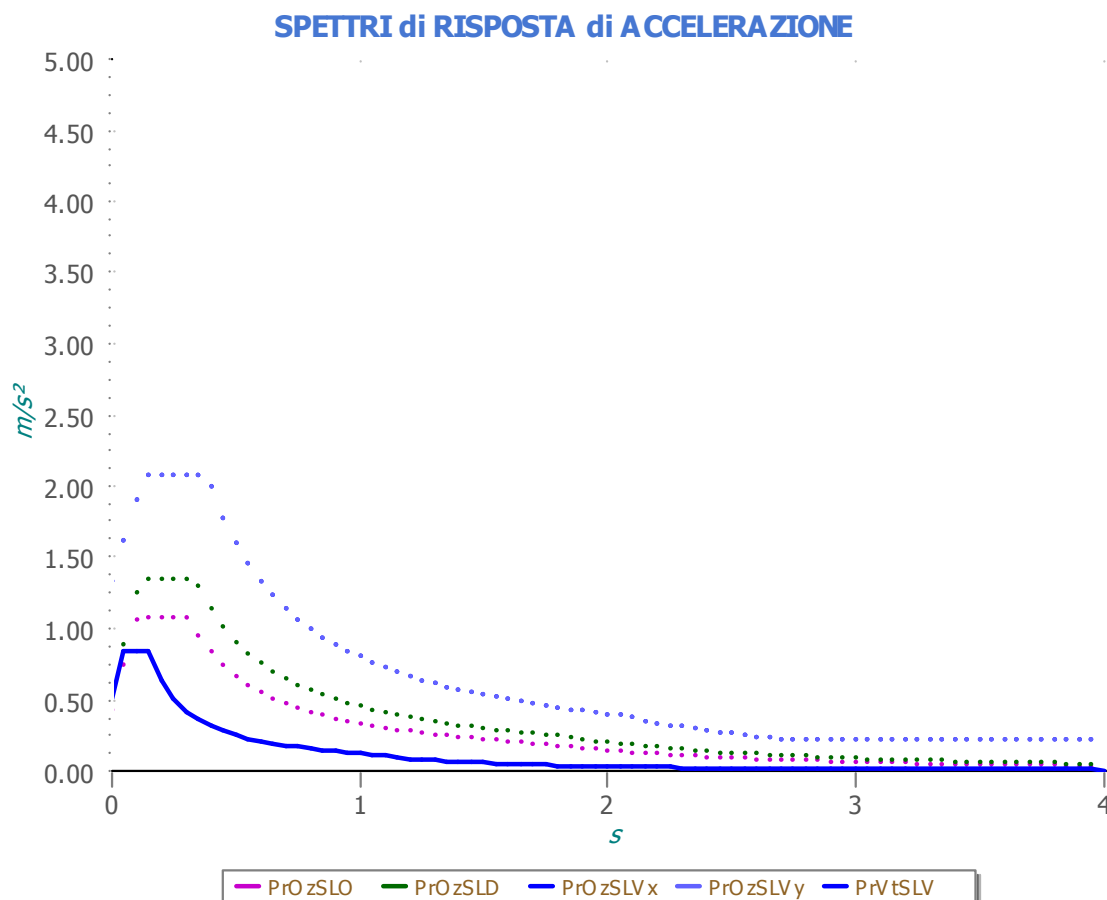
Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **1,60**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

- tipologia tab. 7.5.II D.M. 14/01/2008: **A mensola o pendolo invertito**
- tipologia strutturale: -
- $\alpha_u/\alpha_1, X$: **1**
- $\alpha_u/\alpha_1, Y$: **1**
- regolarità in pianta: **NON REGOLARE**
- regolarità in altezza: **NON REGOLARE**

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.4 METODO DI ANALISI

6.4.1 Platea di fondazione dell'ampianto e tettoia di copertura in legno

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (20) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della strutture:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	99.3
salvaguardia della vita	Y	99.2
salvaguardia della vita	Z	47.6

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

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

con:

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

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglienti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.4.2 Passerella calpestabile

Gli effetti del sisma sono stati valutati convenzionalmente mediante analisi statica della struttura soggetta a:

- un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma, distribuite (sia planimetricamente che altimetricamente) in modo da simulare gli effetti dinamici del sisma.
- un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei. Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore ϵ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \bar{A} d_{Ee}$$

dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \bar{A}_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q \leq 4$.

6.6 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

6.7 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

7 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

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

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

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 192 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

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

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati

considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate.

7.2 STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

8 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 DENOMINAZIONE

Nome del Software		EdiLus
Versione		26.00a
Caratteristiche del Software		Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie		13041419
Intestatario Licenza		INGEGNO P & C srl
Produzione e Distribuzione		ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

8.2 SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ GENERALI

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

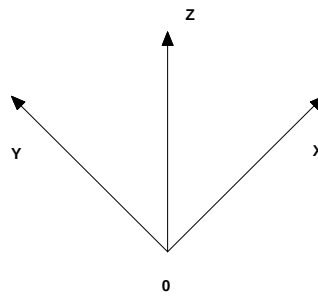
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

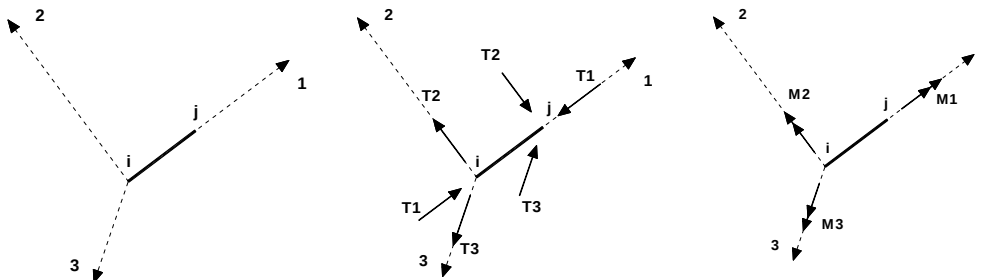
8.3 SISTEMI DI RIFERIMENTO

8.3.1 Riferimento globale



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O,X,Y,Z (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

8.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

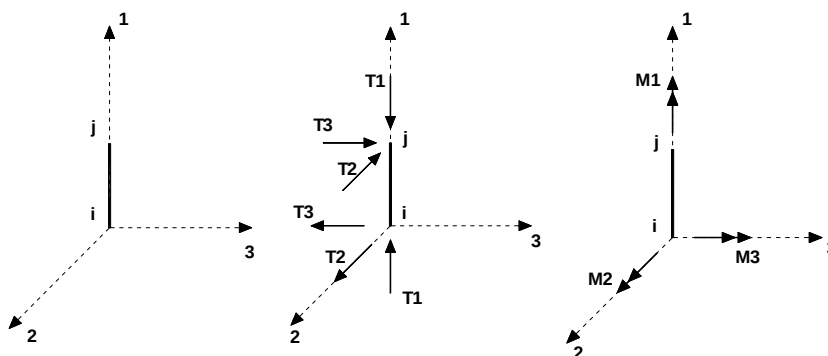
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione $T1$ (agente nella direzione $i-j$);
- Sollecitazioni taglienti $T2$ e $T3$, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 ($M2$ e $M3$);
- Sollecitazione torcente $M1$.

8.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all'asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X .

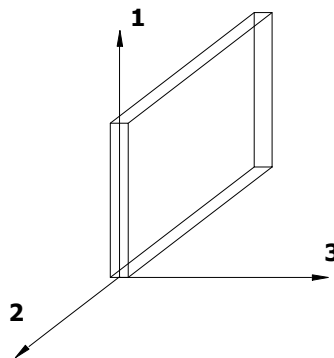
Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X , mentre l'asse 3 sarebbe

parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.3.4 Riferimento locale per pareti



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

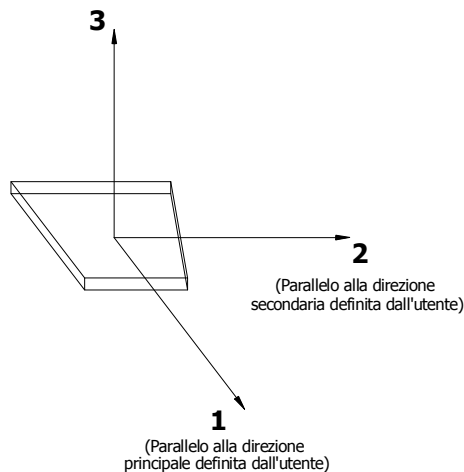
Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

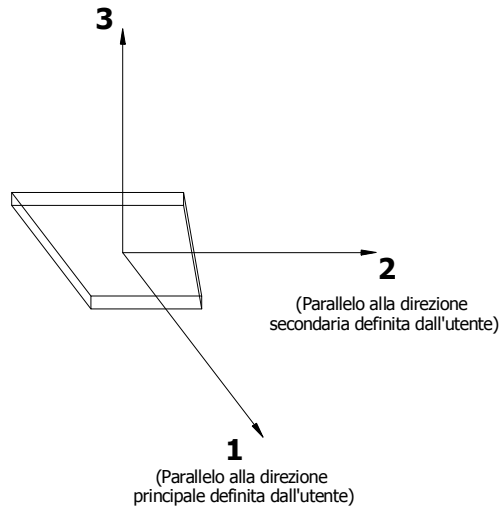
8.3.5 Riferimento locale per solette



In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

8.3.6 Riferimento locale per platee



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

8.4 MODELLO DI CALCOLO

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi, relativi ai singoli manufatti:

- ✓ Platea di fondazione dell'impianto e tettoia di copertura in legno

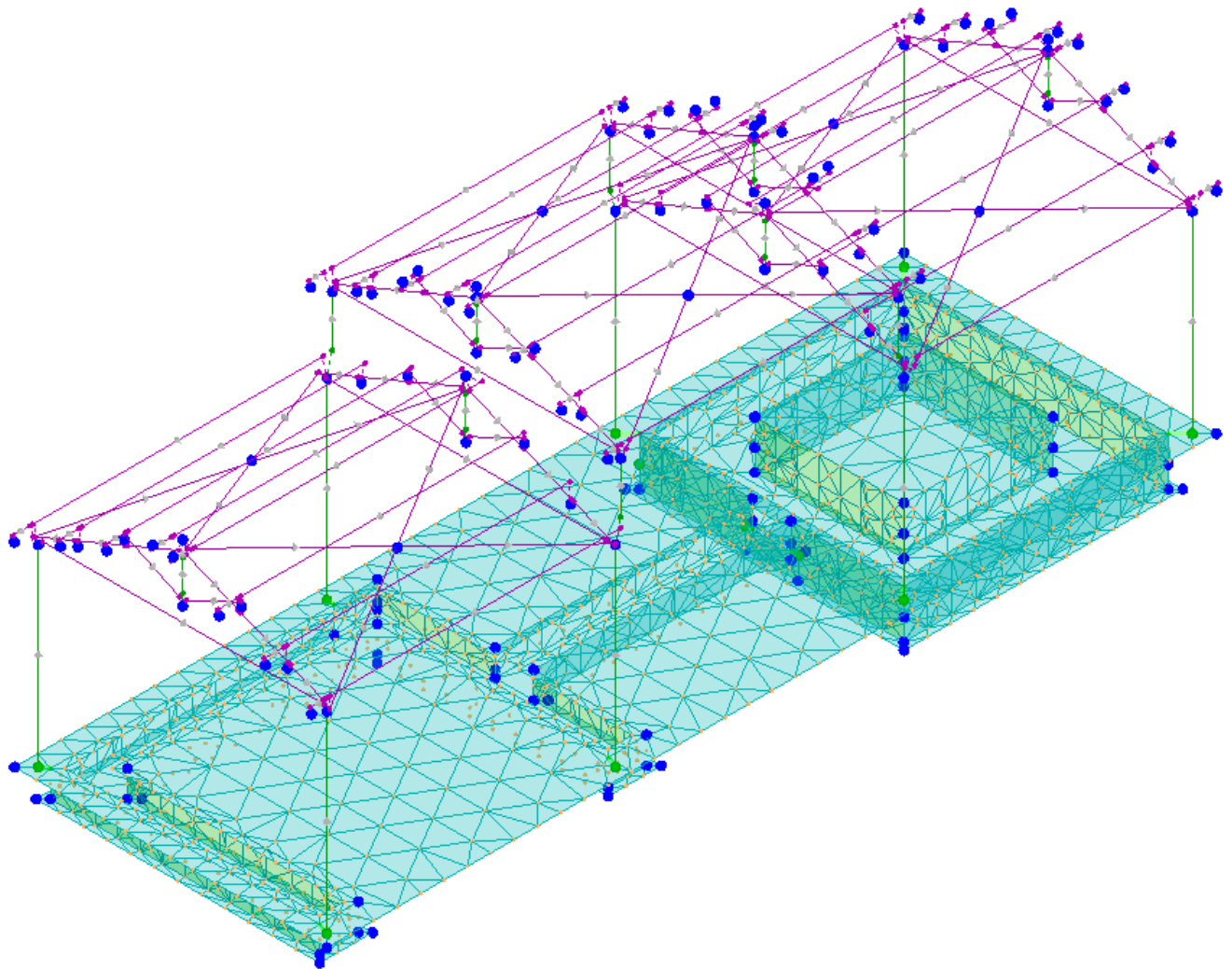


Figura 7. Rappresentazione del modello della platea e della copertura lignea - Vista anteriore

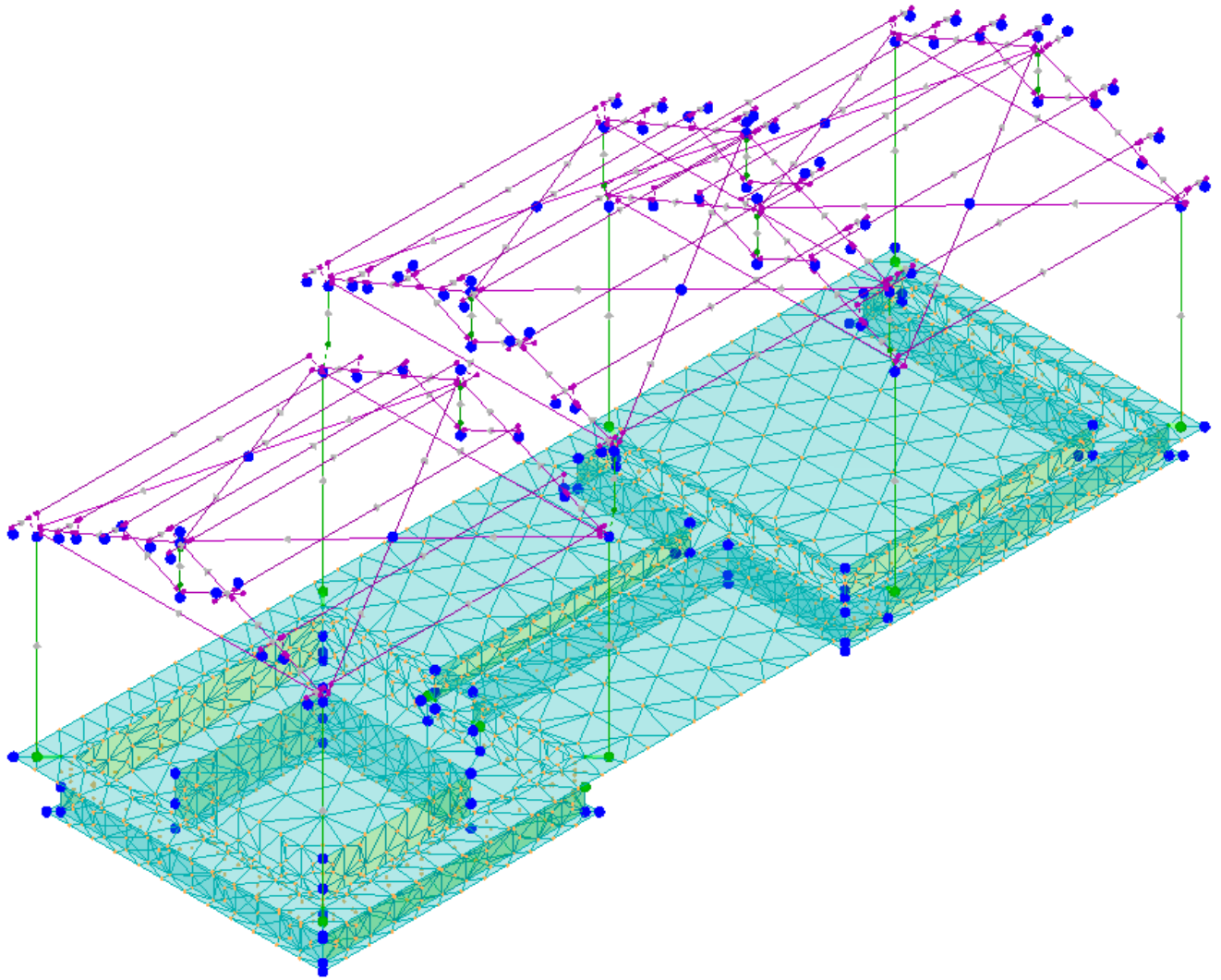


Figura 8. Rappresentazione del modello della platea e della copertura lignea i Vista posteriore

✓ Passerella calpestabile

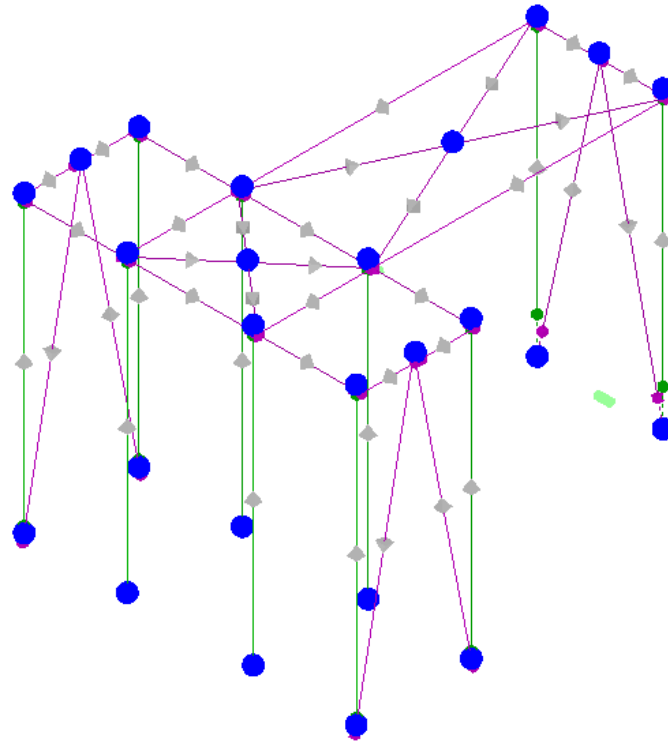


Figura 9. Rappresentazione del modello della passerella i Vista anteriore

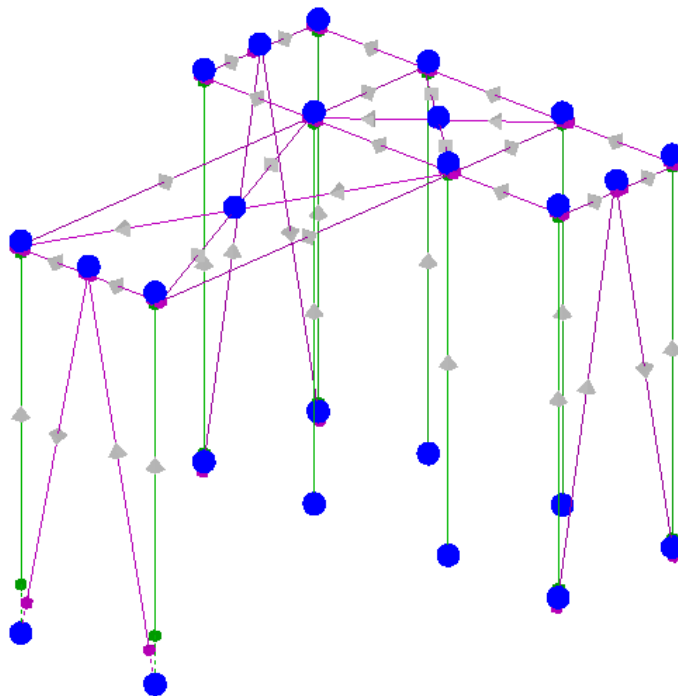


Figura 10. Rappresentazione del modello della passerella i Vista posteriore

✓ Separatore di condensa e filtri a carboni attivi

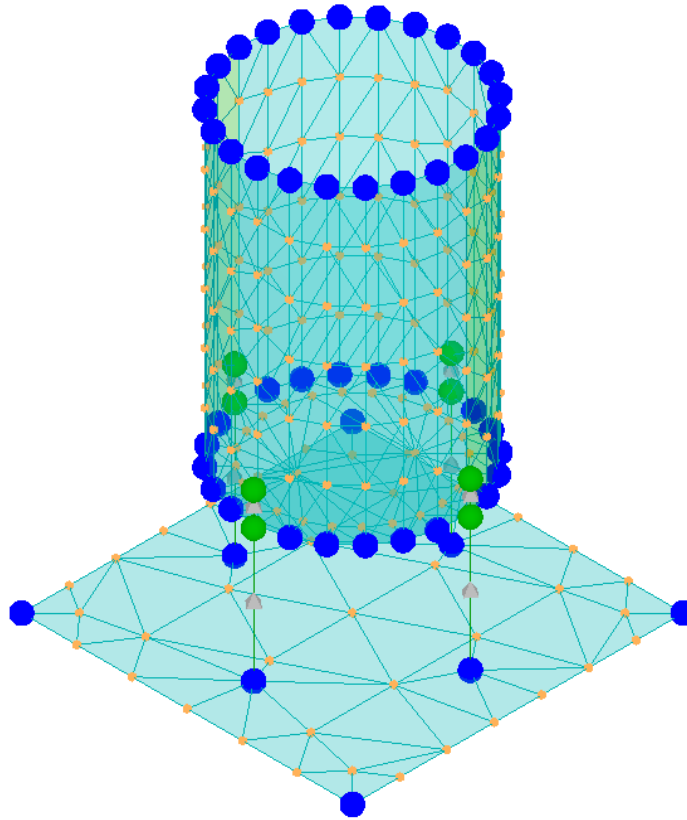


Figura 11. Rappresentazione del modello del separatore di condensa e filtro a carboni attivi

Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

8.5 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel § 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.6 VERIFICHE DI RESISTENZA

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;
 M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa

l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in legno, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici

della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , di cui al § 11.7.1.1.

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al punto 4.4.8.1 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nei tabulati, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$C_s = R_d/S_d.$$

Per quanto concerne la verifica degli elementi in acciaio, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e γ , coefficiente di sicurezza, mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi par. 4.2.3.2 del D.M. 14 gennaio 2008).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al punto 4.2.4.1.2 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei tabulati, per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$C_s = R_d/S_d.$$

8.7 GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al § 7.4.4 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di di estremità, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CDòAò, ad 1,00 per strutture in CDòBò. La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del § 7.4.4.1.2.2.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di ñpiano deboleò che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a **flessione** delle zone dissipative dei

pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD $\bar{A}$ e 1,1 per CD $\bar{B}$. In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.1.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al **taglio**, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del § 7.4.4.2.2.2.

- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.3.1.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel § 7.4.4.5.1. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del § 7.4.4.5.2.

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al § 7.2.5 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- per le strutture progettate sia in CD $\bar{A}$ che in CD $\bar{B}$ il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla

combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 è associata al concomitante valore del momento flettente e del taglio ottenuto amplificando le azioni trasferite dagli elementi soprastanti con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CDñBò e 1,3 in CDñAò.

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei tabulati di calcolo.

Per quanto riguarda le aste in acciaio, sono state applicate le disposizioni contenute al par. 7.5.3 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- per gli elementi travi e pilastri sono state effettuate le verifiche definite al par. 7.5.4 e relativi sotto paragrafi;
- per gli elementi di controventamento sono state effettuate le verifiche definite al punto 7.5.5; più specificatamente, per gli elementi dissipativi (aste tese di controventi a X o aste di controventi a V) sono state effettuate le relative verifiche di resistenza; per gli elementi in acciaio (travi o colonne) ad essi collegati le sollecitazioni di progetto sono state ricavate considerando come agenti le resistenze degli elementi dissipativi, opportunamente amplificate dal minimo coefficiente Ω tra tutti gli elementi dissipativi collegati alla trave o colonna.

Le relative verifiche sono riportate nei tabulati, con l'indicazione del coefficiente Ω utilizzato per la singola verifica.

8.8 VERIFICHE DI INSTABILITÀ (ASTE IN ACCIAIO)

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del par. 4.2.4.1.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei tabulati, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

8.9 VERIFICHE DI INSTABILITÀ (ASTE IN LEGNO)

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del par. 4.4.8.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il § 6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Nei tabulati, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

8.10 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ (ASTE IN ACCIAIO)

Sono state condotte le verifiche definite al par. 4.2.4.2 del D.M. 14 Gennaio 2008 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.1).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.2).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (par. 4.2.4.2.2).

I relativi risultati sono riportati nei tabulati.

8.11 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ (ASTE IN LEGNO)

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale u_{fin} , relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in} + u_{dif}$$

dove:

u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;

u_{dif} è la deformazione differita che può essere valutata attraverso la relazione:

$$u_{dif} = u_{in} \bar{k}_{def}$$

nella quale:

u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

k_{def} è il coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel § 6.4.3 della CNR-DT 206/2007.

I relativi risultati sono riportati nei tabulati.

9 PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

Sono state verificate le seguenti tipologie di collegamenti in acciaio:

- Ripristino
- Ripristino flangiato
- Trave-Colonna flangiato
- Trave-Colonna squadretta
- Colonna-Trave flangiato
- Colonna-Trave squadretta
- Colonna-Fondazione
- Asta con elemento in c.a.
- Asta principale-Asta secondaria
- Asta reticolare

Per ogni collegamento sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche. In particolare:

- Per i bulloni sono state effettuate verifiche a Taglio e Trazione sia per la singola sollecitazione che per presenza contemporanea di tali sollecitazioni.
- Per le piastre sono state effettuate verifiche a Rifollamento, a Flessione con la presenza eventuale di costole, a Punzonamento e alle Tensioni nel piano della piastra.
- Per le costole è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni parallele e ortogonali al piano della costola.
- Per i cordoni di saldatura è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni tangenziali parallele e ortogonali alla lunghezza del cordone e la tensioni normali ortogonale alla lunghezza.
- Per i tirafondi sono state effettuate verifiche a sfilamento per trazione
- Per le piastre d'attacco con le fondazioni e gli elementi in c.a. è stata effettuata la verifica del calcestruzzo di base.

Nei tabulati, per ogni collegamento presente nella struttura, sono riportate le indicazioni geometriche e le relative verifiche.

9.1 VERIFICHE DELLE UNIONI LEGNO-LEGNO E DEGLI APPOGGI

Le unioni legno-legno sono rappresentate da intagli opportunamente sagomati per consentire la realizzazione, ad esempio di travature reticolari e simili. Un'asta può pertanto presentare alle estremità diverse facce variamente orientate, per le quali vengono effettuate verifiche a compressione generalmente inclinata rispetto alle fibre, previa ripartizione della componente di sforzo normale tra le facce stesse.

In maniera analoga si procede per gli elementi appoggiati, per i quali si valuta la resistenza a compressione inclinata rispetto alle fibre.

10 RISULTATI DELLE SOLLECITAZIONI SULLE STRUTTURE

Si riportano di seguito i risultati grafici relativi allo stato tensivo dei manufatti, generati dalle sollecitazioni e dai carichi applicati alle strutture oggetto della presente relazione tecnica.

10.1.1 Platea di fondazione dell'impianto

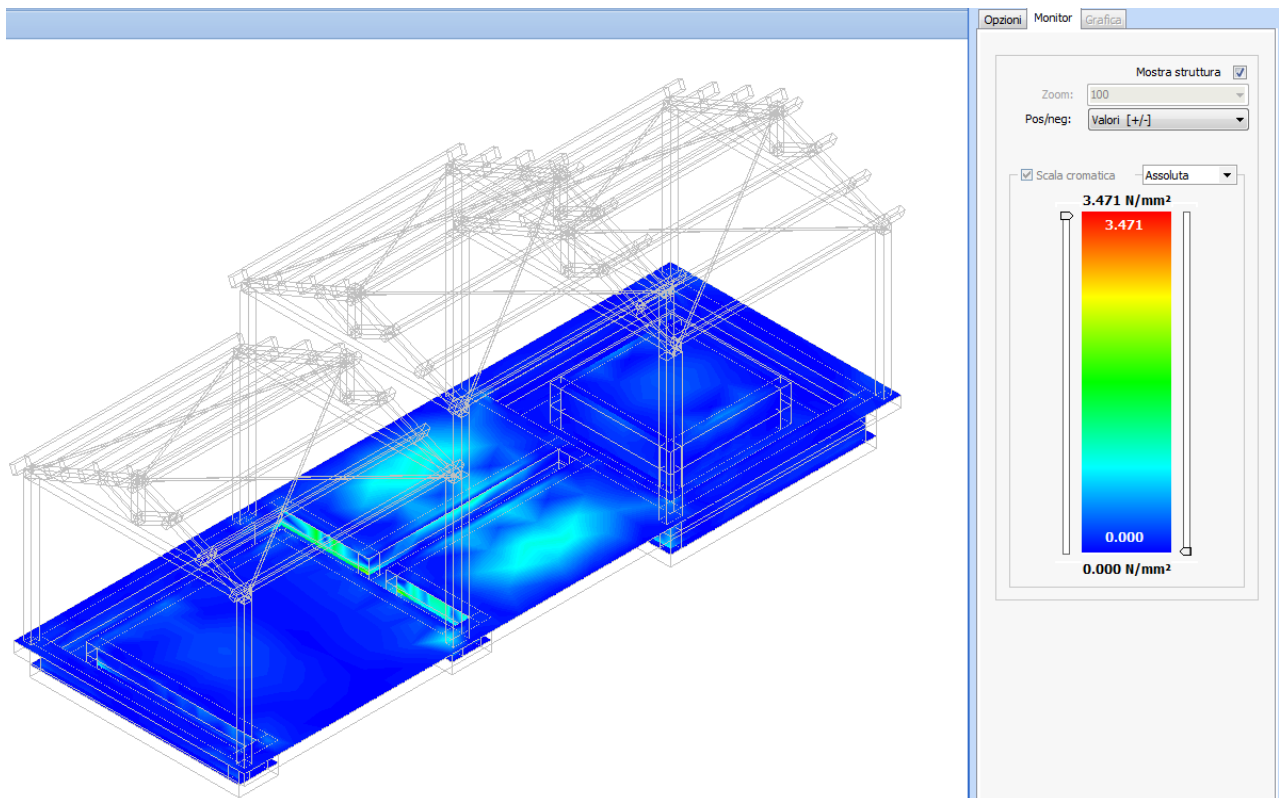


Figura 12. Stato tensivo platea di fondazione direzione 1

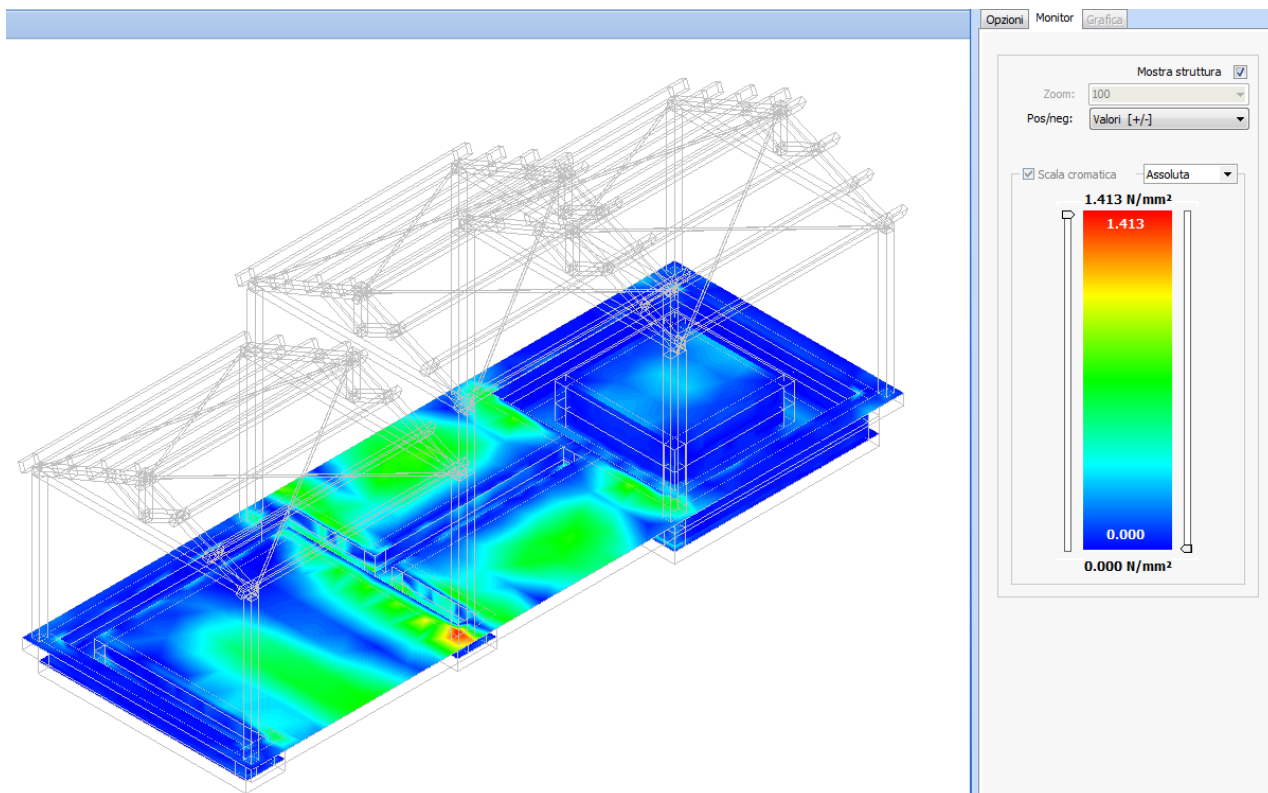


Figura 13. Stato tensivo platea di fondazione direzione 2

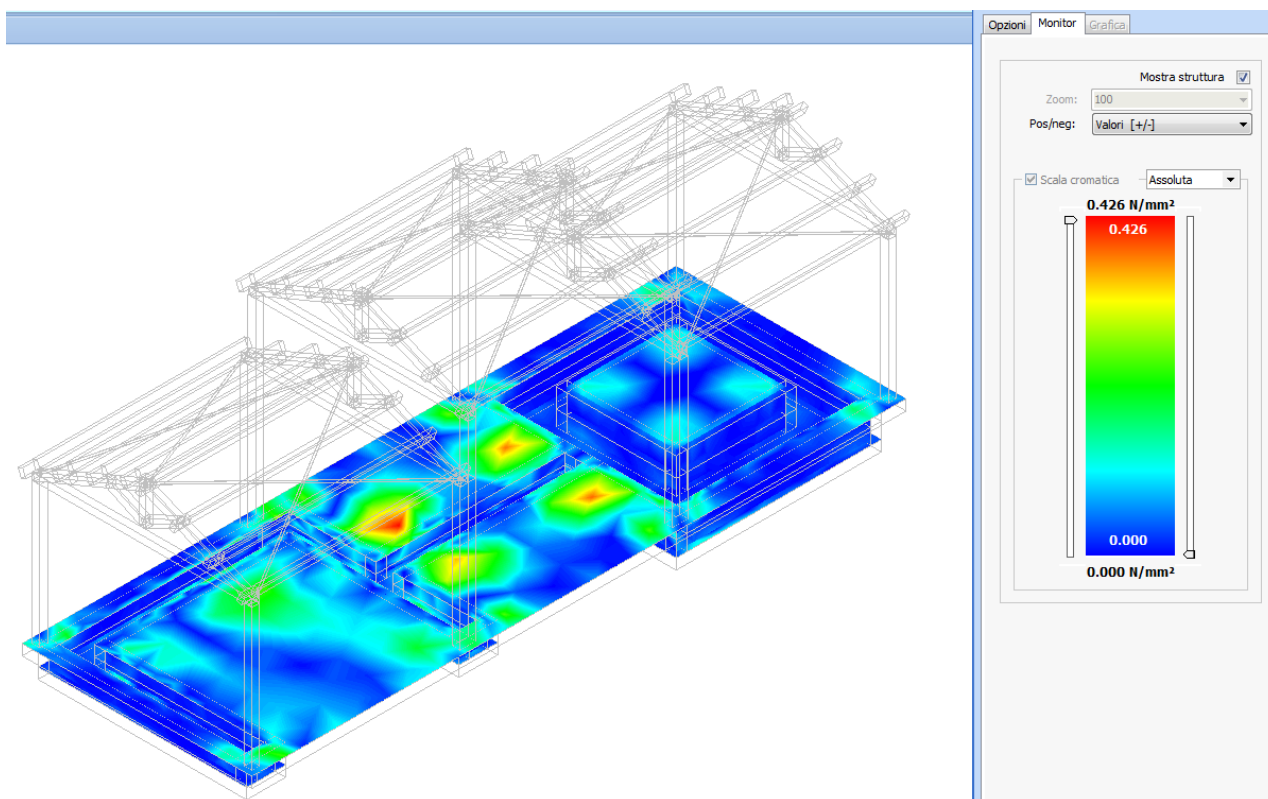


Figura 14. Stato tensivo platea di fondazione direzione 1-2

10.1.2 Tettoia di copertura in legno

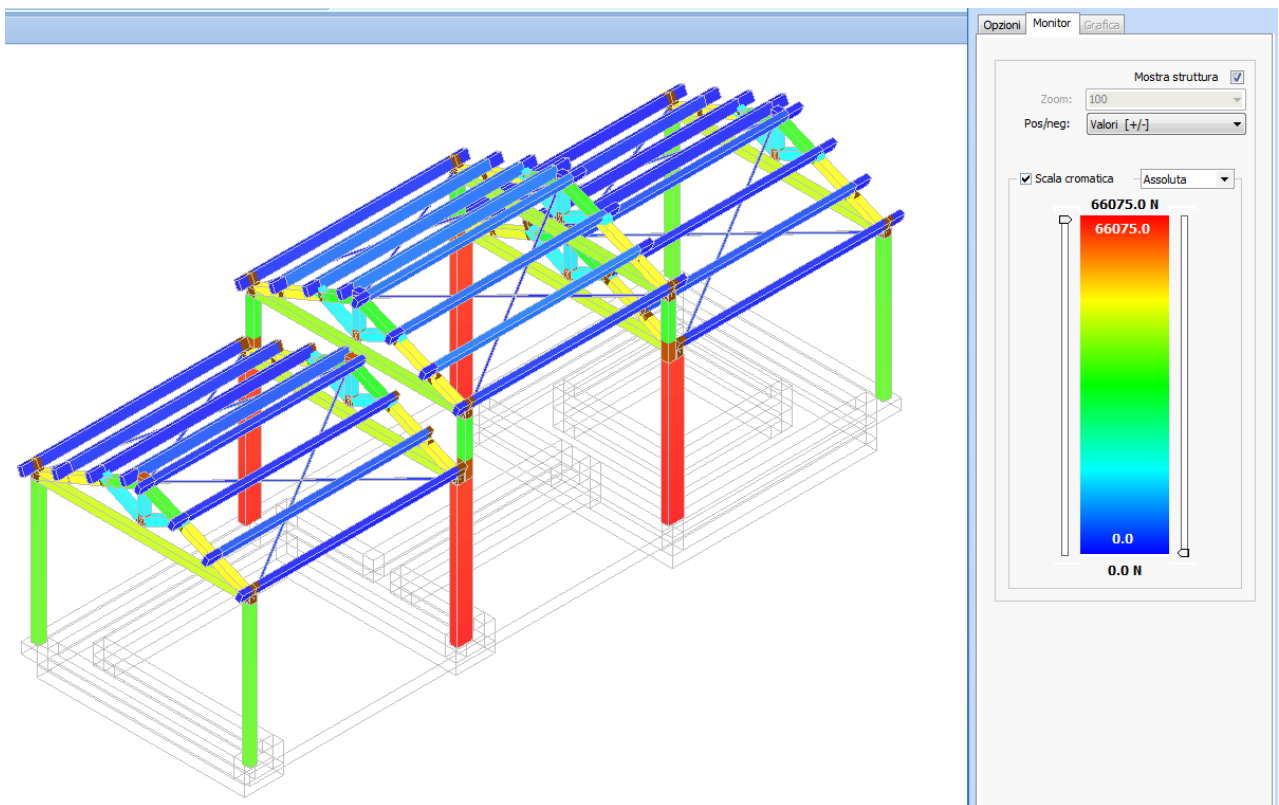


Figura 15. Stato tensivo tettoia a sforzo normale

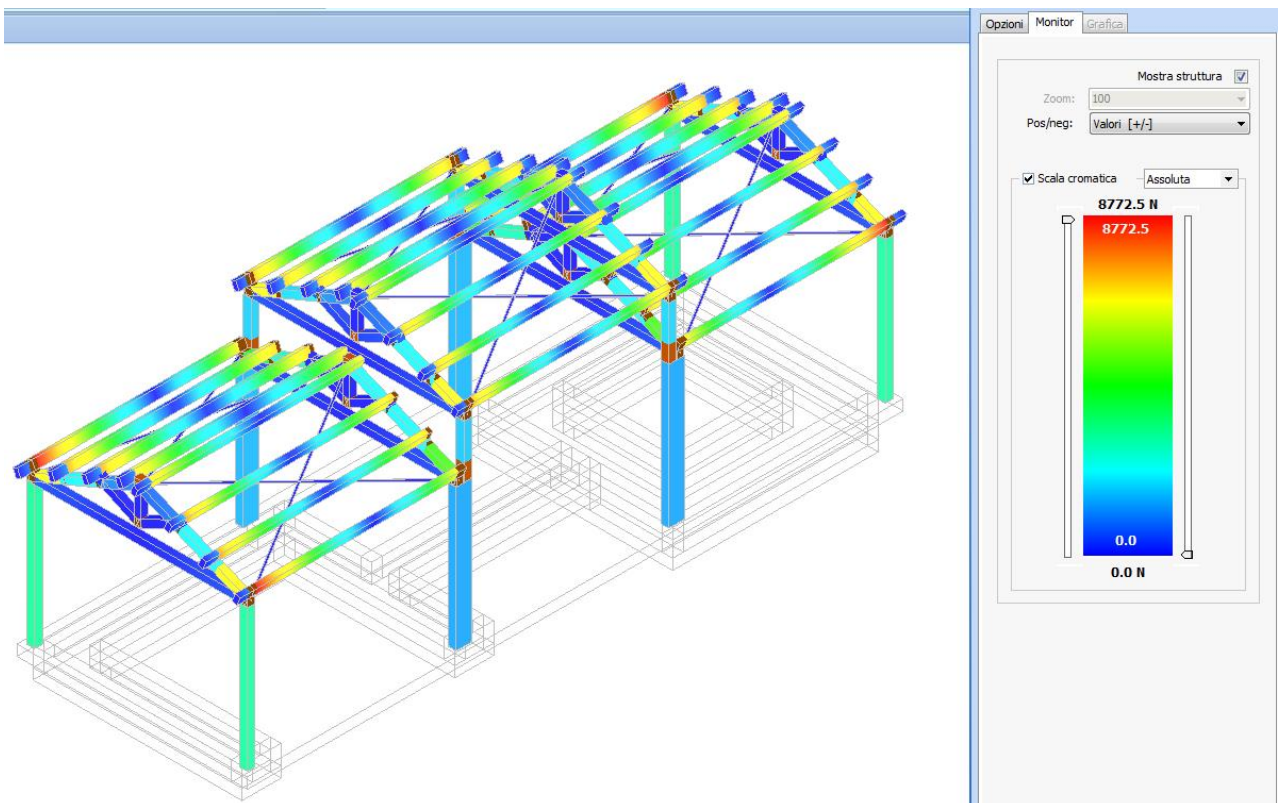


Figura 16. Stato tensivo tettoia a sforzo di taglio

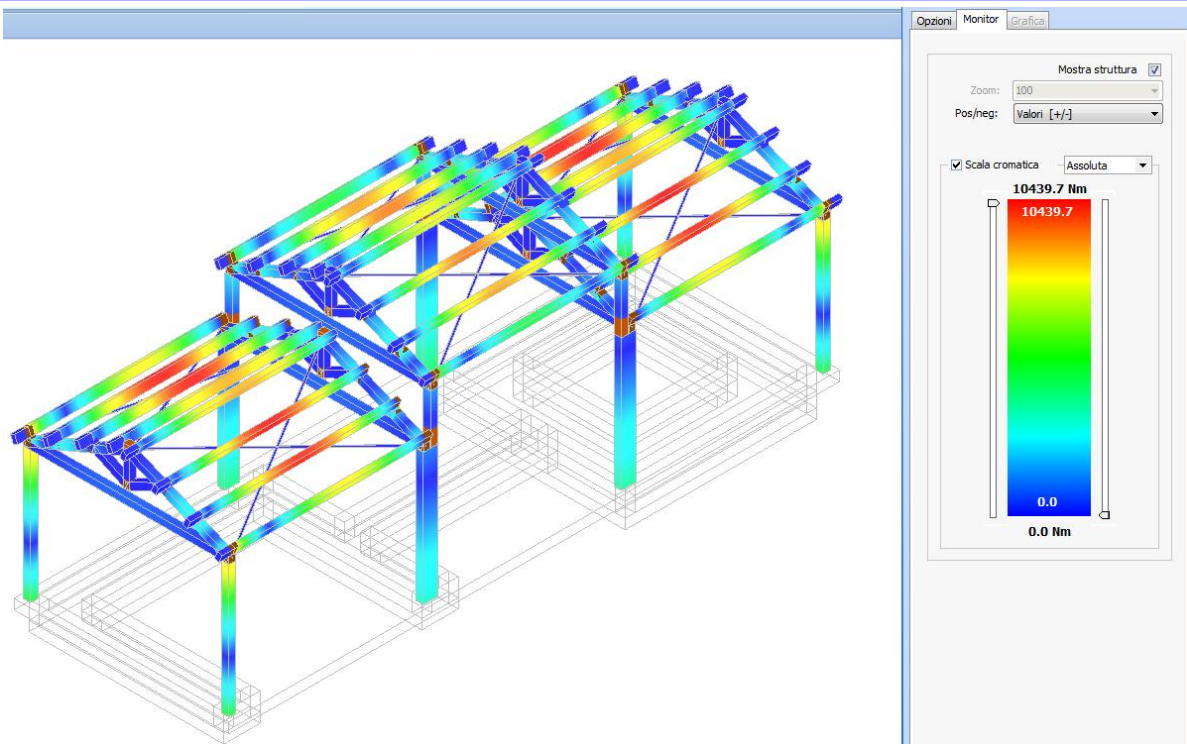


Figura 17. Stato tensivo tettoia a momento flettente

10.1.3 Passerella calpestabile

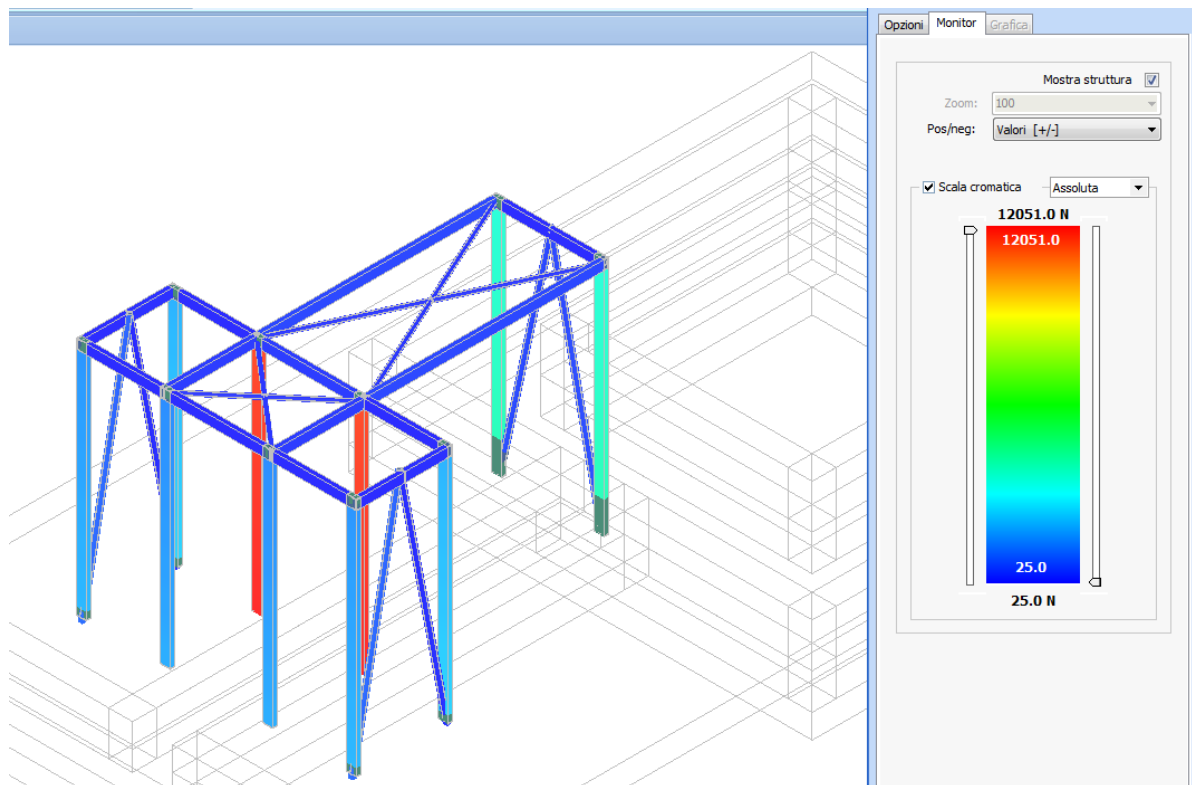


Figura 18. Stato tensivo tettoia a sforzo normale

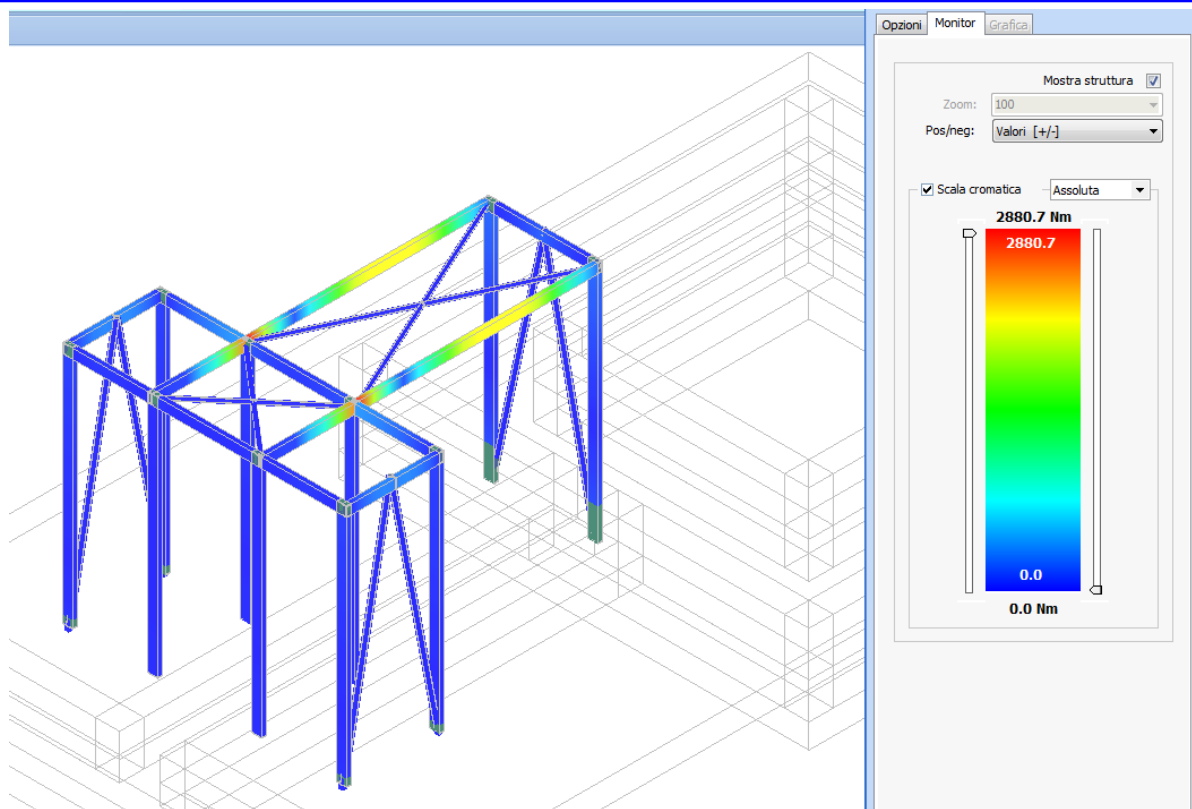


Figura 19. Stato tensivo tettoia a momento flettente

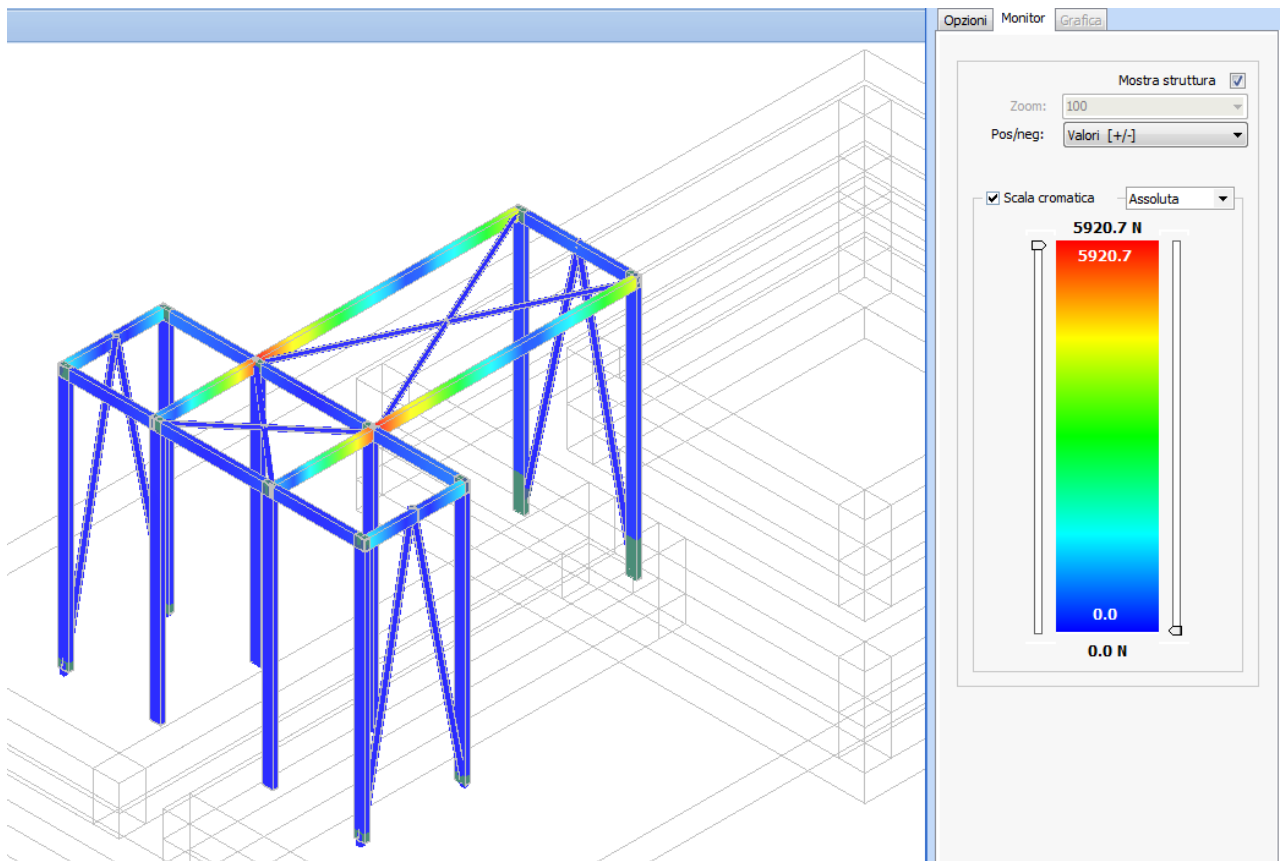


Figura 20. Stato tensivo tettoia a sforzo di taglio

11 RISULTATI DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI DEI SERBATOI

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli e dei grafici relativi allo stato tensivo dei manufatti in acciaio quali il separatore di condense ed i filtri a carboni attivi, generati dalle sollecitazioni e dai carichi applicati alle strutture oggetto della presente relazione tecnica.

11.1 SOLLECITAZIONI E STATO DI TENSIONI DEI PROFILATI IN ACCIAIO

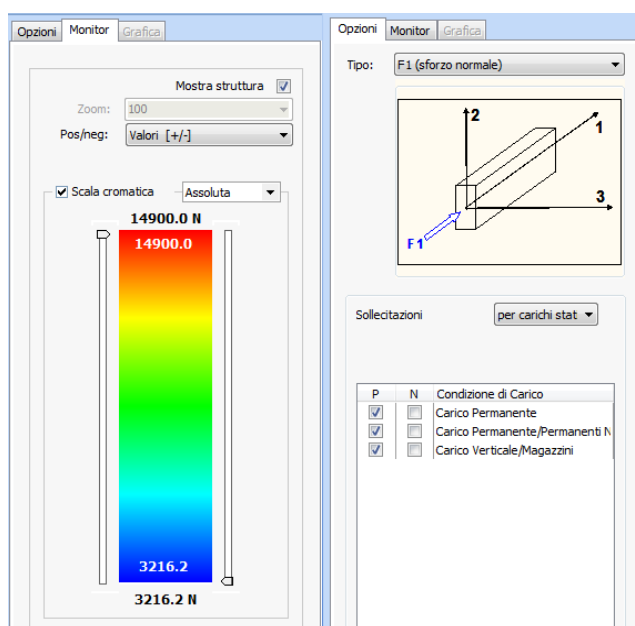
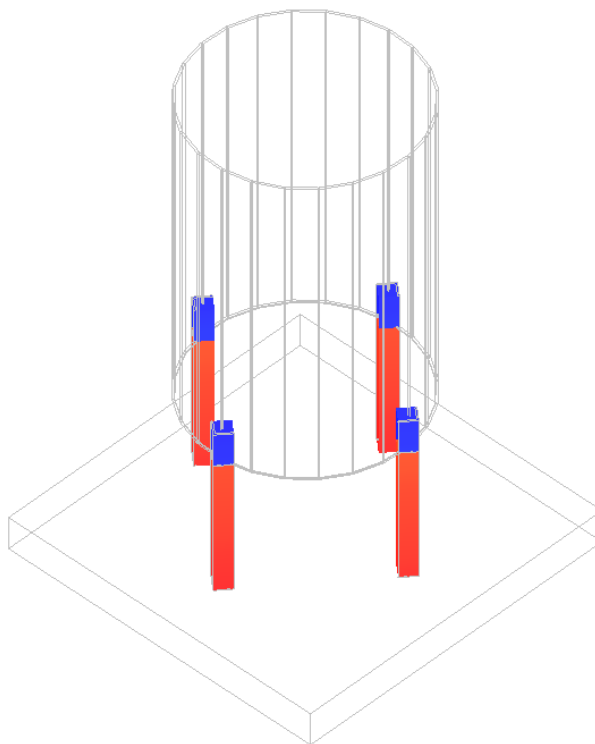


Figura 21. Stato tensivo serbatoio a sforzo normale

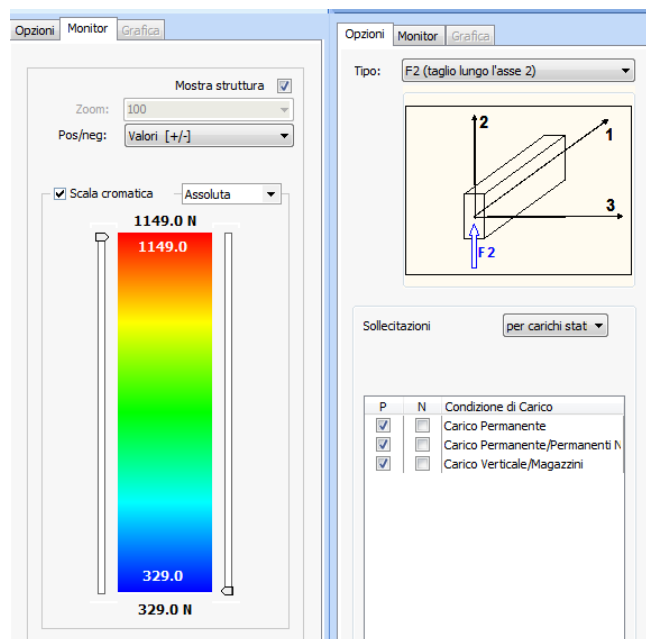
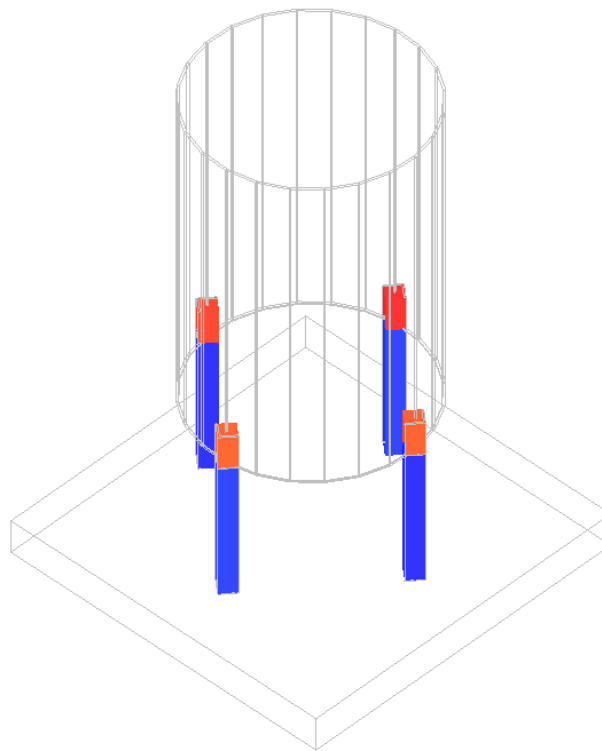


Figura 22. Stato tensivo serbatoio a sforzo di taglio

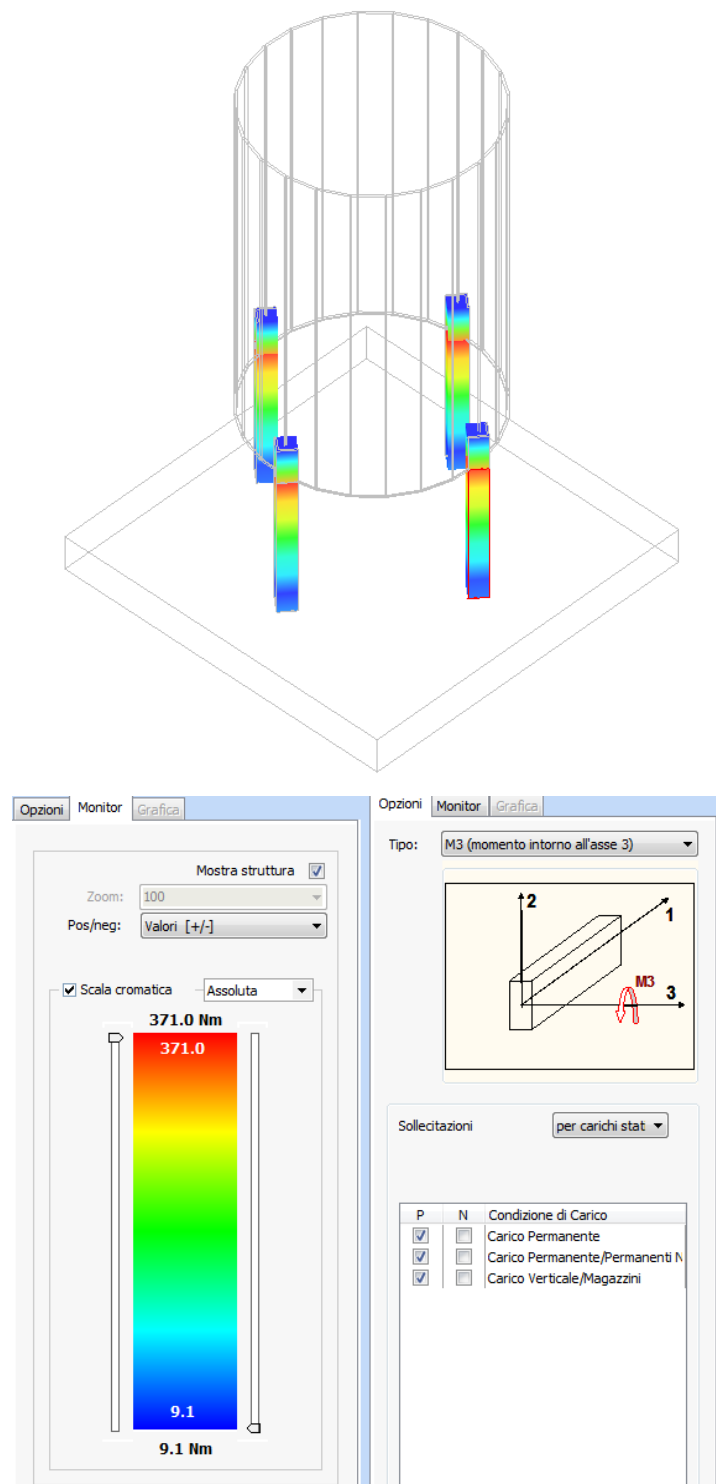


Figura 23. Stato tensivo serbatoio a momento flettente

11.2 SEZIONE PROFILI ACCIAIO

Le valutazioni relative al comportamento strutturale del separatore di condensa e dei filtri a carboni attivi, così come definiti ai paragrafi precedenti, sono state effettuate al fine di definire la sezione delle aste di sostegno e supporto dei due manufatti in acciaio.

Nello specifico la sezione delle aste in acciaio S275, avranno sezione a L con caratteristiche sotto definite.

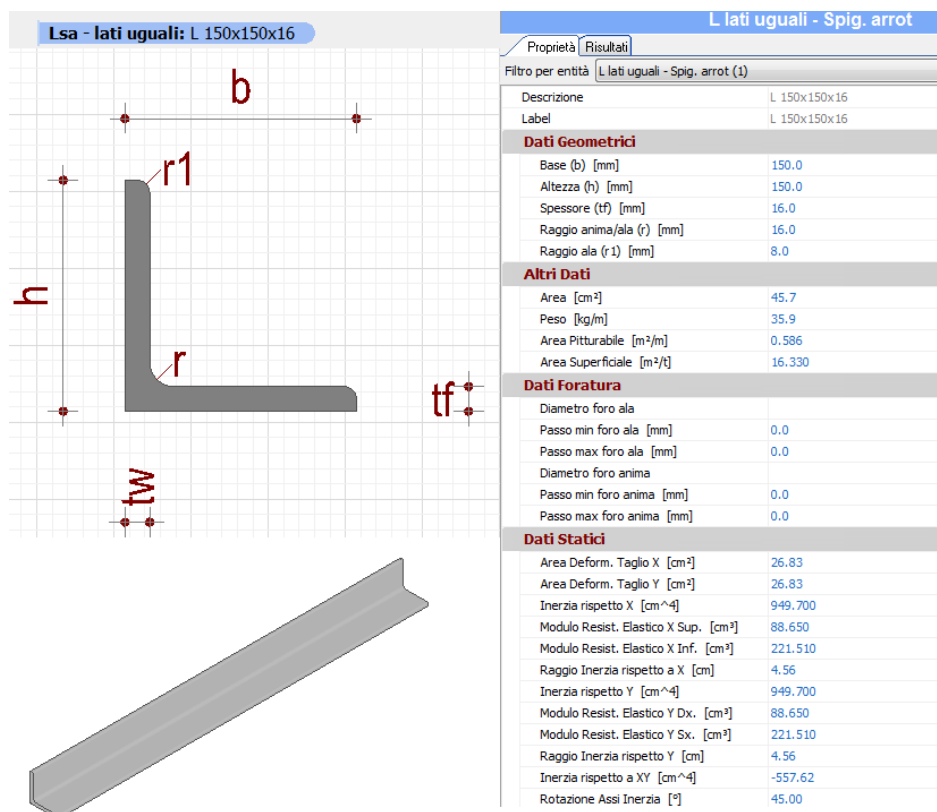


Figura 24. Sezione profilati in acciaio di sostegno al serbatoio condensa e ai filtri a carboni attivi

11.3 CALCOLO SPESSORI DEI FASCIAMI METALLICI E DEI FONDI CURVI

11.3.1 Calcoli separatore di condensa

CALCOLO SPESSORE FASCIAME CILINDRICO

Descrizione	Simbolo	Unità di misura	Valore
stato di sollecitazione interna	p	MPa	0,050
stato di sollecitazione ammissibile di progetto a Tamb.	f	MPa	186,67
Resistenza a trazione a temperatura ambiente	Rm	MPa	580
Resistenza a snervamento a temperatura ambiente	Rp0.2	MPa	280
Diametro interno massimo	Dmax	mm	
Altezza del cilindro	H	mm	1500
Modulo di efficienza delle sezioni d indebolimento	z		1
Modulo di elasticità del materiale	Et	MPa	200000
Diametro esterno del fasciame cilindrico	De	mm	1910
Sollecitazione ammissibile a temperatura ambiente	f	MPa	186,67
Spessore minimo di calcolo di parete	s0	mm	0,256
Rapporto per determinare il modulo di efficienza z	p/f		0,00027
Tempo di corrosione	T	anni	10
Spessore di corrosione massimo annuo	Sc	pollici/anno	0,002
	Scorr	mm	0,50800
Spessore totale	S0+Scorr	mm	0,764
Spessore di progetto	S	mm	4,000

CALCOLO SPESSORE FONDO ELLITTICO

Descrizione	Simbolo	Unità di misura	Valore
stato di sollecitazione interna	p	MPa	0,055
stato di sollecitazione ammissibile di progetto a T amb.	f	MPa	186,667
Resistenza a trazione a temperatura ambiente	Rm	MPa	580
Resistenza a snervamento a temperatura ambiente	Rp0.2	MPa	280
Raggio di curvatura all'intradosso del fondo	Rb	mm	2270,523
Raggio di curvatura all'intradosso del fondo	Ra	mm	167,891
Diametro esterno	De	mm	1910
Diametro interno	Di	mm	1906
Modulo di efficienza delle sezioni d indebolimento	z		1
Coefficiente di forma	C0		1,35
Coefficiente di forma	C		2,99
Altezza del fondo	H	mm	400
Rapporto H/De	H/De		0,209
Rapporto S/De	S/De		0,002
Spessore del fasciame cilindrico	S	mm	4
Rapporto per determinare il modulo di efficienza z	p/f		0,00030
Spessore caso 1	s0	mm	0,8
Spessore caso 2	s0	mm	0,4
Spessore caso 3	s0	mm	0,3
Spessore minimo di calcolo di parete	s0	mm	0,8
Tempo di corrosione	T	anni	10
Spessore di corrosione massimo annuo	Sc	pollici/anno	0,002
	Scorr	mm	0,508
Spessore totale	S0+Scorr	mm	1,352
Spessore di progetto	S	mm	4
Carico		kg	1500
Incremento di pressione		kg/mm ²	0,00053
Superficie sezione di base		mm ²	2853223

11.3.2 Calcoli filtro a carboni attivi

CALCOLO SPESSORE FASCIAME CILINDRICO

Descrizione	Simbolo	Unità di misura	Valore
Stato di sollecitazione interna	p	MPa	0,05
Stato di sollecitazione ammissibile di progetto a Tamb.	f	MPa	186,7
Resistenza a trazione a temperatura ambiente	Rm	MPa	580
Resistenza a snervamento a temperatura ambiente	Rp0.2	MPa	280
Altezza del cilindro	H	mm	1500
Modulo di efficienza delle sezioni d indebolimento	z		1
Modulo di elasticità del materiale	Et	MPa	200000
Diametro esterno del fasciame cilindrico	De	mm	1910
Sollecitazione ammissibile a temperatura ambiente	f	MPa	186,7
Spessore minimo di calcolo di parete	s0	mm	0,256
Rapporto per determinare il modulo di efficienza z	p/f		0,00027
Tempo di corrosione	T	anni	10
Spessore di corrosione massimo annuo	Sc	pollici/anno	0,002
	Scorr	mm	0,508
Spessore totale	S0+Scorr	mm	0,764
Spessore di progetto	S	mm	4,000

CALCOLO SPESSORE FONDO ELLITTICO

Descrizione	Simbolo	Unità di misura	Valore
Stato di sollecitazione interna	p	MPa	0,065
Stato di sollecitazione ammissibile di progetto a T amb.	f	MPa	186,67
Resistenza a trazione a temperatura ambiente	Rm	MPa	580
Resistenza a snervamento a temperatura ambiente	Rp0.2	MPa	280
Raggio di curvatura all'intradosso del fondo	Rb	mm	2271
Raggio di curvatura all'intradosso del fondo	Ra	mm	168
Diametro esterno	De	mm	1910
Diametro interno	Di	mm	1906
Modulo di efficienza delle sezioni d indebolimento	z		1
Coefficiente di forma	C0		1,35
Coefficiente di forma	C		2,99
Altezza del fondo	H	mm	400
Rapporto H/De	H/De		0,209
Rapporto S/De	S/De		0,002
Spessore del fasciame cilindrico	S	mm	4
Rapporto per determinare il modulo di efficienza z	p/f		0,00035
Spessore caso 1	s0	mm	1,001
Spessore caso 2	s0	mm	0,452
Spessore caso 3	s0	mm	0,398
Spessore minimo di calcolo di parete	s0	mm	1,001
Tempo di corrosione	T	anni	10
Spessore di corrosione massimo annuo	Sc	pollici/anno	0,002
	Scorr	mm	0,508
Spessore totale	S0+Scorr	mm	1,509
Spessore di progetto	S	mm	4,000
Carico		kg	4500
Incremento di pressione		kg/mm ²	0,00158
Superficie sezione di base		mm ²	2853223

11.3.3 Calcoli tubazioni in acciaio

DN 80

CALCOLO SPESSORE TUBAZIONI

Descrizione	Simbolo	Unità di misura	Valore
Stato di sollecitazione interna	p	MPa	0,05
Stato di sollecitazione ammissibile di progetto a Tamb.	f	MPa	186,7
Resistenza a trazione a temperatura ambiente	Rm	MPa	580
Resistenza a snervamento a temperatura ambiente	Rp0.2	MPa	280
Altezza del cilindro	H	mm	6000
Modulo di efficienza delle sezioni d indebolimento	z		1
Modulo di elasticità del materiale	Et	MPa	200000
Diametro esterno del fasciame cilindrico	De	mm	88,9
Sollecitazione ammissibile a temperatura ambiente	f	MPa	186,7
Spessore minimo di calcolo di parete	s0	mm	0,012
Rapporto per determinare il modulo di efficienza z	p/f		0,00027
Tempo di corrosione	T	anni	10
Spessore di corrosione massimo annuo	Sc	pollici/anno	0,002
	Scorr	mm	0,508
Spessore totale	S0+Scorr	mm	0,520
Spessore di progetto	S	mm	3,000

DN 400

CALCOLO SPESSORE TUBAZIONI

Descrizione	Simbolo	Unità di misura	Valore
Stato di sollecitazione interna	p	MPa	0,05
Stato di sollecitazione ammissibile di progetto a Tamb.	f	MPa	186,7
Resistenza a trazione a temperatura ambiente	Rm	MPa	580
Resistenza a snervamento a temperatura ambiente	Rp0.2	MPa	280
Altezza del cilindro	H	mm	6000
Modulo di efficienza delle sezioni d indebolimento	z		1
Modulo di elasticità del materiale	Et	MPa	200000
Diametro esterno del fasciame cilindrico	De	mm	406,4
Sollecitazione ammissibile a temperatura ambiente	f	MPa	186,7
Spessore minimo di calcolo di parete	s0	mm	0,054
Rapporto per determinare il modulo di efficienza z	p/f		0,00027
Tempo di corrosione	T	anni	10
Spessore di corrosione massimo annuo	Sc	pollici/anno	0,002
	Scorr	mm	0,508
Spessore totale	S0+Scorr	mm	0,562
Spessore di progetto	S	mm	3,000