



È vietata la riproduzione di questo documento senza la preventiva autorizzazione di MM Spa



COMUNE DI MILANO

MERCATO AGROALIMENTARE DELLA CITTÀ DI MILANO

PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA

PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

<div>IL DIRETTORE TECNICO</div> <div>DOTT. ING. Francesco Vanzo</div> <div>Ordine degli Ingegneri Milano n° 14647</div> <div></div>			<div>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE VARIE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</div> <div>DOTT. ING. Andrea Pasquale Costa</div> <div>Ordine degli Ingegneri Milano n° A22465</div> <div></div>			<div>IL PROGETTISTA RESPONSABILE</div> <div>DOTT. ING. ANTONELLA ANTONELLI</div> <div>Ordine degli Ingegneri Milano n° A29226</div> <div></div>		
6	SET 2019	PROGETTO VALIDATO		A. ARIENTI	F. CAMPANALE M. MANGIONE	A. COSTA		
3	LUG 2019	PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO				A. COSTA		
0	28/05/2019	EMISSIONE		A. ARIENTI	F. CAMPANALE M. MANGIONE	A. COSTA		
Aggiorn.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Acquisito	Approvato		

COLLABORAZIONE
ALLA PROGETTAZIONE:

STUDIO MICHAELIDES ASSOCIATI INGEGNERIA E ARCHITETTURA
MILANO 20131 – VIA AMPERE, 112

CODIFICA
DOCUMENTO

Commessa

YB00

Lotto

1

Fase

D

Categoria

R

Opera

RE

Progressivo

0103



INDICE DEI CONTENUTI

1. INTRODUZIONE	5
1.1. <i>Premessa</i>	<i>5</i>
1.2. <i>Localizzazione Intervento</i>	<i>6</i>
2. VITA UTILE DI PROGETTO.....	7
2.1. <i>Vita Nominale di Progetto</i>	<i>7</i>
2.2. <i>Classe d'uso</i>	<i>7</i>
2.3. <i>Periodo di Riferimento.....</i>	<i>8</i>
3. DESCRIZIONE STRUTTURE DI PROGETTO	9
3.1. <i>Scelta strutturale della Nuova Piattaforma Logistica Ortofrutta: calcestruzzo armato prefabbricato</i>	<i>9</i>
3.2. <i>Caratteristiche tecniche strutture prefabbricate</i>	<i>12</i>
3.3. <i>Scale di collegamento</i>	<i>15</i>
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	16
4.1. <i>Norme nazionali</i>	<i>16</i>
4.2. <i>Norme regionali.....</i>	<i>17</i>
4.3. <i>Norme europee.....</i>	<i>17</i>
4.4. <i>Norme tecniche e altri riferimenti.....</i>	<i>18</i>
5. CARATTERISTICHE MATERIALI	20
5.1. <i>Note Generali.....</i>	<i>20</i>
5.2. <i>Calcestruzzo.....</i>	<i>21</i>
5.2.1. <i>Calcestruzzo per magrone e rinfiando</i>	<i>21</i>
5.2.2. <i>Calcestruzzo per fondazioni.....</i>	<i>21</i>
5.2.3. <i>Calcestruzzo per soletta di collegamento delle fondazioni</i>	<i>21</i>
5.3. <i>Acciaio per c.a.</i>	<i>22</i>
5.3.1. <i>Barre di armatura</i>	<i>22</i>
5.3.2. <i>Reti elettrosaldate</i>	<i>22</i>
5.4. <i>Resine, betoncini e malte espansive</i>	<i>23</i>
5.4.1. <i>Malta espansiva</i>	<i>23</i>
5.4.2. <i>Resina per inghisaggio barre</i>	<i>23</i>
6. GEOTECNICA ED IDROGEOLOGIA.....	24
6.1. <i>Considerazioni generali.....</i>	<i>24</i>
6.2. <i>Inquadramento stratigrafico</i>	<i>25</i>



6.3.	<i>Livello della falda</i>	27
6.4.	<i>Inquadramento geotecnico</i>	27
6.5.	<i>Categoria sismica del suolo</i>	28
7.	PROGRAMMI DI CALCOLO	29
7.1.	<i>MODEST v.8.20 con XFinest v. 2018</i>	29
7.1.1.	<i>Descrizione generale</i>	29
7.1.2.	<i>Modellazione</i>	30
7.1.3.	<i>Controllo e Calcolo Struttura</i>	31
7.1.4.	<i>Modalità di utilizzo</i>	32
7.1.5.	<i>Affidabilità del codice di calcolo</i>	32
7.1.6.	<i>Solutore</i>	32
7.2.	<i>VcaSLU v.7.6</i>	33
7.2.1.	<i>Premessa</i>	33
7.2.2.	<i>Modalità di utilizzo</i>	33
7.2.3.	<i>Campo di impiego</i>	34
7.2.4.	<i>Affidabilità del codice di calcolo</i>	34
8.	ANALISI DEI CARICHI	35
8.1.	<i>Pesi propri materiali</i>	35
8.2.	<i>Copertura tipo Alare</i>	35
8.2.1.	<i>Carichi esterni</i>	35
8.2.2.	<i>Carichi interni (appesi)</i>	35
8.3.	<i>Copertura tipo tegoli TT</i>	35
8.3.1.	<i>Carichi esterni</i>	35
8.3.2.	<i>Carichi interni (appesi)</i>	36
8.4.	<i>Soppalco interno</i>	36
8.5.	<i>Scale metalliche</i>	36
8.6.	<i>Azione della neve</i>	37
8.7.	<i>Azione del vento</i>	38
8.8.	<i>Azione da variazione termica stagionale</i>	41
8.9.	<i>Classe di resistenza al fuoco</i>	41
8.10.	<i>Azione sismica</i>	42
8.10.1.	<i>Valutazione "pericolosità sismica"</i>	42
8.10.2.	<i>Valutazione tempo di ritorno T_r</i>	43
8.10.3.	<i>Definizione delle terne dei valori ag, F_0, T^*C</i>	43
8.10.4.	<i>Effetto della risposta sismica locale</i>	44



8.10.5. Termini di amplificazione stratigrafica e topografica	46
9. SPETTRI DI PROGETTO	47
9.1. Individuazione pericolosità sito	47
9.2. Strategia di progettazione ed Azione di progetto	48
9.3. Spettro di progetto SLV.....	50
9.4. Spettro di progetto SLO	51
10. COMBINAZIONI DI CARICO	52
10.1. Criteri generali.....	52
10.2. Elenco combinazioni di carico SLU - Sismiche	54
10.3. Elenco combinazioni di carico SLE	55
11. MODELLO DI CALCOLO	56
11.1. Criteri generali.....	56
11.2. Fattore di comportamento	57
11.3. Vincoli e descrizione delle masse.....	57
12. RISULTATI PRINCIPALI.....	58
12.1. Modello strutturale.....	58
12.2. Sollecitazioni SLU.....	62
12.3. Sollecitazioni SLE	64
12.4. Sollecitazioni SLV	65
12.5. Risultati analisi modale	70
12.6. Verifica giunto sismico SLV.....	71
12.7. Valutazione spostamenti e verifica limiti allo SLO	73
13. STRUTTURE ACCESSORIE	75
13.1. Scala metallica interna	75
13.2. Scalette metalliche esterne.....	79
13.3. Profili di sostegno pareti divisorie interne.....	81
14. CONCLUSIONI	84
15. TABULATI DI ANALISI.....	85



1. INTRODUZIONE

1.1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo delle strutture è stata redatta nell'ambito del progetto di riqualificazione generale dell'area dei "*Mercati Generali*" ubicati nell'area est della città di Milano ed illustra le scelte progettuali per la definizione delle strutture necessarie alla costruzione della nuova Piattaforma Logistica Ortofrutta (PLO).

La progettazione si sviluppa a partire dagli elaborati del progetto di fattibilità tecnica ed economica elaborato da SO.GE.MI. implementando i criteri e gli indirizzi di impostazione generale, in accordo con le scelte di carattere architettonico ed impiantistico, ed integrando elementi e scelte progettuali proprie di una progettazione definitiva.

In sintesi la relazione illustra i criteri generali di analisi e dimensionamento delle strutture del PLO, ne descrive le tipologie strutturali e le modalità di calcolo relative ed in particolare contiene:

1. La descrizione generale delle opere strutturali;
2. L'indicazione delle norme di riferimento per la progettazione;
3. Le caratteristiche dei materiali;
4. La schematizzazione della struttura;
5. Le azioni di progetto derivanti dal modello della struttura in elevazione;

Per la descrizione dettagliata dell'intervento si rimanda agli elaborati grafici di progetto ed ai paragrafi seguenti.



1.2. LOCALIZZAZIONE INTERVENTO

L'area di intervento per l'insediamento del PLO è individuata, all'interno del sito del mercato ortofrutticolo ed in sovrapposizione ad alcuni edifici esistenti, nella zona nord est con ingresso da via Cesare Lombroso.

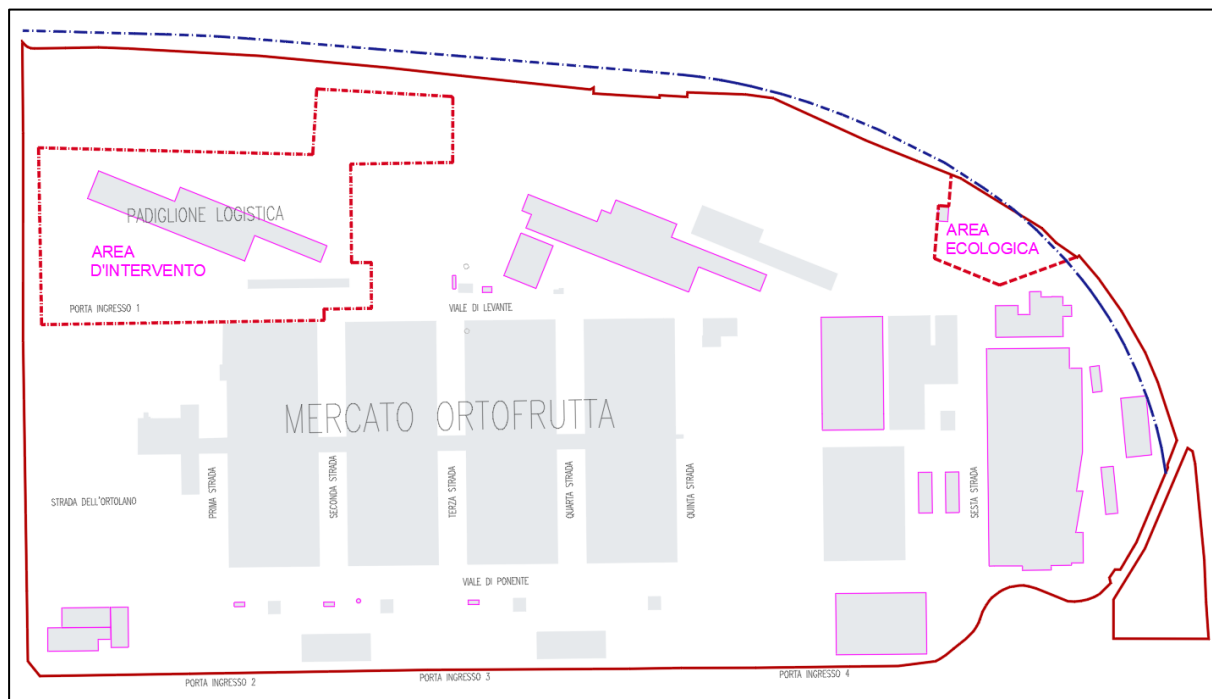


Figura 1: Localizzazione Intervento

L'area è attualmente urbanizzata ed è individuabile dalle seguenti coordinate geografiche WGS84 (riferite ad un punto baricentrico dell'attuale Mercato):

- Latitudine: 45.452785
- Longitudine: 9.2320775

- Il piano campagna locale odierno è variabile tra +110.10m a nord e +110.04 m a sud;
- Il piano campagna locale futuro si presenta a quota di circa +110.10 m s.l.m.



2. VITA UTILE DI PROGETTO

2.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La “*vita nominale di progetto*” di un’opera, V_N , è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale l’opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, manterrà specifici livelli prestazionali e svolgerà le funzioni per le quali è stata progettata.

La vita nominale di progetto dei diversi tipi di opere è quella riportata in tabella:

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

Figura 2: Tabella 2.4.1 NTC – Vita nominale per diversi tipi di costruzioni

L’insediamento del PLO è classificabile come opera “ordinaria” con una Vita Nominale di progetto pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni};$$

2.2. CLASSE D’USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:



<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 3: Suddivisione classi d'uso

Per il calcolo del periodo di ritorno, e di conseguenza delle azioni sismiche, l'insediamento del PLO è individuato ai sensi del D.d.u.o 21/11/03 n° 19904 come "edificio rilevante", cioè come costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi e quindi classificabile come:

Classe d'uso = III;

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella:

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

Figura 4: Tabella 2.4. II NTC – Valori del coefficiente d'uso C_U

Risulta quindi:

$$C_U = 1.5;$$

2.3. PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N C_U$$

Risulta quindi:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 1,5 = \mathbf{75 \text{ anni}}$$



3. DESCRIZIONE STRUTTURE DI PROGETTO

3.1. SCELTA STRUTTURALE DELLA NUOVA PIATTAFORMA LOGISTICA ORTOFRUTTA: CALCESTRUZZO ARMATO PREFABBRICATO

È stata definita una struttura interamente in calcestruzzo armato, con alcuni elementi gettati in opera (fondazioni, vani nella pavimentazione, getti di completamento) e altri prefabbricati (pilastri, travi, solai e pannelli di tamponamento); alcuni elementi, quali travi e solai, saranno precompressi.

La maglia strutturale principale della Piattaforma Logistica Ortofrutta ha in senso longitudinale luce 24 m e trasversalmente luce 18 m nella zona centrale, l'interasse pilastri nelle file laterali è pari a 12 m. Trasversalmente, in corrispondenza degli allineamenti dei pilastri, salvo l'area compresa tra il filo X18 ed X21 che prevede l'adozione di pannelli in cemento armato per la suddivisione tra i punti vendita, la restante suddivisione tra gli spazi commerciali sarà realizzata con una struttura portante in profilati in acciaio su cui saranno posizionate su ogni lato una parete in pannelli sandwich con funzione di isolamento termico. La struttura in acciaio potrà essere vincolata alla base direttamente al massetto e in testa agli elementi di copertura mediante idonei collegamenti in grado di bloccarne gli spostamenti orizzontali senza contrastare quelli verticali della copertura.

Lo schema resistente della struttura è quello tipico per questo genere di edifici, dove i pilastri, oltre che sopportare i carichi verticali dei solai di copertura, fungeranno da elementi resistenti anche alle forze orizzontali. Con questo schema strutturale i pilastri si comportano come mensole incastrate alla base nelle strutture di fondazione, soggette in sommità ai carichi orizzontali derivanti da azioni sismiche e dal vento.

Gli elementi costituenti gli orizzontamenti (travi e solai) saranno invece dimensionati con schema in semplice appoggio.

Si descrivono nel seguito, in dettaglio, i vari elementi costituenti la struttura:

SOLAI DI COPERTURA



I solai in oggetto saranno realizzati con due tipologie di elementi modulari (tegoli) in cemento armato precompresso, a sezione alare, accostati o intervallati da coppelle sandwich.

La parte più bassa della Piattaforma, a copertura del corridoio di movimentazione, ha la necessità di avere un estradosso piano per l'alloggiamento dei macchinari; la scelta tra quanto il mercato propone è ricaduta sui così detti tegoli TT di altezza 60 cm, che presentano una soletta superiore piana e due nervature ribassate per ogni elemento. Successivamente saranno solidarizzati e rinforzati con il getto in opera di una cappa collaborante in calcestruzzo di 10 cm di spessore.

Al fine di agevolare lo smaltimento delle acque meteoriche, i tegoli TT potranno essere posati direttamente in pendenza, agendo sulle quote delle travi di appoggio.

Sulla superficie piana che si viene così a realizzare si potranno posare i successivi strati di finitura costituiti da:

- Barriera al vapore (sp. 2 mm)
- Isolante rigido resistente a compressione (sp. 5 cm)
- Doppia guaina bituminosa (sp. 4+4 mm)
- Soletta in cls (sp. 10 cm)

Nelle restanti zone di copertura, in cui non vi era necessità di planarità, la scelta è ricaduta su tegoli alari che permettono di avere pesi contenuti e coprire le 3 campate di 18.00m che costituiscono il corpo centrale della Piattaforma.

Tra i tegoli alari, posizionati a passo 6.0m, sono interposte coppelle sandwich con comportamento al fuoco EI30.

ZONA SOPPALCATA

Il solaio in oggetto, sempre realizzato con tegoli TT di altezza 60 cm, si rende necessario per coprire la zona dei locali tecnici e dei bagni.

TRAVI DEI SOLAI DI COPERTURA

Le travi in oggetto saranno in cemento armato precompresso con sezione a T rovescio ed a L per quelle di bordo per i tegoli TT e con sezione a I dove vi sono i tegoli alari. Le travi per i tegoli TT saranno completate con getti integrativi in opera e tutte saranno dotate di idonei collegamenti alla testa dei pilastri in grado di trasmettere le forze orizzontali.



PILASTRI

I pilastri saranno in cemento armato, di dimensioni variabili tra 60x60 cm - 70x70 cm e 80x80 cm in base alle luci di competenza, ai carichi verticali e all'altezza (da cui dipendono le azioni di tipo sismico).

La quota di imposta coinciderà con la quota di estradosso dei plinti di fondazione; la quota sommitale corrisponderà con l'intradosso delle travi di copertura.

Nel caso di pareti interne ed esterne, i pilastri saranno inoltre dotati di tutte le predisposizioni atte al collegamento dei pannelli di tamponamento.

I pilastri posizionati sui fili esterni saranno dotati, al loro interno, di tubi in PVC per lo smaltimento dell'acqua meteorica.

PANNELLI DI TAMPONAMENTO

Si fa riferimento ai pannelli di chiusura e tamponamento perimetrale dell'edificio e a quelli che realizzano le suddivisioni tra alcuni depositi in corrispondenza delle pilastrate trasversali compresi tra i picchetti X18 e X21. Sono previsti depositi con pannelli in calcestruzzo (spessore 20 e 24 cm) con due croste esterne in calcestruzzo ed uno strato intermedio di materiale isolante. Il collegamento con la struttura avverrà tramite appositi inserti metallici annegati nei pilastri e nelle travi, ed eventualmente su elementi in cemento armato appositamente predisposti in corrispondenza del piano terra.

FONDAZIONI

Il sistema fondazionale è previsto a plinti isolati in considerazione delle caratteristiche qualitative del terreno di sedime.

L'ipotesi attuale è stata quella di impostare i plinti isolati a quota -2.5 m da piano campagna, rimuovendo lo strato superficiale di terreno di riporto antropico. I plinti saranno collegati tra loro mediante la soletta di volta del vespaio in modo da ottemperare a quanto previsto dalle prescrizioni sismiche delle NTC 2018.

Le dimensioni dei plinti variano da 4.00 x 4.00 m a 4.5, x 4.50 m per i pilastri che portano direttamente le strutture verticali e la copertura, mentre sono di dimensioni più ridotte per i plinti che portano i pilastri non collegati alla copertura ma che portano solo i pannelli prefabbricati interni.

PANNELLATURE DIVISORIE INTERNE



Le partizioni divisorie interne tra i depositi saranno realizzate con pannelli sandwich metallici e coibentati, portati da profilati metallici tubolari collegati, alla base tramite piastra e tasselli alla pavimentazione industriale e tramite un profilo tubolare telescopico e piastra all'intradosso del tegolo alare di copertura. Le prestazioni della parete non dovranno garantire il rispetto dei requisiti REI.

3.2. CARATTERISTICHE TECNICHE STRUTTURE PREFABBRICATE

Pilastri

Pilastri prefabbricati, monolitici a tutta altezza e di sezione costante, con mensole per travi ed impalcato ove necessarie, dotati di spigoli smussati con incorporati pluviali in p.v.c. (diam. min. 140) per i pilastri dei fili Y-01 ed Y-05:

- Filo Y-01: N° 22 pilastri con sez. 70 x 70 cm ed altezza da 12.80 m;
- Filo Y01-02: N° 5 pilastri con sez. 60 x 60 cm ed altezza da 13.75 m;
- Filo Y-02: N° 13 pilastri con sez. 80 x 80 cm e N° 2 pilastri con sez. 60 x 60 cm ed altezza 11.75 m;
- Filo Y02-03: N° 3 pilastri con sez. 60 x 60 cm ed altezza da 11.825 m;
- Filo Y-03: N° 13 pilastri con sez. 80 x 80 cm e N° 2 pilastri con sez. 60 x 60 cm ed altezza 11.90 m;
- Filo Y03-04: N° 2 pilastri con sez. 60 x 60 cm ed altezza da 13.975 m;
- Filo Y-04: N° 22 pilastri con sez. 70 x 70 cm e N° 1 pilastro con sez. 60 x 60 cm ed altezza 13.250 m;
- Filo Y-05: N° 23 pilastri con sez. 70 x 70 cm ed altezza 12.275 m;

Copertura con tegoli a sezione alare

Travi principali laterali (TAL) in cemento armato precompresso a fili aderenti con sezione trasversale a forma di "I", realizzate per ottenere una dimensione netta del canale di gronda pari a cm 40, comprensive di apparecchi di appoggio in neoprene e sistemi di ancoraggio antisismici:

- N° 20 travi con H = 80 cm, B = 50/60 cm, lunghezza 10.30/12.0/12.3/14.0 m;



Travi principali (TA) in cemento armato precompresso a fili aderenti con sezione trasversale a forma di “I”, comprensive di apparecchi di appoggio in neoprene e sistemi di ancoraggio antisismici:

- N° 21 travi laterali con H = 80 cm, B = 50 cm, lunghezza 10.0/12.0/7.85/6.15 m;
- N° 20 travi centrali con H = 200 cm, B = 60 cm, lunghezza 24.0 m.

Tegoli di copertura in cemento armato precompresso a sezione alare B = 250 cm ed H = 92 cm, posti ad interasse di 6.00 m, confezionati con calcestruzzo in cemento liscio da fondo cassero all'intradosso, comprensivi di apparecchi di appoggio in neoprene e sistemi di ancoraggio antisismici:

- N° 84 lunghezza 18.35;
- N° 42 lunghezza 18.00;

Coppelle curve per raccordo tegoli alari realizzato con pannelli sandwich curvi costituiti da due rivestimenti in lamiera metallica con interposto strato isolante sp. 6 cm oltre alla greca con caratteristiche EI30. Timpani di chiusura laterali per la formazione dei canali laterali in n° 40.

In corrispondenza del filo X/11 è previsto giunto strutturale di 20 cm, con raddoppio delle strutture verticali e conseguente spazio vuoto tra i tegoli alari di pari dimensioni al giunto. La chiusura superiore del giunto strutturale in corrispondenza dei tegoli è composta da:

- Lastre superiori di copertura curve, grecate, in aluzink, sp. 8/10 posate con idonee viti auto perforanti, su bancalino in lamiera zincata, spessore 12/10, fissate ai tegoli con idonei tasselli;
- Lastre inferiori rette, grecate, in lamiera pre-verniciata, spessore 8/10 fissate ai tegoli con idonei tasselli;
- Strato coibente in materassino di lana di vetro sp. 60 mm;
- Mantovane curve di chiusura delle testate, in aluzink, spessore 6/10.

Copertura con tegoli a doppio T

Impalcato piano esterno di copertura per alloggiamenti impiantistici costituito da:

Travi prefabbricate in c.a.p. con sezioni a L dimensioni: H = 100 cm – B = 50 cm e sistemi di ancoraggio antisismici in ragione di n° 4 lunghezza 8.40 m;



Travi prefabbricate in c.a.p. con sezione a T rovescia dimensioni: $H = 110$ cm – $B = 50$ cm e sistemi di ancoraggio antisismici: in ragione di n° 19 lunghezza 8.40 m;

Tegoli prefabbricati in c.a.p. con sezione a TT dimensioni $H = 60$ cm – $B = 250$ e getto integrativo di cls. sp 10 cm, in ragione di n° 84 e lunghezza 6.50/9.50/11.50 m.

Soppalco interno con tegoli a doppio T

Impalcato piano interno di copertura locali tecnici costituito da:

Travi prefabbricate in c.a.p. con sezioni a L dimensioni: $H = 90$ cm – $B = 50$ cm e sistemi di ancoraggio antisismici in ragione di n° 2 lunghezza 9.25 m;

Tegoli prefabbricati in c.a.p. con sezione a TT dimensioni $H = 60$ cm – $B = (210-225)$ cm e getto integrativo di cls. sp 10 cm, in ragione di n° 5 e lunghezza 17.60 m.

Tamponamenti esterni sp. 24 cm

Tamponamento verticale spessore 24 cm in cemento armato vibrato, ancorato esterno struttura con idonei fissaggi antisismici, superficie esterna in cemento grigio liscio di fondocassero, superficie interna liscia da trattamento a riga metallica. Con sigillatura dei giunti dei pannelli mediante sigillante monocomponente a base di elastomeri di colore adeguato lato esterno al fabbricato:

- Verticali esterni sp. 24 cm circa 6900 mq;
- Orizzontali esterni spessore 24 cm circa 3270 mq;
- Orizzontali interni spessore 24 cm circa 1370 mq.

Tamponamenti interni sp. 20 cm EI 120

Tamponamento interno spessore 20 cm in cemento armato vibrato, ancorato esterno struttura con idonei fissaggi antisismici, superficie esterna in cemento grigio liscio di fondocassero, superficie interna liscia da trattamento a riga metallica. Con sigillatura dei giunti dei pannelli mediante sigillante REI 120'.

Orizzontali interni spessore 20 cm circa 550 mq.

-



3.3. SCALE DI COLLEGAMENTO

Le scale di collegamento in carpenteria metallica del PLO sono di due tipologie, la prima tipologia riguarda quelle che permettono l'accesso al piano terra a quota +111.20 a partire dal piano campagna a quota +110.10, la seconda tipologia riguarda la scala di accesso alla copertura a quota + 119.70m a partire da quota +111.20.

Le scalette di accesso a quota +111.20m sono:

- n° 20 scalette in struttura metallica e gradini in grigliato ad una rampa e pianerottolo di sbarco in grigliato, di accesso ai depositi e poste sul fronte del filo Y- 01;
- n° 8 scalette in struttura metallica e gradini in grigliato ad una rampa, di accesso al corridoio di collegamento e poste sul fronte del filo Y- 05.

La scala di collegamento tra il piano terra e la copertura piana è costituita interamente in carpenteria metallica, con pilastri e travi principali in profilati HEB, travi-cosciali in profili UPN e con gradini di piano e pianerottoli intermedi in grigliato metallico zincato elettroforgiato.

Tutte le unioni tra le strutture metalliche sono del tipo bullonato mentre le unioni tra i pilastri in acciaio e la platea di fondazione in c.a. saranno tramite tirafondi con uncino.



4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in accordo con la normativa nazionale (DM 17/01/2018 e relativa “Circolare”) ed internazionale (Eurocodici) vigente.

4.1. NORME NAZIONALI

1. Legge 5 novembre 1981 N. 1086 - *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, precompresso ed a struttura metallica”*;
2. D.P.R. n° 380 del 06/06/2001, e s.m. e i. - *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”*;
3. D.P.R. 21 APRILE 1993, N. 246: Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione;
4. D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle *“Norme tecniche per le costruzioni”* Pubblicato su S.O. n.8 della G.U. 20 Febbraio 2018, n.42;
5. Circolare Applicativa Min. Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2018, N. 7 C.C.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;
6. D.M. Interni 16 febbraio 2007: *Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*;
7. D.M. Interni 09 marzo 2007: *Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco*;
8. D.g.r n° 7/14964 del 07/11/2003: Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*;
9. D.d.u.o. n° 19904 del 21/11/2003: *“Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all'art. 2, commi 3 e 4 dell'Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 in attuazione della D.g.r. n° 14964 del 07/11/2003”*;



10. Decreto 31 luglio 2012: *“Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici”*

4.2. NORME REGIONALI

- 11.D.G.R. Lombardia 11 luglio 2014 - n. 2129/14 *“Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”*;
- 12.Legge Regionale Lombardia n. 33/2015 *“Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”*;
- 13.D.G.R. Lombardia 30 marzo 2016 - n. X/5001 *“Approvazione delle Linee di indirizzo e coordinamento per l’esercizio delle funzioni trasferite ai Comuni in materia sismica”*.

4.3. NORME EUROPEE

- 14.Eurocodice 1 UNI EN 1991-1-1:2004 – *“Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi”*.
- 15.Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2005 – *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*.
- 16.Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2005: *Progettazione delle strutture di acciaio– Parte 1-1 Regole generali e regole per gli edifici*;
- 17.Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-3: 2007: - *Progettazione delle strutture di acciaio– Parte 1-3 Regole generali – Regole supplementari per l’impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo*;
- 18.Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005: *Progettazione geotecnica – Parte 1 Regole generali*;
- 19.Eurocodice 8 UNI EN 1998-1:2007 - *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1 Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*;



20. Eurocodice 8 UNI EN 1998-5:2005 - *Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5 Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;*

4.4. NORME TECNICHE E ALTRI RIFERIMENTI

Per quanto non esplicitamente definito dalle normative italiane, si è fatto inoltre riferimento alle norme UNI, ad altri Eurocodici e/o a documenti di riferimento di comprovata validità (es. CNR-DT) tra cui si ricordano:

- 21. CNR-DT 207/2008 - *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;*
- 22. UNI EN 13670:2010 - *Esecuzione di strutture di calcestruzzo;*
- 23. UNI EN 206:2016 – *Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità;*
- 24. UNI 11104:2016 - *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1;*
- 25. UNI EN 1090-1 – *Esecuzione di strutture in acciaio ad alluminio – Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali;*
- 26. UNI EN 1090-2 – *Esecuzione di strutture in acciaio ad alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio;*
- 27. UNI EN 10020 – *Definizione e classificazione dei tipi di acciaio;*
- 28. UNI EN 10025 – *Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali;*
- 29. UNI EN ISO 12944 – *Pitture e vernici – Protezione della corrosione di strutture di acciaio mediante verniciatura;*
- 30. UNI EN ISO 1461:2009 – *Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio – Specificazioni e metodi di prova;*
- 31. UNI EN 15048-1:2007 – *Bulloneria strutturale non a serraggio controllato – Parte 1: requisiti generali;*
- 32. UNI EN 11146:2005 – *Pavimenti in calcestruzzo ad uso industriale – Criteri per la progettazione, la costruzione ed il collaudo;*



33. *“Linee guida CONPAVIPER per la prescrizione di calcestruzzi fibrorinforzati per la realizzazione di pavimentazioni”* – CONPAVIPER – revisione n. 01.12 del marzo 2010;
34. *“Codice di buona pratica per i pavimenti in calcestruzzo ad uso industriale”* – CONPAVIPER – Terza Edizione maggio 2003



5. CARATTERISTICHE MATERIALI

5.1. NOTE GENERALI

La durabilità di una struttura dipende dall'interazione tra le caratteristiche del materiale con cui la struttura è costruita e le azioni di tipo chimico – fisico, legate all'ambiente in cui essa si trova, alle quali si presume sarà soggetta nell'arco della sua vita nominale. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, richiedono un'opportuna scelta del calcestruzzo, adeguate prescrizioni costruttive delle armature, in particolare dei copriferri, un'esecuzione curata ed un'adeguata manutenzione periodica.

Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto se la struttura, sottoposta alle azioni tipiche dell'ambiente e soggetta a ordinaria manutenzione, è in grado di fornire per la Vita Nominale le prestazioni per la quale è stata progettata e realizzata.

I requisiti e le prestazioni degli elementi strutturali sono specificati nei paragrafi che seguono e riportati anche negli elaborati grafici. Per le norme a cui far riferimento per ogni materiale e per maggiori specifiche tecniche su caratteristiche e modalità di produzione e messa in opera si rimanda al Capitolato Tecnico.

Im questa relazione si riportano solo le caratteristiche dei materiali specifici per le fondazioni, per gli altri materiali fare riferimento alla Relazione Tecnica.



5.2. CALCESTRUZZO

5.2.1. CALCESTRUZZO PER MAGRONE E RINFIANCO

Classe di resistenza a compressione:	C16/20
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 20,00 \text{ MPa}$
Massa Volumica:	$\leq 2500 \text{ kg/m}^3$
Diametro massimo dell'aggregato:	32.0 mm

5.2.2. CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

Classe di resistenza a compressione:	C30/37
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 37,00 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} \geq 30,00 \text{ MPa}$
Massa Volumica:	$\leq 2500 \text{ kg/m}^3$
Classe di esposizione:	XC2
Consistenza minima:	S5
Diametro massimo dell'aggregato:	32.0 mm

5.2.3. CALCESTRUZZO PER SOLETTA DI COLLEGAMENTO DELLE FONDAZIONI

Classe di resistenza a compressione:	C25/30
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 30,00 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} \geq 25,00 \text{ MPa}$
Massa Volumica:	$\leq 2500 \text{ kg/m}^3$
Classe di esposizione:	XC2
Consistenza minima:	S5
Diametro massimo dell'aggregato:	16.0 mm

Con soletta di collegamento delle fondazioni si definisce la cappa di calcestruzzo armato spessore 15 cm posto al di sopra dello strato di rinterro e sotto lo strato di isolamento e la pavimentazione, che insieme alle travi porta-pannello perimetrali costituiscono il sistema di collegamento dei plinti di fondazione della struttura.



5.3. ACCIAIO PER C.A.

5.3.1. BARRE DI ARMATURA

B450C controllato in stabilimento, saldabile

Resistenza caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Rapporto $f_y/f_{y,nom}$: $\leq 1,25$

Rapporto f_t/f_y : $1,15 \leq f_t/f_y \leq 1,25$

Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7,50\%$

5.3.2. RETI ELETTROSALDATE

B450A controllato in stabilimento, saldabile

Resistenza caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Rapporto $f_y/f_{y,nom}$: $f_y/f_{y,nom} \leq 1,25$

Rapporto f_t/f_y : $1,05 \leq f_t/f_y \leq 1,25$

Allungamento $(A_{gt})_k \geq 2,50\%$



5.4. RESINE, BETONCINI E MALTE ESPANSIVE

5.4.1. MALTA ESPANSIVA

Malta monocomponente, a ritiro compensato e a presa normale, a base di cementi ad alta resistenza, aggregati selezionati, speciali additivi, di elevata fluidità idonea per la colatura entro cassero a tenuta senza rischio di segregazioni anche in forti spessori.

5.4.2. RESINA PER INGHISAGGIO BARRE

Tipo: ad iniezione a due componenti costituito da resina a base epossidica esente da sirene con riempitivo inorganico e indurente con poliammine, polvere di quarzo e cemento con le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione 2-7 gg (UNI EN ISO 604): ≥ 120 MPa

Resistenza a flessione (Uni En ISO 178): ≥ 90 MPa

Resistenza a trazione (ASTM D 638): ≥ 51 MPa



6. GEOTECNICA ED IDROGEOLOGIA

Si riassumono di seguito le caratteristiche stratigrafiche dei terreni di sedime ed i principali parametri geotecnici utilizzati nella progettazione, tratti dalla Relazione Geotecnica di progetto.

6.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

L'analisi delle stratigrafie dei sondaggi geognostici eseguiti in corrispondenza dell'area di costruzione e delle prove di laboratorio consente di indicare quanto segue:

- Il terreno in sito è sostanzialmente costituito da materiale granulare normal-consolidato (o poco consolidato nei livelli più superficiali) costituito da *alternanze di ghiaia eterometrica da medio-fine a medio-grossolana in matrice sabbiosa e sabbia debolmente limosa in matrice ghiaiosa*.
- Lo spessore dei riporti superficiali varia tra 1.5 e 3.5 m in corrispondenza dei sondaggi eseguiti ma potrebbe risultare localmente maggiore in corrispondenza di scavi realizzati per l'esecuzione delle strutture ad oggi esistenti. Detti riporti sono generalmente costituiti da limo sabbioso, sabbia e ghiaia con frammenti di laterizi e ciottoli. In corrispondenza dei sondaggi ambientali previsti al disotto della futura Piattaforma Logistica Ortofrutta si rileva uno spessore dei riporti superficiali varia tra 1.5 e 2.5m.
- Al di sotto del terreno di riporto (ed in genere fino a circa 3.5 m di profondità) è stata riscontrata la presenza di limo da sabbioso ad argilloso generalmente consistente e sabbia fine limosa di colore marrone. In un sondaggio (S3-1999) è stata riscontrata la presenza di livelletti torbosi nel limo.
- Tra 8 e 12 m di profondità è stata riscontrata la presenza di un livello di limo discontinuo di spessore variabile tra 0.5 e 1.5m di colore generalmente grigio a volte torboso. Maggiori dettagli in merito a tale livello sono riassunti in tabella di cui al seguito.



- In alcuni sondaggi (vedere tabella) è stata riscontrata la presenza di un secondo livello limoso di spessore prossimo al metro a profondità variabile tra 16 e 20 m.
- A partire dai 20m circa di profondità lo stato di addensamento del terreno aumenta considerevolmente e la matrice diventa francamente ghiaiosa.

SONDAGGIO	Descrizione	Campione	da (m)	a (m)	H (m)	Poket (kPa)	SPT (colpi)	CF (%)	CA (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	ϕ' (°)	γ (kN/mc)	γ_d (kN/mc)	W_n (%)	e_o (-)
LIVELLO SUPERIORE																	
S7-2011	Limo sabbioso con ghiaia		7.8	8.6	0.8												
S8-2011	Limo plastico		7.5	8.5	1.0	50-100											
S10-2011	Limo sabbioso		7.8	8.5	0.7		9										
S11-2011	Limo argilloso		9.1	9.8	0.7												
S3-1999	Limo argilloso	D	9.1	10.2	1.1		9	73	8								
S5-1999	Limo sabbioso e argilloso		9.6	11.1	1.5	150											
Q9/1-2001	Limo torboso e argilla	G	10.8	12	1.2			96	18								
Q9-S7-2010	Limo sabbioso loc. argilloso	B	10.4	11	0.6			60	17								
Q9-S8-2010	Limo argilloso	C	11.3	11.6	0.3			78	12								
Q9-S8-2010	Limo torboso	D	12.4	12.7	0.3			75	12								
Q9-S9-2010	Limo con argilla e sabbia	1 (Shelby)	11.0	11.8	0.8	50-75		79	15	33	24	9	28	19	14	36	0.96
LIVELLO INFERIORE																	
S7-2011	Limo sabbioso con ghiaia		15.9	16.5	0.6												
S9-2011	Limo con ghiaia		14.5	14.9	0.4												
S4-1999	Limo sabbioso con ghiaia		19.5	21.0	1.5												

Tabella – Livelli di limo (discontinui) superficiale e profondo

6.2. INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

In corrispondenza della nuova Piattaforma Logistica Ortofrutta lo strato superficiale/antropico si attesta fino a circa 2.50 m.

Strato superficiale/antropico - Da p.c. a 2.0-2.5m

Si tratta di limo (talvolta torboso) consistente e sabbia fine limosa poco addensata. Tale strato è stato in parte asportato e sostituito con terreno di riporto costituito da materiale eterogeneo (limo sabbioso, sabbia, ciottoli e resti di laterizi). Il colore è generalmente marrone-nocciola.

Strato naturale/sottostante - Da 2.0-2.5m a 20m



Si incontra un'alternanza di sabbia con ghiaia e ghiaia eterometrica in matrice limo-sabbiosa con ciottoli generalmente ben addensata. Il colore varia tra il nocciola (nella parte più superficiale) ed il grigio negli strati più profondi.

Si osserva la presenza di un *livello discontinuo di limo* da sabbioso ad argilloso di colore grigio (talvolta torboso) a profondità variabile tra gli 8 ed i 12m dal p.c. locale con spessore compreso tra 0.5 ed 1.0m.

Nel dettaglio si ha:

Livelli litologici	Profondità (-m da p.c. locale)	Spessore (m)	Descrizione
1	0,00-2,00÷2,50	2,00÷2,50	Sabbia medio-fine debolmente ghiaiosa di colore grigio-nocciola, e limo sabbioso a tratti debolmente argilloso di colore marrone nocciola/nerastro poco consistente. Presenza frequente lungo lo strato di materiale antropico tra cui numerosi frammenti di laterizi e raro asfalto e cls.
2	2,00÷2,50 – 13,50÷16,00	12,00÷14,00	Ghiaia eterometrica con sabbia limosa. Locali variazioni della percentuale sabbiosa con livelli da centimetrici a decimetrici di ghiaia e sabbia e sabbia ghiaiosa. Colore da grigio-nocciola a marrone.
2b	7,50÷9,00 – 10,50÷11,00	1,50÷3,50	Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso, di colore da grigio scuro a nocciola, plastico a tratti, poco consistente. Presenza di rarissima ghiaia fine e livelli torbosi.
3	13,50÷16,00 – 18,50÷21,00	2,50÷7,50	Sabbia limosa medio fine, debolmente ghiaiosa a tratti inglobante rara ghiaia di colore nocciola chiaro. Nella porzione. Orientale e nord-orientale dell'intervento tale livello sembra venir meno ed essere sostituito da materiale a granulometria maggiore con una forte diminuzione della componente sabbiosa, rinvenibile come componente matriciale: Ghiaia con rari ciottoli , in matrice limoso sabbiosa di color grigio nocciola a tratti oca.



6.3. LIVELLO DELLA FALDA

Salvo differenti indicazioni per il progetto delle strutture in elevazione si prevedono i seguenti livelli di falda:

- Falda di riferimento (opere provvisionali e gestione del cantiere): piezometrica del dicembre 2014 (piezometro ACQ14) aumentata di 1m: $103.55\text{m} + 1\text{m} = \mathbf{104.55\text{m s.l.m.}}$
- Falda di progetto (opere definitive e verifica a galleggiamento): piezometrica del settembre 1954: **106.00m s.l.m.**

6.4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di cui al seguito (valori *caratteristici* dei parametri di resistenza al taglio e deformabilità) sono state definite sulla base di correlazioni di letteratura (riportate nelle Relazione Geotecnica) con i risultati della campagna di indagine geognostica eseguita

Vista la natura granulare del terreno si fa, in tutti i casi, riferimento ad un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

ORIZZONTE A:

(da 0,00 a 2,00÷2,50m da p.c.): Terreno riportato e deposito alluvionale recente / rimaneggiato.

γ_n = peso di volume naturale = $16\div 18 \text{ kN/m}^3$

ϕ' = angolo di attrito medio = $26^\circ\div 28^\circ$

D_R = densità relativa = $30\div 40\%$

E = modulo di Young = $10\div 20 \text{ MPa}$

ν' = coefficiente di Poisson = $0.30\div 0.40$



ORIZZONTE B:

(da 2,00÷2,50 a 21,00m da p.c.): Deposito fluvio-glaciale; sabbie e ghiaie

γ_n = peso di volume naturale = 19÷20 kN/m³

D_R = densità relativa = 50÷60%

ϕ' = angolo di attrito medio = 31°-33°

\bar{E} = modulo di Young = 35÷40 MPa

ν' = coefficiente di Poisson = 0.25÷0.30

ORIZZONTE B1:

(da 7,50÷9,00 a 10,50÷11,00m da p.c.): Deposito fluvio-glaciale; limi sabbiosi

γ_n = peso di volume naturale = 16÷17 kN/m³

ϕ' = angolo di attrito medio = 26°÷28°

c_u = coesione non drenata = 0,5÷0,7 Kg/cm²

E' = modulo di Young secante = 3÷4 MPa

ν' = coefficiente di Poisson drenato = 0.30÷0.40

6.5. CATEGORIA SISMICA DEL SUOLO

Per la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) nel terreno sono state eseguite apposite prove geofisiche del tipo “*down-hole*” ed i valori calcolati come da Norma risultano variabili da 374-381 m/s, ne segue che il sito può essere classificato in categoria del suolo tipo “B”:

In relazione al valore di poco superiore a 360 m/s (valore limite superiore della Cat. C) ed alla natura eterogenea dei terreni di imposta delle fondazioni, si ritiene a favore di sicurezza di assumere il **sottosuolo di categoria “C”**: “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente addensati con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*”



7. PROGRAMMI DI CALCOLO

Si riportano le descrizioni dei software di calcolo adottati per le analisi.

7.1. MODEST v.8.20 CON XFINEST v. 2018

7.1.1. DESCRIZIONE GENERALE

Il software di calcolo **ModeSt** è prodotto dalla società Tecnisoft s.a.s e distribuito in Lombardia dalla società Harpaceas s.r.l. è un pre-post processore che utilizza come solutore il software XFinest versione 2018 prodotto da Ceas srl.

Con ModeSt si possono modellare in grafica interattiva tramite tastiera o mouse strutture spaziali o piane costituite da elementi monodimensionali e bidimensionali quali travi, pilastri, setti, solette, reticoli di fondazione, platee, plinti/pali, pareti contro terra, nuclei irrigidenti, strutture reticolari, serbatoi, cupole e altre strutture meno comuni realizzate anche con materiali diversi. Le strutture possono avere nodi con qualsiasi tipo di vincolo esterno (anche elastico), aste con eventuali svincolamenti d'estremità completamente definibili, aste su suolo elastico, elementi bidimensionali (a tre o a quattro nodi) membranali, flessionali o su suolo elastico. Elementi bidimensionali semplici come pareti verticali o muri di scantinato possono anche essere schematizzati automaticamente come un reticolo equivalente di aste. Le strutture di fondazione (anche a quote diverse) possono essere costituite da graticci di travi e/o da platee di fondazione e/o da plinti diretti o su pali con o senza bicchiere. Vengono calcolati automaticamente i carichi dovuti al peso proprio degli elementi strutturali e i carichi sulle travi dovuti alle tamponature e ai solai di qualunque forma e direzione di orditura (anche a sbalzo). È possibile trattare, oltre ai tipi di carico più comuni (uniformemente distribuiti, trapezoidali, parziali, concentrati, ecc.), anche le variazioni termiche uniformi e a farfalla e le pressioni idrostatiche sugli elementi bidimensionali (dovute ad esempio alla spinta della terra). È possibile modellare il sottosuolo attraverso la definizione dei parametri geotecnici caratteristici utili al calcolo degli elementi di fondazione, a tale scopo è possibile utilizzare anche correlazioni con risultati di prove in sito (SPT, CPT, DP, ecc.). È possibile modellare elementi di fondazione superficiali (plinti, reticoli di travi e platee di qualunque forma) e profonde (pali singoli, plinti su pali, travi e platee su pali di qualunque forma) associando loro caratteristiche di risposta elastica del terreno valutata in automatico rispetto alla loro geometria ed al sottosuolo modellato. Sia per le fondazioni superficiali che profonde vengono effettuate le verifiche di capacità portante, il calcolo dei cedimenti e la progettazione strutturale con riferimento alla normativa vigente. La progettazione delle fondazioni profonde avviene attraverso un'analisi elasto-plastica di interazione palo-terreno. In fase di calcolo è possibile eseguire l'analisi sismica statica o dinamica secondo il regolamento Italiano o l'analisi modale. Posso essere condotte analisi sia lineari sia non lineare in regime di grandi spostamenti e



analisi di stabilità (buckling) sia lineare che non lineare anche memorizzando i risultati intermedi dell'analisi per avere una rappresentazione visiva dell'evolversi della deformata. ModeSt è collegato in modo completamente automatico con i solutori ad elementi finiti più diffusi e affidabili: SAP90, SAP2000, Xfinest, OpenSees.

7.1.2. MODELLAZIONE

ModeSt non prevede un metodo standard di inserimento dati. Si può arrivare alla modellazione della struttura seguendo strade diverse, ed ogni utente si conformerà a quella che gli è più congeniale.

La definizione di una struttura consiste nella definizione di un insieme di *nodi* (punti nello spazio tridimensionale) che fungono da punto di connessione fra elementi monodimensionali e bidimensionali secondo gli schemi consueti nelle strutture da calcolare col metodo degli elementi finiti (FEM).

I diversi programmi agli elementi finiti denominano in vario modo gli elementi monodimensionali (beam, truss, ecc.) e bidimensionali (plate, shell, ecc.), ModeSt denomina i primi generalmente *aste* ed i secondi *muri* o *elementi bidimensionali* (per brevità a volte semplicemente *bidimensionali*). La denominazione muro è stata adottata per alcuni particolari elementi che pur se visivamente paiono elementi bidimensionali, vengono in realtà a livello di calcolo trattati in altro modo. Quando si fa riferimento ad elementi che possono indifferentemente essere muri o elementi bidimensionali, si usa in genere il termine **elemento bidimensionale** o **bidimensionale**.

La caratterizzazione degli elementi presenti nella struttura, ossia la specifica di tutte le caratteristiche ad esempio di sezione, di vincolo ecc. di un'asta o di altri elementi viene effettuata in ModeSt utilizzando il concetto di proprietà. Occorre quindi definire le proprietà da utilizzare per assegnarle agli elementi. Le proprietà correnti sono raccolte nel pannello Proprietà correnti.

Altri elementi introducibili in ModeSt, ma che non hanno valenza strutturale sono:

Impalcati: sono il raggruppamento logico di un insieme di nodi, caratterizzati in genere dalla stessa quota. Gli impalcati servono essenzialmente per facilitare l'inserimento dati e consentono l'eventuale schematizzazione di piani rigidi.

Solai: sono superfici piane delimitate da un contorno chiuso di nodi collegati da aste. I solai non hanno nessuna valenza strutturale, ma servono solo per definire delle zone con carico uniforme e consentire così la generazione automatica dei carichi.

Nuclei: sono il raggruppamento logico di un insieme di elementi bidimensionali che verranno progettati come pareti di taglio tenendo conto delle sollecitazioni globali. I muri e gli elementi bidimensionali possono essere raggruppati in *nuclei*, insieme di elementi in cemento armato di cui progettare l'armatura tenendo conto delle sollecitazioni globali. I nuclei non hanno nessuna valenza strutturale aggiuntiva rispetto a quella degli elementi che lo compongono, ma servono solo per effettuare un progetto armature più aderente al reale comportamento della struttura.

Pareti: sono il raggruppamento logico di un insieme di elementi bidimensionali che verranno progettati come pareti essenzialmente inflesse fuori dal proprio piano.



Plinti/pali: non vengono passati al solutore se non in alcuni casi come un vincolo elastico, ma sono comunque elementi che ModeSt può progettare tenendo conto delle sollecitazioni su esso agenti.

Reticolari in acciaio: sono il raggruppamento logico di un insieme di aste che abbiano una sezione compatibile con il progetto delle unioni reticolari, ossia che consentano l'inserimento di una piastra di collegamento.

7.1.3. CONTROLLO E CALCOLO STRUTTURA

È possibile effettuare un controllo di massima dei dati introdotti cliccando nel gruppo **Controllo** della scheda **Analisi** su **Congruenza dati**.

Il controllo che viene effettuato è finalizzato al calcolo della struttura con metodo FEM.

Analogamente alcune anomalie segnalate possono essere invece normali schematizzazioni dell'utente. Ad esempio la meshatura della sola platea, con muri in elevazione non meshati ed irrigidimento con aste infinitamente rigide porta alla segnalazione di "**Elemento bidimensionale non collegato ai nodi**", ma ciò è ovviamente voluto e non pregiudica il corretto calcolo.

La procedura di calcolo con metodo FEM o struttura in muratura presenta varie opzioni. Alcune opzioni potranno non essere attive per particolari solutori.

Tipo di calcolo: specificare il tipo di calcolo. Sono disponibili le seguenti opzioni:

- *Calcolo statico:* la struttura viene calcolata con i soli carichi inseriti dall'utente. La combinazione delle CCE generata automaticamente come indicato in Combinazioni potrà comunque essere modificata come indicato in Combinazione delle condizioni di carico;
- *Calcolo dei soli modi di vibrare:* viene effettuato il calcolo dei soli modi propri di vibrare della struttura. Vengono comunque calcolate anche le percentuali di massa che vengono interessate da ogni modo. Non sarà possibile ottenere le forze statiche equivalenti né le sollecitazioni spettrali dei vari modi. Sarà comunque possibile in modellazione ottenere la rappresentazione grafica dei vari modi di vibrare cliccando nel gruppo Disegno della scheda Risultati su Def. nodale. Non è definita in questo caso la combinazione delle CCE;
- *Analisi sismica statica:* viene effettuata l'analisi sismica statica equivalente secondo la normativa Italiana. Le combinazioni e le CCE aggiuntive che vengono create dipendono dalla presenza o meno di azioni sismiche verticali e dal rapporto fra i lati della struttura.
- *Analisi sismica dinamica:* viene effettuata l'analisi sismica dinamica secondo la normativa Italiana. Se nella struttura sono presenti masse con componente Z diversa da zero, ModeSt calcola le azioni sismiche verticali e le combina con le azioni sismiche orizzontali nei modi previsti dalla normativa specificata. Come previsto dal D.M. 14/02/92 e D.M. 16/01/96, l'azione sismica verticale potrà essere calcolata sia in analisi dinamica che applicando l'analisi statica in funzione di quanto specificato in Sisma verticale in analisi dinamica.
- *Analisi Pushover:* viene effettuata l'analisi sismica statica non lineare (pushover). Non è possibile effettuare l'analisi pushover se nella struttura sono presenti masse con componente Z diversa da zero.



7.1.4. MODALITÀ DI UTILIZZO

Le fasi tipiche di un'analisi agli elementi finiti sono:

- Definizione di un sistema di unità di misura;
- Generazione di nodi e degli elementi per la creazione di modello;
- Definizione delle proprietà globali del modello;
- Definizione delle proprietà degli elementi del modello;
- Applicazione delle condizioni di vincolo;
- Definizione delle condizioni di carico;
- Applicazione dei carichi;
- Definizione delle combinazioni di carico;
- Lanciare l'analisi (dinamica, statica, lineare o non lineare..);
- Calcolo dei risultati;
- Visualizzazione e controllo dei risultati, per via grafica e tabellare.

7.1.5. AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, costituita da un ampio manuale d'uso contenente una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

La presenza di un modulo grafico per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

7.1.6. SOLUTORE

XFinest è un programma agli elementi finiti prodotto da Ce.A.S. srl e distribuito da Harpaceas srl di Milano. L'utente che deve affrontare un modello con XFinest deve, di norma, percorrere i seguenti passi;

- Definire la mesh del modello (coordinate nodali, elementi, condizioni di carico, ecc.) sulla base del problema fisico in esame;
- Preparare i dati di input secondo le regole del proprio Preprocessore (ModeSt);
- In assenza di errori nel modello, eseguire la fase di soluzione attivando Xfinest;
- Se l'analisi si conclude con successo (eventuali errori riscontrati da XFinest sono riportati nel file con estensione PRT), si possono recuperare dai file di output, i risultati dell'analisi, processandoli con il proprio Post processore (ModeSt);
- Ulteriore documentazione è reperibile ai siti web <http://www.harpaceas.it/>



7.2. VcaSLU v.7.6

7.2.1. PREMESSA

Il software VcaSLU versione 7.6 del 25-06-2010 è un programma freeware che consente la Verifica di sezioni in Cemento Armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n. Permette inoltre di tracciare il Dominio M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna-Modello ed il Dominio Mx-My.

La sezione può essere descritta mediante rettangoli, trapezi, coordinate. È prevista la sezione circolare, anche cava e la sezione a poligono.

È inoltre implementato il Progetto della Sezione Rettangolare.

I legami σ - ϵ dei materiali, adottati per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono quelli indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14-01-2008) e dall'Eurocodice 2 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio).

I valori dei parametri f_{cd} , ϵ_{c2} , ϵ_{cu} , f_{yd} , ϵ_{yd} , che compaiono nel form, possono essere cambiati.

7.2.2. MODALITÀ DI UTILIZZO

L'uso del programma prevede i seguenti passi:

- scelta della normativa (menu normativa).
- scelta dei materiali (menu materiali).
- scelta del tipo di sezione.
- input del titolo.
- input dei dati della sezione.
- input dell'azione assiale di progetto NEd (S.L.U.) o di esercizio N (Metodo n).
- input delle azioni flettenti di progetto MxEd e MyEd (opzionali per S.L.U., per individuare il punto nel dominio M-N) o di esercizio Mx e My (metodo n).
- Per un confronto fra i risultati dei due metodi si inseriscono azioni di esercizio pari a quelle ultime divise per il coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni γ_Q (1,5 per le azioni variabili, 1,3 per le azioni permanenti). Cliccando sulle frecce si ha la conversione automatica.
- input del punto di applicazione dell'azione assiale.
- input dell'angolo di rotazione α dell'asse neutro (S.L.U. e presso-flessione deviata).
- input della lunghezza libera di inflessione (opzionale, per il metodo della Colonna-Modello).
- scelta del tipo di verifica ("S.L.U.+", "S.L.U.-" o metodo n).
- scelta del tipo di flessione (retta o deviata).
- input eventuale dei cavi da precompressione e delle relative tensioni.
- calcolo di MxRd (S.L.U. e presso-flessione retta), MxRd e MyRd (S.L.U. e presso-flessione deviata), dominio M-N (S.L.U. e presso-flessione retta), colonna modello (S.L.U. e presso-flessione retta), dominio Mx-My (S.L.U. e presso-flessione deviata), verifica delle tensioni (Metodo n).



Le caratteristiche dei materiali sono contenute in un file di testo ("VcaSluMateriali.txt") che viene richiamato e può essere aggiornato dal menu "materiali".

Il menu File consente di accedere alle seguenti funzionalità:

- Nuovo: inizializza la form per una nuova sezione.
- Apri: apre un file con i dati di una sezione.
- Salva: salva i dati della sezione senza chiedere conferma di sovrascrittura.
- Salva come... : salva i dati della sezione in un file .slu chiedendo conferma di sovrascrittura.
- Stampa: stampa la form.
- Copia negli appunti: copia la form negli appunti in modo che possa essere incollata ad esempio in un file di word.
- Salva Materiali e Unità in uso: salva i settaggi correnti nel file "VcaSlu.ini"; i settaggi verranno usati nel run successivo.
- Esci: esce dal programma.

I dati della sezione che vengono salvati sono tutti quelli che compaiono nella form, escluso il numero dei rettangolini di discretizzazione, che per default è posto uguale a 100.

Dopo aver introdotto i dati si può visualizzare la sezione cliccando sulla figura schematica; con un doppio click la sezione viene plottata su una piccola form che può essere ingrandita e che contiene il menu File dal quale si può stampare, esportare in dxf o disegnare in Autocad (versione 14 o successive, versione completa, non LT).

Per ulteriori informazioni si rimanda al Tutorial del programma.

7.2.3. CAMPO DI IMPIEGO

Il programma viene impiegato per condurre le seguenti verifiche per sezioni rettangolari in c.a.:

- Stato limite ultimo per flessione retta.
- Stato limite ultimo per presso-flessione retta.
- Stato limite delle tensioni in esercizio.

7.2.4. AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita oltre che dalle verifiche sui casi esemplificativi svolti anche dalla presenza di un modulo grafico che consente la visualizzazione degli elementi introdotti e il controllo di massima degli output, oltre che dall'uso diffuso nei principali studi di ingegneria e in ambito universitario.



8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. PESI PROPRI MATERIALI

- Peso proprio calcestruzzo armato = 25.0 kN/m³
- Peso proprio acciaio = 78.5 kN/m³

8.2. COPERTURA TIPO ALARE

8.2.1. CARICHI ESTERNI

Peso proprio struttura: il software di calcolo valuta i pesi propri degli elementi strutturali in modo automatico in relazione alla sezione geometrica ed al materiale degli elementi stessi

- G_{k1} = PP. Tegolo alare 1.40 kN/m²;
- G_{k2} = coppelle in lamiera 0.15 kN/m²;
- G_{k3} = Impianto fotovoltaico (Perm. Non strutturale): 0.35 kN/m²;
- Q_{k1} = Neve: 1.20 kN/m²

8.2.2. CARICHI INTERNI (APPESI)

- G_{k3} = Carichi appesi a soffitto: 0.20 kN/m²;
- G_{k4} = Controsoffitto 0.35 kN/m²;
- Q_{k2} = Evaporatori (appesi alle travi: n° 4 evaporatori/trave): 3.50 kN/cad;

8.3. COPERTURA TIPO TEGOLI TT

8.3.1. CARICHI ESTERNI

- G_{k1} = Peso proprio tegoli TT 3.00 kN/m²;



- G_{k2} = Getto integrativo sp. 10 cm: 2.50 kN/m²;
- G_{k3} = Stratigrafia di completamento: 2.70 kN/m²;
 - o Barriera al vapore (sp. 2 mm): trascurabile;
 - o Isolante rigido resistente a compressione: 0.03 kN/m²;
 - o Doppia guaina bituminosa (sp. 4+4 mm); 0.15 kN/m²;
 - o Soletta di protezione in cls. sp. 10 cm: 2.50 kN/m²;
- Q_{k1} = Impianti 5.00 kN/m²;
- Q_{k2} = Neve: 1.20 kN/m²;

8.3.2. CARICHI INTERNI (APPESI)

Nessun carico appeso previsto

8.4. SOPPALCO INTERNO

- G_{k1} = Peso proprio solaio TT: 3.00 kN/m²;
- G_{k2} = Getto integrativo sp. 10 cm: 2.50 kN/m²;
- Q_{k1} = Variabili 2.00 kN/m²;

8.5. SCALE METALLICHE

- G_{k1} = Peso proprio struttura: 1.00 kN/m²
- Q_{k1} = Variabili: 4.00 kN/m²;



8.6. AZIONE DELLA NEVE

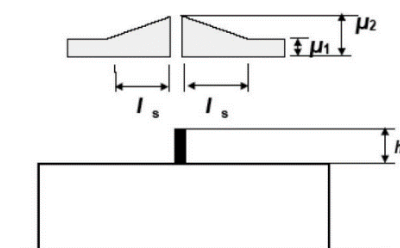
Nell'ambito del DM 17.01.2018, il sito in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Zona geografica	1 (Mediterranea)
- Quota (m) s.l.m.	+145.00 m
- Tr = periodo di ritorno	50 anni
q_{sk} (valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo)	1.50 kN/m ²
μ_i (coefficiente di forma della copertura)	0.8
C_E (coefficiente di esposizione)	1
C_T (coefficiente termico)	1

il carico ottenuto in copertura viene quindi assunto pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T \quad \underline{1.20 \text{ kN/m}^2}$$

La presenza di pannelli che si elevano di 4.90 m rispetto al piano di copertura adiacente, necessita la valutazione degli effetti locali della neve come “*accumulo in corrispondenza di sporgenze*”. Si considera la condizione di carico secondo lo schema:



Assumendo:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ e } \mu_2 = \gamma h / q_{sk}, \text{ con la limitazione: } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a 2 kN/m³;

$l_s = 2h$, con la limitazione: $5 \leq l_s \leq 15$ m.

Risulta quindi:

- l_s = pari a 9.00 m (distanza tra i pannelli di facciata che si elevano) < $2h = 9.8$ m;
- $\mu_1 = 0.8$;
- $\mu_2 = 2.00$;

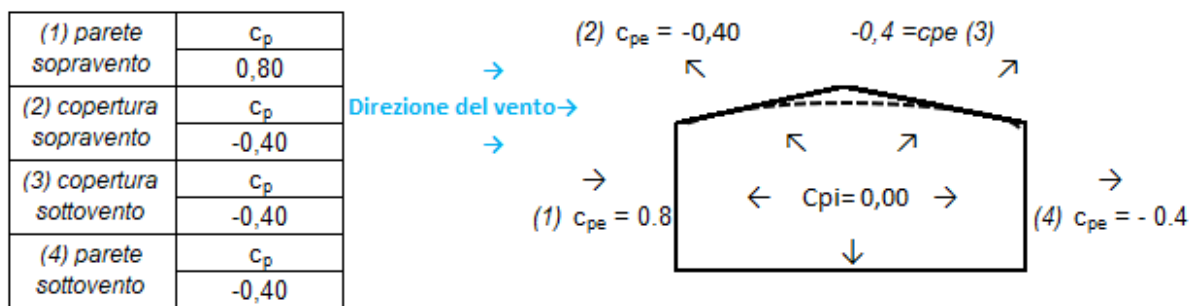


8.7. AZIONE DEL VENTO

Nell'ambito del DM 17.01.2018, il sito in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Zona geografica 1 (MI)
- Quota (m) s.l.m. del sito +109.00
- Categoria di esposizione IV
- K_s 0.40
- Classe di rugosità A
- V_b 25 m/s
- a_0 1000 m
- $q_b = \frac{\rho \cdot V_b^2}{2}$ 0.390 kN/m²
- $C_{p,sopravento}$ 0.80
- $C_{p,sottovento}$ - 0.40
- C_d 1.00
- T_R = tempo di ritorno 50 anni.

Coefficienti Aereodinamici per: Edifici a pianta rettangolare piane, a falde, inclinate, curve:



Le pressioni del vento nella combinazione più sfavorevole per le pareti risultano:

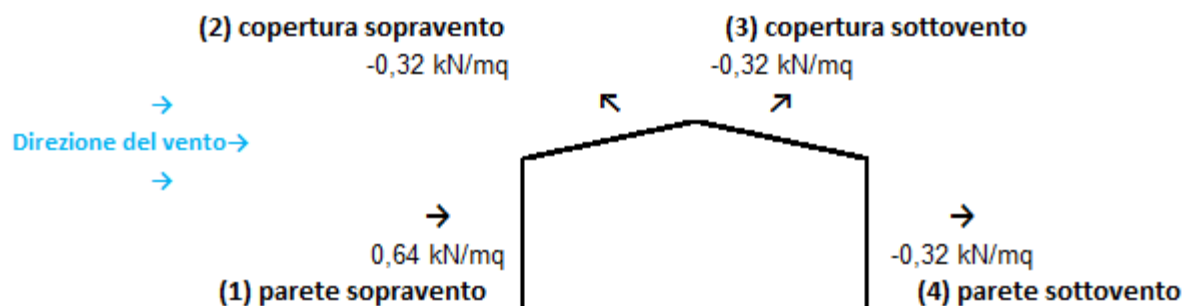
Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_r \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$

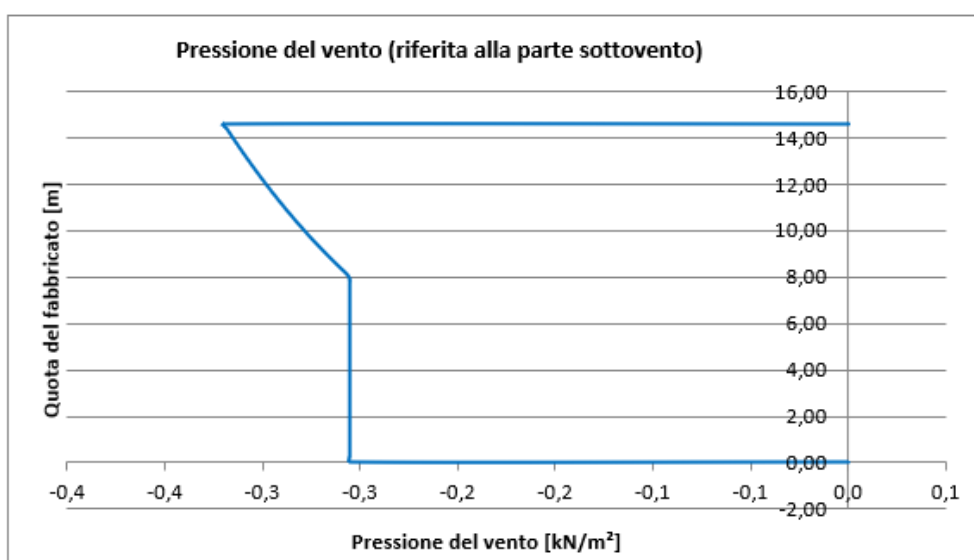
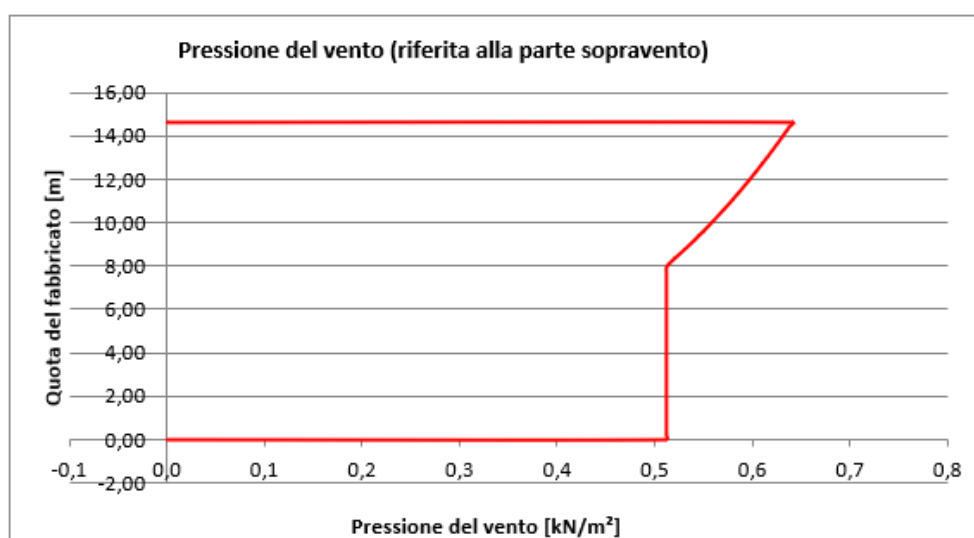
C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,391	1,00	1,00	2,047	0,80	0,64
(2) cop. sopravent.	0,391	1,00	1,00	2,047	-0,40	-0,32
(3) cop. Sottovent.	0,391	1,00	1,00	2,047	-0,40	-0,32
(4) par. sottovent.	0,391	1,00	1,00	2,047	-0,40	-0,32

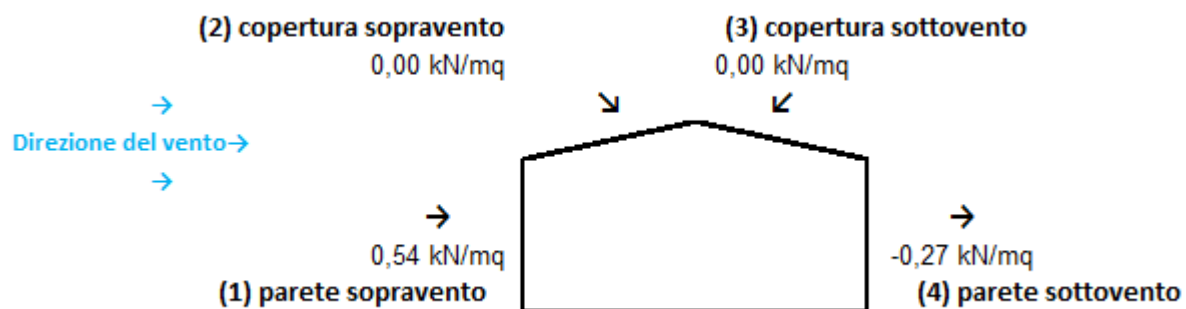


Secondo l'andamento delle pressioni più svantaggiose:





I valori medi della pressione del vento per ogni elemento (utilizzate per la modellazione FEM) risultano:



La pressione del vento in direzione tangenziale applicata alle superfici piane dell'edificio data l'estensione, in relazione al tipo di superficie che si considera scabra, risulta:

- $q_{\text{tan}} = 0.16 \text{ kN/m}^2$



8.8. AZIONE DA VARIAZIONE TERMICA STAGIONALE

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 sono stati adottati i seguenti valori di variazione termica stagionale:

- Strutture in c.a. e c.a.p. “protette”: $\Delta T = \pm 10^{\circ} \text{ C}$
- Strutture in c.a. e c.a.p. “non protette”: $\Delta T = \pm 15^{\circ} \text{ C}$

8.9. CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO

Tutte le strutture prefabbricate (pilastri, travi, tegoli alari ed a doppio T) e i pannelli prefabbricati di tamponamento che separano i depositi grandi da quelli medi dovranno essere progettati per garantire una resistenza all’incendio pari a **R120**.

Tale resistenza dovrà essere garantita con opportuni valori dei copriferri delle armature e verificate o con tabelle o con verifiche analitiche.

Le coppelle sandwich dovranno avere una resistenza al fuoco pari a **EI30**.

Tutti gli altri pannelli prefabbricati impiegati non dovranno avere requisiti di resistenza al fuoco.



8.10. AZIONE SISMICA

8.10.1. VALUTAZIONE “PERICOLOSITÀ SISMICA”

Le azioni sismiche di progetto sono state definite in primo luogo dalla valutazione della “pericolosità sismica di base” riferita al sito di costruzione.

La normativa adottata (NTC 2018) suddivide il territorio nazionale in un reticolo di punti di coordinate geografiche assegnate.

Per ogni punto del reticolo vengono assegnate le 9 terne di valori:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito su suolo di riferimento rigido;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Le opere strutturali sono site in Milano presso l’Ortomercato e la posizione geografica di riferimento rientra all’interno di una specifica quaterna di punti notevoli del reticolo. Interpolando i valori si ottengono le terne di valori per i periodi di ritorno di riferimento specifiche per il sito in oggetto:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.020	2.555	0.165
50	0.025	2.566	0.194
72	0.029	2.557	0.209
101	0.033	2.576	0.222
140	0.036	2.594	0.234
201	0.040	2.610	0.255
475	0.053	2.643	0.280
975	0.063	2.676	0.298
2475	0.081	2.751	0.315



8.10.2. VALUTAZIONE TEMPO DI RITORNO T_R

Per la scelta dei periodi di ritorno da utilizzare, intervengo due fattori, la valutazione del periodo di riferimento (V_R) e la probabilità di superamento dello stato limite di progetto, in altre parole la richiesta che la struttura deve soddisfare.

Periodo di riferimento V_R

Come definito nella relazione tecnica delle strutture il periodo di riferimento V_R si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Risulta per la costruzione del PLO:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Probabilità di superamento dello stato limite richiesto

Gli stati limite della struttura sono raccolti nella tabella che segue suddivisa per SLU e SLS:

STATI LIMITE		PVR
Stati limite di servizio	SLO (operatività)	81%
	SLD (danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (salvaguardia della vita)	10%
	SLC (collasso)	5%

8.10.3. DEFINIZIONE DELLE TERNE DEI VALORI a_g , F_0 , T_C^*

Le scelte progettuali introdotte nei paragrafi precedenti definiscono la massima accelerazione orizzontale al sito su suolo di riferimento rigido:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.024	2.564	0.188
SLD	75	0.030	2.559	0.211
SLV	712	0.058	2.661	0.290
SLC	1462	0.070	2.708	0.305



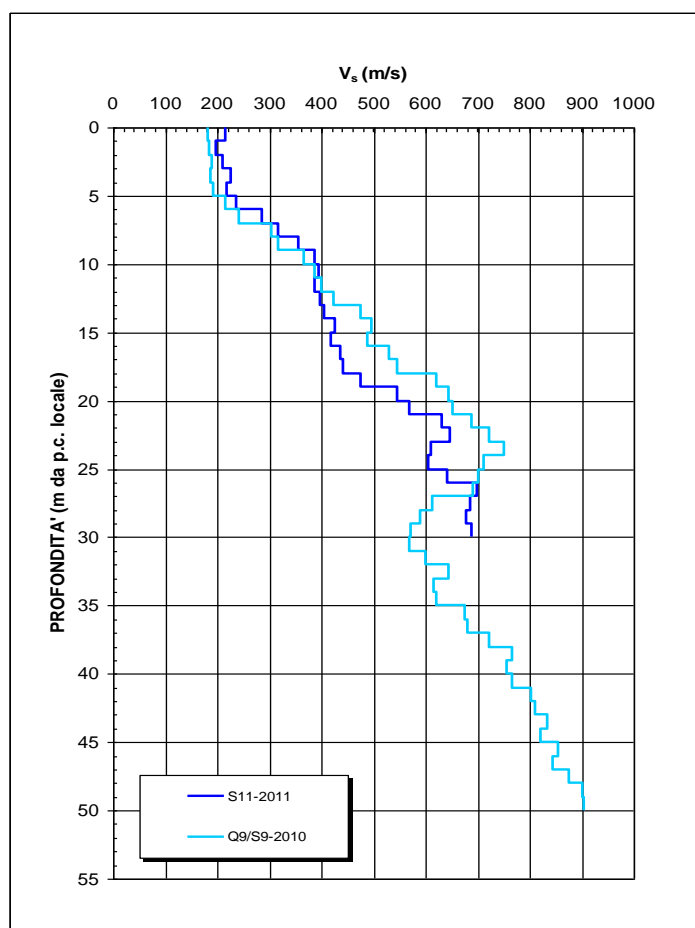
8.10.4. EFFETTO DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

È necessario valutare le condizioni geomorfologiche del sito che interessa le opere. Le NTC 18 individuano due parametri amplificativi dell'azione sismica, riferiti al tipo di sottosuolo ed alla condizione topografica.

Categoria di sottosuolo

Per la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) nel terreno sono state eseguite apposite prove geofisiche del tipo “*down-hole*”; dette prove hanno consentito di raggiungere profondità fino a 50m dal p.c. locale posizionando i geofoni ad intervalli regolari di 1m.

Nello specifico sono state eseguite le seguenti prove (i valori della velocità misurata sono illustrati in figura (seguente)):



- ✓ sondaggio S11-2011 (profondità 30m) – Zona nord dell'area di costruzione
- ✓ sondaggio Q9/S9-2010 (profondità 50m) – Zona sud dell'area di costruzione



Nella tabella sono riassunti i valori calcolati come da Norma della velocità media V_{S-30} ; ne segue che il sito può essere classificato in categoria del suolo tipo “B”:

Sondaggio	V_{S30} (m/s)	Categoria suolo	S_s
S11-2011	381 > 360	B	1.2
Q9/S9-2010	374 > 360	B	

In relazione al valore di V_{S-30} di poco superiore a 360 ed in considerazione della natura eterogenea dei terreni di imposta delle fondazioni, in sede progettuale si ritiene a favore di sicurezza di classificare il sottosuolo di categoria “C”.

Condizione topografica

L'area in esame presenta configurazioni superficiali semplici, pertanto si può adottare la classificazione riportata nella tabella delle NTC 2018:

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

Sulla base dei dati topografici disponibili, l'area rientra nella categoria:

- **T1**: *Superficie pianeggiante, con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.*



8.10.5. TERMINI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_s e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite in tabella, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	SS	CC
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in tabella, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitari.



9. SPETTRI DI PROGETTO

Lo spettro di progetto utilizzato ha come ipotesi alla base:

- Smorzamento ξ non considerato e posto pari al 5%;
- Fattore di struttura $q = 1$ (rif. § 11.2);

9.1. INDIVIDUAZIONE PERICOLOSITÀ SITO

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

9.23208

LATITUDINE

45.45278

☐ Ricerca per comune

REGIONE

Lombardia

PROVINCIA

Milano

COMUNE

Milano

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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



9.2. STRATEGIA DI PROGETTAZIONE ED AZIONE DI PROGETTO

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 75 info

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione |>

Grafici spettri di risposta |>

Tabella parametri azione |>

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica
Categoria di sottosuolo **C** info
Categoria topografica **T1** info
 $S_S = 1,500$ $C_C = 1,579$ info
 $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta
 $S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]
T [s] 4

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLO** info

Risposta sismica
Categoria di sottosuolo **C** info
Categoria topografica **T1** info
 $S_S = 1,500$ $C_C = 1,823$ info
 $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q **1,5** $\eta = 0,667$ info

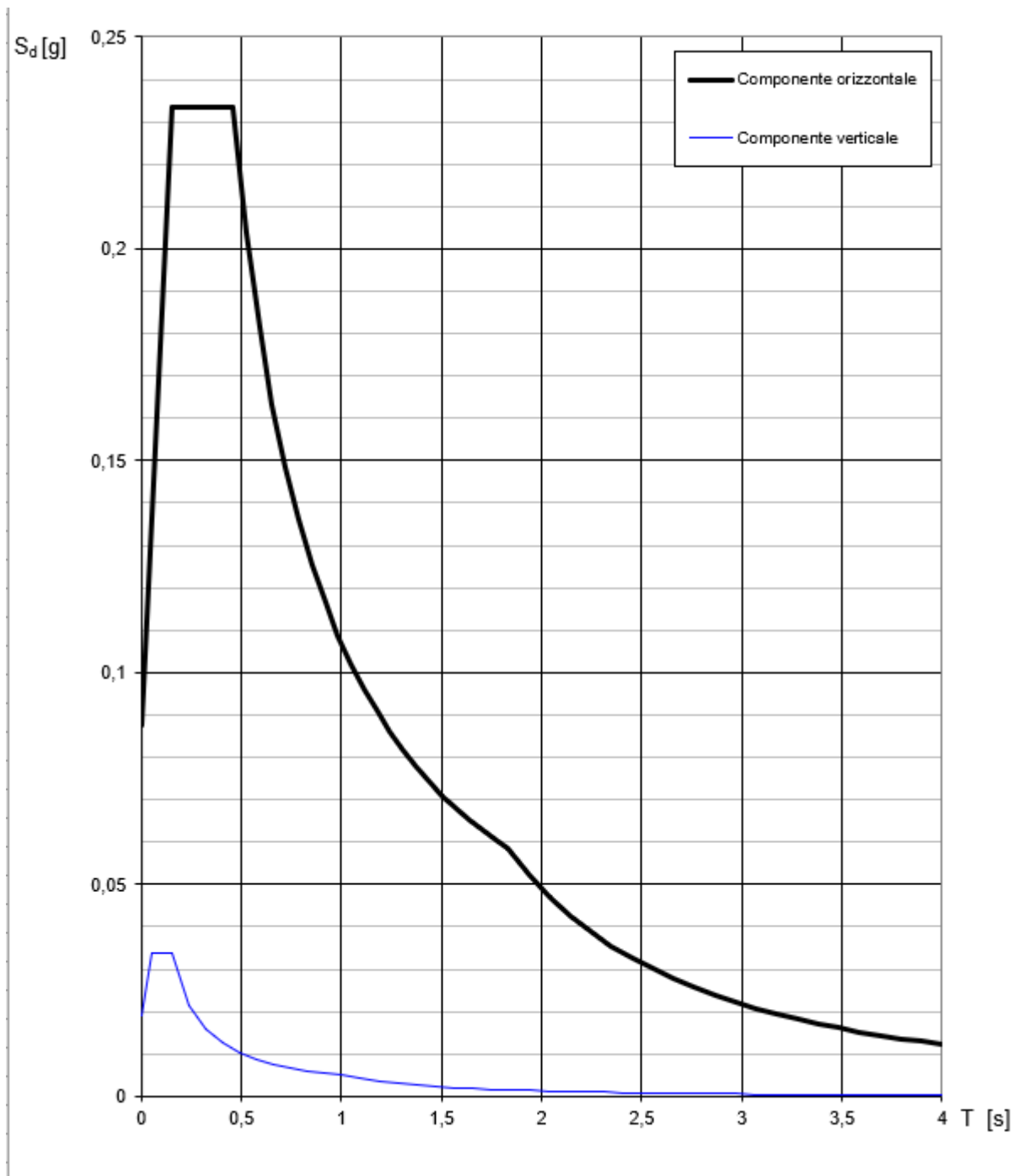
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta
 $S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]
T [s] 4

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

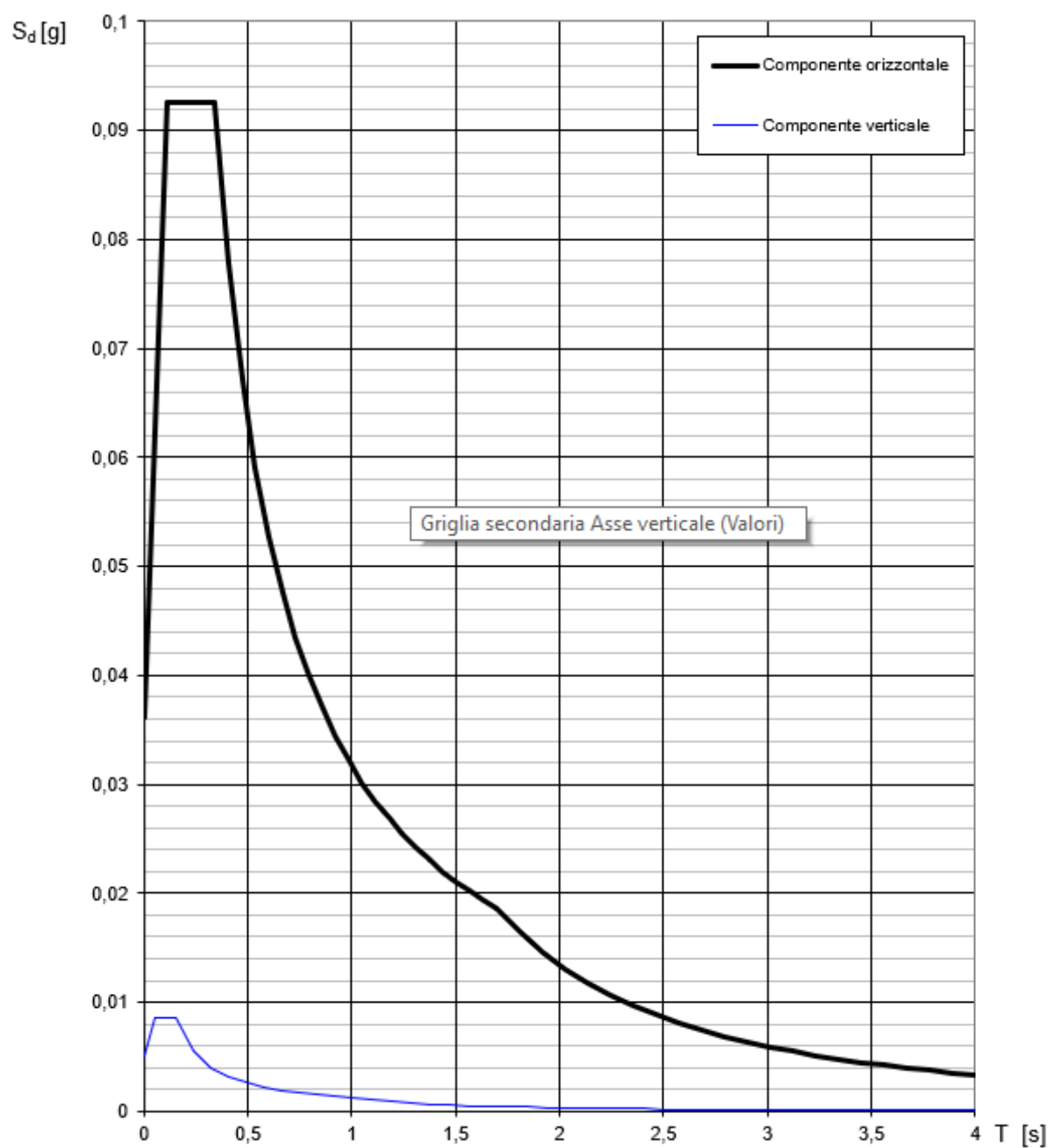


9.3. SPETTRO DI PROGETTO SLV





9.4. SPETTRO DI PROGETTO SLO





10. COMBINAZIONI DI CARICO

10.1. CRITERI GENERALI

Le verifiche sono condotte per tutti gli elementi secondo il metodo degli stati limite, considerando le combinazioni di carico previste dalle NTC e indicate esplicitamente in quanto segue.

- *Combinazione di carico fondamentale, utilizzata per verifiche (SLU):*

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

Dove i fattori moltiplicativi γ da utilizzare per la verifica di resistenza delle strutture (STR) sono pari a:

- $\gamma_g = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_p = 1.0$;

- *Combinazione di carico "sismica" utilizzata per verifiche (SLC – SLV – SLD - SLO):*

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}.$$

- *Combinazione di carico "rara" utilizzata per verifiche (SLE):*

$$F_d = G_K + P_K + Q_{1K} + \sum_i (\psi_{0i} \cdot Q_{iK})$$

- *Combinazione di carico "frequente" utilizzata per verifiche (SLE):*

$$F_d = G_K + P_K + \psi_{11} \cdot Q_{1K} + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{iK})$$

- *Combinazione di carico "quasi permanente" utilizzata per verifiche (SLE):*

$$F_d = G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{iK})$$



I coefficienti ψ dipendono dalla destinazione d'uso del locale o dalla natura dell'azione variabile, e sono indicati nella tabella seguente tratta dalla tabella 2.5.I delle NTC:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

Nelle combinazioni si è indicato con:

- G1 la somma dei pesi propri e dei carichi permanenti strutturali
- G2 i carichi permanenti non strutturali
- Q i carichi variabili definiti per destinazione funzionale:
 - Copertura in tegoli alari: categoria E
 - Copertura tegoli TT: categoria E
 - Soppalco interno: categoria E
 - Scale metalliche: categoria E
- N il carico da neve
- W+/- x/y il carico da vento nelle diverse direzioni
- T il carico indotto dalle variazioni termiche
- SX/SY il carico indotto dalle sollecitazioni sismiche nelle due direzioni principali

Si precisa che il software utilizzato per le analisi sismiche fornisce, per i casi di carico spettrale, i risultati nei due versi, positivo e negativo. Nelle combinazioni dei carichi si tiene quindi in conto del sisma nei due versi alternati. Le due direzioni principali, convenzionalmente denominate X e Y, sono identificate di seguito:

- Direzione X: longitudinale (direzione lato lungo)
- Direzione Y: trasversale (direzione lato corto)

Si specifica inoltre che i pannelli prefabbricati (tamponamento ed interni) vengono considerati solo come massa partecipante al sisma orizzontale (dir. X e dir. Y).



10.2. ELENCO COMBINAZIONI DI CARICO SLU - SISMICHE

CMB	G1	G2	Q	N	W+X	W-X	W+Y	W-Y	T	SX	SY
SLU 00 0 A	1,30	1,50	1,50	0,75	-	-	-	-	-	-	-
SLU 00 1 A	1,30	1,50	1,50	0,75	0,90	-	-	-	0,90	-	-
SLU 00 2 A	1,30	1,50	1,50	0,75	-	0,90	-	-	0,90	-	-
SLU 00 3 A	1,30	1,50	1,50	0,75	-	-	0,90	-	0,90	-	-
SLU 00 4 A	1,30	1,50	1,50	0,75	-	-	-	0,90	0,90	-	-
SLU 00 5 A	1,30	1,50	1,05	0,75	1,50	-	-	-	0,90	-	-
SLU 00 6 A	1,30	1,50	1,05	0,75	-	1,50	-	-	0,90	-	-
SLU 00 7 A	1,30	1,50	1,05	0,75	-	-	1,50	-	0,90	-	-
SLU 00 8 A	1,30	1,50	1,05	0,75	-	-	-	1,50	0,90	-	-
SLU 00 9 A	1,30	1,50	1,05	0,75	0,90	-	-	-	1,50	-	-
SLU 00 10 A	1,30	1,50	1,05	0,75	-	0,90	-	-	1,50	-	-
SLU 00 11 A	1,30	1,50	1,05	0,75	-	-	0,90	-	1,50	-	-
SLU 00 12 A	1,30	1,50	1,05	0,75	-	-	-	0,90	1,50	-	-
SLU 00 13 A	1,00	-	-	-	1,50	-	-	-	0,90	-	-
SLU 00 14 A	1,00	-	-	-	-	1,50	-	-	0,90	-	-
SLU 00 15 A	1,00	-	-	-	-	-	1,50	-	0,90	-	-
SLU 00 16 A	1,00	-	-	-	-	-	-	1,50	0,90	-	-
SLU 00 17 A	1,00	-	-	-	0,90	-	-	-	1,50	-	-
SLU 00 18 A	1,00	-	-	-	-	0,90	-	-	1,50	-	-
SLU 00 19 A	1,00	-	-	-	-	-	0,90	-	1,50	-	-
SLU 00 20 A	1,00	-	-	-	-	-	-	0,90	1,50	-	-
SLU 00 1 B	1,30	1,50	1,50	0,75	0,90	-	-	-	-0,90	-	-
SLU 00 2 B	1,30	1,50	1,50	0,75	-	0,90	-	-	-0,90	-	-
SLU 00 3 B	1,30	1,50	1,50	0,75	-	-	0,90	-	-0,90	-	-
SLU 00 4 B	1,30	1,50	1,50	0,75	-	-	-	0,90	-0,90	-	-
SLU 00 5 B	1,30	1,50	1,05	0,75	1,50	-	-	-	-0,90	-	-
SLU 00 6 B	1,30	1,50	1,05	0,75	-	1,50	-	-	-0,90	-	-
SLU 00 7 B	1,30	1,50	1,05	0,75	-	-	1,50	-	-0,90	-	-
SLU 00 8 B	1,30	1,50	1,05	0,75	-	-	-	1,50	-0,90	-	-
SLU 00 9 B	1,30	1,50	1,05	0,75	0,90	-	-	-	-1,50	-	-
SLU 00 10 B	1,30	1,50	1,05	0,75	-	0,90	-	-	-1,50	-	-
SLU 00 11 B	1,30	1,50	1,05	0,75	-	-	0,90	-	-1,50	-	-
SLU 00 12 B	1,30	1,50	1,05	0,75	-	-	-	0,90	-1,50	-	-
SLU 00 13 B	1,00	-	-	-	1,50	-	-	-	-0,90	-	-
SLU 00 14 B	1,00	-	-	-	-	1,50	-	-	-0,90	-	-
SLU 00 15 B	1,00	-	-	-	-	-	1,50	-	-0,90	-	-
SLU 00 16 B	1,00	-	-	-	-	-	-	1,50	-0,90	-	-
SLU 00 17 B	1,00	-	-	-	0,90	-	-	-	-1,50	-	-
SLU 00 18 B	1,00	-	-	-	-	0,90	-	-	-1,50	-	-
SLU 00 19 B	1,00	-	-	-	-	-	0,90	-	-1,50	-	-
SLU 00 20 B	1,00	-	-	-	-	-	-	0,90	-1,50	-	-
SLV 00 1 A	1,00	1,00	ψ_2	-	-	-	-	-	-	1,00	0,30
SLV 00 2 A	1,00	1,00	ψ_2	-	-	-	-	-	-	0,30	1,00



10.3. ELENCO COMBINAZIONI DI CARICO SLE

CMB	G1	G2	Q	N	W+X	W-X	W+Y	W-Y	T
SLE 00 0 A	1,00	1,00	1,00	0,50	-	-	-	-	-
SLE 00 1 A	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	-	-	-	0,60
SLE 00 2 A	1,00	1,00	1,00	0,50	-	0,60	-	-	0,60
SLE 00 3 A	1,00	1,00	1,00	0,50	-	-	0,60	-	0,60
SLE 00 4 A	1,00	1,00	1,00	0,50	-	-	-	0,60	0,60
SLE 00 5 A	1,00	1,00	0,90	0,50	1,00	-	-	-	0,60
SLE 00 6 A	1,00	1,00	0,90	0,50	-	1,00	-	-	0,60
SLE 00 7 A	1,00	1,00	0,90	0,50	-	-	1,00	-	0,60
SLE 00 8 A	1,00	1,00	0,90	0,50	-	-	-	1,00	0,60
SLE 00 9 A	1,00	1,00	0,90	0,50	0,60	-	-	-	1,00
SLE 00 10 A	1,00	1,00	0,90	0,50	-	0,60	-	-	1,00
SLE 00 11 A	1,00	1,00	0,90	0,50	-	-	0,60	-	1,00
SLE 00 12 A	1,00	1,00	0,90	0,50	-	-	-	0,60	1,00
SLE 00 13 A	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	0,60
SLE 00 14 A	1,00	-	-	-	-	1,00	-	-	0,60
SLE 00 15 A	1,00	-	-	-	-	-	1,00	-	0,60
SLE 00 16 A	1,00	-	-	-	-	-	-	1,00	0,60
SLE 00 17 A	1,00	-	-	-	0,60	-	-	-	1,00
SLE 00 18 A	1,00	-	-	-	-	0,60	-	-	1,00
SLE 00 19 A	1,00	-	-	-	-	-	0,60	-	1,00
SLE 00 20 A	1,00	-	-	-	-	-	-	0,60	1,00
SLE 00 1 B	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	-	-	-	-0,60
SLE 00 2 B	1,00	1,00	1,00	0,50	-	0,60	-	-	-0,60
SLE 00 3 B	1,00	1,00	1,00	0,50	-	-	0,60	-	-0,60
SLE 00 4 B	1,00	1,00	1,00	0,50	-	-	-	0,60	-0,60
SLE 00 5 B	1,00	1,00	0,90	0,50	1,00	-	-	-	-0,60
SLE 00 6 B	1,00	1,00	0,90	0,50	-	1,00	-	-	-0,60
SLE 00 7 B	1,00	1,00	0,90	0,50	-	-	1,00	-	-0,60
SLE 00 8 B	1,00	1,00	0,90	0,50	-	-	-	1,00	-0,60
SLE 00 9 B	1,00	1,00	0,90	0,50	0,60	-	-	-	-1,00
SLE 00 10 B	1,00	1,00	0,90	0,50	-	0,60	-	-	-1,00
SLE 00 11 B	1,00	1,00	0,90	0,50	-	-	0,60	-	-1,00
SLE 00 12 B	1,00	1,00	0,90	0,50	-	-	-	0,60	-1,00
SLE 00 13 B	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-0,60
SLE 00 14 B	1,00	-	-	-	-	1,00	-	-	-0,60
SLE 00 15 B	1,00	-	-	-	-	-	1,00	-	-0,60
SLE 00 16 B	1,00	-	-	-	-	-	-	1,00	-0,60
SLE 00 17 B	1,00	-	-	-	0,60	-	-	-	-1,00
SLE 00 18 B	1,00	-	-	-	-	0,60	-	-	-1,00
SLE 00 19 B	1,00	-	-	-	-	-	0,60	-	-1,00
SLE 00 20 B	1,00	-	-	-	-	-	-	0,60	-1,00



11. MODELLO DI CALCOLO

11.1. CRITERI GENERALI

Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi strutturali è stato condotto secondo le regole della scienza delle costruzioni, ipotizzando un comportamento elastico e lineare dei materiali.

Allo scopo di individuare l'entità delle sollecitazioni prevedibili sulle strutture in elevazione sono state condotte analisi mediante il programma di calcolo che implementa il metodo degli elementi finiti in campo elastico lineare.

Come descritto la struttura è costituita principalmente da una copertura con tegoli a profilo alare e sezioni ad "I" per la zona depositi e da una copertura con tegoli a TT e travi ad L e T rovescio per la zona di collegamento dove sono posati gli impianti.

Data la notevole lunghezza dell'edificio (264 m ca.) si è inserito un giunto di dilatazione in corrispondenza del filo X/11 di dimensione pari a 20 cm, in modo da creare due corpi di fabbrica strutturalmente quasi identici se non per la presenza in uno dei due di un soppalco interno in corrispondenza dei fili X/20 e X/21.

Si individuano quindi:

- Corpo A: da filo X/01 a filo X/11;
- Corpo B: da filo X/11 a filo X/21;

L'analisi delle strutture è stata svolta con il programma di calcolo ModeSt schematizzando i corpi di fabbrica mediante telai spaziali, e attraverso il modello sono state valutate le sollecitazioni indotte per il dimensionamento degli elementi di fondazione in opera (SLU, SLV e SLE) e gli spostamenti allo SLO per le verifiche richieste da normativa.

In sede di progettazione esecutiva sarà necessario "adeguare" il modello alle affettive caratteristiche tecniche degli elementi prefabbricati dall'appaltatore e riverificare gli elementi di fondazioni con le sollecitazioni aggiornate.



Nei paragrafi che seguono si riporta sinteticamente la descrizione del modello di calcolo adottato per la determinazione delle sollecitazioni nei principali elementi strutturali.

11.2. FATTORE DI COMPORTAMENTO

I corpi di fabbrica sono stati progettati in accordo ad un *comportamento strutturale non dissipativo*. Nella valutazione della domanda tutte le membrature ed i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità del materiale, attraverso un modello elastico.

È stato quindi assunto il **fattore di comportamento $q = 1$** , escludendo cioè la dissipazione di energia per plasticizzazione delle sezioni.

11.3. VINCOLI E DESCRIZIONE DELLE MASSE

Nel telaio spaziale che rappresenta i corpi di fabbrica gli elementi verticali, cioè i pilastri prefabbricati, sono descritti incastrati al piede mentre le travi e tegoli di copertura sono considerati incernierati alle estremità. Le masse sono state descritte attraverso la definizione della reale geometria sezionale per gli elementi strutturali (pilastri, travi e tegoli alari) ed attraverso masse distribuite sulla superficie competente per impalcato interno, copertura piana e coppelle tra i tegoli alari.

I pannelli in c.a. di tamponamento sono considerati come elementi non strutturali con vincoli isostatici, modellati in termini di massa partecipante all'evento sismico trascurandone il contributo di rigidità.



12. RISULTATI PRINCIPALI

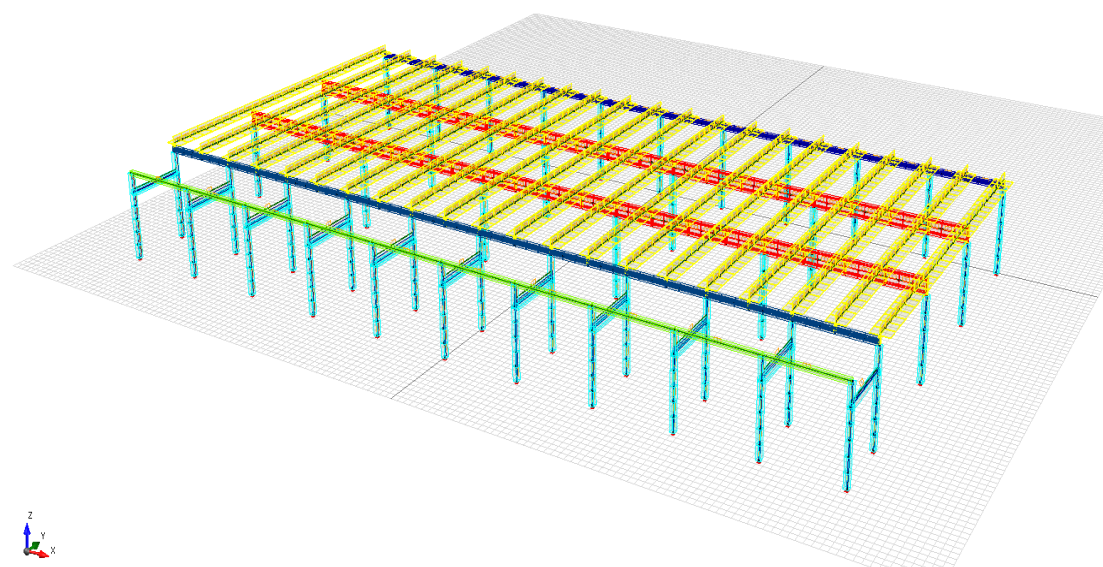
Le pagine che seguono riportano un estratto della modellazione e dimensionamento dell'edificio prefabbricato. In particolare si è estrapolato il corpo A, da filo X/1 a filo X/11, in cui è posto il giunto sismico di progetto e si riportano in specifico:

- Modello strutturale;
- Sollecitazioni in condizioni statiche SLU;
- Sollecitazioni in condizioni statiche SLE;
- Sollecitazioni in condizioni sismiche SLV;
- Valutazione spostamento sotto azione sismica di progetto allo SLV (dimensionamento giunto);
- Valutazione spostamenti e verifica limiti allo SLO;

Si rimanda al fascicolo di calcolo l'elaborazione di calcolo completa.

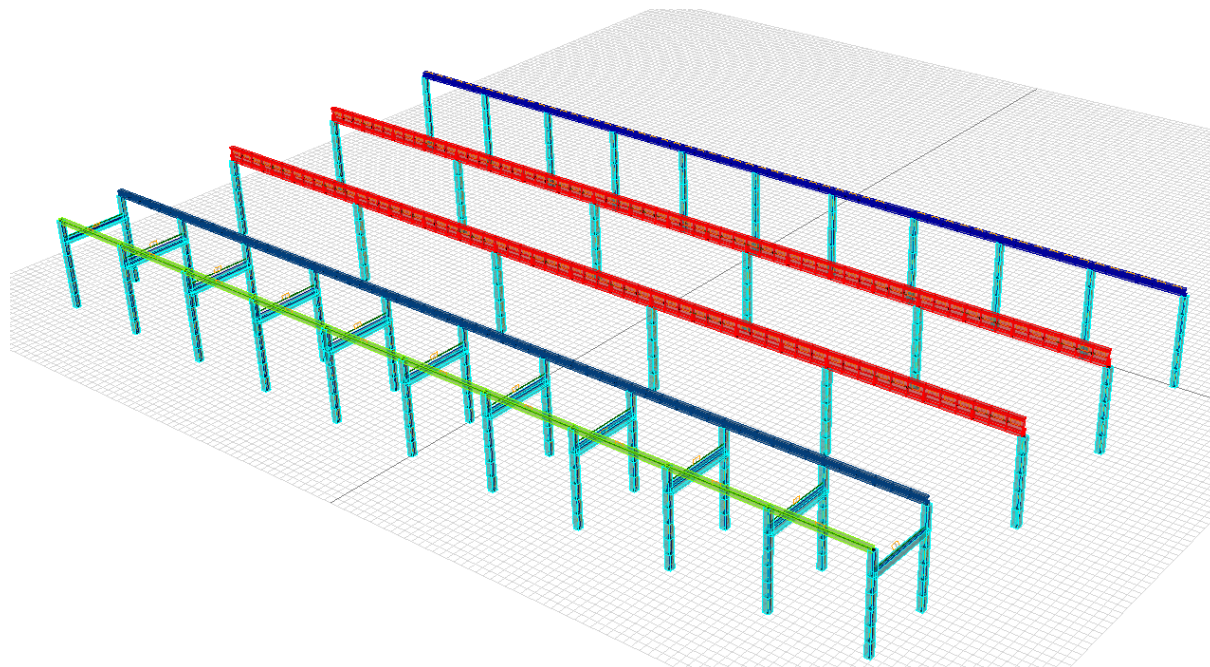
12.1. MODELLO STRUTTURALE

Modello Strutturale Completo

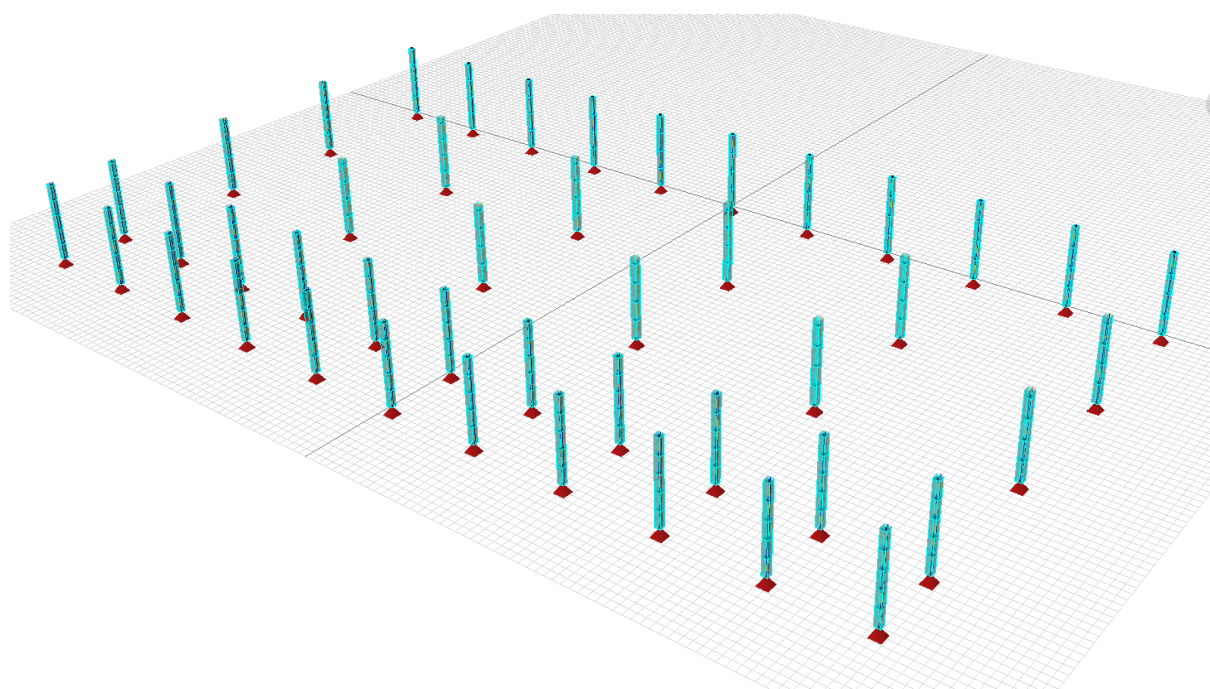




Modello Strutturale: Pilastri e Travi

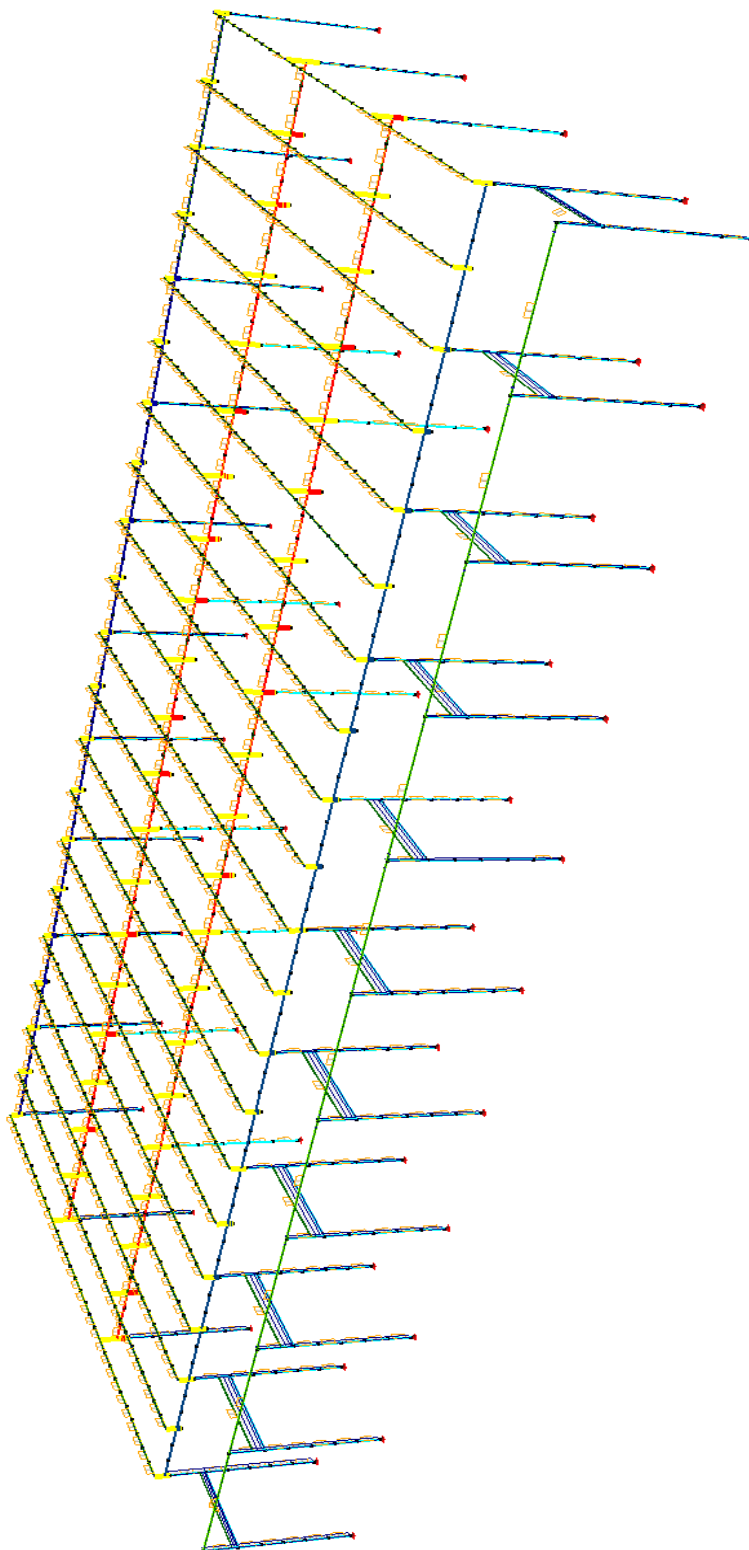


Modello Strutturale: Pilastri incastrati



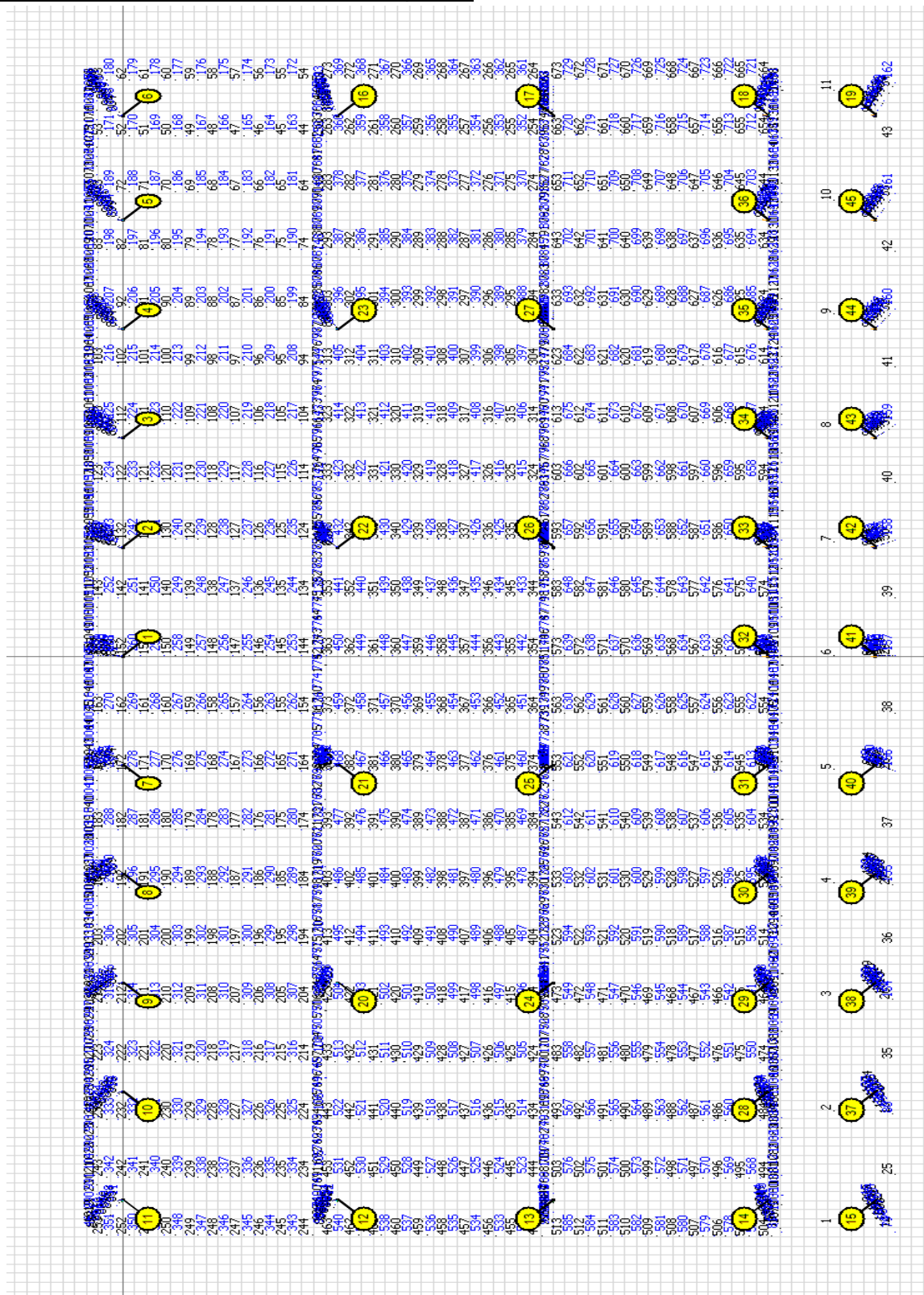


Modello Strutturale: Azioni applicate





Vista dall'alto con individuazione vincoli pilastri

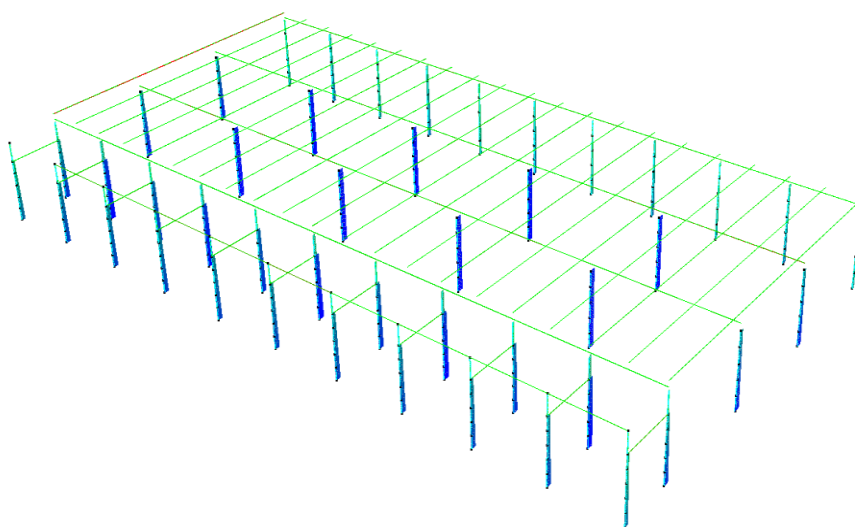
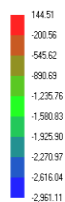




12.2. SOLLECITAZIONI SLU

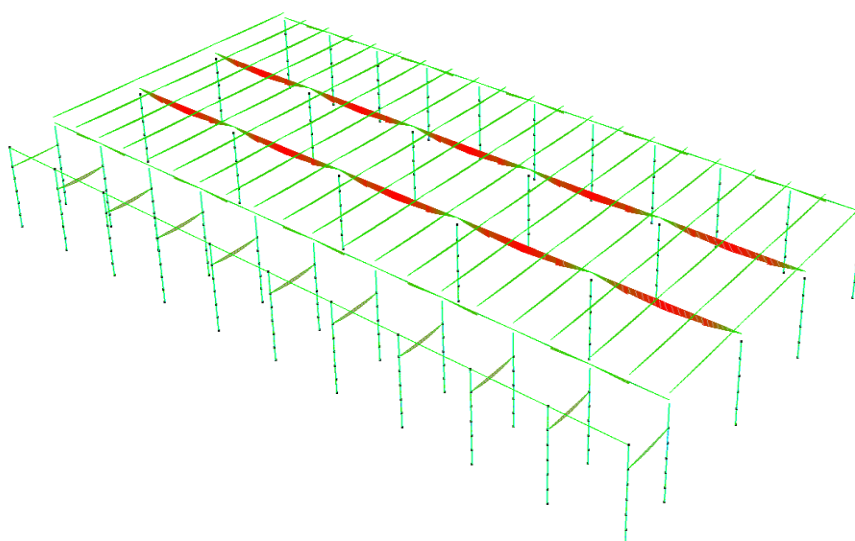
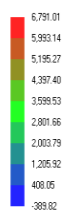
Sollecitazioni SLU: N_{sd}

Azione assiale
[kN]



Sollecitazioni SLU: M_{zsd}

Momento M_z
[kN m]

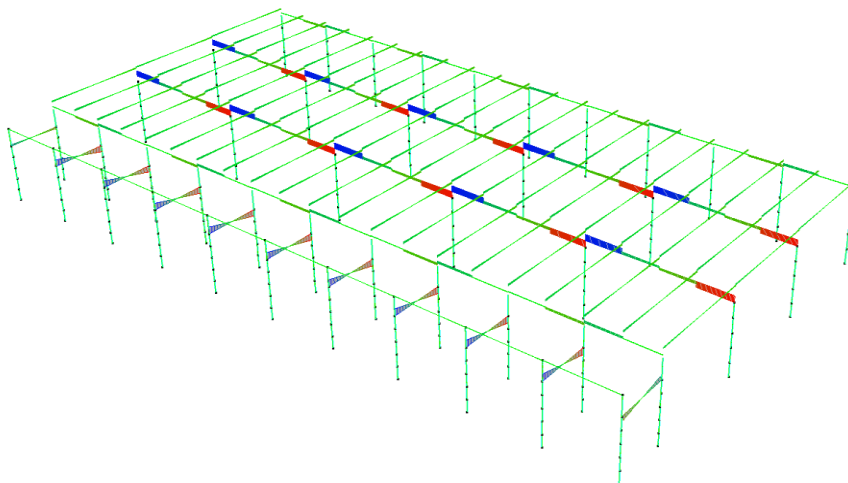




Sollecitazioni SLU: V_{yysd}

Taglio Ty
[kN]

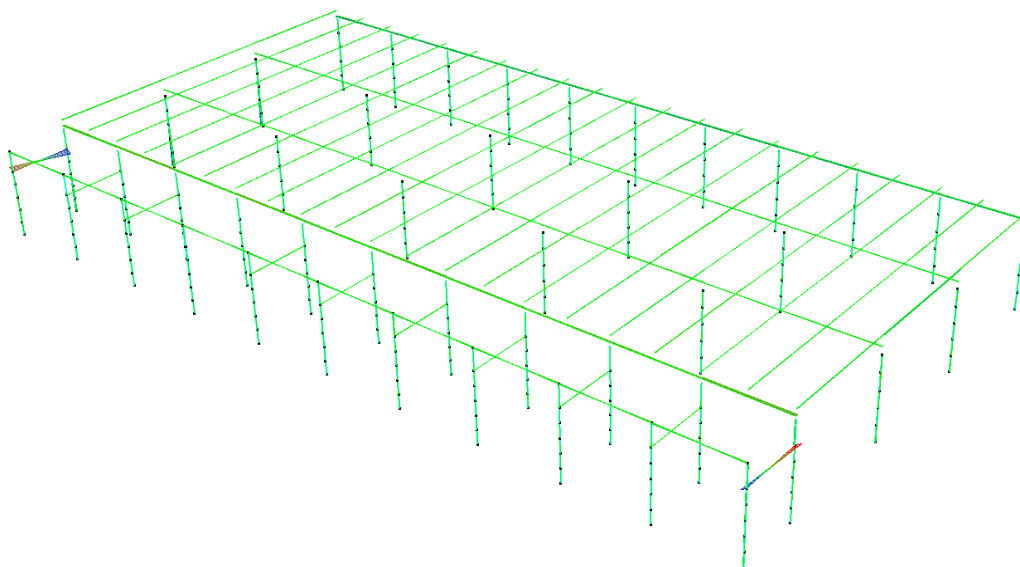
1,171.60
911.24
650.89
390.53
130.18
-130.18
-390.53
-650.89
-911.24
-1,171.60



Sollecitazioni SLU: V_{zysd}

Taglio Tz
[kN]

416.19
328.94
241.49
154.15
66.80
-20.55
-107.90
-195.25
-282.60
-369.95

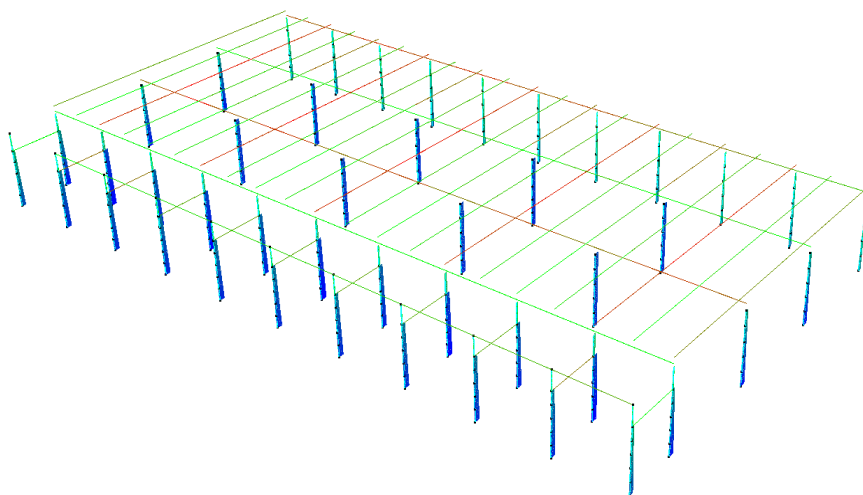
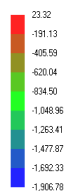




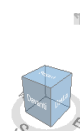
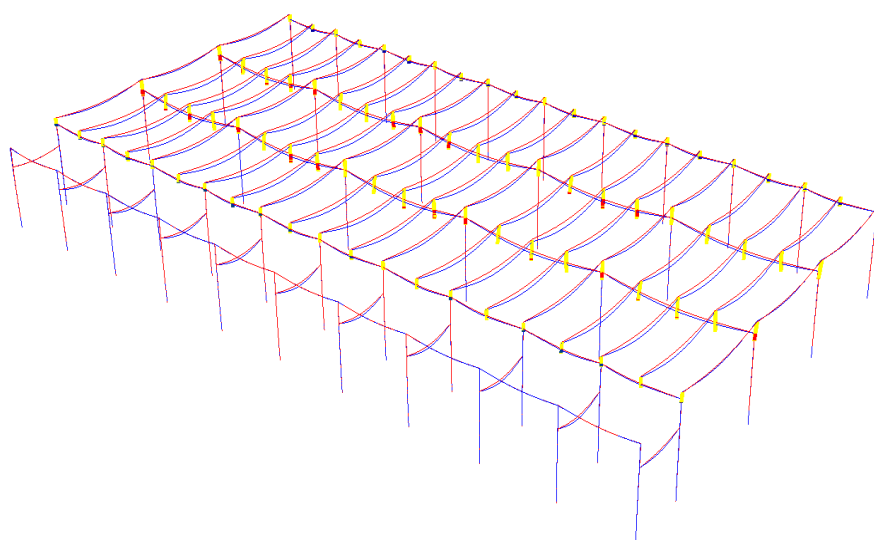
12.3. SOLLECITAZIONI SLE

Sollecitazioni SLE Qperm: N_{sd}

Azione assiale
[kN]



Deformata SLE:

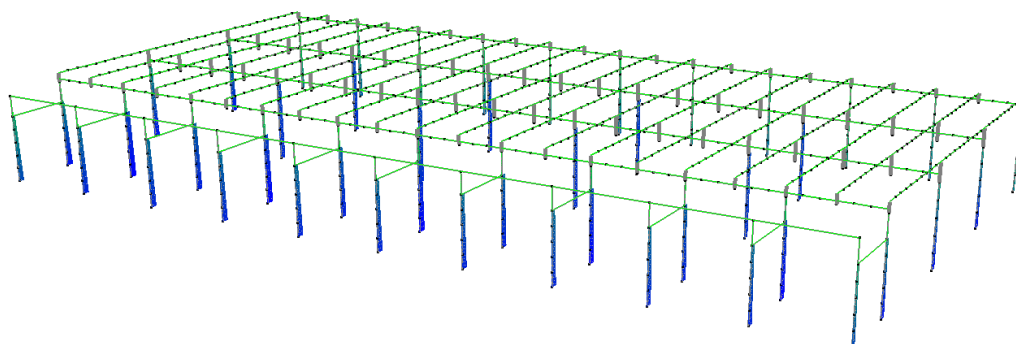
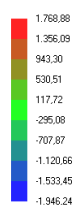




12.4. SOLLECITAZIONI SLV

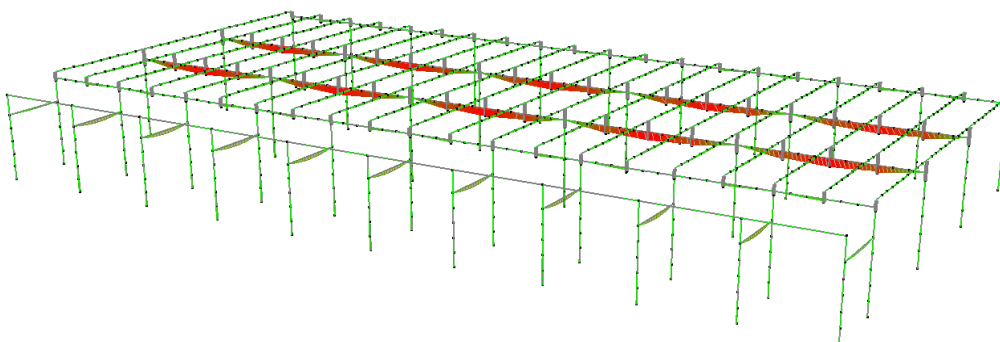
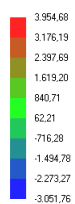
Sollecitazioni SLV – Sisma X: N_{sd}

Azione assiale
[N]



Sollecitazioni SLV – Sisma X: M_{zsd}

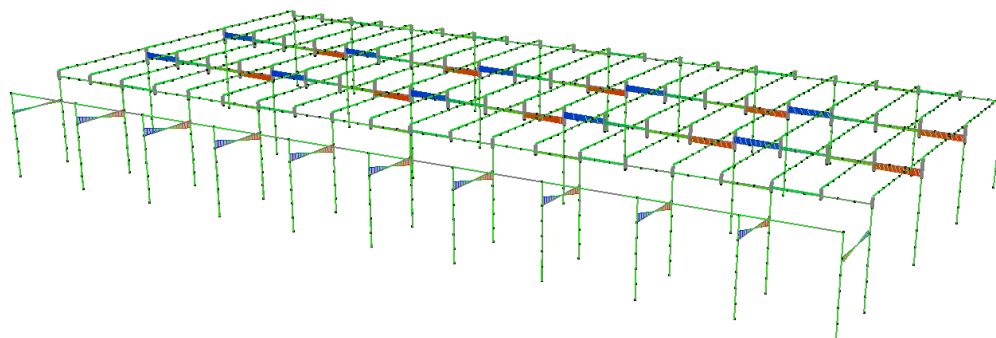
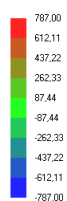
Momento M_z
[N m]





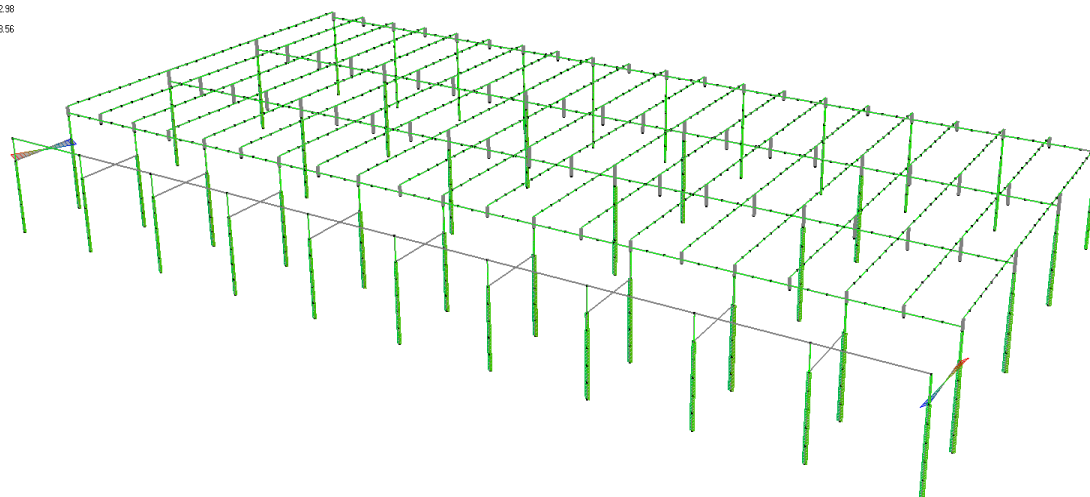
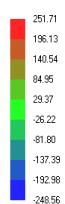
Sollecitazioni SLV – Sisma X: V_{ysd}

Taglio Ty
[kN]



Sollecitazioni SLV – Sisma X: V_{zsd}

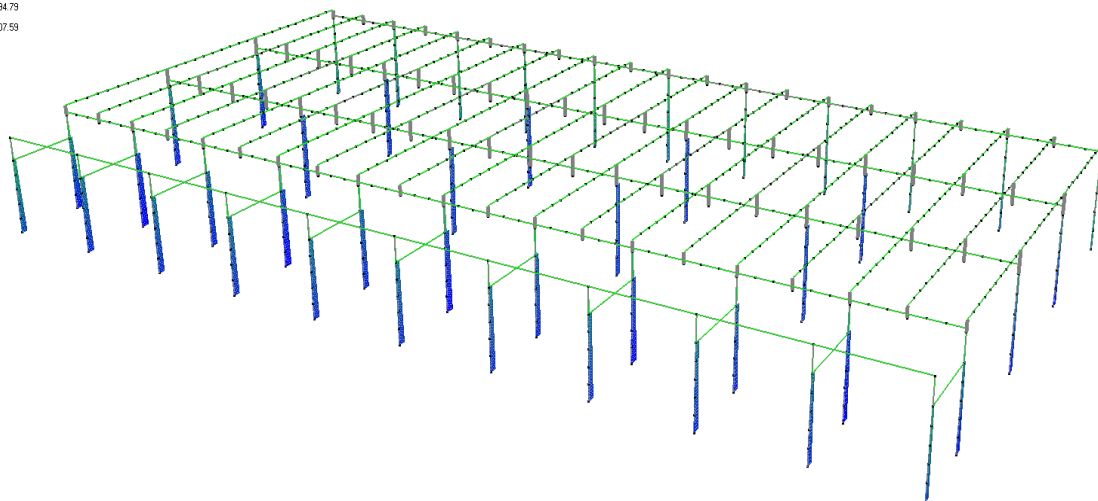
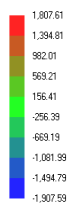
Taglio Tz
[kN]





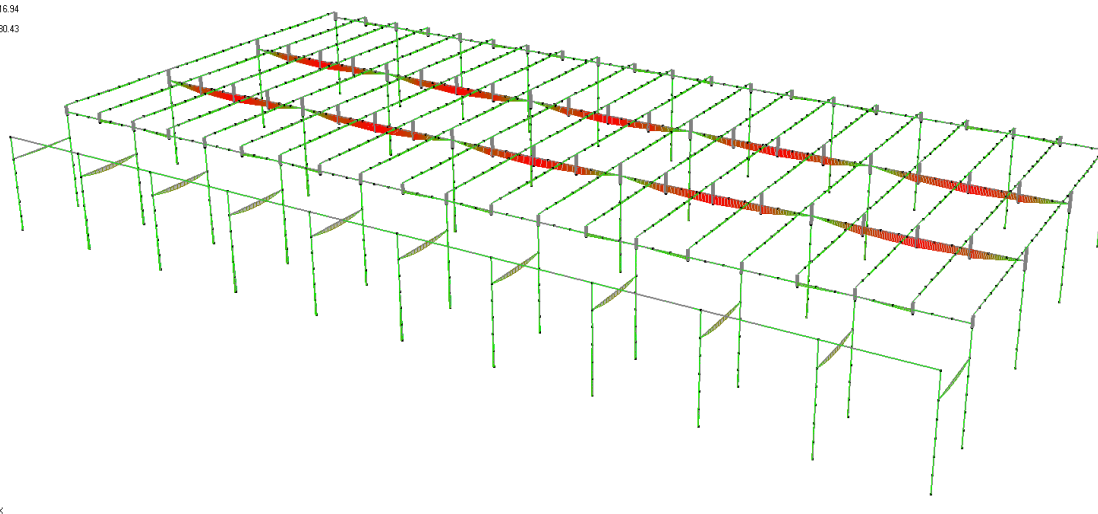
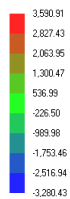
Sollecitazioni SLV – Sisma Y: N_{sd}

Azione assiale
[kN]



Sollecitazioni SLV – Sisma Y: M_{zsd}

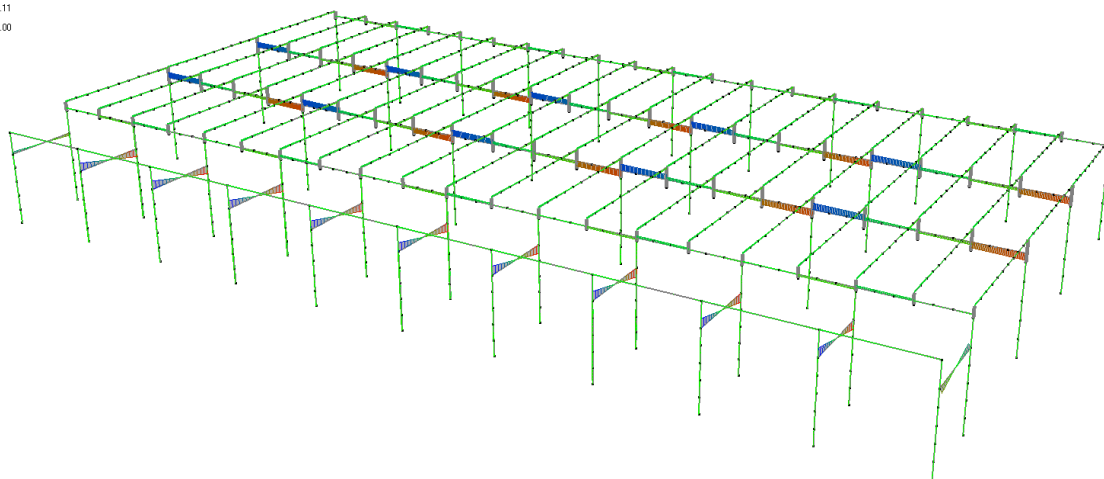
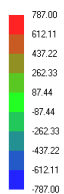
Momento M_z
[kN m]





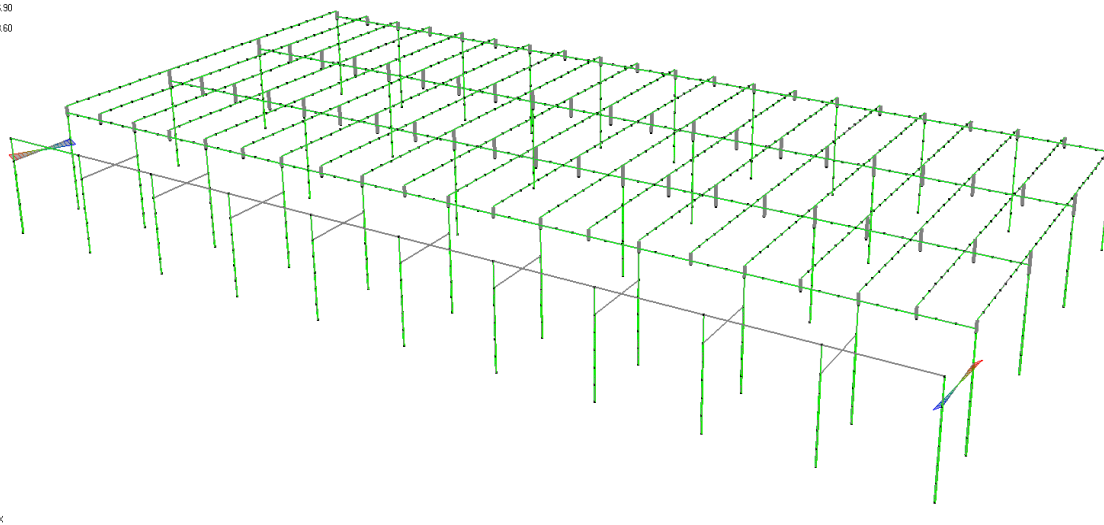
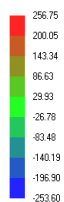
Sollecitazioni SLV – Sisma Y: V_{ysd}

Taglio Ty
[kN]



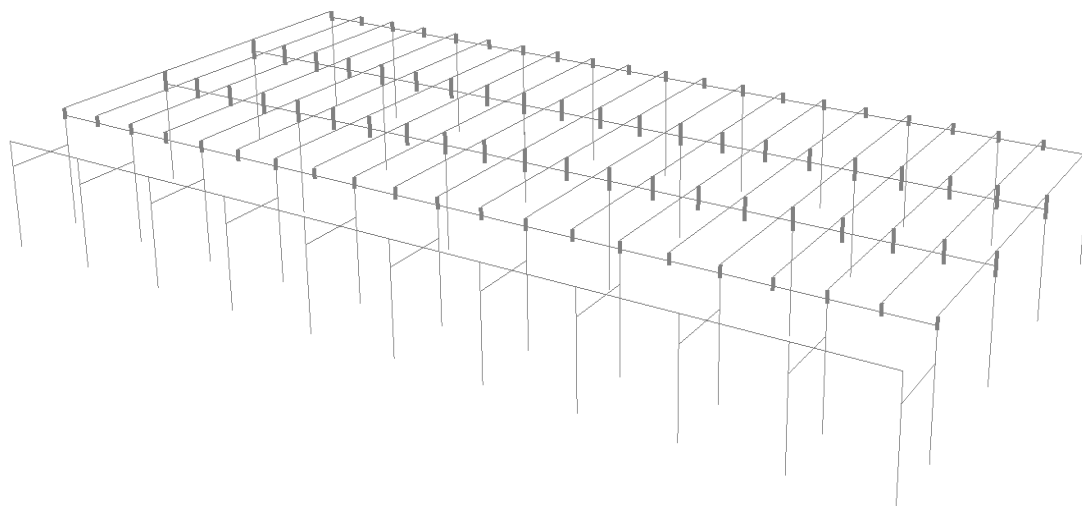
Sollecitazioni SLV – Sisma Y: V_{zsd}

Taglio Tz
[kN]

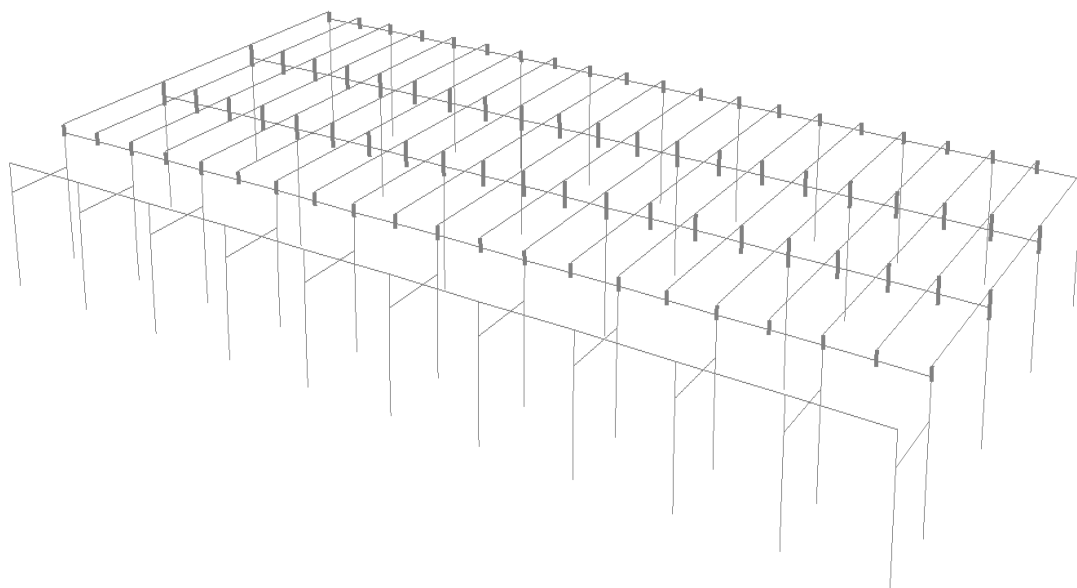




Deformata modale: 1° Modo X



Deformata modale: 1° Modo Y





12.5. RISULTATI ANALISI MODALE

ANALISI DINAMICA MODALE	
Periodo di vibrazione T1x	1,766
Periodo di vibrazione T1y	2,259
Comune	Milano
Lat	45,452785
Long	9,2320775
Classe d'uso	III
Vita nominale	50
Tipologia strutturale	Strutture a pendolo inverso
Categoria sottosuolo	C
Amplificazione topografica	T1
Duttilità	Scarsa capacità di dissipazione
Kr	Edifici regolari in altezza
Alfa u / Alfa 1	Edifici a telai di un piano
Alfa0	0,7
Fattore di struttura imposto (dir. x)	1,00
Fattore di struttura imposto (dir. y)	1,00
Accelerazione di riferimento SLV calcolata	0,06
Accelerazione di riferimento SLD calcolata	0,03
Accelerazione di riferimento SLC calcolata	0,07
Accelerazione di riferimento SLO calcolata	0,02
Numero modi estratti	80
Parametri dello spettro SLC	
Tb	0,1579494
Tc	0,4738482
Td	1,884937
S	1,5
Fo	2,702681
Parametri dello spettro SLO	
Tb	0,1142626
Tc	0,3427878
Td	1,696906
S	1,5
Fo	2,561891
Parametri dello spettro SLV	
Tb	0,1530959
Tc	0,4592876
Td	1,836146
S	1,5
Fo	2,658
Parametri dello spettro SLD	
Tb	0,1239367
Tc	0,3718102
Td	1,719236
S	1,5
Fo	2,559225

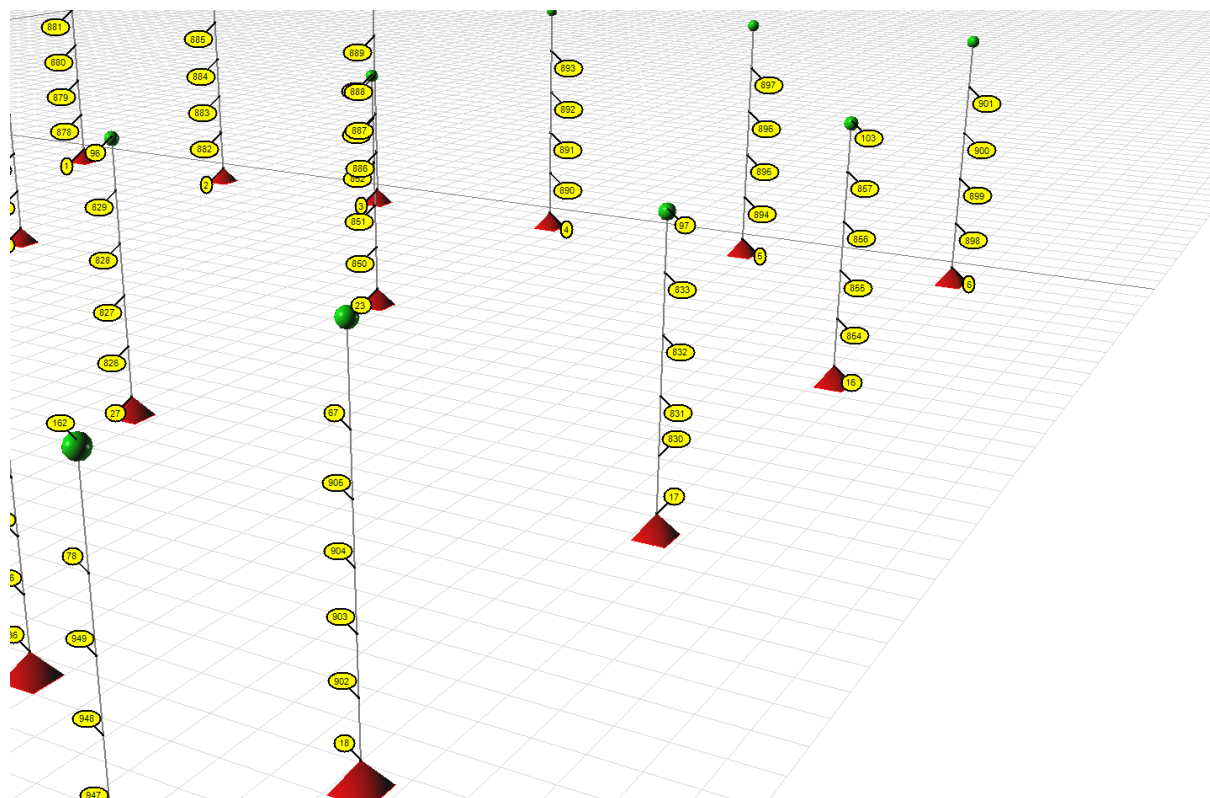
Modi principali e masse partecipanti

Modi	f [Hz]	T [s]	X [%]	Y [%]	Z [%]
1	0,44	2,259	0,00	65,46	0,00
2	0,46	2,173	0,00	0,00	0,00
3	0,49	2,038	0,00	5,51	0,00
-	-	-	-	-	-
5	0,57	1,766	75,69	0,00	0,00
-	-	-	-	-	-
40	3,06	0,327	0,00	0,00	14,36
-	-	-	-	-	-
80	20,38	0,049	0,00	0,00	28,96
Totale			95,66	95,59	89,74



12.6. VERIFICA GIUNTO SISMICO SLV

Per la verifica del giunto sismico tra i due corpi di fabbrica A e B si valutano gli spostamenti dei nodi dei telai in corrispondenza dell'allineamento X/11 a livello dei nodi di copertura:



In conformità a quanto previsto dalle NTC 7.3.3.3:

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

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (7.3.8)$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{aligned} \quad (7.3.9)$$

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

Risulta allo SLV:



SPOSTAMENTI NODALI (RIFERIMENTO GLOBALE)				
COMBINAZIONE: SLV INVILUPPO				
Nodo	Dx max	Dx min	Dy max	Dy min
	cm	cm	cm	cm
56	4.6	-5.0	3.8	-2.9
67	4.8	-4.9	2.6	-1.9
78	4.5	-4.4	2.6	-1.9
91	7.3	-7.4	3.8	-2.9
97	3.8	-3.8	3.2	-2.5
103	3.3	-3.3	3.2	-2.5
162	6.6	-6.6	3.8	-2.8
56'	4.4	-4.8	3.7	-2.8
67'	4.7	-4.7	2.6	-1.9
78'	4.3	-4.2	2.6	-1.9
91'	7.1	-7.1	3.8	-2.9
97'	3.5	-3.5	3.1	-2.4
103'	3.2	-3.2	3.1	-2.4
162'	6.4	-6.4	3.6	-2.6

- $T_1 = 1.766 \text{ s}$
- $T_c = 0.459 \text{ s}$
- $\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1$
- $= 1 + (1 - 1) \times 0.459 / 0.22 = 1.00$
- $d_{EX91} = 1.00 \times 7.30 = 7.30 \text{ cm}$
- $d_{EX91'} = 1.00 \times 7.10 = 7.10 \text{ cm}$

I due corpi in corrispondenza dell'allineamento X/11 hanno uno spostamento massimo di 7.1 e 7.3 cm rispettivamente, ed ammettendo un comportamento dei due corpi in contro fase durante il sisma di progetto, si verifica positivamente il giunto sismico $D = 20.0 \text{ cm} > 14.4 \text{ cm} (7.10 + 7.30)$.



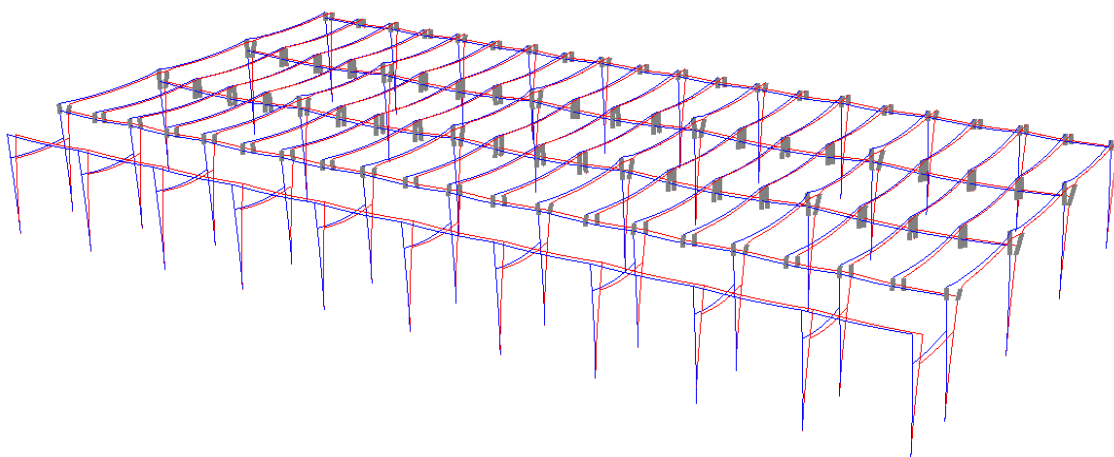
12.7. VALUTAZIONE SPOSTAMENTI E VERIFICA LIMITI ALLO SLO

Per la valutazione degli spostamenti di interpiano in modo da verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile si è verificato che i drift di interpiano allo SLO siano inferiori ai $\frac{2}{3} \Delta r < 0.005 h_{\max}$.

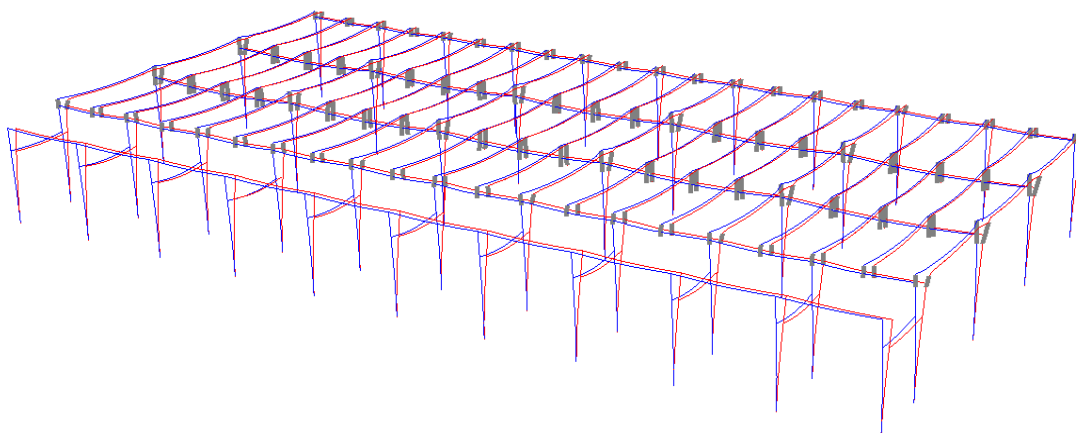
I valori limite di $0.005 h$ sono riportati nelle tabelle che seguono.

Valutiamo le due deformate:

Deformata SLO: Sisma X



Deformata SLO: Sisma Y



Si verifica che tutti i drift di interpiano sono inferiori alle prescrizioni di norma.



Verifica Drift Interpiano Filo Y/05:

nodo	h [m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]	drift x [cm]	drift x/dh	drift y [cm]	drift y/dh	drift l [cm]	drift l/dh	Sfruttamento
44	0.00	0.000	0.000	0.000							0.00
954	1.82	0.052	0.056	0.015	0.052	0.0003	0.056	0.0003	0.077	0.0004	0.12
955	3.64	0.194	0.208	0.029	0.142	0.0008	0.153	0.0008	0.209	0.0011	0.33
956	5.46	0.405	0.435	0.042	0.211	0.0012	0.226	0.0012	0.309	0.0017	0.52
957	7.28	0.664	0.713	0.054	0.259	0.0014	0.278	0.0015	0.380	0.0021	0.64
76	9.10	0.950	1.021	0.065	0.286	0.0016	0.308	0.0017	0.420	0.0023	0.70
160	11.90	1.407	1.516	0.068	0.457	0.0016	0.495	0.0018	0.674	0.0024	0.73

Verifica Drift Interpiano Filo X/01:

nodo	h [m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]	drift x [cm]	drift x/dh	drift y [cm]	drift y/dh	drift l [cm]	drift l/dh	Sfruttamento
14	0.00	0.000	0.000	0.000							0.00
910	1.82	0.061	0.048	0.016	0.061	0.0003	0.048	0.0003	0.078	0.0004	0.12
911	3.64	0.229	0.171	0.031	0.167	0.0009	0.124	0.0007	0.208	0.0011	0.33
912	5.46	0.475	0.343	0.044	0.247	0.0014	0.172	0.0009	0.301	0.0017	0.52
913	7.28	0.776	0.538	0.055	0.301	0.0017	0.194	0.0011	0.359	0.0020	0.61
57	9.10	1.109	0.730	0.064	0.333	0.0018	0.192	0.0011	0.384	0.0021	0.64
81	12.05	1.683	1.041	0.069	0.574	0.0019	0.311	0.0011	0.653	0.0022	0.67

Verifica Drift Interpiano Filo Y/01:

nodo	h [m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]	drift x [cm]	drift x/dh	drift y [cm]	drift y/dh	drift l [cm]	drift l/dh	Sfruttamento
7	0.00	0.000	0.000	0.000							0.00
874	2.32	0.060	0.088	0.011	0.060	0.0003	0.088	0.0004	0.107	0.0005	0.15
875	4.64	0.219	0.328	0.020	0.159	0.0007	0.239	0.0010	0.287	0.0012	0.36
876	6.96	0.449	0.678	0.028	0.230	0.0010	0.351	0.0015	0.419	0.0018	0.55
877	9.28	0.722	1.103	0.033	0.273	0.0012	0.425	0.0018	0.505	0.0022	0.67
50	11.60	1.015	1.566	0.037	0.293	0.0013	0.463	0.0020	0.548	0.0024	0.73

Verifica Drift Interpiano Filo X/21:

nodo	h [m]	dx [cm]	dy [cm]	dz [cm]	drift x [cm]	drift x/dh	drift y [cm]	drift y/dh	drift l [cm]	drift l/dh	Sfruttamento
16	0.00	0.000	0.000	0.000							0.00
854	2.11	0.043	0.041	0.014	0.043	0.0002	0.041	0.0002	0.060	0.0003	0.09
855	4.22	0.158	0.154	0.027	0.114	0.0005	0.113	0.0005	0.161	0.0008	0.24
856	6.33	0.322	0.322	0.038	0.165	0.0008	0.168	0.0008	0.235	0.0011	0.33
857	8.44	0.517	0.531	0.047	0.195	0.0009	0.209	0.0010	0.286	0.0014	0.42
103	10.55	0.725	0.765	0.055	0.208	0.0010	0.235	0.0011	0.314	0.0015	0.45

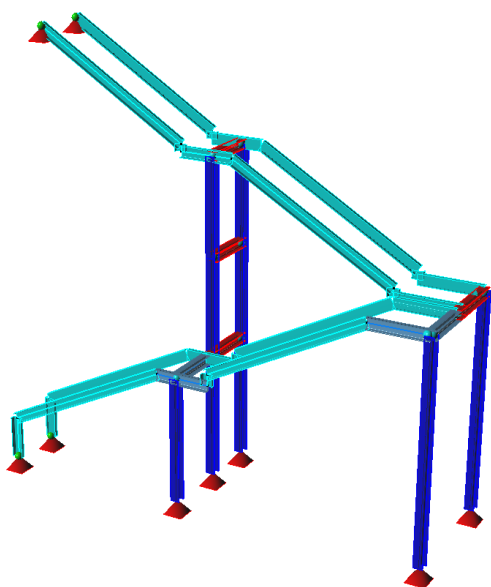


13. STRUTTURE ACCESSORIE

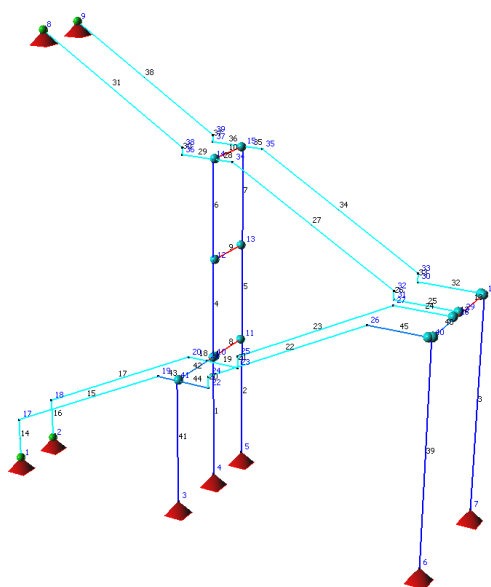
13.1. SCALA METALLICA INTERNA

La scala metallica interna collega il piano terra dei depositi alla copertura a tegoli a doppio TT dove saranno posizionate LE macchine a servizio degli impianti.

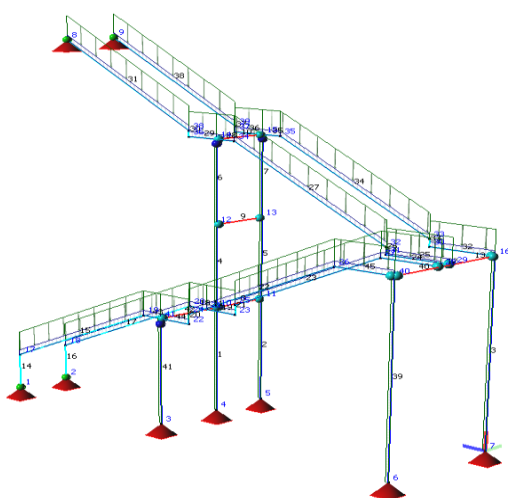
E' costituita da due telai principali a colonne e traversi in profilati HEB 200, sui si appoggiano i due cosciali in UPN 240 nel loro sviluppo a formare 4 rampe di salita e 3 pianerottoli intermedi. I gradini ed i pianerottoli sono in grigliato metallico, collegati ai cosciali tramite unioni bullonate.



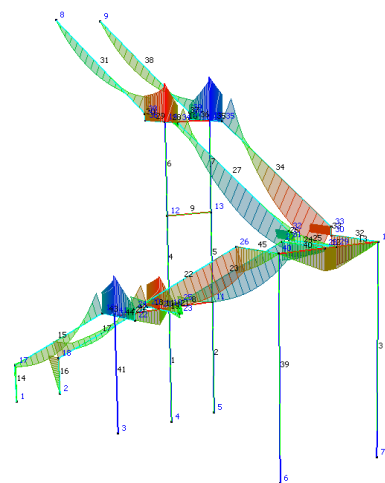
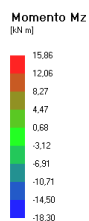
Modello Fisico



Modello Unifilare



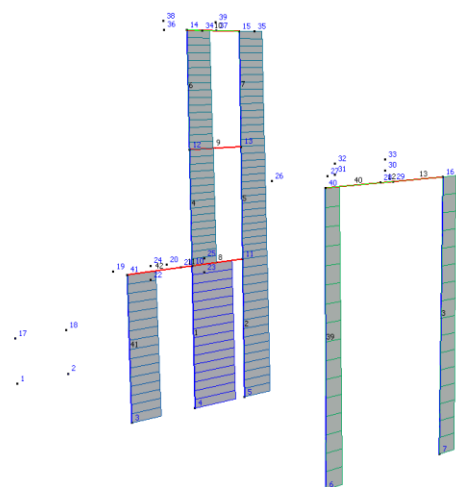
Modello con Azioni applicate



SLU M_{zsd}

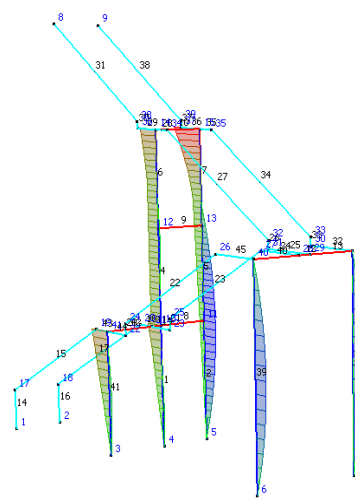
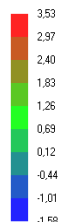


Azione assiale
[kN]

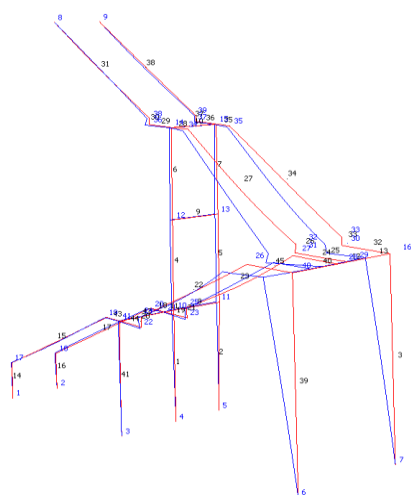


SLU N_{sd} colonne

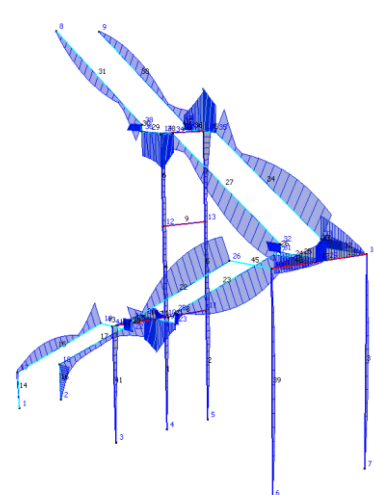
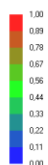
Momento M_y
[kN m]



SLU M_{sd} colonne

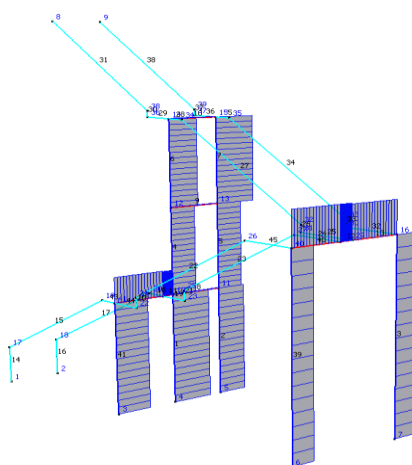


Sfruttamento resistenza



SLE Deformata

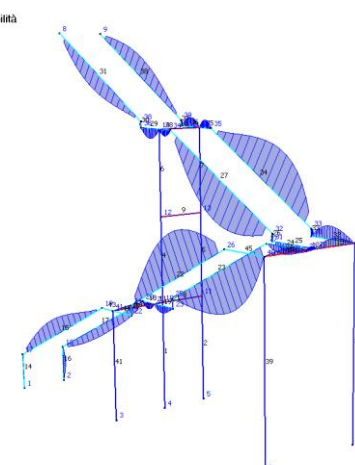
Sfruttamento stabilità



Stabilità_sfruttamento

Resistenza_sfruttamento

Sfruttamento deformabilità



Deformabilità_sfruttamento

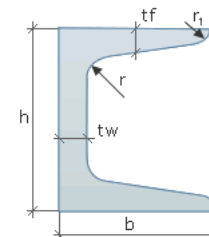


Si riportano le verifiche delle aste più sollecitate:

Cosciale UPN 240:

- $M_{sd} = 13.10 \text{ kNm}$;
- $V_{sd} = 14.10 \text{ kN}$;

Profilo: UPN 240	
Dimensioni	
Altezza h	240,00 [mm]
Larghezza b	85,00 [mm]
Spessore tw	9,50 [mm]
Spessore tf	13,00 [mm]
Raggio r1	13,00 [mm]
Raggio r2	- [mm]
Area	42,30 [cm²]
Parametri geometrici	
Iy	3600,00 [cm⁴]
Iz	248,00 [cm⁴]
Wy	300,00 [cm³]
Wz	39,60 [cm³]
Wpl,y	358,00 [cm³]
Wpl,z	75,70 [cm³]
iy	9,22 [cm]
iz	2,42 [cm]
IT	19,70 [cm⁴]
Iw	0,0221 [cm⁶]
Materiale	S 275
Classe	1
Curva di instabilità y-y	c
Curva di instabilità z-z	c
Resistenze di calcolo	
Nc,rd	1.107.857,14 [N]
Mel,rd,y	78.571,43 [Nm]
Mpl,rd,y	93.761,90 [Nm]
Mel,rd,z	10.371,43 [Nm]
Mpl,rd,z	19.826,19 [Nm]
Vc,rd,z	349.674,94 [N]
Vc,rd,y	289.946,68 [N]
Sollecitazione	
Momento flettente	Taglio
MEd 13100 [Nm] <input checked="" type="radio"/> y-y <input type="radio"/> z-z	VEd 14100 [N]
Azione assiale	
NEd 17100 [N]	
Verifica	
Criterio di resistenza a pressoflessione	0,140
Verifica a pressoflessione:	Verificata
Sollecitazione	
Taglio	
VEd 14100 [N] <input type="radio"/> z-z <input checked="" type="radio"/> y-y	
Verifica	
Resistenza di calcolo a taglio	Vc,Rd 289.946,68 [N]
Verifica a taglio:	Verificata

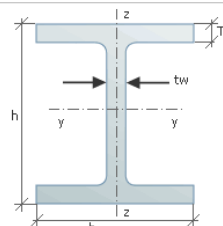




Colonna HEB 200:

- $M_{sd} = 4.60 \text{ kNm}$;
- $N_{sd} = 60.30 \text{ kN}$;
- $V_{sd} = 2.10 \text{ kN}$;

Profilo: <input type="text" value="HEB 200"/>	
Dimensioni	
Altezza h <input type="text" value="200,00"/> [mm]	Raggio r1 <input type="text" value="18,00"/> [mm]
Larghezza b <input type="text" value="200,00"/> [mm]	Raggio r2 <input type="text" value="-"/> [mm]
Spessore tw <input type="text" value="9,00"/> [mm]	Area <input type="text" value="78,08"/> [cm²]
Spessore tf <input type="text" value="15,00"/> [mm]	
Parametri geometrici	
Iy <input type="text" value="5696,00"/> [cm⁴]	Iz <input type="text" value="2003,00"/> [cm⁴]
Wy <input type="text" value="569,60"/> [cm³]	Wz <input type="text" value="200,30"/> [cm³]
Wpl,y <input type="text" value="642,50"/> [cm³]	Wpl,z <input type="text" value="305,80"/> [cm³]
iy <input type="text" value="8,54"/> [cm]	iz <input type="text" value="5,07"/> [cm]
IT <input type="text" value="59,28"/> [cm⁴]	
Iw <input type="text" value="0,1711"/> [cm⁶]	
Materiale <input type="text" value="S 275"/>	Classe <input type="text" value="1"/>
Curva di instabilità y-y <input type="text" value="b"/>	Curva di instabilità z-z <input type="text" value="c"/>
Kytheta <input type="text" value=""/> Fattore di riduzione della tensione di snervamento alla temperatura:	
Sollecitazione	
Momento flettente	Taglio
MEd <input type="text" value="21850"/> [Nm] <input checked="" type="radio"/> y-y <input type="radio"/> z-z	VEd <input type="text" value="2100"/> [N]
Azione assiale	
NEd <input type="text" value="60300"/> [N]	
Verifica	
Criterio di resistenza a pressoflessione <input type="text" value="0,130"/>	
Verifica a pressoflessione:	Verificata
Sollecitazione	
Taglio	
VEd <input type="text" value="2100"/> [N] <input type="radio"/> z-z <input checked="" type="radio"/> y-y	
Verifica	
Resistenza di calcolo a taglio	Vc,Rd <input type="text" value="949.301,31"/> [N]
Verifica a taglio:	Verificata



Resistenze di calcolo	
Nc,rd	<input type="text" value="2.044.952,38"/> [N]
Mel,rd,y	<input type="text" value="149.180,95"/> [Nm]
Mpl,rd,y	<input type="text" value="168.273,81"/> [Nm]
Mel,rd,z	<input type="text" value="52.459,52"/> [Nm]
Mpl,rd,z	<input type="text" value="80.090,48"/> [Nm]
Vc,rd,z	<input type="text" value="375.456,38"/> [N]
Vc,rd,y	<input type="text" value="949.301,31"/> [N]

Le verifiche risultano positive.

Nella tabella che segue si riportano le reazioni vincolari per il dimensionamento della platea di fondazione:

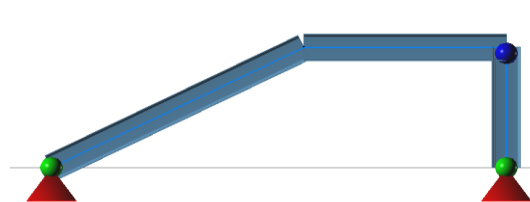
Nodo	Rx max	Rx min	Ry max	Ry min	Rz max	Rz min
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	0,43	-0,68	-0,01	-0,02	5,71	1,18
2	6,15	1,15	0,03	0,01	9,83	2,55
3	0,56	-0,30	0,00	0,00	27,93	8,95
4	0,43	-0,22	0,01	0,00	42,31	15,92
5	0,15	-0,78	0,01	0,00	28,39	10,84
6	0,00	-0,71	0,00	0,00	15,49	6,84
7	0,00	-0,71	0,00	0,00	16,73	6,69
8	-2,92	-11,08	0,01	-0,01	11,84	3,19
9	2,42	-1,09	-0,01	-0,03	5,25	0,40



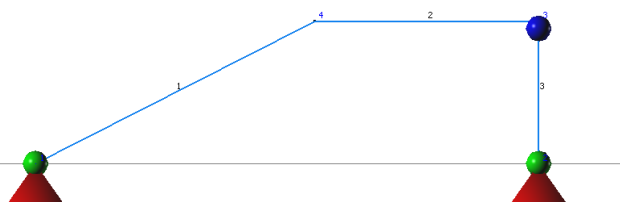
13.2. SCALETTE METALLICHE ESTERNE

Le scalette metalliche esterne collegano il piazzale al piano dei depositi rialzato di 110 cm. Sono costituite da due cosciali in UPN 240 nel loro sviluppo a formare 1 rampe di salita e 1 pianerottolo di sbarco.

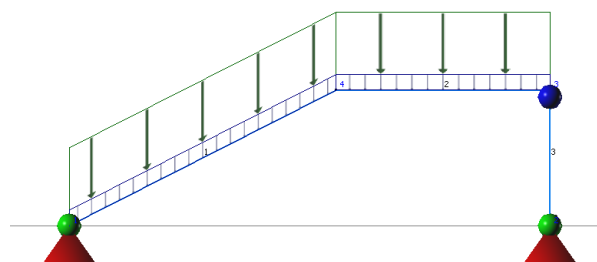
I gradini ed i pianerottoli sono in grigliato metallico, collegati ai cosciali tramite unioni bullonate. Si riportano le verifiche della scaletta A che ha uno sviluppo maggiore e di conseguenza un maggior impegno dei cosciali portanti.



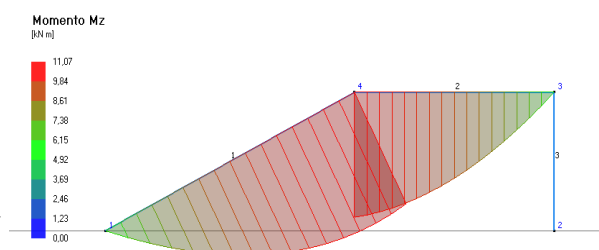
Modello Fisico



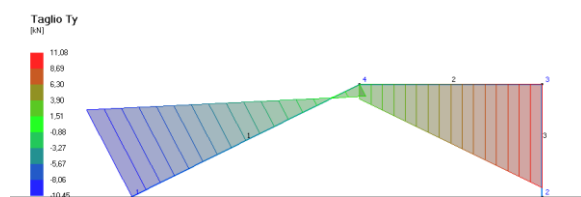
Modello Unifilare



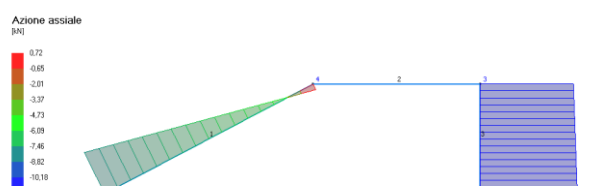
Modello con azioni applicate



Msd



Vsd



Nsd

Verifiche sezionali:

VERIFICA DI RESISTENZA ACCIAIO									
COMBINAZIONE: SLU	Criterio	Sfruttamento	Ascissa	N	M3	T2	M2	T3	Verifica
			m	kN	kN m	kN	kN m	kN	
Asta 1	Verifica a flessione retta y-y	0,12	2,103	--	11,07	--	--	--	OK
Asta 2	Verifica a flessione retta y-y	0,12	0,000	--	10,87	--	--	--	OK
Asta 3	Sollecitazione trascurabile	--	--	--	--	--	--	--	OK

VERIFICA DI STABILITÀ ACCIAIO										
COMBINAZIONE: SLU	Criterio	Sfruttamento	Ascissa	N	M3	M2	Ncr	Lambda y	Lambda z	Chi y
			m	kN	kN m	kN m	kN			
Asta 1	Verifica non richiesta	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Asta 2	Verifica non richiesta	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Asta 3	Verifica stabilità a compressione	0,01	0,000	-11,08	--	--	4.346,22	--	--	0,83



Le verifiche risultano positive.

Nella tabella che segue si riportano le reazioni vincolari per il dimensionamento della platea di fondazione:

REAZIONI VINCOLARI (RIFERIMENTO GLOBALE)						
COMBINAZIONE: SLE RARA INVILUPPO						
Nodo	Rx max	Rx min	Ry max	Ry min	Rz max	Rz min
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	0,00	0,00	0,00	0,00	8,10	2,17
2	0,00	0,00	0,00	0,00	8,02	2,41

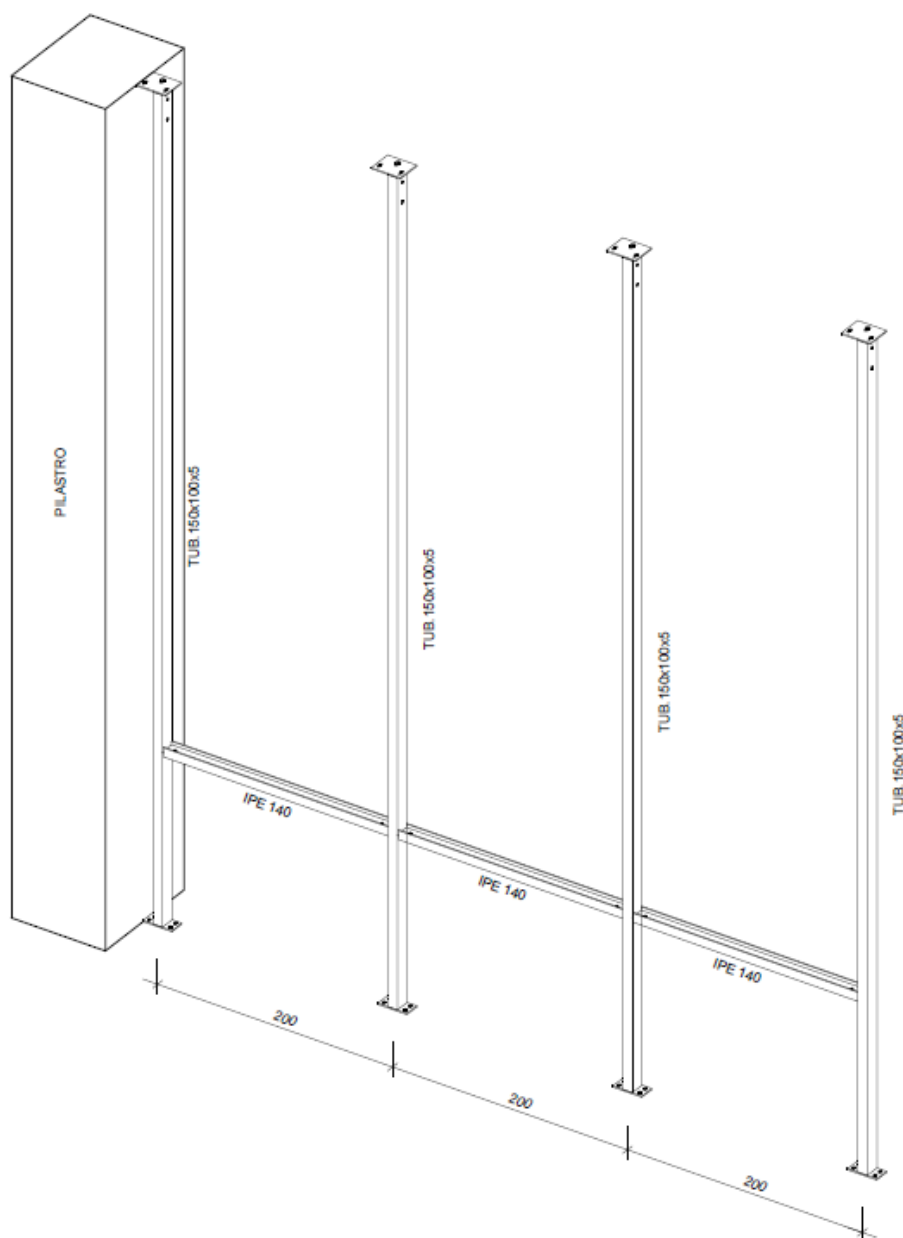


13.3. PROFILI DI SOSTEGNO PARETI DIVISORIE INTERNE

Lo schema statico della struttura di sostegno delle pareti divisorie prevede:

- Tubolari verticali a sezione rettangolare 150x100x4 mm vincolati a cerniera: alla base, tramite piastra sulla pavimentazione industriale ed in sommità ai tegoli di copertura tramite profilo telescopico e piastra;
- Profilo IPE 140 orizzontale, vincolato a cerniera ai tubolari, posto ad una quota +1.00 m dal pavimento finito;
- Carico concentrato orizzontale adottato: $H_k = 10.00$ kN posto a quota +1.00 da pavimento

Schema costruttivo:

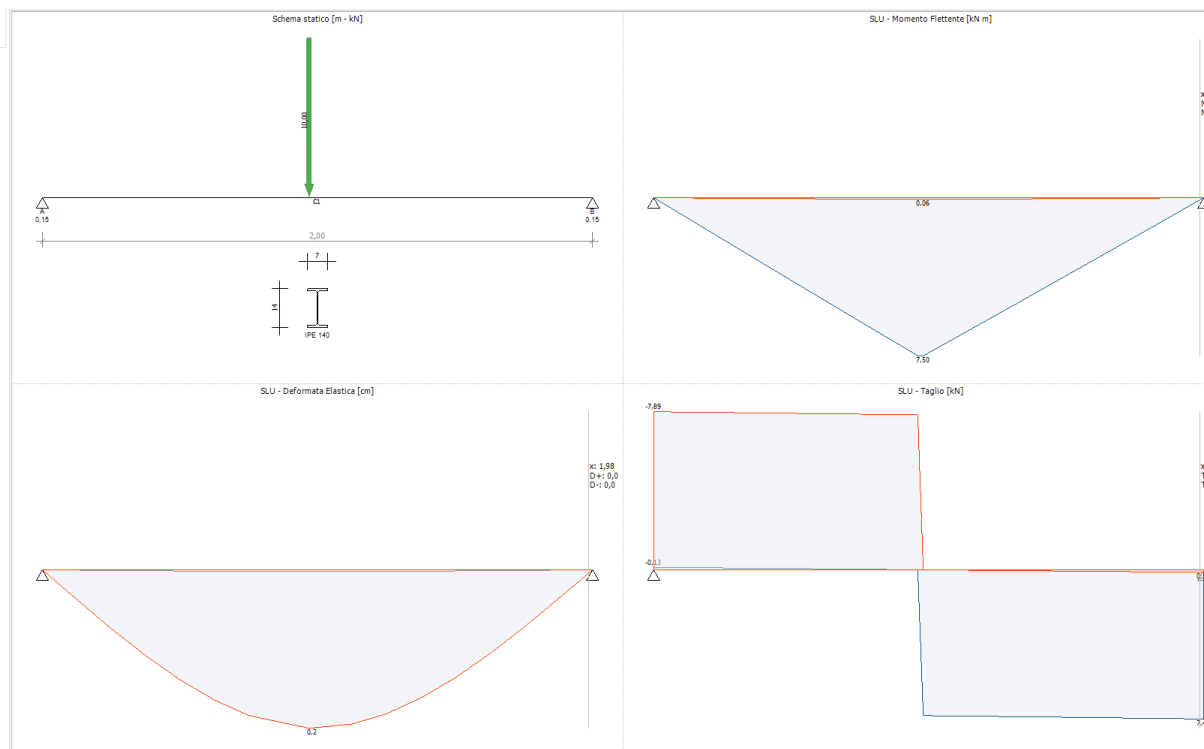




Traverso IPE 140:

Trave in semplice appoggio su due tubolari successivi con carico in mezzzeria:

Sollecitazioni



Verifiche:

Verifica di resistenza	Verifica di stabilità	Verifica di deformabilità				
COMBINAZIONE: SLU	Criterio	Sfruttamento	Ascissa [m]	N [kN]	M3 [kN m]	T2 [kN]
Asta 1	Verifica a flessione retta y-y	0,32	1,000	--	7,50	--

Verifica di resistenza	Verifica di stabilità	Verifica di deformabilità						
COMBINAZIONE: SLU	Criterio	Sfruttamento	Ascissa [m]	M3 [kN m]	Mcr [kN m]	Kc	Chi LT	Verifica
Asta 1	Verifica stabilità a flessotorsione	0,37	1,000	7,50	479,47	0,86	1,00	OK

Verifica di resistenza	Verifica di stabilità	Verifica di deformabilità				
COMBINAZIONE: SLE CARATTERISTICA	Criterio	Sfruttamento	Lunghezza [m]	Spostamento [cm]	Spostamento limite [cm]	Verifica
Asta 1	Elemento singolo	0,18	2,000	0,1	0,8	OK

Le reazioni (valori caratteristici) trasmesse ai tubolari sono quindi:

$$P_k = 2 R = 10.00 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni massime agenti risultano:

- $M_{sd} = 11.23 \text{ kNm}$ a 100 cm da sezione di base;
- $V_{sd} = 15.04 \text{ kN}$ alla base

Le verifiche risultano positive come da tabella seguenti:



Dati INPUT		
Caratteristiche acciaio		
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 275 H	
f_{yk} =	275	[Mpa]
f_{tk} =	430	[Mpa]
Geometria sezione		
H =	150,0	[mm]
B =	100,0	[mm]
t =	4,0	[mm]
Lunghezza e vincoli asta		
L =	11,00	[m]
β_y =	1,00	[-]
β_z =	1,00	[-]
Sollecitazioni agenti		
N_{Ed} =	5,72	[kN]
V_{Ed} =	15,04	[kN]
$M_{y,Ed}$ =	11,23	[kNm]
$M_{z,Ed}$ =	0,00	[kNm]
ψ_y =	1,00	[kNm]
ψ_z =	1,00	[kNm]

Dati OUTPUT														
Dati geometrici														
Dimensione lati		Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momenti di inerzia		Momenti resistenti elastici		Momenti resistenti plastici		Massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata	
H	B	T		A	I _{yy}	I _{zz}	W _{elyy}	W _{elzz}	W _{plyy}	W _{pizz}	M	A _s	L/1t	
[mm]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]	
150,0	100,0	4,0		19,19	607,29	318,53	80,97	63,71	97,41	73,21	15,06	0,49	66,39	
Verifiche secondo NTC2018 - §4.2														
Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				N _{pl,Rd} =	502,55				N _{Ed} / N _{pl,R} =		0,01	verifica soddisfatta		
Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				N _{c,Rd} =	502,55				N _{Ed} / N _{c,Rd} =					
Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				M _{c,y,Rd} =	25,51				M _{y,Ed} / M _{c,y,Rd} =		0,44	verifica soddisfatta		
				M _{c,z,Rd} =	19,18				M _{z,Ed} / M _{c,z,Rd} =		0,00	verifica soddisfatta		
Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				V _{c,Rd} =	174,09				V _{Ed} / V _{c,Rd} =		0,09	verifica soddisfatta		
Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)				Sez. Classe 1-2		M _{N,y,Rd} =	25,51		M _{Ed} / M _{N,y,Rd} =		0,44	verifica soddisfatta		
						M _{N,z,Rd} =	19,18				M _{Ed} / M _{N,z,Rd} =		0,00	verifica soddisfatta
				Sez. Classe 3		σ _{x,M_{y,Ed}} =				f _{yd} =				
						σ _{x,M_{z,Ed}} =				f _{yd} =				
Verifica a presso/tenso-flessione biassiale (4.2.4.1.2.8 - 4.2.4.1.2.9)				Sez. Classe 1-2		M _{N,y,Rd} =	25,51		(M _{y,Ed} / M _{N,y,Rd}) ^α + (M _{z,Ed} / M _{N,z,Rd}) ^β =		0,26	verifica soddisfatta		
						M _{N,z,Rd} =	19,18							
Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				Sez. Classe 3		σ _{x,Ed} =				f _{yd} =				
Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				N _{b,Rd} =	89,78		χ _{min} =		0,10	N _{Ed} / N _{b,Rd} =				
Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\gamma_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} =$										



14. CONCLUSIONI

Da quanto riportato nei precedenti paragrafi si può verificare che gli interventi strutturali sono correttamente progettati per resistere ai carichi di esercizio definiti secondo le NTC2018. Le medesime strutture presentano valori di resistenza e deformabilità compatibili con le caratteristiche meccaniche dei materiali adottati.

I risultati delle analisi provenienti dai modelli di calcolo sono in linea con valutazioni numeriche semplificate condotte e pertanto i risultati ottenuti si ritengono accettabili.



15. TABULATI DI ANALISI

Il contenuto esteso dei tabulati di calcolo è contenuto nell'elaborato *“Fascicolo dei calcoli delle strutture”* (YB00_1_3_D_R_RE_104_FSTR).