

**UFFICIO OPERATIVO DI MILANO**

Via Taramelli 12, 20124 Milano

**MB-E-3 PROGETTAZIONE DEFINITIVA  
 E REDAZIONE DEL PIANO OPERATIVO DI BONIFICA  
 PER LA REALIZZAZIONE DI UN'AREA DI LAMINAZIONE  
 PER LE PIENE DEL TORRENTE SEVESO  
 NEI COMUNI DI PADERNO DUGNANO (MI) E VAREDO (MB)  
 C.I.G.: 6574175CD2 C.U.P.: B57B15000390003**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE SULLE STRUTTURE**

RESPONSABILE PROGETTAZIONE GENERALE:  
 DOTT. ING. FULVIO BERNABEI

PROGETTAZIONE IDRAULICA E STRUTTURALE:  
 DOTT. ING. FULVIO BERNABEI  
 DOTT. ING. STEFANO ADAMI  
COORD. DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:  
 DOTT. ING. LAURA GRILLI

GEOLOGIA E PROGETTAZIONE GEOTECNICA:  
 PROF. GEOL. LAMBERTO LUCIANO GRIFFINI  
 DOTT. ING. STEFANO GRIFFINI

PROGETTAZIONE PAESAGGISTICA E AMBIENTALE:  
 DOTT. ING. MASSIMO SARTORELLI  
 DOTT. MARIO PUZZI  
 DOTT. STEFANIA TRASFORINI  
 DOTT. CHIARA LUVIÈ  
 DOTT. ANDREA SIBILIA

CONSULENZE SPECIALISTICHE  
 ASPETTI PAESAGGISTICI E AMBIENTALI:  
 PROF. ANGELO DAL SASSO  
 PROF. GIUSEPPE CROSA

PIANO DI BONIFICA:  
 PROF. GEOL. GIOVANNI PIETRO BERETTA  
 DOTT. GEOL. MAURIZIO NESPOLI  
 DOTT. ING. ADELIO PAGOTTO  
 DOTT. GEOL. MONICA AVANZINI

DOTT. ING. PAOLO SANAVIA

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:  
 DOTT. ING. LUIGI MILLE

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



MANDANTE:



MANDANTE:



MANDANTE:



MANDANTE: Ing. Paolo Sanavia

ELAB. N°

4

DATA **GIUGNO 2017**

COMMESSA N° 017/2016	REDATTO AL
CODICE COMMESSA DEFAIPOVAREDO	CONTROLLATO AS
NOME FILE	APPROVATO BERNABEI

Mod.7.3 F - Rev.01

REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.
01	FEBB. 2019	REVISIONE A SEGUITO RAPPORTO DI VERIFICA			

# INDICE

<b>1</b>	<b>Premesse</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Normativa di riferimento</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Descrizione degli interventi</b>	<b>6</b>
3.1	Manufatto di imbocco e sollevamento	6
3.2	Manufatto di attraversamento	8
3.3	Manufatto di regolazione	9
3.4	Edificio servizi	10
3.5	Scala in carpenteria metallica – Manufatto di imbocco e sollevamento	12
<b>4</b>	<b>Caratteristiche dei materiali impiegati</b>	<b>16</b>
4.1	Calcestruzzo strutturale di classe C32/40	16
4.2	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile	17
4.3	Calcestruzzo strutturale di classe C25/30 (per edificio servizi)	17
4.4	Acciaio strutturale S275	18
<b>5</b>	<b>Caratteristiche del terreno</b>	<b>19</b>
<b>6</b>	<b>Verifiche strutturali: manufatto di imbocco e sollevamento</b>	<b>20</b>
6.1	Analisi delle azioni	21
6.1.1	Azioni permanenti strutturali: G1	21
6.1.2	Azioni permanenti non strutturali: G2	21
6.1.3	Azioni variabili	22
6.1.4	Azione sismica	23
6.1.4.1	<i>Spinta idrodinamica sismica</i>	26
6.2	Combinazioni di carico	26
6.3	Metodologia applicata per le verifiche	28
6.3.1	Verifica agli stati limite ultimi	28
6.3.2	Verifica agli stati limite di esercizio	28
6.4	Verifiche strutturali	31
6.4.1	Diaframmi	31
6.4.1.1	<i>Diaframma 1: lato Sud</i>	31
6.4.1.2	<i>Diaframma 1: lato Ovest</i>	32
6.4.1.3	<i>Diaframma 1: lato Nord</i>	32
6.4.1.4	<i>Diaframma 1: lato Est</i>	33
6.4.2	Solette	34
6.4.2.1	<i>Soletta a quota +163.50 m</i>	34

6.4.2.2	<i>Soletta a quota +168.50 m</i>	35
6.4.2.3	<i>Soletta a quota +169.50 m</i>	36
	<b>6.4.3 Pareti verticali</b>	<b>36</b>
6.4.3.1	<i>Muri spessore 1.00 m</i>	36
6.4.3.2	<i>Muri spessore 0.70 m</i>	37
6.4.3.3	<i>Muri sfioratore</i>	38
	<b>6.5 Copertura</b>	<b>39</b>
<b>7</b>	<b>Verifiche strutturali: Manufatto di attraversamento</b>	<b>40</b>
<b>7.1</b>	<b>Spalle</b>	<b>42</b>
	<b>7.1.1 Analisi delle azioni</b>	<b>42</b>
7.1.1.1	<i>Azioni permanenti strutturali: G1</i>	42
7.1.1.2	<i>Azioni permanenti non strutturali: G2</i>	42
7.1.1.3	<i>Azioni variabili: Q<sub>ki</sub></i>	43
7.1.1.4	<i>Azione sismica: E</i>	43
	<b>7.1.2 Combinazioni di carico</b>	<b>50</b>
	<b>7.1.3 Metodologia applicata per le verifiche</b>	<b>52</b>
7.1.3.1	<i>Verifica agli stati limite ultimi</i>	52
7.1.3.2	<i>Verifica agli stati limite di esercizio</i>	52
	<b>7.1.4 Risultati</b>	<b>55</b>
<b>7.2</b>	<b>Soletta</b>	<b>56</b>
	<b>7.2.1 Analisi delle azioni</b>	<b>56</b>
7.2.1.1	<i>Azioni permanenti strutturali: G1</i>	56
7.2.1.2	<i>Azioni permanenti non strutturali: G2</i>	56
7.2.1.3	<i>Azioni variabili: Q<sub>ki</sub></i>	56
7.2.1.4	<i>Azione sismica: E</i>	59
	<b>7.2.2 Combinazioni di carico</b>	<b>59</b>
	<b>7.2.3 Metodologia applicata per le verifiche</b>	<b>61</b>
7.2.3.1	<i>Verifica agli stati limite ultimi</i>	61
7.2.3.2	<i>Verifica agli stati limite di esercizio</i>	61
	<b>7.2.4 Risultati</b>	<b>64</b>
<b>7.3</b>	<b>Impalcato</b>	<b>64</b>
	<b>7.3.1 Analisi delle azioni</b>	<b>64</b>
7.3.1.1	<i>Azioni permanenti strutturali: G1</i>	64
7.3.1.2	<i>Azioni permanenti non strutturali: G2</i>	65
7.3.1.3	<i>Azioni variabili: Q<sub>ki</sub></i>	65
7.3.1.4	<i>Azione sismica: E</i>	65
	<b>7.3.2 Combinazioni di carico</b>	<b>66</b>
	<b>7.3.3 Metodologia applicata per le verifiche</b>	<b>67</b>

7.3.4 Risultati	68
<b>8 Verifiche strutturali: manufatto di regolazione</b>	<b>70</b>
8.1 Analisi delle azioni	70
8.1.1 Azioni permanenti strutturali: G1	70
8.1.2 Azioni permanenti non strutturali: G2	70
8.1.3 Azioni variabili	71
8.1.4 Azione sismica	72
8.1.4.1 Spinta idrodinamica sismica	74
8.2 Combinazioni di carico	75
8.3 Metodologia applicata per le verifiche	78
8.3.1 Verifica agli stati limite ultimi	78
8.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio	78
8.4 Verifiche strutturali	81
8.4.1 Platea di fondazione	81
8.4.2 Pareti verticali	81
8.4.3 Passerella	82
<b>9 Verifiche strutturali: edificio servizi</b>	<b>84</b>
9.1 Analisi delle azioni	84
9.1.1 Valutazione dell'azione sismica	84
9.1.2 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni	88
9.2 Verifiche strutturali	97
9.2.1 Lastre predalles	97
9.2.2 Travi in cls	104
9.2.3 Pilastri in cls	110
9.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	127
<b>10 Verifiche strutturali: scala in carpenteria metallica</b>	<b>128</b>
10.1 Analisi delle azioni	128
10.2 Verifiche strutturali	128
10.2.1 Gradino	128
10.2.2 Profilato UPN200	129
10.2.2.1 Verifica a presso-flessione	129
10.2.2.2 Verifica della freccia massima	131
10.2.3 Giunzione col diaframma in cls	132
10.2.4 Parapetto	133
<b>11 Sollecitazioni sugli scatolari sottopassanti la sede ferroviaria</b>	<b>135</b>

## 1 Premesse

La presente relazione contiene le verifiche di resistenza strutturale degli interventi in progetto per la realizzazione dell'area di laminazione controllata delle piene del Torrente Seveso in località Paderno Dugnano (MI), Varedo (MB) e Limbiate (MB).

Le opere oggetto delle verifiche di resistenza sono:

- Manufatto di imbocco e sollevamento;
- Il manufatto di attraversamento;
- Il manufatto di regolazione;

## **2 Normativa di riferimento**

Le disposizioni a cui si è fatto riferimento per lo sviluppo delle elaborazioni di calcolo e di verifica sono conformi alle prescrizioni dettate dalla Normativa Nazionale vigente, D.M. 14/02/2008 (NTC 2008) [1]; nello specifico, per la progettazione strutturale delle opere in calcestruzzo si considerano le indicazioni riportate ai paragrafi § 4.1 (costruzioni di calcestruzzo) e § 5.1 (ponti stradali). Per la progettazione nei confronti di azioni sismiche si considerano le indicazioni del paragrafo § 7 delle NTC 2008.

Le prescrizioni da normativa vengono integrate con quanto indicato nella Circolare Esplicativa delle NTC 2008 n° 617 del 02/02/2009 [2].

Nelle pagine che seguono, per le diverse elaborazioni condotte, viene esplicitato il puntuale riferimento agli elaborati sopra citati.

### 3 Descrizione degli interventi

Nel seguito viene presentata una descrizione di tipo qualitativo delle opere e dei manufatti oggetto della presente relazione di calcolo strutturale.

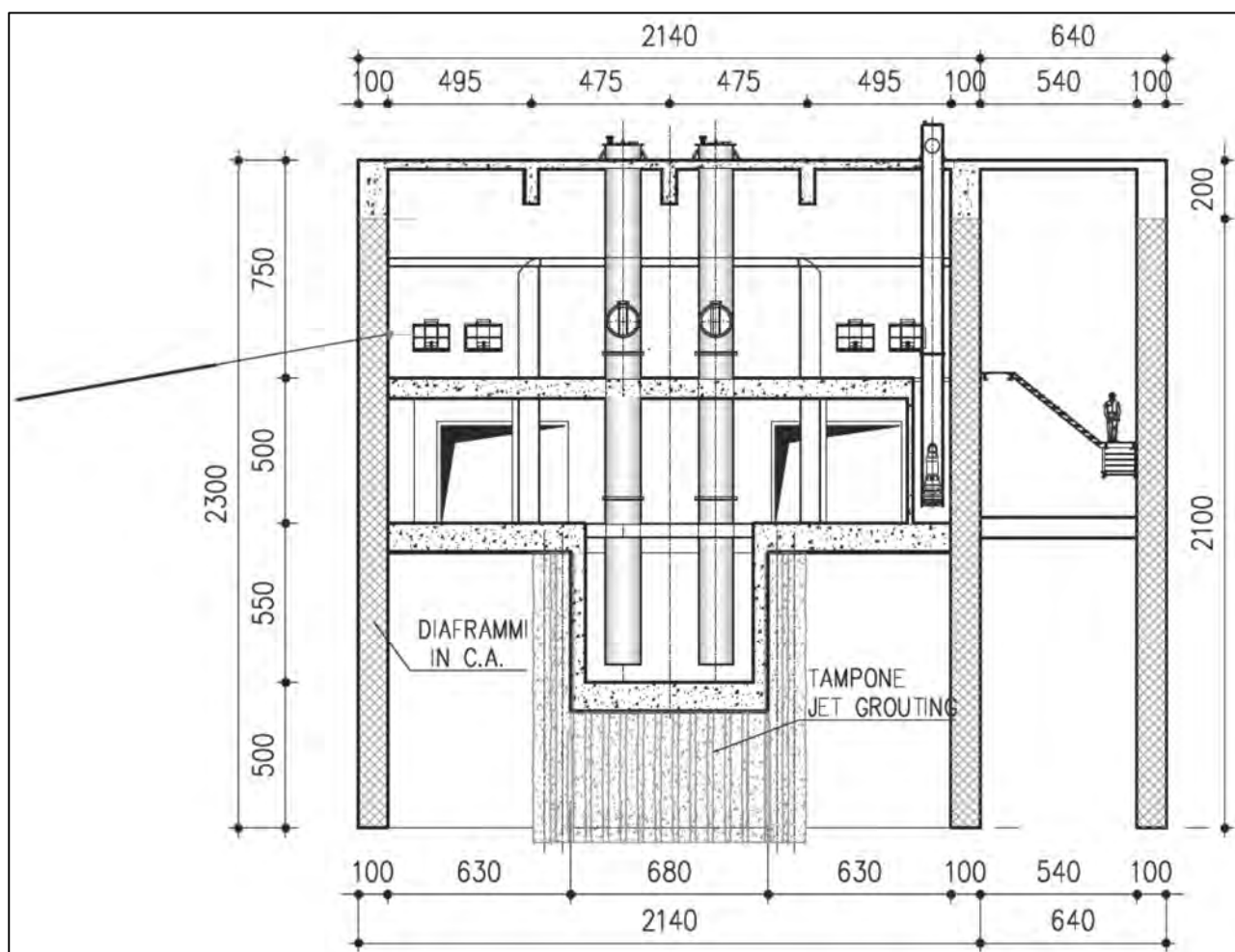
#### 3.1 Manufatto di imbocco e sollevamento

Durante le piene del torrente Seveso parte della portata viene fatta defluire in questo manufatto, dal quale poi è trasferita alla vasca di laminazione, mediante tre scatolari in calcestruzzo armato in sottopasso alla ferrovia esistente. Sul fondo del manufatto sono poi posizionate 4 elettropompe sommerse, che nella fase di svuotamento dell'invaso di laminazione hanno il compito di sollevare l'acqua fino a consentirle di accedere al canale di scarico e immissione nel torrente Seveso.

Il manufatto è realizzato a partire dalla costruzione di diaframmi in calcestruzzo perimetrali che delimitano un'area di 20.70 x 21.40 m. Questi diaframmi hanno uno spessore di 1.00 m e un'altezza di 21.00 m, ovvero dalla quota +153.00 m a +174.00 m. Il diaframma sul lato est si estende invece dalla quota +153.00 m a +167.50 m. In adiacenza al manufatto principale è realizzato un altro pozzo, di dimensioni 7.40 x 6.40 m, che è realizzato con lo stesso tipo di diaframmi (da +153.00 a +174.00 m) e che consentirà al personale addetto l'accesso ai vari livelli della struttura principale. I diaframmi principali sono sostenuti da due ordini di tiranti in acciaio posti rispettivamente alle quote +165.00 m e +170.00 m.

I tre scatolari che collegano il manufatto alla vasca sono posti a quote diverse: un primo scatolare, di dimensioni interne 3.25 x 3.25 m, spessore 30 cm e 50 cm sul fondo, è posizionato alla quota +158.50 m, mentre i restanti due scatolari hanno dimensioni di 4.50 x 3.50 m con spessore di 50 cm e sono posizionati alla quota +163.50 m.

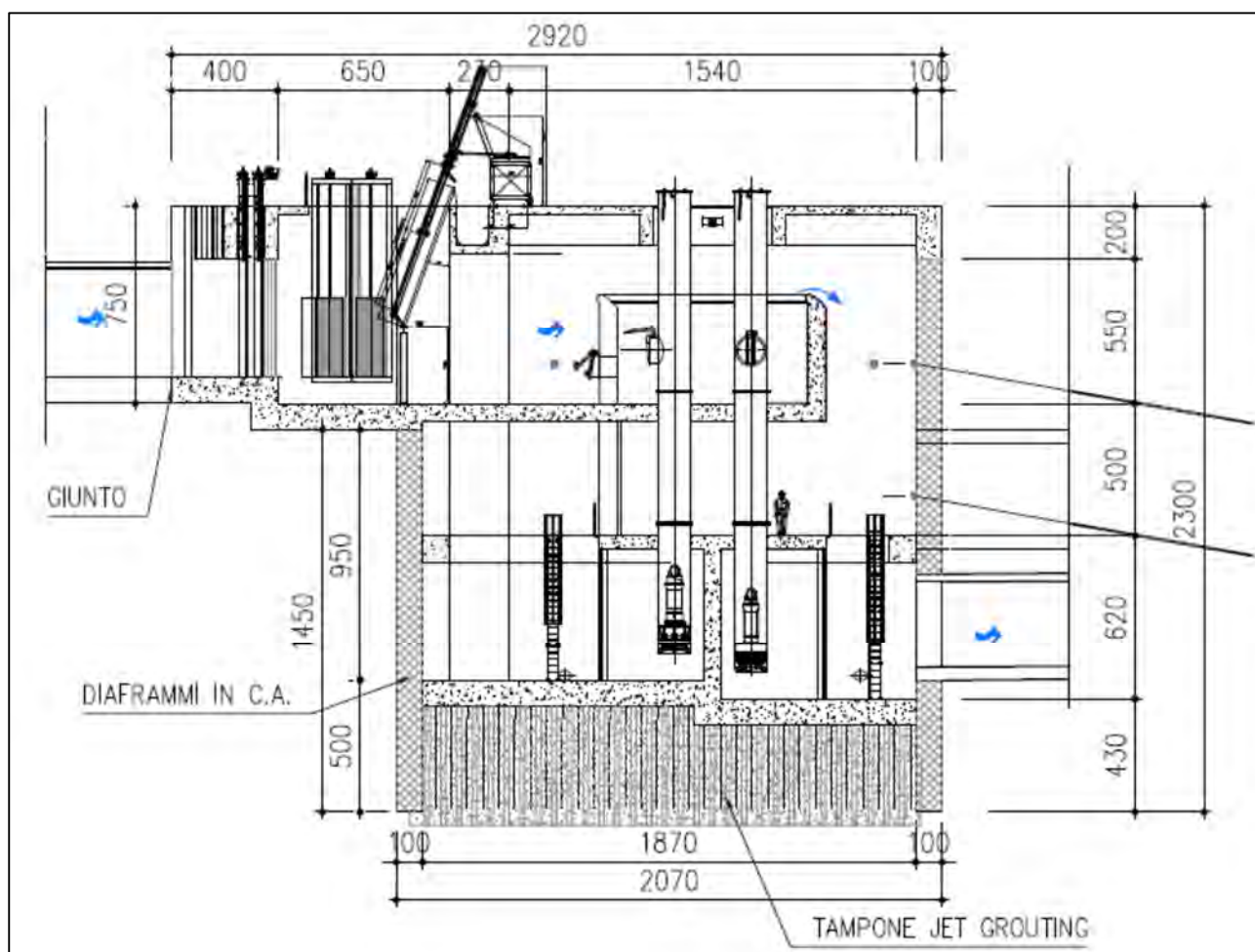
La fondazione della parte centrale del manufatto a quota 157.30 m e 158.00 m poggia interamente su colonne di jet grouting compenstrate ed ha uno spessore di 1.00 m. La platea delle parti laterali del manufatto si trova a quota +163.50 m, ha anch'essa uno spessore di 1m, e poggia su colonne di jet grouting nella fascia più interna. Il pavimento a quota +163.50 m è completato nella parte centrale da una soletta di spessore 0.50 m, nella quale sono realizzate tre aperture che consentono all'acqua di accedere al livello inferiore precedentemente descritto.



Procedendo in elevazione, una serie di pareti caratterizzate dallo spessore di 0.60 m sostengono la soletta del livello superiore, con spessore di 0.70 m, il cui estradosso si trova alla quota di +168.50 m. Da questa soletta si staccano i muri di spessore 0.70 m e altezza 4.15 m che costituiscono lo sfioratore di tipo Creager con uno sviluppo lineare complessivo di 35.60 m, con la funzione di trasferire la portata in eccesso proveniente dal torrente ai livelli inferiori dove si trovano gli scatolari di collegamento alla vasca.

Alla quota +168.50 m si trova anche l'estradosso della fondazione dell'imbocco del manufatto. Tale fondazione presenta lo spessore di 1.00 m. In corrispondenza della paratoia di esclusione del manufatto, la fondazione presenta un gradino di altezza pari a 1.00 m, che porta l'estradosso alla quota +169.50 m. I muri dell'imbocco al manufatto presentano uno spessore di 0.70 m e si elevano fino alla quota +176.00 m.





La parte principale del manufatto è infine completata da una soletta di copertura di spessore 30 cm, sostenuta da travi di larghezza 0.50 m e altezza 1.50 m (comprendenti lo spessore della soletta) e ordite nelle due direzioni principali del manufatto. L'estradosso della soletta è posto alla quota +176.00 m.

All'estremità est della soletta è prevista una canalina di raccolta avente altezza utile interna di 1.50 m e larghezza 1.20 m.

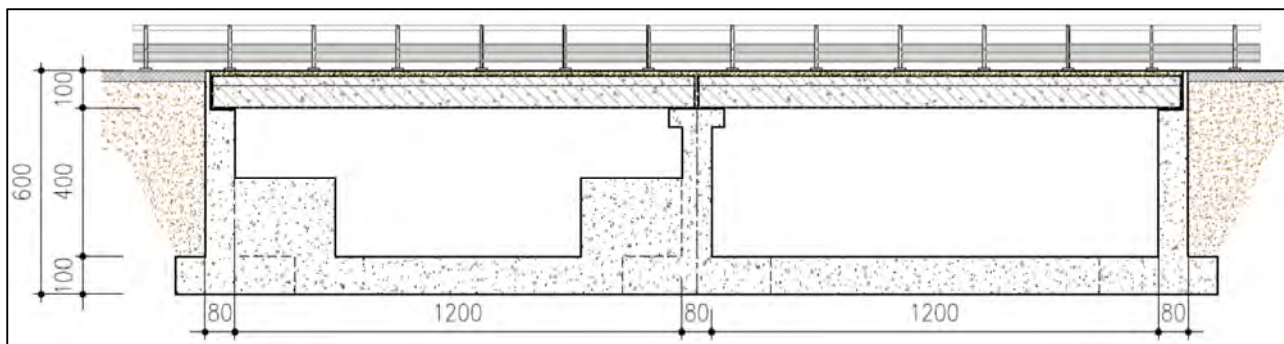
Per la descrizione completa e dettagliata delle opere civili ed elettromeccaniche del manufatto in questione, si fa comunque riferimento alle tavv. 6.2 e 6.3, mentre le fasi costruttive sono analizzate nella tavv. 6.4.

### 3.2 Manufatto di attraversamento

Il manufatto di attraversamento si deve alla necessità di garantire l'accesso al manufatto di imbocco e sollevamento in progetto.

Il ponte è composto da due campate, caratterizzate da una luce netta interna di 12.00 m, e si poggia su tre pile di larghezza pari a 7.20 m e spessore di 80 cm. La parte sommitale della pila centrale è stata allargata fino ad uno spessore di 150 cm per consentire l'appoggio delle travi di entrambe le campate. L'impalcato di ciascuna campata è realizzato mediante 6 travi precomprese prefabbricate

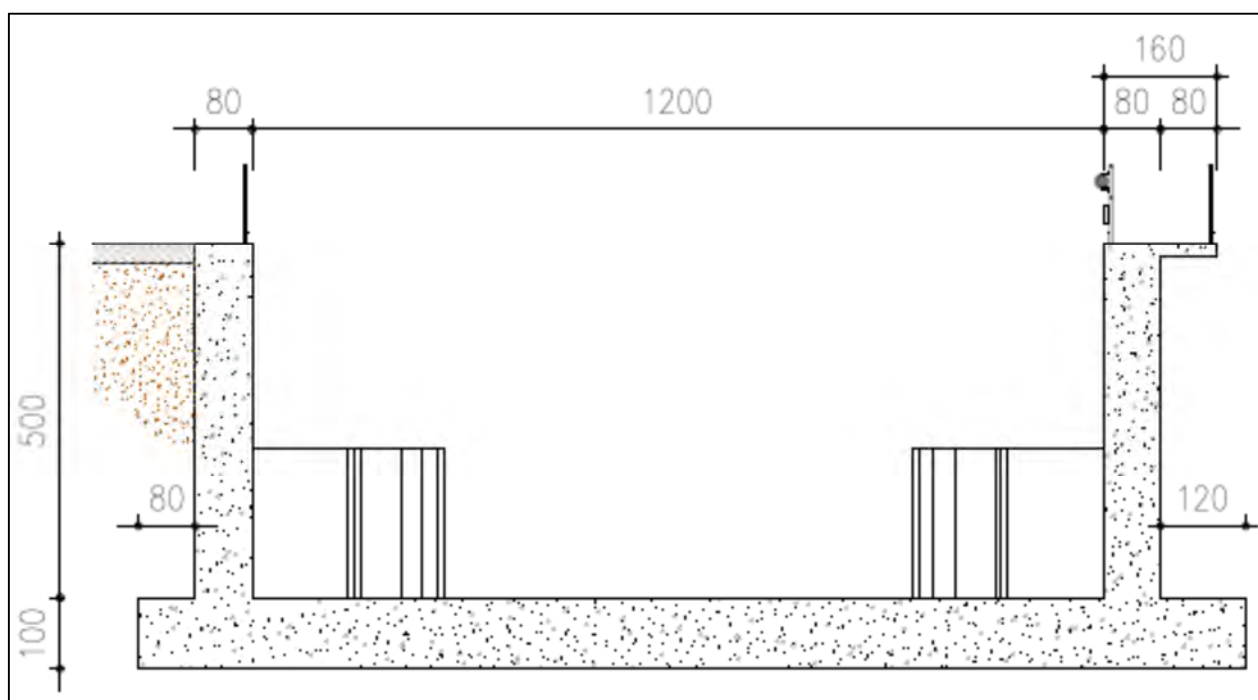
della luce netta di 12.95 m. I muri paraghiaia hanno spessore pari a 15 cm ed altezza di 1.00 m. La platea di fondazione prevede uno spessore di 1.00 m.



### 3.3 Manufatto di regolazione

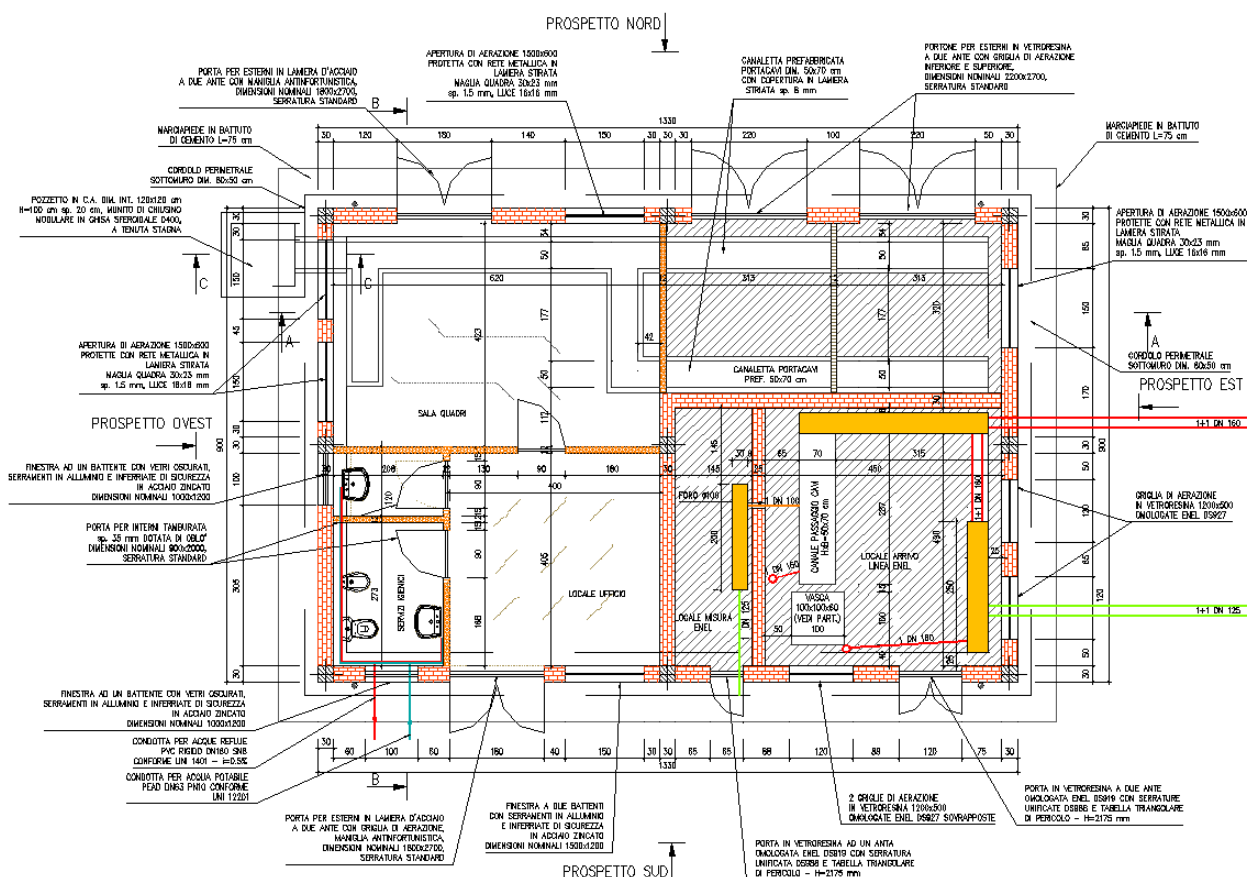
Il manufatto di regolazione consiste in una struttura a sezione rettangolare entro la quale scorre il torrente Seveso. Nella zona di monte del manufatto viene posizionata una paratoia che ha la funzione di regolare la portata per consentire sia il normale deflusso sia la derivazione delle acque verso la vasca di laminazione in progetto.

La struttura si compone di due pareti verticali aventi spessore pari a 0.80 m e altezza di 5.00 m. La distanza netta interna tra le due pareti è pari a 12.00 m. La platea di fondazione presenta uno spessore di 1.00 m, e sborda rispetto al filo esterno delle pareti di 0.80 m sulla sinistra idraulica, e di 1.20 m sulla destra, dove è prevista la realizzazione di un giunto strutturale per il collegamento alla restante parte dell'intervento in progetto. Sulla parete di destra è prevista la realizzazione di una passerella di larghezza totale pari a 1.60 m, che quindi eccede di 0.80 m la larghezza della parete stessa. Lo spessore di tale passerella è fissato a 0.20 m.

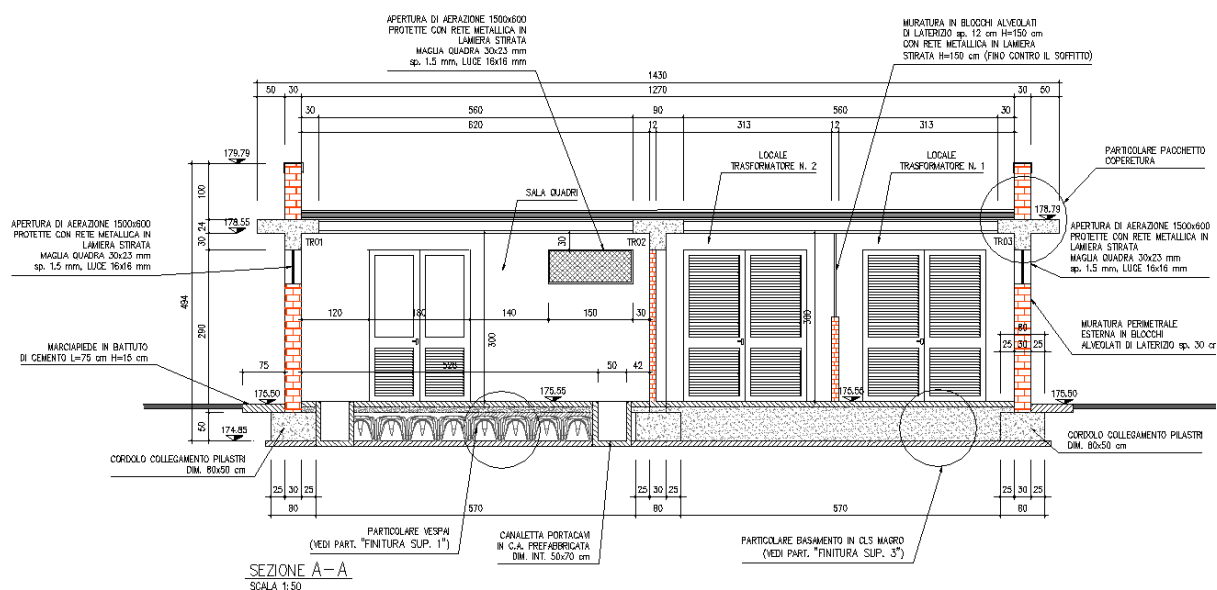


### 3.4 Edificio servizi

L'edificio servizi è una costruzione all'interno della quale trovano posto i trasformatori e i locali destinati all'ENEL. Le dimensioni esterne complessive sono di 13.30 x 9.00 m. Il piano di calpestio si trova a quota 175.55 m s.l.m. e l'altezza di interpiano risulta pari a 3.00 m. E' stata scelta una tipologia strutturale a telaio con calcestruzzo armato con solaio costituito da lastre prefabbricate tipo predalles ( 4+16+4). Si prevedono fondazioni puntuali a plinto con dimensioni di 150x150 cm e altezza pari a 60 cm. Di seguito verranno analizzati i principali elementi costruttivi.





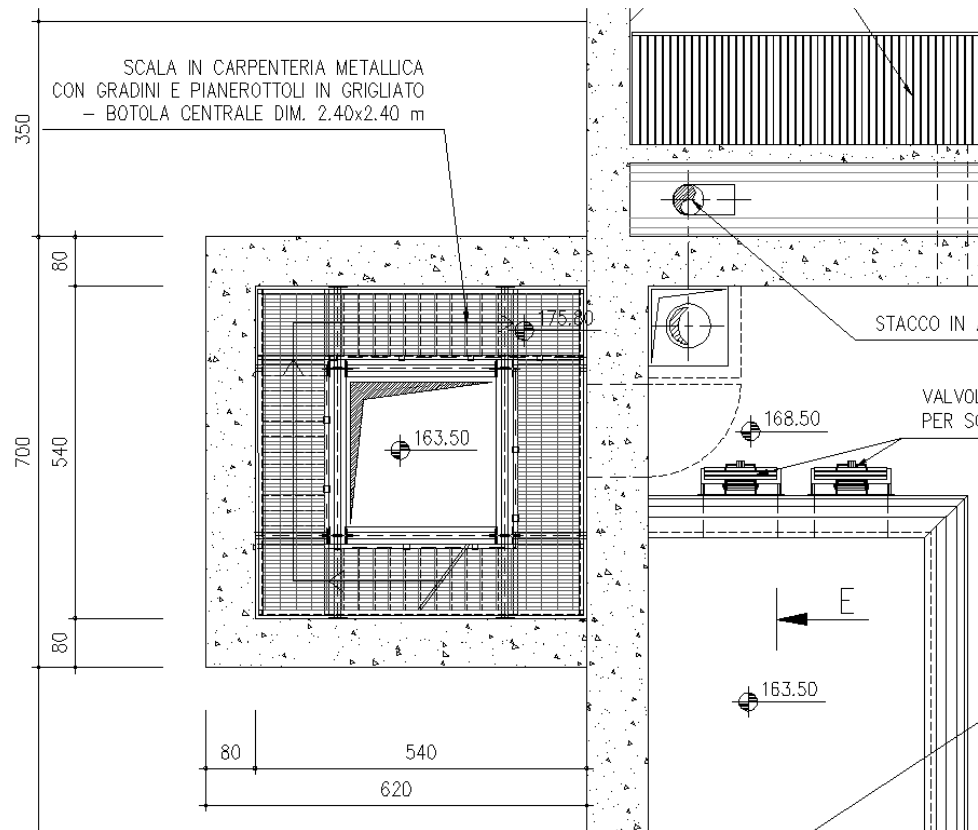


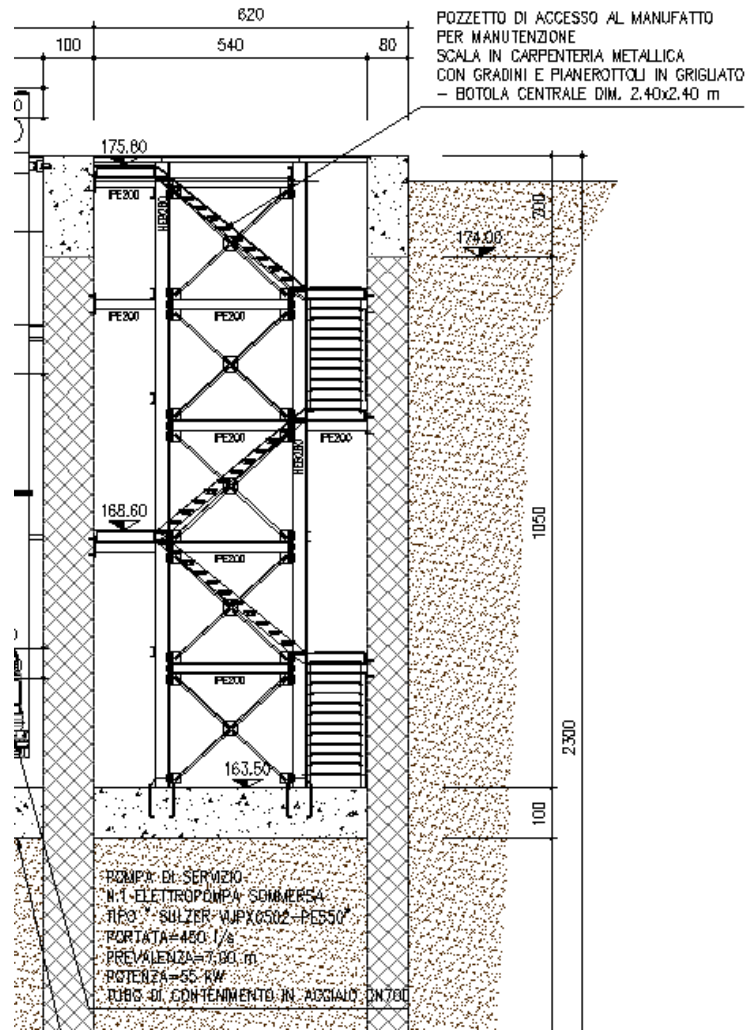
Le tavole di riferimento per l'opera in progetto sono elencate nella tabella di seguito.

Numero Tavola	Titolo Tavola	Scala
8.1	Edificio servizi: piante	1:50
8.2	Edificio servizi: sezioni e prospetti e particolari	1:50

### 3.5 Scala in carpenteria metallica – Manufatto di imbocco e sollevamento

L'intelaiatura in carpenteria è composta da 4 pilastri in acciaio HEB280 e da travi IPE200 a sostegno di elementi obliqui UPN200 ai quali sono imbullonati i gradini, con piano di calpestio realizzato in grigliato metallico. Le connessioni tra l'opera in carpenteria e i diaframmi verticali in cls sono realizzate per mezzo di tasselli meccanici.











## 4 Caratteristiche dei materiali impiegati

È previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

1. Calcestruzzo strutturale di classe C32/40.
2. Acciaio saldabile in barre ad aderenza migliorata per cemento armato tipo B450C.

### 4.1 Calcestruzzo strutturale di classe C32/40

Il calcestruzzo in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 giorni :  $R_{ck} \sim 40.00 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni:  $f_{ck} \sim 32.00 \text{ MPa}$ .

La classe di esposizione XC4 si riferisce al calcestruzzo armato ordinario ciclicamente asciutto e bagnato e la minima classe di resistenza prescritta per tale tipologia di calcestruzzo è la C32/40.

A partire dai valori di resistenza caratteristica del calcestruzzo cilindrica e cubica a 28 giorni, rispettivamente  $f_{ck}$  e  $R_{ck}$ , è possibile calcolare i parametri di resistenza del calcestruzzo da utilizzarsi nei calcoli.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo  $f_{cd}$  è pari a:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 32}{1.50} = 18.13 \text{ MPa}$$

dove:

$\alpha_{cc} = 0.85$  è un parametro che tiene conto dei fenomeni a lungo termine del calcestruzzo (viscosità)

$\gamma_c = 1.50$  è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$f_{ck} = 32.00 \text{ MPa}$  è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 giorni.

Si calcola a questo punto la resistenza caratteristica media  $f_{cm}$  con:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.00 + 8 = 40.00 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione  $f_{ctm}$  è pari a:

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 0.30 * 32.00^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$$

La resistenza media a trazione  $f_{ctk}$  è pari a:

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 0,7 * 3.02 = 2.11 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione di calcolo  $f_{ctd}$  è pari a:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2.11 / 1.5 = 1.41 \text{ MPa}$$

dove  $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo.

Infine si valuta il modulo elastico  $E_{cm}$  del calcestruzzo.

$$E_{cm} = 22\,000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 22000 * 4.00^{0.3} = 33\,345 \text{ N/mm}^2$$

## 4.2 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile

Tipo di acciaio B450C, controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk}$ : 450 MPa

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk}$ : 540 MPa

La resistenza a snervamento di progetto  $f_{yd}$  è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

dove  $\gamma_s = 1.15$  è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio.

## 4.3 Calcestruzzo strutturale di classe C25/30 (per edificio servizi)

Il valore di resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$  del calcestruzzo selezionato è pari a 30 MPa.

Si definiscono dunque il valore caratteristico e medio della resistenza cilindrica, rispettivamente  $f_{ck}$  e  $f_{cm}$  [NTC 2018 – Par 11.2.10.1].

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa} \\ f_{cm} &= f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 32.90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Come valori della resistenza media e caratteristica a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo, rispettivamente  $f_{ctm}$  e  $f_{ctk}$ , si sono assunti i seguenti valori [NTC 2018 – Par 11.2.10.2]:

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cong 2.55 \text{ MPa} \\ f_{ctk} &= 0.70 \cdot f_{ctm} = 1.78 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La resistenza di progetto a compressione è calcolata in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.1].

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cong 14.11 \text{ MPa}$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0.85$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $\gamma_c = 1.5$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

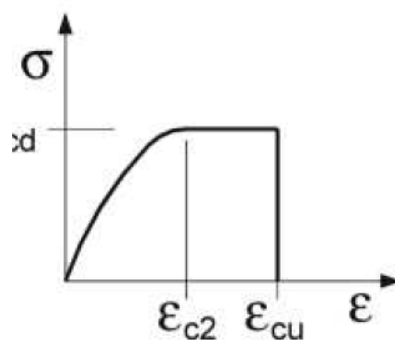
La resistenza di progetto a trazione è definita in accordo con la normativa come segue [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.1.2].

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \cong 1.19 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico del calcestruzzo è stato valutato con la seguente formula [NTC 2018 – Par. 11.2.10.3].

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \cong 14601 \text{ MPa}$$

Il diagramma di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo è stato assunto in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 4.1.2.1.2.1]. In particolare si è considerato un modello  $\sigma - \varepsilon$  di tipo parabola-rettangolo.



I valori assunti per  $\varepsilon_{c2}$  ed  $\varepsilon_{cu}$  sono quelli prescritti per classi di resistenza pari o inferiore a C50/60, ovvero rispettivamente 0.20‰ e 0.35‰.

#### 4.4 Acciaio strutturale S275

Per la realizzazione della scala in carpenteria metallica è stato impiegato l'acciaio strutturale S275, che è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento  $f_{y,nom}$  e della tensione a carico massimo  $f_{t,nom}$  da utilizzare nei calcoli [NTC 2018 – Par. 4.2.1.1]:

$$f_{y,nom} = 275 \text{ MPa}$$

$$f_{t,nom} = 430 \text{ MPa}$$

## 5 Caratteristiche del terreno

Nella tabella è indicata la stratigrafia e la caratterizzazione geotecnica della zona del manufatto di presa.

Varedo - Lotto 1 - Caratterizzazione geotecnica									
Unità	Descrizione	Quota	Densità relativa	Angolo Resistenza al taglio	Coesione efficace	Modulo elastico piccole deformazioni	Modulo elastico operativo	Peso di Volume Naturale	Peso di Volume Saturo
		[m da p.c.]	Dr [%]	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$E_{01}$ [MPa]	$E_{25}$ [MPa]	$\gamma_N$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{SAT}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
TV	Terreno Vegetale	0.0÷2.0	-	30	0	-	5	18	20
GS	Ghiaia Sabbia	2.0÷7.5	60	35	0	70-100	15-30	18	20
SGL	Sabbia Ghiaia Limo	7.5÷26.0	60-85	39.5	0	100-200	30-60	19.5	20.9
SL	Sabbia Limo	26.0÷40.0	85-90	41	0	200	60	20	21.2

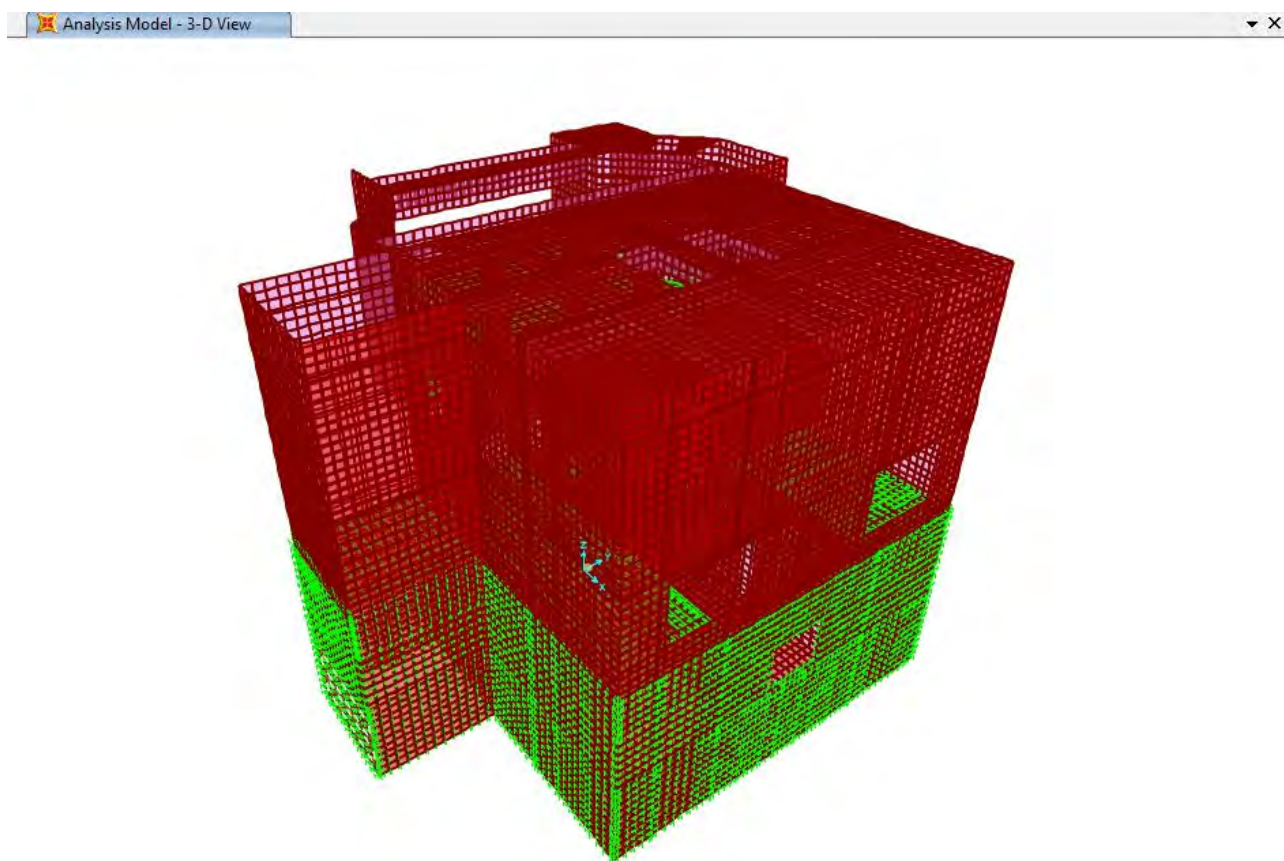
Per le verifiche che seguono i parametri che sono stati utilizzati sono cautelativamente i seguenti:

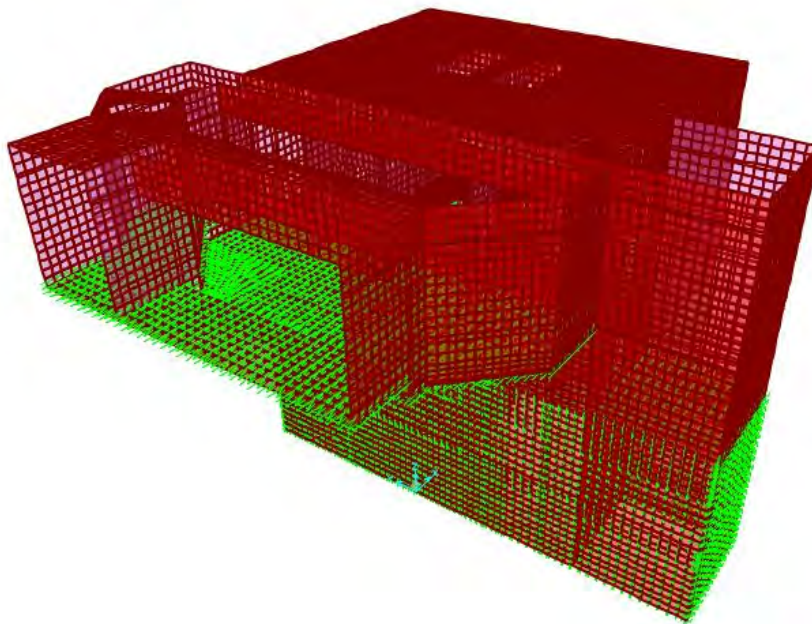
- $\gamma_{SAT}$  [kN/m<sup>3</sup>] = 20.2
- $\phi'_k$  [°] = 30.0
- $c'_k$  [kPa] = 0.0

## 6 Verifiche strutturali: manufatto di imbocco e sollevamento

Il manufatto di imbocco e sollevamento per la sua complessità è difficilmente schematizzabile in schemi semplificati e disconnessi è stato pertanto dimensionato e verificato tramite un modello tridimensionale agli elementi finiti costituito da elementi shell.

Il comportamento del terreno è rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, caratterizzato da una opportuna costante di sottofondo.





## 6.1 Analisi delle azioni

Per il dimensionamento del manufatto è stata considerata la configurazione di carico in cui su tutti i diaframmi ed i muri perimetrali è presente la spinta del terreno ed all'interno del manufatto è presente un livello d'acqua pari a 172.65 m tale da allagare solamente la parte alta del manufatto. In copertura il manufatto è stato caricato con le azioni da neve e di manutenzione.

### 6.1.1 Azioni permanenti strutturali: G1

Per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali si è assunta una densità del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$ .

### 6.1.2 Azioni permanenti non strutturali: G2

#### Spinta del terreno - $S_t$

Il coefficiente di spinta attiva è stato calcolato con l'espressione:

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

dove:

$\alpha$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento di monte del muro

$\varphi$  = angolo di attrito del terreno considerato

$\delta$  = angolo di attrito terreno –muro

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a tergo del muro

L'espressione generale per il calcolo della spinta attiva agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza  $h$  è:

$$S_a = 0.5 \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot h^2 - 2c\sqrt{K_a} \cdot h \text{ (kN)}$$

dove:

$\gamma_t$  = peso specifico del terreno di riempimento arginale considerato saturo (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  = altezza dello strato di terreno considerato (m)

$c$  = coesione del terreno considerato (kN/m<sup>2</sup>)

### **Spinta dell'acqua – $S_w$**

L'espressione generale per il calcolo della spinta dell'acqua agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza  $h$  è:

$$S_w = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \text{ (kN)}$$

dove:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  = altezza del livello d'acqua rispetto al piano di fondazione (m)

### **Peso dell'acqua – $P_w$**

Il peso delle masse d'acqua gravanti sulla manufatto è stato calcolato assumendo il peso specifico dell'acqua pari a  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

### **Peso di elementi in acciaio – $P_a$**

Il carico dei tubi in acciaio di contenimento e delle paratoie è stato calcolato assumendo la densità dell'acciaio pari a  $\delta_a = 7900 \text{ kg/m}^3$ . I pesi delle elettropompe VUPX1002 PE3500 e AFLX1202 PE3500 sono stati assunti in coerenza con le rispettive schede tecniche pari a 5510 kg e 5385 kg.

## **6.1.3 Azioni variabili**

### **Carico della neve ( $Q_s$ )**

La struttura in esame è ubicata in provincia di Milano, quindi in zona 1 secondo le classificazioni del D.M. 14/01/2008 per il calcolo del carico da neve. Risulta pertanto  $q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico variabile dovuto alla neve vale quindi:

$$Q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \cdot 1.50 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 1.20 \text{ kN/m}^2.$$

### **Carico da manutenzione per copertura fabbricati ( $Q_m$ )**

La copertura dei fabbricati rientra nella categoria H1 ("Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione") definita dal D.M. 14/01/2008. Viene quindi considerato un carico distribuito di intensità pari a  $q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$ .

### **Sovraccarico accidentale sul terreno all'esterno della struttura ( $q_t$ )**

Tale carico rappresenta la spinta del terreno indotta dai sovraccarichi agenti a tergo delle pareti contro-terra, considerata come un carico uniformemente distribuito pari a  $q = 20 \text{ kN/m}^2$ . Tale valore viene ridotto per effetto del coefficiente di spinta  $k_a$ , che nel caso in esame assume un valore pari a  $k_a = 0.333$ .

### **6.1.4 Azione sismica**

L'analisi della sicurezza in condizioni sismiche dell'opera è stata eseguita mediante un'analisi dinamica modale con il metodo dello spettro di risposta.

Si considera il sisma agente nel piano orizzontale in due direzioni x e y.

Si progetta la struttura conferendogli un comportamento non dissipativo sia in riferimento agli stati limite di esercizio che ultimi, per tanto nelle verifiche si considera direttamente l'azione più gravosa generata dallo spettro di risposta riferito allo SLV.

Il comune di Paderno Dugnano (MI), all'interno del quale si sviluppano le opere in progetto, è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

<b>COMUNE di PADERNO DUGNANO</b>			
$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$T_c^*$ (s)
30	0.018	2.557	0.159
50	0.023	2.536	0.188
72	0.027	2.578	0.199
101	0.030	2.577	0.213
140	0.033	2.604	0.225
201	0.037	2.633	0.244
475	0.048	2.653	0.279
975	0.057	2.691	0.299
2475	0.073	2.776	0.317

dove:

$T_R$  = periodo di ritorno di riferimento

$a_g$  (g) = accelerazione orizzontale massima al sito



$F_0$  = 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

Per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N * C_u = 100 * 2.0 = 200 \text{ anni}$$

dove:

$V_N$  = vita nominale della costruzione è pari a 100;

$C_u$  = coefficiente d'uso pari a 2.0, poiché si tratta di una costruzione in classe d'uso IV, con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

Si è poi fatto riferimento alla tabella 3.2.I delle Norme Tecniche:

Stato limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento del periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO (stato limite di operatività)	81%
	SLD (stato limite di danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (stato limite di salvaguardia della vita)	10%
	SLC (stato limite di prevenzione del collasso)	5%

Utilizzando l'espressione:

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

si è potuto calcolare il valore del periodo di ritorno per ognuno degli stati limite considerati nel periodo di riferimento di 200 anni:

Stato limite		Periodo di ritorno $T_R$ (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	120
	SLD	201
Stati limite ultimi	SLV	1898
	SLC	2475

Le verifiche in condizioni sismiche, nel caso in esame, vengono condotte allo SLV per gli stati limite ultimi.

Per quanto riguarda il comune di Paderno Dugnano (MI) si esplicitano nel seguito i parametri sismici caratteristici, determinati attraverso l'impiego del software "Spettri NTC ver. 1.0.3".

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.068 g
$F_0$	2.751
$T_C$	0.312 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.389
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.144 s
$T_C$	0.433 s
$T_D$	1.872 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_e(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.081
$T_B \leftarrow$	0.144	0.224
$T_C \leftarrow$	0.433	0.224
	0.502	0.194
	0.570	0.170
	0.639	0.152
	0.707	0.137
	0.776	0.125
	0.844	0.115
	0.913	0.106
	0.981	0.099
	1.050	0.092
	1.118	0.087
	1.187	0.082
	1.255	0.077
	1.324	0.073
	1.392	0.070
	1.461	0.066
	1.529	0.063
	1.598	0.061
	1.666	0.058
	1.735	0.056
	1.803	0.054
$T_D \leftarrow$	1.872	0.052
	1.973	0.047
	2.074	0.042
	2.176	0.038
	2.277	0.035
	2.378	0.032
	2.480	0.030
	2.581	0.027
	2.682	0.025
	2.784	0.023
	2.885	0.022
	2.986	0.020
	3.088	0.019
	3.189	0.018
	3.291	0.017
	3.392	0.016
	3.493	0.015
	3.595	0.014
	3.696	0.014
	3.797	0.014
	3.899	0.014
	4.000	0.014

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

#### 6.1.4.1 Spinta idrodinamica sismica

Per la valutazione delle forze dinamiche legate all'inerzia della massa d'acqua durante l'evento sismico, si fa riferimento al paragrafo C.7.7.3 del D.M. del 26/06/2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)".

Le azioni di inerzia dell'acqua sono assimilate ad una distribuzione di pressione sulle pareti dei serbatoi che, nel caso di pareti sufficientemente rigide, vale:

$$p = a \rho c y_0$$

dove:

a accelerazione orizzontale massima al sito;

$\rho$  massa per unità di volume dell'acqua;

$y_0$  differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso della struttura;

c parametro che descrive l'andamento della sovrappressione con la profondità

$$c = \frac{cm}{2} \cdot \left[ \frac{y}{y_0} \cdot \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \cdot \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

y = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico a cui è associata la pressione p;

$c_m = -0.0073 \cdot \alpha + 0.7412$ , in cui  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali. Nel caso in esame tutti i paramenti sono verticali, quindi  $c = 0.7412$ .

## 6.2 Combinazioni di carico

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tali verifiche si è fatto riferimento alla seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione SLU fondamentale (rappresentativa delle condizioni ordinarie di funzionamento del manufatto)
- Combinazione SLU sismica
- Combinazione SLE rara
- Combinazione SLE frequente
- Combinazione SLE quasi permanente

La simbologia comune a tutte le combinazioni di carico trattate dalla Normativa entrata in vigore il 14 gennaio 2008 è la seguente:

- $G_1$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti);

- $Q_{ki}$ : azioni variabili;
- E: azioni dovute al sisma;
- $A_d$ : azioni eccezionali dovute alla presenza di acqua in condizioni di massimo invaso;
- $\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Qi}$ : coefficienti parziali per le azioni (Tabella 2.6.I, NTC 2008);
- $\psi_i$ : coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stesse (Tabella 2.5.I, NTC 2008).

Combinazione Fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Sismica (SLU)

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

Combinazione Rara (SLE)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Quasi Permanente (SLE)

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

Le verifiche di resistenza sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura e secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 ( $A1+M1+R1$ ), nella quale i parametri di resistenza del terreno ( $M1$ ) e i coefficienti sulla resistenza globale ( $R1$ ) sono unitari, mentre alle azioni permanenti e variabili sono applicati i coefficienti del gruppo A1.

Nelle tabelle che seguono si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Per ogni combinazione sono stati ottenuti due casi facendo variare i coefficienti di combinazione per il carico da neve e per il carico di manutenzione in copertura.

Per quanto riguarda invece la combinazione sismica, i coefficienti parziali  $\gamma_G$  per le azioni permanenti sono sempre unitari, le azioni variabili sono state assunte con il loro valore quasi permanente, adottando un coefficiente di combinazione  $\psi_{21}$  e  $\psi_{22}$  pari a 0.

Nelle combinazioni agli SLE i coefficienti parziali  $\gamma_G$  per le azioni permanenti sono sempre unitari e le azioni variabili vengono moltiplicate per i coefficienti di combinazioni riportati in Tabella 2.5.I delle NTC 2008.

### 6.3 Metodologia applicata per le verifiche

Mediante la modellazione in SAP2000 ver.19.0, si estrapolano i valori delle sollecitazioni massime agenti sugli elementi strutturali singoli e sulle sezioni di verifica considerate.

#### 6.3.1 Verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche strutturali dei manufatti in calcestruzzo armato sono state eseguite secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1).

Le verifiche strutturali sono state condotte confrontando le azioni agenti ( $E_d$ ) con le azioni resistenti

( $R_d$ ) e verificando che fosse rispettata la condizione  $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$ .

#### 6.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio

- **Verifica a fessurazione**

Le condizioni ambientali caratteristiche dell'opera sono di tipo aggressivo, si considera pertanto la classe di esposizione XC4.

L'armatura utilizzata appartiene al gruppo degli acciai ordinari, per tanto risulta essere poco sensibile alla corrosione.

Dalla tabella 4.1.IV delle NTC 2008, per la verifica di fessurazione si individua il "gruppo di esigenze":

- GRUPPO "b" - per le classi di esposizione XC4 (condizioni ambientali aggressive):

- $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$  per la combinazione frequente
- $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per la combinazione quasi permanente

dove:

$w_d$  = valore di calcolo di apertura delle fessure, ottenuto secondo le indicazioni del paragrafo C.4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC, tramite l'espressione  $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s \max}$ .

$$\varepsilon_{sm} = \text{la deformazione unitaria delle barre di armatura} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui:

$\sigma_s$  = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t$  = 0.6 per carichi di breve durata e 0.4 per carichi di lunga durata

$f_{ctm}$  = resistenza media a trazione del calcestruzzo

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$E_s$  = modulo elastico dell'acciaio

$E_{cm}$  = modulo elastico del calcestruzzo

$$\Delta_{s \max} = \text{la distanza massima fra le fessure} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

in cui:

$$k_3 = 3.4$$

$d'$  = copriferro

$k_1$  = 0.80 per barre ad aderenza migliorata

$k_2$  = 0.50 nel caso di flessione semplice e 1.00 nel caso di trazione semplice

$$k_4 = 0.425$$

$\Phi$  = diametro delle barre di armatura tesa

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$A_s$  = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$ , con  $b$  larghezza della sezione

$h_{c,eff}$  = valore minimo tra :  $2.5 \cdot (h - d)$ ,  $(h - x)/3$ ,  $h/2$

- **Verifica delle tensioni di esercizio**

Si è verificato che la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , rispettasse le seguenti limitazioni:

$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$  per quanto riguarda la combinazione quasi permanente

$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$  per quanto riguarda la combinazione rara

e che la massima tensione dell'acciaio  $\sigma_s$  rispettasse la limitazione:

$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk}$  per quanto riguarda la combinazione rara.

- **Limitazione delle deformazioni**

Le NTC prescrivono un controllo sulla snellezza dell'elemento da verificare, in particolare, per travi e solai con luci non superiori ai 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza  $\lambda = L / h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \cdot \left[ 11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

dove

$f_{ck}$  = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]

$\rho$  = rapporto d'armatura tesa

$\rho'$  = rapporto d'armatura compressa

$A_{s,eff}$  = armatura tesa presente nella sezione più sollecitata

$A_{s,calc}$  = armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata

$f_{yk}$  = tensione di snervamento caratteristica dell'armatura [MPa]

$K$  = coefficiente correttivo, tabellato in funzione dello schema strutturale dell'opera. Tale parametro si assume pari a 1 cautelativamente.

## 6.4 Verifiche strutturali

### 6.4.1 Diaframmi

Di seguito sono riportate delle tabelle che riassumono le verifiche condotte per i diaframmi.

#### 6.4.1.1 Diaframma 1: lato Sud

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche per l'armatura verticale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	321,18	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	241,48	22,95	199,20	1409,22	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	244,5	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	244,5	0,1	0,2

Di seguito, invece, si riportano le tabelle riassuntive delle verifiche riguardanti l'armatura orizzontale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	304,98	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	233,39	22,18	199,20	1362,01	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	232,63	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	232,44	0,1	0,2



#### 6.4.1.2 Diaframma 1: lato Ovest

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche per l'armatura verticale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	206,47	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	155,22	14,75	199,20	905,83	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	158,66	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	158,66	0,1	0,2

Di seguito, invece, si riportano le tabelle riassuntive delle verifiche riguardanti l'armatura orizzontale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	233,11	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	177,19	16,84	199,20	1034,04	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	176,66	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	176,52	0,1	0,2

#### 6.4.1.3 Diaframma 1: lato Nord

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche per l'armatura verticale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	306,86	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	231,32	21,99	199,20	1349,93	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	233,19	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	233,19	0,1	0,2

Di seguito, invece, si riportano le tabelle riassuntive delle verifiche riguardanti l'armatura orizzontale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	203,72	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	154,68	14,70	199,20	902,68	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	154,32	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	154,23	0,1	0,2

#### 6.4.1.4 Diaframma 1: lato Est

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le verifiche per l'armatura verticale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	316,35	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	242,99	23,10	199,20	1418,03	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	242,99	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	241,28	0,1	0,2

Di seguito, invece, si riportano le tabelle riassuntive delle verifiche riguardanti l'armatura orizzontale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	317,13	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	243,01	23,10	199,20	1418,15	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	242,29	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	242,11	0,1	0,2

## 6.4.2 Solette

Di seguito sono riportate delle tabelle che riassumono le verifiche condotte per le solette.

### 6.4.2.1 Soletta a quota +163.50 m

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	525,07	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	$\Phi 22/20$	$\Phi 22/20$	391,64	37,22	199,20	2285,52	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	389,29	0,2	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	386,58	0,2	0,2

#### 6.4.2.2 Soletta a quota +168.50 m

Lo spessore della soletta posta a quota +168.50 m ha uno spessore variabile: nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche per la parte avente spessore pari a 0.70 m.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	433,24	475,59

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	213,16	36,16	199,20	1832,58	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	212,37	0,2	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	212,53	0,2	0,2

Per quanto riguarda la parte che prevede spessore pari a 1.00 m, le verifiche sono riassunte nelle tabelle seguenti.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	498,55	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	382,87	36,39	199,20	2234,34	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
---------------	---------------	--------------------	---------------------	---------------	---------------------

CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	381,76	0,2	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	381,48	0,2	0,2

#### 6.4.2.3 Soletta a quota +169.50 m

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	M <sub>Rd</sub> [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	427,48	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>c,lim</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>s,lim</sub> [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	329,32	31,30	199,20	1921,83	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>d,lim</sub> [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	327,47	0,2	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	327	0,2	0,2

### 6.4.3 Pareti verticali

In questo paragrafo vengono presentati i risultati delle verifiche condotte sulle pareti verticali dell'imbocco al manufatto e dei muri che compongono lo sfioratore. Di ognuno viene analizzata sia l'armatura verticale sia quella orizzontale.

#### 6.4.3.1 Muri spessore 1.00 m

Le tabelle seguenti riassumono le verifiche inerenti l'armatura verticale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	M <sub>Rd</sub> [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	298,14	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>c,lim</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>s,lim</sub> [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	209,06	19,87	199,20	1220,02	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>d,lim</sub> [mm]
---------------	---------------	--------------------	----------------------------	------------------------	----------------------------

CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	209,54	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	209,51	0,1	0,2

Per quanto riguarda l'armatura orizzontale, invece, i risultati sono sintetizzati nelle tabelle di seguito.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	266,75	698,71

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	201,94	19,19	199,20	1178,47	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	199,14	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	198,44	0,1	0,2

#### 6.4.3.2 Muri spessore 0.70 m

Le tabelle seguenti riassumono le verifiche inerenti l'armatura verticale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	216,42	475,59

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	157,2	26,67	199,20	1351,48	3600,00
VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]		
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	156,41	0,1	0,3		
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	156,21	0,1	0,2		

Per quanto riguarda l'armatura orizzontale, invece, i risultati sono sintetizzati nelle tabelle di seguito.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ22/20	Φ22/20	320,39	457,59

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ22/20	Φ22/20	245,91	41,72	199,20	2114,14	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ22/20	Φ22/20	246,43	0,2	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ22/20	Φ22/20	245,41	0,2	0,2

#### 6.4.3.3 Muri sfioratore

Le tabelle seguenti riassumono le verifiche inerenti l'armatura verticale.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ20/20	Φ20/20	219,13	395,33

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ20/20	Φ20/20	168,21	31,42	199,20	1742,69	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ20/20	Φ20/20	167,95	0,2	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ20/20	Φ20/20	168,12	0,2	0,2

Per quanto riguarda l'armatura orizzontale, invece, i risultati sono sintetizzati nelle tabelle di seguito.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ18/20	Φ18/20	52,02	322,58

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ18/20	Φ18/20	40,08	8,32	199,20	510,29	3600,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ18/20	Φ18/20	40,09	0,1	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ18/20	Φ18/20	40,09	0,1	0,2

## 6.5 Copertura

Le tabelle riportate nel presente paragrafo contengono una sintesi delle verifiche strutturali effettuate per la copertura della struttura.

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]
	Φ14/20	Φ14/20	37,38	79,02

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	Φ14/20	Φ14/20	28,33	33,35	199,20	1555,22	3600,00

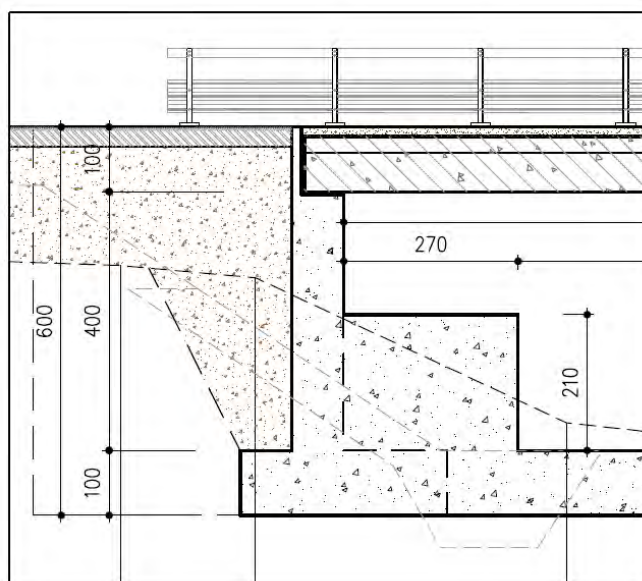
VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	Φ14/20	Φ14/20	26,14	0,2	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	Φ14/20	Φ14/20	25,59	0,2	0,2



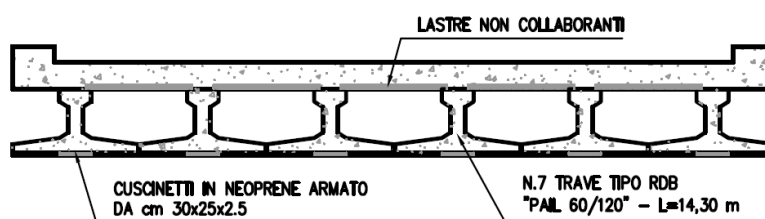
## 7 Verifiche strutturali: Manufatto di attraversamento

Per le verifiche di resistenza del manufatto di attraversamento si è adoperato uno scorporamento degli elementi strutturali costituenti l'opera:

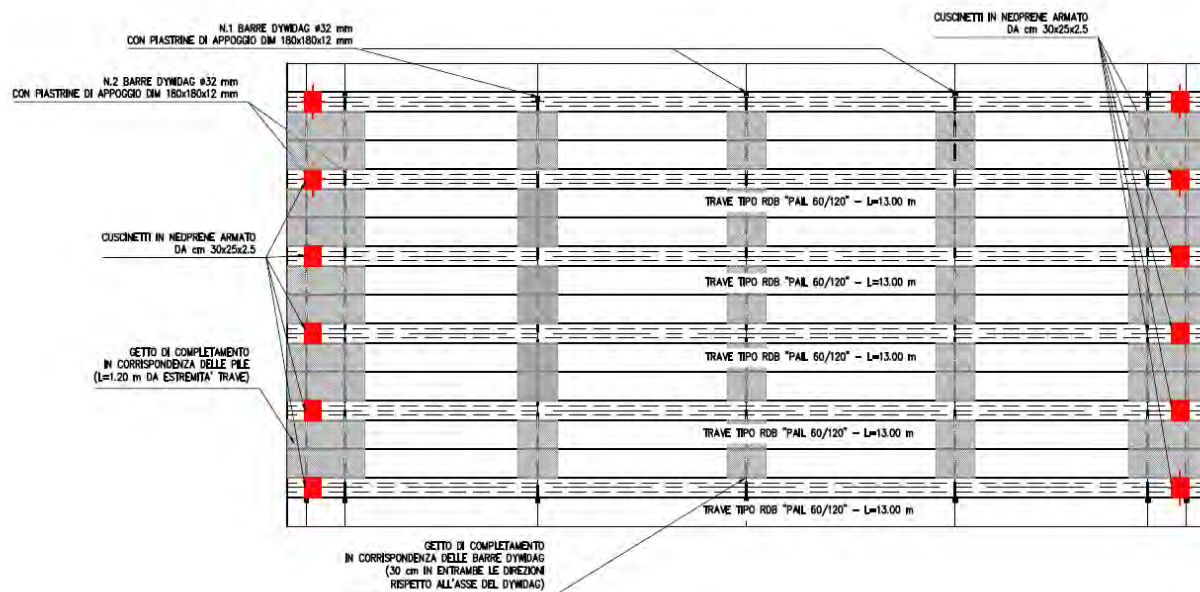
1. Spalle;
2. Soletta;
3. Impalcato;



Elemento strutturale: spalla



Elemento strutturale: soletta



Elemento strutturale: impalcato

Nei paragrafi seguenti, per ognuna delle sotto-strutture individuate, viene descritta la procedura di calcolo e verifica adoperata.

## 7.1 Spalle

### 7.1.1 Analisi delle azioni

#### 7.1.1.1 Azioni permanenti strutturali: G1

#### **Peso proprio spalla + soletta + traversi di collegamento + travi prefabbricate**

Per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali gettati in opera e prefabbricati si è assunta una densità del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 7.1.1.2 Azioni permanenti non strutturali: G2

#### **Carichi dei permanenti portati:**

- Pavimentazione stradale  $\gamma_p = 20 \text{ kN/m}^3$
- Recinzione stradale  $\gamma_r = 2 \text{ kN/m}$

#### **Spinta del terreno di riempimento arginale— S<sub>t</sub>**

Il coefficiente di spinta attiva è stato calcolato con l'espressione:

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

dove:

$\alpha$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento di monte del muro

$\varphi$  = angolo di attrito del terreno considerato

$\delta$  = angolo di attrito terreno –muro

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a tergo del muro

L'espressione generale per il calcolo della spinta attiva agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza  $h$  è:

$$S_a = 0.5 \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot h^2 - 2c\sqrt{K_a} \cdot h \text{ (kN)}$$

dove:

$\gamma_t$  = peso specifico del terreno di riempimento arginale considerato saturo ( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  = altezza dello strato di terreno considerato (m)

$c$  = coesione del terreno considerato (kN/m<sup>2</sup>)

#### **Peso del terreno di riempimento arginale – $P_t$**

Il peso della massa di terreno arginale gravante sulla manufatto è stato calcolato assumendo il peso specifico del terreno di calcolo pari a  $\gamma_t = 20.2$  kN/m<sup>3</sup>.

#### *7.1.1.3 Azioni variabili: $Q_{ki}$*

#### **Azione variabile da traffico (§ 5.1.3.3.3; § 5.1.3.3.4 NTC 2008)**

Per l'impalcato in esame si considera presente una sola corsia sulla carreggiata. I carichi ammessi al transito sono quelli di 2° categoria.

Le azioni variabili da traffico impiegate, comprensive degli effetti dinamici, seguono lo schema di carico 1 costituito da un carico asse  $Q_{1k} = 240$  kN ed un carico distribuito  $q_{1k} = 7.20$  kN/m<sup>2</sup>.

#### **Spinta idrostatica generata dalla massima portata di regolazione transitante in alveo**

L'espressione generale per il calcolo della spinta idrostatica dell'acqua agente su uno sviluppo lineare di struttura è:

$$S_w = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h_{\max \text{ invaso}}^2 \quad (\text{kN})$$

dove:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua (kN/m<sup>3</sup>)

$H_{w \text{ piena}}$  = altezza del livello d'acqua in alveo, generata dalla massima portata di regolazione, rispetto piano di fondazione.

#### **Peso dell'acqua – $P_w$**

Il peso delle masse d'acqua gravanti sulla manufatto è stato calcolato assumendo il peso specifico dell'acqua pari a  $\gamma_w = 10$  kN/m<sup>3</sup>.

#### *7.1.1.4 Azione sismica: $E$*

L'analisi della sicurezza in condizioni sismiche dell'opera è stata eseguita mediante un'analisi dinamica modale con il metodo dello spettro di risposta.

Si considera il sisma agente nel piano orizzontale in due direzioni  $x$  e  $y$ .

Si progetta la struttura conferendogli un comportamento non dissipativo sia in riferimento agli stati limite di esercizio che ultimi, per tanto nelle verifiche si considera direttamente l'azione più gravosa generata dallo spettro di risposta riferito allo SLV.

Il comune di Paderno Dugnano (MI), all'interno del quale si sviluppano le opere in progetto, è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

<b>COMUNE di PADERNO DUGNANO</b>			
$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$T_C^*$ (s)
30	0.018	2.557	0.159
50	0.023	2.536	0.188
72	0.027	2.578	0.199
101	0.030	2.577	0.213
140	0.033	2.604	0.225
201	0.037	2.633	0.244
475	0.048	2.653	0.279
975	0.057	2.691	0.299
2475	0.073	2.776	0.317

dove:

$T_R$  = periodo di ritorno di riferimento

$a_g$  (g) = accelerazione orizzontale massima al sito

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

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N * C_u = 100 * 2.0 = 200 \text{ anni}$$

dove:

$V_N$  = vita nominale della costruzione è pari a 100;

$C_u$  = coefficiente d'uso pari a 2.0, poiché si tratta di una costruzione in classe d'uso IV, con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

Si è poi fatto riferimento alla tabella 3.2.I delle Norme Tecniche:

Stato limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento del periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO (stato limite di operatività)	81%
	SLD (stato limite di danno)	63%

Stati limite ultimi	SLV (stato limite di salvaguardia della vita)	10%
	SLC (stato limite di prevenzione del collasso)	5%

Utilizzando l'espressione:

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

si è potuto calcolare il valore del periodo di ritorno per ognuno degli stati limite considerati nel periodo di riferimento di 200 anni:

Stato limite		Periodo di ritorno $T_R$ (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	120
	SLD	201
Stati limite ultimi	SLV	1898
	SLC	2475

Le verifiche in condizioni sismiche, nel caso in esame, vengono condotte allo SLV per gli stati limite ultimi.

Per quanto riguarda il comune di Paderno Dugnano (MI) si esplicitano nel seguito i parametri sismici caratteristici, determinati attraverso l'impiego del software "Spettri NTC ver. 1.0.3".

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.068 g
$F_0$	2.751
$T_C$	0.312 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.389
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.144 s
$T_C$	0.433 s
$T_D$	1.872 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.081
$T_B \leftarrow$	0.144	0.224
$T_C \leftarrow$	0.433	0.224
	0.502	0.194
	0.570	0.170
	0.639	0.152
	0.707	0.137
	0.776	0.125
	0.844	0.115
	0.913	0.106
	0.981	0.099
	1.050	0.092
	1.118	0.087
	1.187	0.082
	1.255	0.077
	1.324	0.073
	1.392	0.070
	1.461	0.066
	1.529	0.063
	1.598	0.061
	1.666	0.058
	1.735	0.056
	1.803	0.054
$T_D \leftarrow$	1.872	0.052
	1.973	0.047
	2.074	0.042
	2.176	0.038
	2.277	0.035
	2.378	0.032
	2.480	0.030
	2.581	0.027
	2.682	0.025
	2.784	0.023
	2.885	0.022
	2.986	0.020
	3.088	0.019
	3.189	0.018
	3.291	0.017
	3.392	0.016
	3.493	0.015
	3.595	0.014
	3.696	0.014
	3.797	0.014
	3.899	0.014
	4.000	0.014

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV****Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{m0}$	0.024 g
$S_s$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.500
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	0.968
$S$	1.000
$\eta$	0.667

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{1/2} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	$S_s$ [g]
0.000	0.024
0.050	0.044
0.150	0.044
0.235	0.028
0.320	0.021
0.405	0.016
0.490	0.013
0.575	0.011
0.660	0.010
0.745	0.009
0.830	0.008
0.915	0.007
1.000	0.007
1.094	0.005
1.188	0.005
1.281	0.004
1.375	0.003
1.469	0.003
1.563	0.003
1.656	0.002
1.750	0.002
1.844	0.002
1.938	0.002
2.031	0.002
2.125	0.001
2.219	0.001
2.313	0.001
2.406	0.001
2.500	0.001
2.594	0.001
2.688	0.001
2.781	0.001
2.875	0.001
2.969	0.001
3.063	0.001
3.156	0.001
3.250	0.001
3.344	0.001
3.438	0.001
3.531	0.001
3.625	0.001
3.719	0.000
3.813	0.000
3.906	0.000
4.000	0.000

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

L'analisi della sicurezza in condizioni sismiche è stata eseguita secondo le prescrizioni indicate nei paragrafi § 7.9.4.1 e § 7.9.5 delle NTC 2008.

Si precisa che l'opera si trova in zona sismica 4 (D.G.R. 10/10/2014 – n.X/2489), pertanto le azioni sismiche riguardanti l'impalcato sono solo di tipo orizzontale, ovvero rappresentano solo le reazioni longitudinali trasferite alla spalla mediante il sistema di appoggi, in quanto i carichi accidentali sono più gravosi della componente sismica verticale.

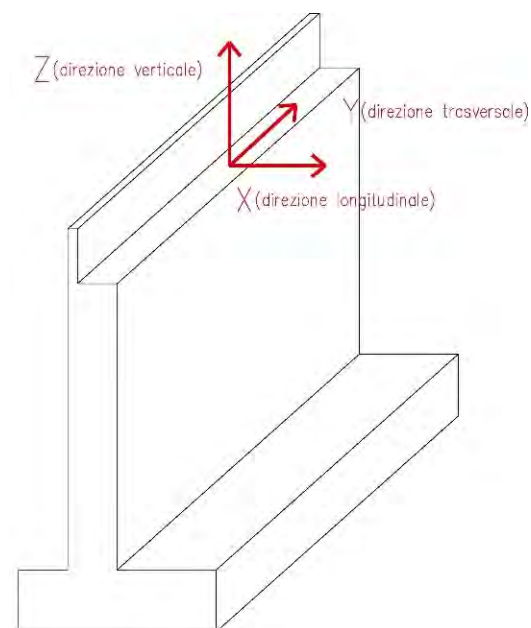


Le spalle dei ponti sono state progettate in modo che la funzionalità dell'opera non venga compromessa sotto l'azione sismica relativa allo SLV.

Secondo quanto indicato al paragrafo 7.9.5.6 delle NTC 2008 la verifica sismica delle spalle si può eseguire separatamente per la direzione trasversale e per quella longitudinale agenti nel piano della spalla (direzione X e direzione Y).

Per la geometria dell'impalcato e conseguente configurazione di carico agente su di esso, le condizioni più gravose di verifica sono quella longitudinale e verticale.

La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto è stata valutata applicando la seguente espressione:  $1.00 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_z$



Azioni sismiche trasmesse dall'impalcato alla spalla

- **Calcolo delle forze di inerzia agenti sulla spalla**

Il modello adottato per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esso sostiene.

Nel caso del manufatto di attraversamento in esame, il collegamento è eseguito mediante apparecchi di appoggio fissi e poiché la spalla sostiene un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza, si considera l'opera solidale con il suolo. Ovvero, si assume un  $q$  (fattore di struttura) = 1 e le forze di inerzia di progetto si determinano considerando un'accelerazione pari ad  $a_g \cdot S$  (§7.9.5.6.2, NTC 2008), dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido = 0.068 g;

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ) = 1.20.

- **Calcolo delle azioni sismiche trasferite dall'impalcato alla spalla**

Le componenti orizzontale (direzione longitudinale del manufatto) e verticale, della forza equivalente all'azione sismica dell'impalcato trasmesse alla spalla, sono date dalle espressioni:

$$F_{SLVx} = M \cdot S_d(T_1)$$

$$F_{SLVz} = M \cdot S_{dv}(T_1)$$

Dove:

M = massa dell'impalcato afferente alla spalla = 807.29 kN;

$S_d(T_1)$  e  $S_{dv}(T_1)$  rappresentano, rispettivamente, la risposta spettrale in accelerazione della componente orizzontale in direzione longitudinale della struttura e la risposta spettrale della componente verticale, valutate in corrispondenza del periodo fondamentale  $T_1$ , calcolato mediante la formula (7.9.4) riportata al paragrafo 7.9.4.1 delle NTC 2008

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M(kN/m/sec^2)}{K}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{82.29}{(1.936 \cdot 10^6)}} = 0.0410 \text{ sec}$$

K = rigidezza laterale della spalla in direzione longitudinale

$$= \frac{12 \cdot E \cdot J_l}{L^3} = \frac{12 \cdot 33.64 \cdot 0.307}{4.00^3} = 1.936 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

E = modulo elastico del calcestruzzo (C32/40) =  $33.64 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$

$J_l$  = momento di inerzia della sezione in direzione longitudinale

$$= \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{0.8^3 \cdot 7.2}{12} = 0.307 \text{ m}^4$$

L = altezza della porzione in elevazione della spalla = 4.00 m

Si calcolano i periodi  $T_B$  e  $T_C$  dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, come indicato da normativa al paragrafo 3.2.3.1.2:

$T_B = 0.144 \text{ sec}$  componente orizzontale

$T_B = 0.05 \text{ sec}$  componente verticale

Poiché

$$T_1 < T_B \rightarrow Se(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T_1}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T_1}{T_B} \right) \right] = 0.122g$$

$$\rightarrow Sd(T_1) = \frac{Se(T_1)}{q} = \frac{0.122g}{1} = 0.122g$$

$$T_1 < T_B \rightarrow S_{ve}(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T_1}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T_1}{T_B} \right) \right] = 0.071g$$

$$\rightarrow Sdv(T_1) = \frac{Se(T_1)}{q} = \frac{0.081g}{1} = 0.071g$$

Con  $q$  = fattore di struttura

In definitiva, si ottiene:

$$F_{SLVx} = \frac{0.122g}{g} \cdot 807.29kN = 98.49kN$$

$$F_{SLVz} = \frac{0.071g}{g} \cdot 807.29kN = 57.32kN$$

### 7.1.2 Combinazioni di carico

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tali verifiche si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU fondamentale (rappresentativa delle condizioni ordinarie di funzionamento del manufatto)
- Combinazione SLU sismica
- Combinazione eccezionale SLU (portata max regolazione)
- Combinazione SLE rara
- Combinazione SLE frequente
- Combinazione SLE quasi permanente

La simbologia comune a tutte le combinazioni di carico trattate dalla Normativa entrata in vigore il 14 gennaio 2008 è la seguente:

- $G_1$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti);
- $G_2$ : azioni dovute ai carichi permanenti non strutturali;
- $Q_{ki}$ : azioni variabili da traffico;
- $E$ : azioni dovute al sisma;
- $A_d$ : azioni eccezionali;
- $\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Qi}$ : coefficienti parziali per le azioni (Tabella 5.1.V, NTC 2008);

$-\psi_i$ : coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stesse (Tabella 5.1.VI, NTC 2008).

**Combinazione Fondamentale (SLU)**

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

**Combinazione Sismica (SLU)**

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

**Combinazione Eccezionale (SLU)**

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

**Combinazione Rara (SLE)**

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

**Combinazione Frequente (SLE)**

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

**Combinazione Quasi Permanente (SLE)**

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

Le verifiche strutturali dei manufatti in calcestruzzo armato sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno (M1) e i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre alle azioni permanenti e variabili sono applicati i coefficienti del gruppo A1 della tabella 5.1.V delle NTC 2008.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE COMBINAZIONI DI CARICO SLU (Tabella 5.1.V delle NTC 2008)					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.10	1.35	1.00
Permanenti non str	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.5	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.35	1.35	1.15

La combinazione fondamentale agli SLU per ogni verifica condotta è una sola, in quanto l'unica azione variabile è quella dovuta ai sovraccarichi da traffico.

Non sono state effettuate verifiche in fase di costruzione poiché quest'ultime vengono adeguatamente rappresentate dalla Condizione Fondamentale, nella quale i carichi di 2° categoria ben si adattano a rappresentare l'evento di transito mezzi pesanti durante le operazioni di cantiere.

Per quanto riguarda invece la combinazione sismica ed eccezionale, i coefficienti parziali  $\gamma_G$  per le azioni permanenti sono sempre unitari, le azioni variabili sono state assunte con il loro valore quasi permanente, adottando un coefficiente di combinazione  $\psi_{21}$  pari a 0.0 (Tab. 5.1.VI NTC 2008).

Nelle combinazioni agli SLE i coefficienti parziali  $\gamma_G$  per le azioni permanenti sono sempre unitari e le azioni variabili vengono moltiplicate per i coefficienti di combinazioni riportati in Tabella 5.1.VI delle NTC 2008.

COEFFICIENTI $\psi$ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI (Tabella 5.1.VI delle NTC 2008)				
AZIONI	GRUPPO DI AZIONI 1 (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazioni	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
AZIONI DA TRAFFICO (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0.75	0.75	0.00
	Schema 1 (Carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.00

### 7.1.3 Metodologia applicata per le verifiche

#### 7.1.3.1 Verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche strutturali dei manufatti in calcestruzzo armato sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nello specifico si è verificata la resistenza a sforzo normale e flessione, la resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti e torcenti.

Le verifiche strutturali sono state condotte confrontando le azioni agenti ( $E_d$ ) con le azioni resistenti

( $R_d$ ) e verificando che fosse rispettata la condizione  $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$ .

#### 7.1.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio

- **Verifica a fessurazione**

Le condizioni ambientali caratteristiche dell'opera sono di tipo aggressivo, si considera pertanto la classe di esposizione XC4.

L'armatura utilizzata appartiene al gruppo degli acciai ordinari, per tanto risulta essere poco sensibile alla corrosione.

Dalla tabella 4.1.IV delle NTC 2008, per la verifica di fessurazione si individua il "gruppo di esigenze":

- GRUPPO "b" - per le classi di esposizione XC4 (condizioni ambientali aggressive):
  - $w_d \leq w_2 = 0.3$  mm per la combinazione frequente
  - $w_d \leq w_1 = 0.2$  mm per la combinazione quasi permanente

dove:

$w_d$  = valore di calcolo di apertura delle fessure, ottenuto secondo le indicazioni del paragrafo C.4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC, tramite l'espressione  $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s\max}$ .

$$\varepsilon_{sm} = \text{la deformazione unitaria delle barre di armatura} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui:

$\sigma_s$  = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t$  = 0.6 per carichi di breve durata e 0.4 per carichi di lunga durata

$f_{ctm}$  = resistenza media a trazione del calcestruzzo

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$E_s$  = modulo elastico dell'acciaio

$E_{cm}$  = modulo elastico del calcestruzzo

$$\Delta_{s\max} = \text{la distanza massima fra le fessure} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

in cui:

$$k_3 = 3.4$$

$d'$  = copriferro

$k_1$  = 0.80 per barre ad aderenza migliorata

$k_2$  = 0.50 nel caso di flessione semplice e 1.00 nel caso di trazione semplice

$$k_4 = 0.425$$

$\Phi$  = diametro delle barre di armatura tesa

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$A_s$  = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$ , con  $b$  larghezza della sezione

$h_{c,eff}$  = valore minimo tra  $2.5 \cdot (h - d)$ ,  $(h - x)/3$ ,  $h/2$

- **Verifica delle tensioni di esercizio**

Si è verificato che la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , rispettasse le seguenti limitazioni:

$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$  per quanto riguarda la combinazione quasi permanente

$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$  per quanto riguarda la combinazione rara

e che la massima tensione dell'acciaio  $\sigma_s$  rispettasse la limitazione:

$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk}$  per quanto riguarda la combinazione rara.

- **Limitazione delle deformazioni**

Le NTC prescrivono un controllo sulla snellezza dell'elemento da verificare, in particolare, per travi e solai con luci non superiori ai 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza  $\lambda = L / h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \cdot \left[ 11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

dove

$f_{ck}$  = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]

$\rho$  = rapporto d'armatura tesa

$\rho'$  = rapporto d'armatura compressa

$A_{s,eff}$  = armatura tesa presente nella sezione più sollecitata

$A_{s,calc}$  = armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata

$f_{yk}$  = tensione di snervamento caratteristica dell'armatura [MPa]

$K$  = coefficiente correttivo, tabellato in funzione dello schema strutturale dell'opera. Tale parametro si assume pari a 1 cautelativamente.

#### 7.1.4 Risultati

Di seguito sono riportati, in tabelle riassuntive, i valori dei risultati delle verifiche strutturali condotte:

VERIFICHE STR (SLU) SPALLA ( $A_s \text{ TESA} = A_s \text{ COMP.} = 1\phi 20/20$ )		
MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO	VERIFICA PRESSO-FLESSIONE ( $\geq 1.00$ )	VERIFICA TAGLIO ( $\geq 1.00$ )
	2.22	2.14

VERIFICHE STR (SLE) SPALLA ( $A_s \text{ TESA} = A_s \text{ COMP.} = 1\phi 20/20$ )			
MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO CLS	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO ACCIAIO	VERIFICA FESSURAZIONE ( $W \leq W_d$ )
COMB. RARA	34.08	1994.5	-
COMB. QUASI PERM.	30.25	-	0.174
COMB. FREQUENTE	-	-	0.192

VERIFICHE STR (SLU) FONDAZIONE ( $A_s \text{ TESA} = A_s \text{ COMP.} = 1\phi 22/20$ )		
MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO	VERIFICA PRESSO-FLESSIONE ( $\geq 1.00$ )	VERIFICA TAGLIO ( $\geq 1.00$ )
	6.95	1.30

VERIFICHE STR (SLE) FONDAZIONE ( $A_s \text{ TESA} = A_s \text{ COMP.} = 1\phi 22/20$ )			
MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO CLS	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO ACCIAIO	VERIFICA FESSURAZIONE ( $W \leq W_d$ )



COMB. RARA	6.16	414.12	-
COMB. QUASI PERM.	5.41	-	0.037
COMB. FREQUENTE	-	-	0.024

## 7.2 Soletta

### 7.2.1 Analisi delle azioni

#### 7.2.1.1 Azioni permanenti strutturali: G1

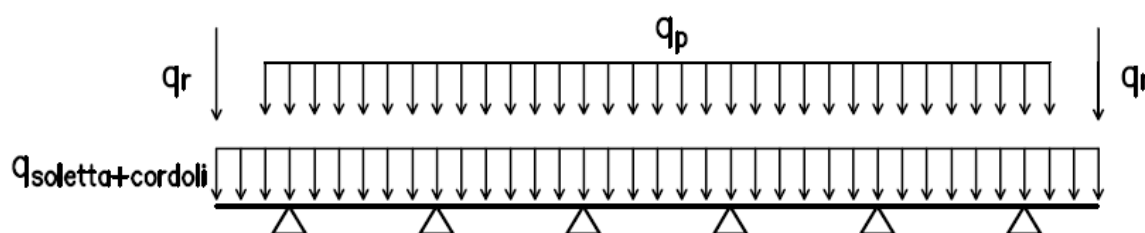
#### Peso proprio soletta + cordolo

Per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali gettati in opera si è assunta una densità del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 7.2.1.2 Azioni permanenti non strutturali: G2

#### Carichi dei permanenti portati:

- Pavimentazione stradale  $\gamma_p = 20 \text{ kN/m}^3$
- Recinzione stradale  $\gamma_r = 2 \text{ kN/m}$



disposizione carichi permanenti/permanenti non strutturali su soletta

#### 7.2.1.3 Azioni variabili: Qki

#### Azione variabile da traffico (§ 5.1.3.3.3; § 5.1.3.3.4 NTC 2008)

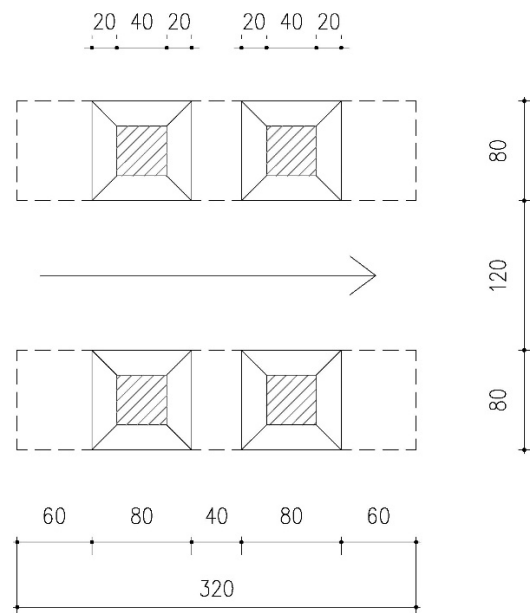
Per l'impalcato in esame, si considera presente una sola corsia sulla carreggiata. I carichi ammessi al transito sono quelli di 2° categoria.

Le azioni variabili da traffico impiegate, comprensive degli effetti dinamici, seguono lo schema di carico 1 costituito da un carico asse  $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$  ed un carico distribuito  $q_{1k} = 7.20 \text{ kN/m}^2$ .

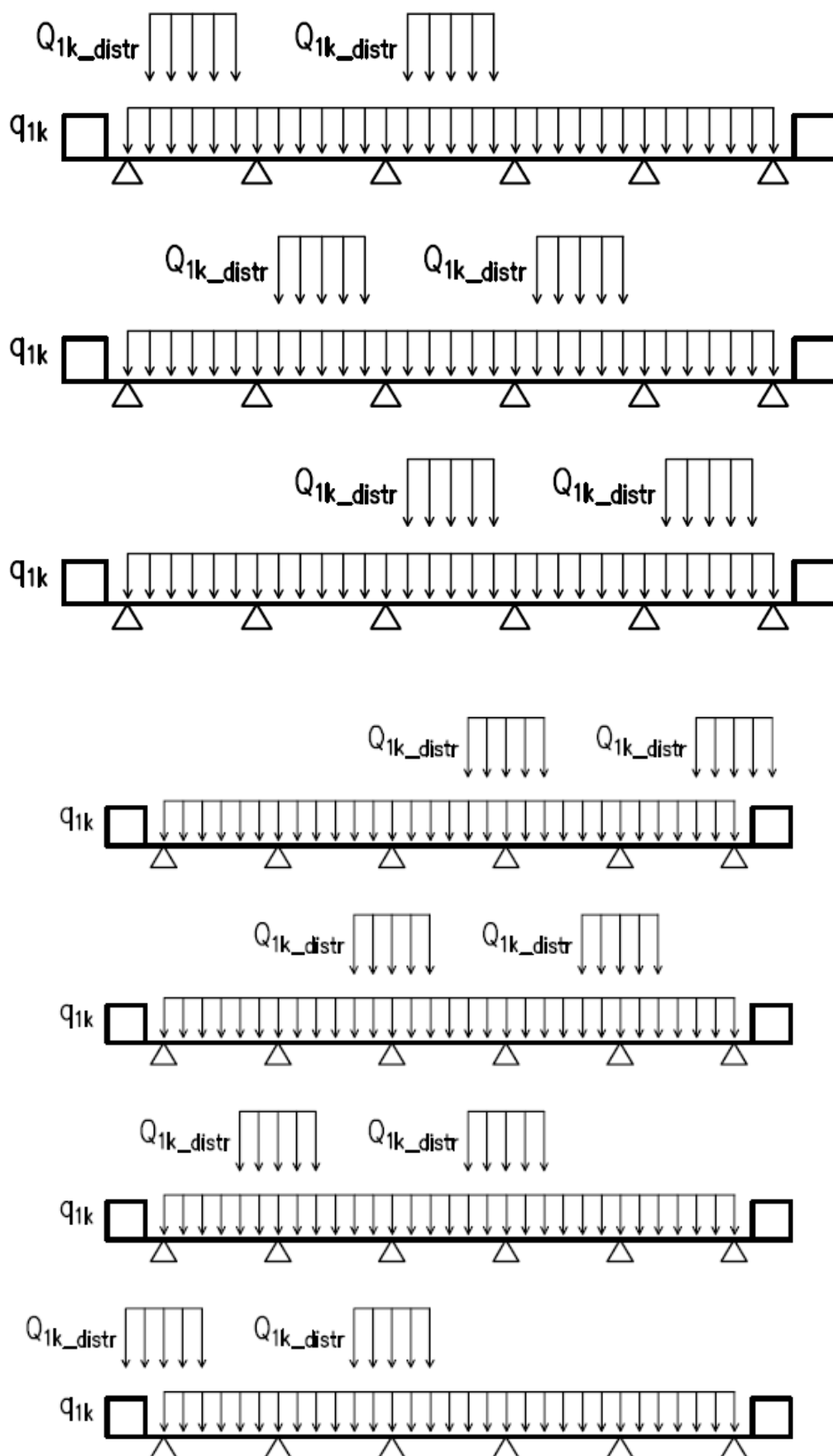
I carichi concentrati si assumono distribuiti sia sulla superficie della rispettiva impronta ( $40 \times 40 \text{ cm}$ ) incrementata di una lunghezza ottenuta considerando una diffusione attraverso la pavimentazione secondo un angolo di  $45^\circ$  fino al piano medio della soletta.

Per tenere conto dell'effetto bidimensionale generato dal comportamento a piastra della soletta, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di un incremento pari alla metà dell'interasse fra gli

appoggi, ovvero  $1.20\text{m}/2 = 0.60\text{m} \rightarrow Q_{1k\_dist} = \frac{2 \cdot 120}{(0.8 \cdot 3.20)} = 94 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



Il posizionamento dei carichi variabili da traffico viene eseguito in modo tale da massimizzare le azioni in corrispondenza delle sezioni di analisi:



#### 7.2.1.4 Azione sismica: E

Si precisa che l'opera si trova in zona sismica 4 (D.G.R. 10/10/2014 – n. X/2489), per tanto le azioni sismiche riguardanti l'impalcato sono solo di tipo orizzontale, ovvero rappresentano solo le reazioni longitudinali trasferite alla spalla mediante il sistema di appoggi, in quanto i carichi accidentali sono più gravosi della componente sismica verticale.

### 7.2.2 Combinazioni di carico

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tali verifiche si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU fondamentale (rappresentativa delle condizioni ordinarie di funzionamento del manufatto)
- Combinazione SLE rara
- Combinazione SLE frequente
- Combinazione SLE quasi permanente

La simbologia comune a tutte le combinazioni di carico trattate dalla Normativa entrata in vigore il 14 gennaio 2008 è la seguente:

- $G_1$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti);

- $G_2$ : azioni dovute ai carichi permanenti non strutturali;

- $Q_{ki}$ : azioni variabili da traffico;

- $\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Qi}$ : coefficienti parziali per le azioni (Tabella 5.1.V, NTC 2008);

- $\psi_i$ : coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stesse (Tabella 5.1.VI, NTC 2008).

#### **Combinazione Fondamentale (SLU)**

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

#### **Combinazione Rara (SLE)**

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

### **Combinazione Frequente (SLE)**

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

### **Combinazione Quasi Permanente (SLE)**

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

Le verifiche strutturali dei manufatti in calcestruzzo armato sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno (M1) e i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre alle azioni permanenti e variabili sono applicati i coefficienti del gruppo A1 della tabella 5.1.V delle NTC 2008.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE COMBINAZIONI DI CARICO SLU (Tabella 5.1.V delle NTC 2008)					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.10	1.35	1.00
Permanenti non str	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.5	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.35	1.35	1.15

La combinazione fondamentale agli SLU per ogni verifica condotta è una sola, in quanto l'unica azione variabile è quella dovuta ai sovraccarichi da traffico.

Non sono state effettuate verifiche in fase di costruzione poiché quest'ultime vengono adeguatamente rappresentate dalla Condizione Fondamentale, nella quale i carichi di 2° categoria ben si adattano a rappresentare l'evento di transito mezzi pesanti durante le operazioni di cantiere.

Nelle combinazioni agli SLE i coefficienti parziali  $\gamma_G$  per le azioni permanenti sono sempre unitari e le azioni variabili vengono moltiplicate per i coefficienti di combinazioni riportati in Tabella 5.1.VI delle NTC 2008.

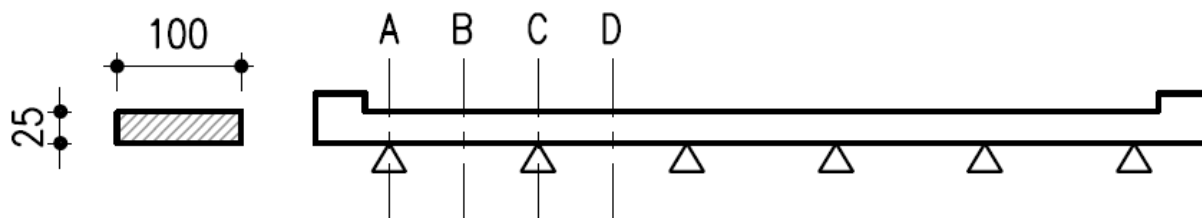
COEFFICIENTI $\psi$ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI (Tabella 5.1.VI delle NTC 2008)				
AZIONI	GRUPPO DI AZIONI 1 (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazioni	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)

AZIONI DA TRAFFICO (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0.75	0.75	0.00
	Schema 1 (Carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.00

### 7.2.3 Metodologia applicata per le verifiche

Per la verifica di resistenza della soletta si considera uno schema strutturale di calcolo con trave su 6 appoggi (interasse appoggi pari a 1.20 m) e si esegue un'analisi al metro lineare della struttura.

Le sezioni di verifica considerate sono:



Sezioni di verifica soletta

#### 7.2.3.1 Verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche strutturali dei manufatti in calcestruzzo armato sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nello specifico si è verificata la resistenza a sforzo normale e flessione, la resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti e torcenti.

Le verifiche strutturali sono state condotte confrontando le azioni agenti ( $E_d$ ) con le azioni resistenti

( $R_d$ ) e verificando che fosse rispettata la condizione  $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$ , il tutto come esplicitato negli allegati

di calcolo riportati a fine capitolo.

#### 7.2.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio

- **Verifica a fessurazione**

La condizione ambientale in relazione alla funzionalità dell'opera è di tipo aggressiva, per tanto si considera una classe di esposizione del calcestruzzo XC4.

L'armatura utilizzata appartiene al gruppo degli acciai ordinari, per tanto risulta essere poco sensibile alla corrosione.

Dalla tabella 4.1.IV delle NTC, per la verifica di fessurazione si individua il seguente "gruppo di esigenze":

- GRUPPO "b" - per le classi di esposizione XC4 (condizioni ambientali aggressive):
  - $w_d \leq w_2 = 0.3$  mm per la combinazione frequente
  - $w_d \leq w_1 = 0.2$  mm per la combinazione quasi permanente

dove:

$w_d$  = valore di calcolo di apertura delle fessure, ottenuto secondo le indicazioni del paragrafo C.4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC, tramite l'espressione  $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s\max}$ .

$$\varepsilon_{sm} = \text{la deformazione unitaria delle barre di armatura} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui:

$\sigma_s$  = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t$  = 0.6 per carichi di breve durata e 0.4 per carichi di lunga durata

$f_{ctm}$  = resistenza media a trazione del calcestruzzo

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$E_s$  = modulo elastico dell'acciaio

$E_{cm}$  = modulo elastico del calcestruzzo

$$\Delta_{s\max} = \text{la distanza massima fra le fessure} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

in cui:

$$k_3 = 3.4$$

$d'$  = copriferro

$k_1$  = 0.80 per barre ad aderenza migliorata

$k_2$  = 0.50 nel caso di flessione semplice e 1.00 nel caso di trazione semplice

$$k_4 = 0.425$$

$\Phi$  = diametro delle barre di armatura tesa

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$A_s$  = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$ , con b larghezza della sezione

$h_{c,eff}$  = valore minimo tra :  $2.5 \cdot (h - d)$ ,  $(h - x)/3$ ,  $h/2$

- **Verifica delle tensioni di esercizio**

Si è verificato che la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , rispettasse le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per quanto riguarda la combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} \text{ per quanto riguarda la combinazione rara}$$

e che la massima tensione dell'acciaio  $\sigma_s$  rispettasse la limitazione:

$$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk} \text{ per quanto riguarda la combinazione rara.}$$

- **Limitazione delle deformazioni**

Le NTC prescrivono un controllo sulla snellezza dell'elemento da verificare, in particolare, per travi e solai con luci non superiori ai 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza  $\lambda = L / h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \cdot \left[ 11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

dove

$f_{ck}$  = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]

$\rho$  = rapporto d'armatura tesa

$\rho'$  = rapporto d'armatura compressa

$A_{s,eff}$  = armatura tesa presente nella sezione più sollecitata

$A_{s,calc}$  = armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata



$f_{yk}$  = tensione di snervamento caratteristica dell'armatura [MPa]

$K$  = coefficiente correttivo, tabellato in funzione dello schema strutturale dell'opera. Tale parametro si assume pari a 1 cautelativamente.

## 7.2.4 Risultati

Poiché si dispone un armatura simmetrica ed uguale su tutta la lunghezza trasversale della soletta, le verifiche strutturali si eseguono considerando i valori di taglio e momento massimi risultanti tra tutte le sezioni di verifica individuate:

VERIFICHE STR (SLU) SOLETTA ( $A_{s\ TESA} = A_{s\ COMP} = 1\phi 14/20$ )		
MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO	VERIFICA FLESSIONE ( $\geq 1.00$ )	VERIFICA TAGLIO ( $\geq 1.00$ )
	2.10	1.11

VERIFICHE STR (SLE) SOLETTA ( $A_{s\ TESA} = A_{s\ COMP} = 1\phi 14/20$ )			
MANUFATTO DI ATTRAVERSAMENTO	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO CLS	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO ACCIAIO	VERIFICA FESSURAZIONE ( $W \leq W_d$ )
COMB. RARA	39.23	1501.10	-
COMB. QUASI PERM.	4.85	-	0.020
COMB. FREQUENTE	-	-	0.120

## 7.3 Impalcato

### 7.3.1 Analisi delle azioni

#### 7.3.1.1 Azioni permanenti strutturali: G1

#### Peso proprio soletta + traversi di collegamento + travi prefabbricate

Per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali gettati in opera e prefabbricati si è assunta una densità del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.3.1.2 Azioni permanenti non strutturali: G2

#### Carichi dei permanenti portati:

- Pavimentazione stradale  $\gamma_p = 20 \text{ kN/m}^3$
- Recinzione stradale  $\gamma_r = 2 \text{ kN/m}$

### 7.3.1.3 Azioni variabili: Q<sub>ki</sub>

#### Azione variabile da traffico (§ 5.1.3.3.3; § 5.1.3.3.4 NTC 2008)

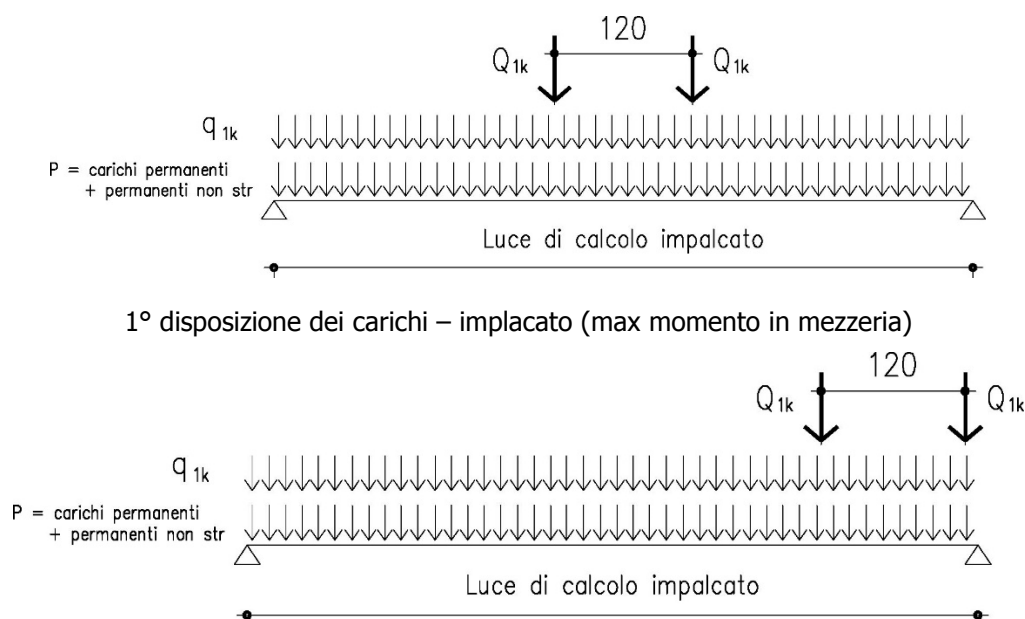
Sull'impalcato in esame, si considera presente una sola corsia sulla carreggiata. I carichi ammessi al transito sono quelli di 2° categoria.

Le azioni variabili da traffico impiegate, comprensive degli effetti dinamici, seguono lo schema di carico 1 costituito da un carico asse  $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ , ed un carico distribuito  $q_{1k} = 7.20 \text{ kN/m}^2$ .

### 7.3.1.4 Azione sismica: E

Si precisa che l'opera si trova in zona sismica 4 (D.G.R. 10/10/2014 – n.X/2489), per tanto le azioni sismiche riguardanti l'impalcato sono solo di tipo orizzontale, ovvero rappresentano solo le reazioni longitudinali trasferite alla spalla mediante il sistema di appoggi, in quanto i carichi accidentali sono più gravosi della componente sismica verticale.

Nelle figure 33 e 34 si illustrano le disposizioni dei carichi utilizzate per massimizzare le sollecitazioni di taglio e momento, rispettivamente nelle sezioni di appoggio e nella mezzeria dell'impalcato.



### 7.3.2 Combinazioni di carico

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tali verifiche si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU fondamentale (rappresentativa delle condizioni ordinarie di funzionamento del manufatto)

La simbologia comune a tutte le combinazioni di carico trattate dalla Normativa entrata in vigore il 14 gennaio 2008 è la seguente:

- $G_1$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti);
- $G_2$ : azioni dovute ai carichi permanenti non strutturali;
- $Q_{ki}$ : azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Qi}$ : coefficienti parziali per le azioni (Tabella 5.1.V, NTC 2008);
- $\psi_i$ : coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stesse (Tabella 5.1.VI, NTC 2008).

#### **Combinazione Fondamentale (SLU)**

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Le verifiche sono state condotte secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno (M1) e i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre alle azioni permanenti e variabili sono applicati i coefficienti del gruppo A1 della tabella 5.1.V delle NTC 2008.

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE COMBINAZIONI DI CARICO SLU (Tabella 5.1.V delle NTC 2008)					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.10	1.35	1.00
Permanenti non str	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.5	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.35	1.35	1.15

La combinazione fondamentale agli SLU per ogni verifica condotta è una sola, in quanto l'unica azione variabile è quella dovuta ai sovraccarichi da traffico.

Non sono state effettuate verifiche in fase di costruzione poiché quest'ultime vengono adeguatamente rappresentate dalla Condizione Fondamentale, nella quale i carichi di 2° categoria ben si adattano a rappresentare l'evento di transito mezzi pesanti durante le operazioni di cantiere.

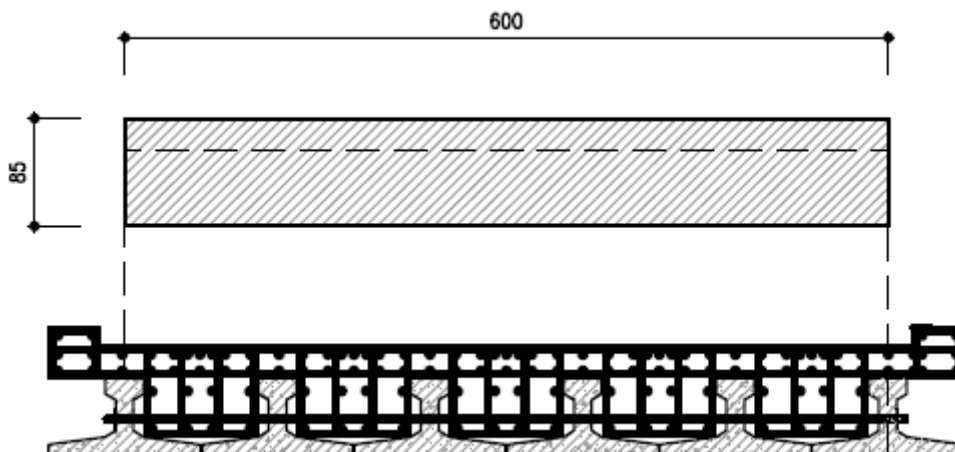
Per quanto riguarda invece la combinazione sismica ed eccezionale, i coefficienti parziali  $\gamma_G$  per le azioni permanenti sono sempre unitari, le azioni variabili sono state assunte con il loro valore quasi permanente, adottando un coefficiente di combinazione  $\psi_{21}$  pari a 0.0 (Tab. 5.1.VI NTC 2008).

Nelle combinazioni agli SLE i coefficienti parziali  $\gamma_G$  per le azioni permanenti sono sempre unitari e le azioni variabili vengono moltiplicate per i coefficienti di combinazioni riportati in Tabella 5.1.VI delle NTC 2008.

COEFFICIENTI $\psi$ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI (Tabella 5.1.VI delle NTC 2008)				
AZIONI	GRUPPO DI AZIONI 1 (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazioni	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)
AZIONI DA TRAFFICO (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0.75	0.75	0.00
	Schema 1 (Carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.00

### 7.3.3 Metodologia applicata per le verifiche

Il sistema di legature generato dai traversi (barre dywidag  $\phi 32$  + getto di completamento in cls armato) rende l'impalcato solidale con la soletta e approssimabile ad una trave infinitamente rigida di larghezza pari a 6.00 m e altezza pari a 0.85 m.



sezione di verifica impalcato configurazione finale

Lo schema di calcolo adoperato è quello di trave in semplice appoggio in prossimità delle spalle.



schema di calcolo impalcato

La verifica strutturale dell'impalcato è stata condotta secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1) e assicurandosi che fosse rispettata la condizione  $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$ , dove ( $E_d$ ) sono le azioni agenti ed ( $R_d$ ) le azioni resistenti.

### 7.3.4 Risultati

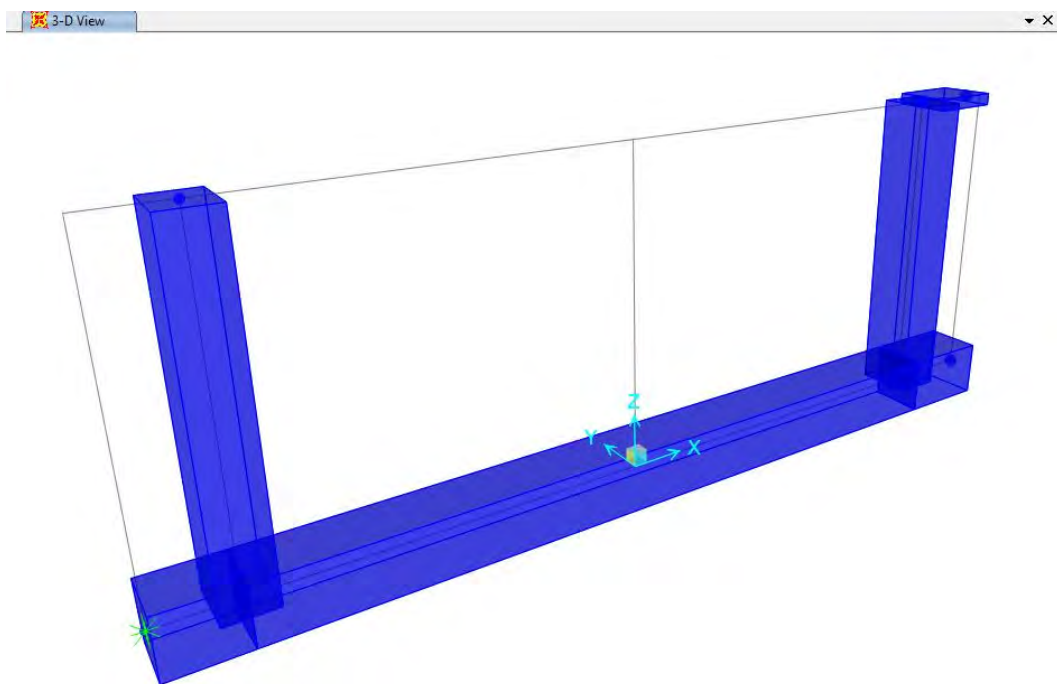
Dai risultati delle verifiche strutturali agli SLU eseguite considerando le massime sollecitazioni ottenute in prossimità delle sezioni di verifica (mezzeria e appoggio), si evince che:

- La soletta non necessita di armatura a taglio;
- L'armatura longitudinale della soletta è pari a 1+1 $\phi$ 14/20;
- As tot min per 1 travi prefabbricata = 30.16 cm<sup>2</sup>;
- Rck min per travi prefabbricate = 55 MPa

VERIFICHE STR (SLU) IMPALCATO		
MANUFATTO DI ATTRaversAMENTO	VERIFICA PRESSO-FLESSIONE ( $\geq 1.00$ )	VERIFICA TAGLIO ( $\geq 1.00$ )
	1.15	11.20

## 8 Verifiche strutturali: manufatto di regolazione

Per le verifiche strutturali del manufatto in esame, è stata considerata una sezione trasversale di larghezza unitaria a valle della paratoia di regolazione. La struttura è poi stata modellata agli elementi finiti con l'ausilio del software SAP2000. Il terreno è stato modellato mediante un letto di molle alla Winkler.



### 8.1 Analisi delle azioni

#### 8.1.1 Azioni permanenti strutturali: G1

Per il calcolo del peso proprio degli elementi strutturali si è assunta una densità del calcestruzzo armato pari a  $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 8.1.2 Azioni permanenti non strutturali: G2

##### Spinta del terreno - $S_t$

Il coefficiente di spinta attiva è stato calcolato con l'espressione:

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

dove:

$\alpha$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento di monte del muro

$\varphi$  = angolo di attrito del terreno considerato

$\delta$  = angolo di attrito terreno –muro

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a tergo del muro

L'espressione generale per il calcolo della spinta attiva agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza  $h$  è:

$$S_a = 0.5 \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot h^2 - 2c\sqrt{K_a} \cdot h \quad (\text{kN})$$

dove:

$\gamma_t$  = peso specifico del terreno di riempimento arginale considerato saturo ( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  = altezza dello strato di terreno considerato (m)

$c$  = coesione del terreno considerato ( $\text{kN/m}^2$ )

### **Spinta dell'acqua – $S_w$**

L'espressione generale per il calcolo della spinta dell'acqua agente su uno sviluppo lineare di struttura di altezza  $h$  è:

$$S_w = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot h^2 \quad (\text{kN})$$

dove:

$\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua ( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  = altezza del livello d'acqua rispetto al piano di fondazione (m)

### **Peso dell'acqua – $P_w$**

Il peso delle masse d'acqua gravanti sulla manufatto è stato calcolato assumendo il peso specifico dell'acqua pari a  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .

## **8.1.3 Azioni variabili**

### **Carico della neve ( $Q_s$ )**

La struttura in esame è ubicata in provincia di Milano, quindi in zona 1 secondo le classificazioni del D.M. 14/01/2008 per il calcolo del carico da neve. Risulta pertanto  $q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ .

Il carico variabile dovuto alla neve vale quindi:

$$Q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \cdot 1.50 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 1.20 \text{ kN/m}^2.$$

### **Carico da manutenzione per copertura fabbricati ( $Q_m$ )**

La copertura dei fabbricati rientra nella categoria H1 ("Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione") definita dal D.M. 14/01/2008. Questo carico è applicabile alla passerella che corre in testa a uno dei due muri della struttura, e che sporge di 80 cm rispetto al filo della parete. Essendo



il funzionamento a "mensola", è stato cautelativamente considerato un carico concentrato posto all'estremità della passerella, di valore pari a  $Q=1,2$  kN.

### **Sovraccarico accidentale sul terreno all'esterno della struttura ( $q_t$ )**

Tale carico rappresenta la spinta del terreno indotta dai sovraccarichi agenti a tergo delle pareti contro-terra, considerata come un carico uniformemente distribuito pari a  $q = 20$  kN/m<sup>2</sup>. Tale valore viene ridotto per effetto del coefficiente di spinta  $k_a$ , che nel caso in esame assume un valore pari a  $k_a = 0.333$ .

### **8.1.4 Azione sismica**

L'analisi della sicurezza in condizioni sismiche dell'opera è stata eseguita mediante un'analisi dinamica modale con il metodo dello spettro di risposta.

Si progetta la struttura conferendogli un comportamento non dissipativo sia in riferimento agli stati limite di esercizio che ultimi, per tanto nelle verifiche si considera direttamente l'azione più gravosa generata dallo spettro di risposta riferito allo SLV.

Il comune di Paderno Dugnano (MI), all'interno del quale si sviluppano le opere in progetto, è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

<b>COMUNE di PADERNO DUGNANO</b>			
$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_C^*$ (s)
30	0.018	2.557	0.159
50	0.023	2.536	0.188
72	0.027	2.578	0.199
101	0.030	2.577	0.213
140	0.033	2.604	0.225
201	0.037	2.633	0.244
475	0.048	2.653	0.279
975	0.057	2.691	0.299
2475	0.073	2.776	0.317

dove:

$T_R$  = periodo di ritorno di riferimento

$a_g$  (g) = accelerazione orizzontale massima al sito

$F_0$  = 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

Per valutare il periodo di ritorno in anni, si è definito il periodo di riferimento dell'azione sismica:

$$V_R = V_N * C_u = 100 * 2.0 = 200 \text{ anni}$$

dove:

$V_N$  = vita nominale della costruzione è pari a 100;

$C_u$  = coefficiente d'uso pari a 2.0, poiché si tratta di una costruzione in classe d'uso IV, con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

Si è poi fatto riferimento alla tabella 3.2.I delle Norme Tecniche:

Stato limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento del periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO (stato limite di operatività)	81%
	SLD (stato limite di danno)	63%
Stati limite ultimi	SLV (stato limite di salvaguardia della vita)	10%
	SLC (stato limite di prevenzione del collasso)	5%

Utilizzando l'espressione:

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

si è potuto calcolare il valore del periodo di ritorno per ognuno degli stati limite considerati nel periodo di riferimento di 200 anni:

Stato limite		Periodo di ritorno $T_R$ (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	120
	SLD	201
Stati limite ultimi	SLV	1898
	SLC	2475

Le verifiche in condizioni sismiche, nel caso in esame, vengono condotte allo SLV per gli stati limite ultimi.

Per quanto riguarda il comune di Paderno Dugnano (MI) si esplicitano nel seguito i parametri sismici caratteristici, determinati attraverso l'impiego del software "Spettri NTC ver. 1.0.3".

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.068 g
$F_0$	2.751
$T_C$	0.312 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.389
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.144 s
$T_C$	0.433 s
$T_D$	1.872 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.081
$T_B \leftarrow$	0.144	0.224
$T_C \leftarrow$	0.433	0.224
	0.502	0.194
	0.570	0.170
	0.639	0.152
	0.707	0.137
	0.776	0.125
	0.844	0.115
	0.913	0.106
	0.981	0.099
	1.050	0.092
	1.118	0.087
	1.187	0.082
	1.255	0.077
	1.324	0.073
	1.392	0.070
	1.461	0.066
	1.529	0.063
	1.598	0.061
	1.666	0.058
	1.735	0.056
	1.803	0.054
$T_D \leftarrow$	1.872	0.052
	1.973	0.047
	2.074	0.042
	2.176	0.038
	2.277	0.035
	2.378	0.032
	2.480	0.030
	2.581	0.027
	2.682	0.025
	2.784	0.023
	2.885	0.022
	2.986	0.020
	3.088	0.019
	3.189	0.018
	3.291	0.017
	3.392	0.016
	3.493	0.015
	3.595	0.014
	3.696	0.014
	3.797	0.014
	3.899	0.014
	4.000	0.014

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

### 8.1.4.1 Spinta idrodinamica sismica

Per la valutazione delle forze dinamiche legate all'inerzia della massa d'acqua durante l'evento sismico, si fa riferimento al paragrafo C.7.7.3 del D.M. del 26/06/2014 "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)".

Le azioni di inerzia dell'acqua sono assimilate ad una distribuzione di pressione sulle pareti dei serbatoi che, nel caso di pareti sufficientemente rigide, vale:

$$p = a \rho c y_0$$

dove:

a accelerazione orizzontale massima al sito;

$\rho$  massa per unità di volume dell'acqua;

$y_0$  differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto più depresso della struttura;

c parametro che descrive l'andamento della sovrappressione con la profondità

$$c = \frac{cm}{2} \cdot \left[ \frac{y}{y_0} \cdot \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right) + \sqrt{\frac{y}{y_0} \cdot \left( 2 - \frac{y}{y_0} \right)} \right]$$

y = differenza tra la quota dell'acqua presente nella combinazione sismica e la quota del punto generico a cui è associata la pressione p;

$c_m = -0.0073 \cdot \alpha + 0.7412$ , in cui  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione del paramento rispetto alla verticale espresso in gradi sessagesimali. Nel caso in esame tutti i paramenti sono verticali, quindi  $c = 0.7412$ .

## 8.2 Combinazioni di carico

Il metodo di verifica utilizzato è il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tali verifiche si è fatto riferimento alla seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione SLU fondamentale (rappresentativa delle condizioni ordinarie di funzionamento del manufatto)
- Combinazione SLU sismica
- Combinazione eccezionale SLU (portata max regolazione)
- Combinazione SLE rara
- Combinazione SLE frequente
- Combinazione SLE quasi permanente

La simbologia comune a tutte le combinazioni di carico trattate dalla Normativa entrata in vigore il 14 gennaio 2008 è la seguente:

- $G_1$ : azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (permanenti);
- $Q_{ki}$ : azioni variabili;
- E: azioni dovute al sisma;

- $A_d$ : azioni eccezionali dovute alla presenza di acqua in condizioni di massimo invaso;
- $\gamma_{Gi}$ ,  $\gamma_{Qi}$ : coefficienti parziali per le azioni (Tabella 2.6.I, NTC 2008);
- $\psi_i$ : coefficienti di combinazione delle azioni variabili, definiti in funzione della categoria di appartenenza delle stesse (Tabella 2.5.I, NTC 2008).

Combinazione Fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Sismica (SLU)

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

Combinazione Eccezionale (SLU) (portata max regolazione)

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Rara (SLE)

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione Quasi Permanente (SLE)

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

Le verifiche di resistenza sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura e secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno (M1) e i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre alle azioni permanenti e variabili sono applicati i coefficienti del gruppo A1.

Nelle tabelle che seguono si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Le combinazioni di carico che sono state considerate sono quindi le seguenti:

COMBINAZIONI SLU FONDAMENTALE						
COMB	PESO PROPRIO	SPINTA TERRENO	SPINTA ACQUA	SOVRAC- CARICO	COPER- TURA	NEVE
1	1,3	1,3	0	1,5	0	0,75
2	1,3	1,3	0	1,5	0	0
3	1,3	1	1,3	0	1,5	0,75
4	1,3	1	1,3	0	0	1,5
5	1,3	1	1,3	0	0	0

COMBINAZIONI SLU SISMICA							
COMB	PESO PROPRIO	SPINTE TERRENO	SPINTA ACQUA	SOVRAC- CARICO	COPER- TURA	NEVE	SISMA
1	1	1	0	0,45	0	0	1
2	1	1	1	0	0	0	1

COMBINAZIONI SLU ECCEZIONALE						
COMB	PESO PROPRIO	SPINTA TERRENO	SPINTA ACQUA	SOVRAC- CARICO	COPER- TURA	NEVE
1	1	1	1	0	0	0

Nella combinazione eccezionale è stata considerata l'altezza d'acqua che si avrebbe nella struttura al passaggio della piena di progetto e nell'ipotesi che le opere idrauliche a monte della sezione siano non funzionanti.

COMBINAZIONI SLE RARE						
COMB	PESO PROPRIO	SPINTA TERRENO	SPINTA ACQUA	SOVRAC- CARICO	COPER- TURA	NEVE
1	1	1	0	1	0	0,5
2	1	1	0	1	0	0
3	1	1	1	0	0	1
4	1	1	1	0	1	0,5
5	1	1	1	0	0	0

COMBINAZIONI SLE FREQUENTI						
COMB	PESO PROPRIO	SPINTA TERRENO	SPINTA ACQUA	SOVRAC- CARICO	COPER- TURA	NEVE
1	1	1	0	0,7	0	0,2
2	1	1	0	0,7	0	0
3	1	1	1	0	0	0,5
4	1	1	1	0	0	0

COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTI						
COMB	PESO PROPRIO	SPINTA TERRENO	SPINTA ACQUA	SOVRAC- CARICO	COPER- TURA	NEVE
1	1	1	0	0,3	0	0
2	1	1	1	0	0	0

### 8.3 Metodologia applicata per le verifiche

Mediante la modellazione in SAP2000 ver.19.0, si estrapolano i valori delle sollecitazioni massime agenti sugli elementi strutturali singoli e sulle sezioni di verifica considerate.

#### 8.3.1 Verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche strutturali dei manufatti in calcestruzzo armato sono state condotte secondo la combinazione 1 dell'approccio 1 (A1+M1+R1), nello specifico si è verificata la resistenza a sforzo normale e flessione, la resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti e torcenti.

Le verifiche strutturali sono state condotte confrontando le azioni agenti ( $E_d$ ) con le azioni resistenti

( $R_d$ ) e verificando che fosse rispettata la condizione  $E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$ .

#### 8.3.2 Verifica agli stati limite di esercizio

- **Verifica a fessurazione**

Le condizioni ambientali caratteristiche dell'opera sono di tipo aggressivo, si considera pertanto la classe di esposizione XC4.

L'armatura utilizzata appartiene al gruppo degli acciai ordinari, per tanto risulta essere poco sensibile alla corrosione.

Dalla tabella 4.1.IV delle NTC 2008, per la verifica di fessurazione si individua il "gruppo di esigenze":

- GRUPPO "b" - per le classi di esposizione XC4 (condizioni ambientali aggressive):
  - $w_d \leq w_2 = 0.3$  mm per la combinazione frequente
  - $w_d \leq w_1 = 0.2$  mm per la combinazione quasi permanente

dove:

$w_d$  = valore di calcolo di apertura delle fessure, ottenuto secondo le indicazioni del paragrafo C.4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC, tramite l'espressione  $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s\max}$ .

$$\varepsilon_{sm} = \text{la deformazione unitaria delle barre di armatura} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui:

$\sigma_s$  = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata

$k_t$  = 0.6 per carichi di breve durata e 0.4 per carichi di lunga durata

$f_{ctm}$  = resistenza media a trazione del calcestruzzo

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

$E_s$  = modulo elastico dell'acciaio

$E_{cm}$  = modulo elastico del calcestruzzo

$$\Delta_{s\max} = \text{la distanza massima fra le fessure} = k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

in cui:

$$k_3 = 3.4$$

$d'$  = copriferro

$k_1$  = 0.80 per barre ad aderenza migliorata

$k_2$  = 0.50 nel caso di flessione semplice e 1.00 nel caso di trazione semplice

$$k_4 = 0.425$$

$\Phi$  = diametro delle barre di armatura tesa



$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$A_s$  = area dell'armatura tesa

$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$ , con  $b$  larghezza della sezione

$h_{c,eff}$  = valore minimo tra :  $2.5 \cdot (h - d)$ ,  $(h - x)/3$ ,  $h/2$

- **Verifica delle tensioni di esercizio**

Si è verificato che la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , rispettasse le seguenti limitazioni:

$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$  per quanto riguarda la combinazione quasi permanente

$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$  per quanto riguarda la combinazione rara

e che la massima tensione dell'acciaio  $\sigma_s$  rispettasse la limitazione:

$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk}$  per quanto riguarda la combinazione rara.

- **Limitazione delle deformazioni**

Le NTC prescrivono un controllo sulla snellezza dell'elemento da verificare, in particolare, per travi e solai con luci non superiori ai 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza  $\lambda = L / h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \cdot \left[ 11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

dove

$f_{ck}$  = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]

$\rho$  = rapporto d'armatura tesa

$\rho'$  = rapporto d'armatura compressa

$A_{s,eff}$  = armatura tesa presente nella sezione più sollecitata

$A_{s,calc}$  = armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata

$f_{yk}$  = tensione di snervamento caratteristica dell'armatura [MPa]

$K$  = coefficiente correttivo, tabellato in funzione dello schema strutturale dell'opera. Tale parametro si assume pari a 1 cautelativamente.

## 8.4 Verifiche strutturali

Nel seguito sono riportate delle tabelle che riassumono i valori delle azioni sollecitanti e delle verifiche svolte, evidenziando anche le armature adottate.

### 8.4.1 Platea di fondazione

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Rd}$ [kN/m]
	$\phi 22/20$	$\phi 22/20$	345,69	698,71	218,45	314,29

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	$\phi 22/20$	$\phi 22/20$	251,24	2,39	19,92	146,61	360,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	$\phi 22/20$	$\phi 22/20$	222,63	0,244	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	$\phi 22/20$	$\phi 22/20$	184,48	0,182	0,2

### 8.4.2 Pareti verticali

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Rd}$ [kN/m]
	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	393,85	456,80	187,32	262,21

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	287,44	4,31	19,92	257,32	360,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	257,2	0,241	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	216,86	0,195	0,2

### 8.4.3 Passerella

VERIFICHE SLU	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Rd}$ [kN/m]
	φ10/20	φ10/20	7,49	29,24	10,68	77,27

VERIFICHE SLE CONDIZIONI RARE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{c,lim}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s,lim}$ [MPa]
	φ10/20	φ10/20	5,47	1,97	19,92	94,31	360,00

VERIFICHE SLE	Armatura Tesa	Armatura Compressa	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$w_d$ [mm]	$w_{d,lim}$ [mm]
CONDIZIONI FREQUENTI	φ10/20	φ10/20	4,03	0,073	0,3
CONDIZIONI QUASI PERMANENTI	φ10/20	φ10/20	3,60	0,065	0,2

# **VERIFICHE STRUTTURALI AGGIUNTIVE [DEFAIPOVAREDO]**

## 9 Verifiche strutturali: edificio servizi

### 9.1 Analisi delle azioni

#### 9.1.1 Valutazione dell'azione sismica

La verifica è stata condotta sulla base di una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo" [NTC 2018 – Par. 7.0.].

##### **Comportamento strutturale**

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) **comportamento strutturale non dissipativo**,  
oppure
- b) **comportamento strutturale dissipativo**.

L'azione sismica è stata valutata attraverso un'analisi statica lineare, cioè applicando forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica [NTC 2018 - Par. 7.2.6.].

##### **Modellazione dell'azione sismica**

Le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate sia attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia attraverso storie temporali del moto del terreno, opportunamente selezionate.

Per la determinazione dei parametri necessari alla caratterizzazione dell'azione sismica, in accordo alla normativa si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 [NTC 2018 – Par. 3.2.].

Per i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n. 29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

In particolare il comune di Paderno Dugnano (45°34'N, 9°10'E), all'interno del quale si sviluppa l'opera in progetto, è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri su sito rigido orizzontale.

PADERNO DUGNANO (MI)			
$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_C^*$ (s)
30	0.018	2.556	0.159
50	0.023	2.535	0.188
72	0.027	2.579	0.199
101	0.030	2.578	0.213
140	0.033	2.605	0.224
201	0.037	2.633	0.244
475	0.047	2.655	0.279
975	0.057	2.692	0.299
2475	0.072	2.779	0.317

Essendo:

- $T_R$  il periodo di ritorno di riferimento;
- $a_g(g)$  l'accelerazione orizzontale massima al sito;

- $F_0$  il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il periodo di ritorno del sisma  $T_R$  si definisce come da normativa [NTC 2018 – Par. 3.2.1.].

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

dove:

- $V_R$  è il periodo di riferimento per l'azione sismica calcolato in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 2.4.1.]:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

essendo:

- $V_N = 100 \text{ anni}$  la vita nominale di progetto
- $C_U$  il coefficiente d'uso, tabellato in normativa per le diverse classi d'uso [NTC 2018 – Tab. 2.4.II].

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

In accordo con le definizioni di classe d'uso riportate in normativa si considera una Classe II e pertanto  $C_U = 1.0$  [NTC 2018 – Par. 2.4.2.].

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* 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.

*Classe III:* 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.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme fun-

- $P_{V_R}$  è la probabilità di superamento del periodo di riferimento, tabellato in normativa per i diversi stati limite [NTC 2018 – Tab. 3.2.I].

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

I parametri sismici in riferimento ai diversi stati limite sono tabellati di seguito.

PADERNO DUGNANO (MI)				
STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_C^*$ (s)
SLO	0.027	2.579	0.199	0.027

SLE	101	0.030	2.578	0.213
SLV	975	0.057	2.692	0.299
SLV	2475	0.072	2.779	0.317

La verifica è stata condotta esclusivamente nei confronti dello SLV nel rispetto della normativa [NTC 2018 – Par. 7.0.].

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV, da  $a_g S \leq 0,075g$ , in cui  $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2, e  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto SLV su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo  $F_h = 0,10 W \lambda$  per tutte le tipologie strutturali, essendo  $\lambda$  definito al § 7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello SLV;

In effetti si tenga conto che sono state considerate la Categoria di sottosuolo B e la Categoria topografica T1 [NTC 2018 – Tab. 3.2.II, Tab. 3.2.III]; pertanto da normativa  $S_s = 1.2$  e  $S_T = 1$  [NTC 2018 – Tab. 3.2.IV, Tab. 3.2.V].

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

*segue*

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 $i > 30^\circ$

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

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S <sub>T</sub>
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Allo SLV risulta dunque  $a_g \cdot S \cong 0.068g \leq 0.075g \Rightarrow OK$

Il valore del fattore di comportamento  $q$  è assunto pari a 1.5 in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 7.3.1.].

**Tab. 7.3.I - Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica**

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	–	–		

Il limite superiore del fattore  $q$  allo SLV è specificato, per tutte le tipologie strutturali, nel § 7.3.1, richiamando poi, per i diversi materiali, nei successivi paragrafi specifici.

### 7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

#### **Analisi lineare**

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento  $q$ , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base  $q_0$  riportati in Tab. 7.3.II.



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.057 g
$F_o$	2.691
$T_c$	0.299 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.401
$S_T$	1.000
$q$	1.500

### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	0.667
$T_B$	0.139 s
$T_C$	0.418 s
$T_D$	1.827 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.068
$T_B \leftarrow$	0.139	0.122
$T_C \leftarrow$	0.418	0.122
	0.485	0.105
	0.552	0.093
	0.620	0.082
	0.687	0.074
	0.754	0.068
	0.821	0.062
	0.888	0.058
	0.955	0.054
	1.022	0.050
	1.089	0.047
	1.156	0.044
	1.223	0.042
	1.290	0.040
	1.357	0.038
	1.425	0.036
	1.492	0.034
	1.559	0.033
	1.626	0.031
	1.693	0.030
	1.760	0.029
$T_D \leftarrow$	1.827	0.028
	1.931	0.025
	2.034	0.023
	2.137	0.020
	2.241	0.019
	2.344	0.017
	2.448	0.016
	2.551	0.014
	2.655	0.013
	2.758	0.012
	2.862	0.011
	2.965	0.011
	3.069	0.011
	3.172	0.011
	3.276	0.011
	3.379	0.011
	3.483	0.011
	3.586	0.011
	3.690	0.011
	3.793	0.011
	3.897	0.011
	4.000	0.011

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

### 9.1.2 Definizione dei carichi e delle loro combinazioni

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, sono stati considerati i seguenti carichi:

- Pacchetto di copertura (carico permanente non strutturale  $G_2$  sfavorevole, STR)

Il pacchetto di copertura, costituito da strato protettivo con ghiaia di fiume mista a sabbia, strato impermeabilizzante, strato isolante in poliuretano e massetto di pendenza, definisce un carico permanente portato distribuito  $p_c = 3.08 \text{ kN/m}^2$ .

- **Neve** (azione variabile Q sfavorevole, STR)

La presenza della neve è stata considerata definendo il seguente carico distribuito in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 3.4.]:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot c_E \cdot c_t = 1.08 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$  in Zona I e per altitudini inferiori a 200 m s. l. m.
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura ed è pari a 0.8 per coperture che formano angoli con l'orizzontale minori di 30°;
- $c_E$  è il coefficiente di esposizione e deve essere assunto pari a 0.9 per coperture battute dai venti, ovvero qualora l'opera in progetto sia prevista in area pianeggiante non ostruita esposta su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti;
- $c_t$  è il coefficiente termico e deve essere posto pari ad 1 in assenza di uno specifico e documentato studio.

### 3.4. AZIONI DELLA NEVE

#### 3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

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

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot c_E \cdot c_t \quad [3.4.1]$$

dove:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;
- $c_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;
- $c_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

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

#### 3.4.2. VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

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

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



Fig. 3.4.1 - Zone di carico della neve

Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento  $a_s$  (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

#### Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

#### Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned}
 q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^{-2}] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m}
 \end{aligned}
 \quad [3.4.3]$$

#### Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned}
 q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^{-2}] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m}
 \end{aligned}
 \quad [3.4.4]$$

#### Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Termini, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned}
 q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^{-2}] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m}
 \end{aligned}
 \quad [3.4.5]$$

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

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione può essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $T_R \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà  $T_R \geq 10$  anni.

### 3.4.3. COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

#### 3.4.3.1 GENERALITÀ

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma  $\mu_1$  delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

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



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

### 3.4.3.2 COPERTURA AD UNA FALDA

Nel caso delle coperture ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata in Fig. 3.4.2.

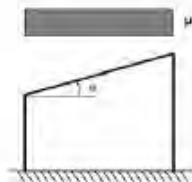


Fig. 3.4.2 - Condizioni di carico per coperture ad una falda

### 3.4.3.3 COPERTURA A DUE FALDE

Nel caso delle coperture a due falde, si devono considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate Caso I, Caso II e Caso III in Fig. 3.4.3.

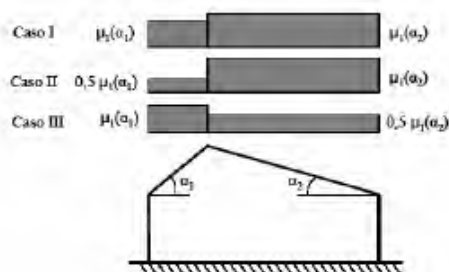


Fig. 3.4.3 - Condizioni di carico per coperture a due falde

### 3.4.4. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.1 per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

Tab. 3.4.1 - Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

### 3.4.5. COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto  $C_t = 1$ .

- Vento (azione variabile Q sfavorevole, STR)

L'azione del vento è stata rappresentata tramite carichi statici equivalenti definiti come da normativa [NTC 2018 – Par. 3.3.].

### 3.3. AZIONI DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte.

La velocità base di riferimento  $v_b$  è stata assunta in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 3.3.1.].

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25 \frac{m}{s}$$

dove:

- $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, tabellata in normativa in funzione della zona in cui sorge la costruzione [NTC 2018 – Tab. 3.3.I];
- $c_a = 1$  per  $a_s \leq a_0$  essendo  $a_s = 175 \text{ m s.l.m.}$  l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione e  $a_0 = 1000 \text{ m s.l.m.}$  un parametro tabellato in normativa in funzione della zona in cui sorge la costruzione [NTC 2018 – Tab. 3.3.I].

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

La velocità di riferimento  $v_r$  è definita in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 3.3.2.].

$$v_r = v_b \cdot c_r \cong 27 \frac{m}{s}$$

essendo  $c_r \cong 1.07$  il coefficiente di ritorno, in funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R = 100 \text{ anni}$ , definito come segue:

$$c_r = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln[-\ln(1 - \frac{1}{T_R})]}$$

In coerenza con la normativa le azioni del vento sono costituite da pressioni agenti normalmente alle superfici. Poiché la costruzione nel suo complesso (e tanto più i singoli setti verticali sollecitati dal vento) non è caratterizzata da grandi dimensioni, non si è ritenuto necessario considerare le azioni tangenti esercitate dal vento [NTC 2018 – Par. 3.3.3.].

### 3.3.3. AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione (§ 3.3.4).

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento (§ 3.3.4).

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

La pressione del vento  $p$  è stata calcolata come da normativa [NTC 2018 – Par. 3.3.4.].

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

dove:

- $q_r$  è la pressione cinetica;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di pressione, assunto in via conservativa pari ad 1;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico.

La pressione cinetica è definita da normativa [NTC 2018 – Par. 3.3.6.].

$$q_r = \rho \cdot \frac{v_r^2}{2} \cong 456 \frac{N}{m^2}$$

essendo  $\rho$  la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

Il coefficiente di esposizione si ricava per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$  tramite la seguente formula [NTC 2018 – Par. 3.3.7. ]:

$$c_e(z) = \begin{cases} k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] & \text{per } z \geq z_{min} \\ c_e(z_{min}) & \text{per } z < z_{min} \end{cases}$$

dove:

- $k_r, z_0, z_{min}$  sono tabellati in normativa in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione [NTC 2018 – Tab. 3.3.II];
- $c_t$  è il coefficiente di topografia, posto generalmente pari ad 1.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

La categoria di esposizione è assegnata in normativa [NTC 2018 – Fig. 3.3.2] in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno tabellata [NTC 2018 – Tab. 3.3.III].

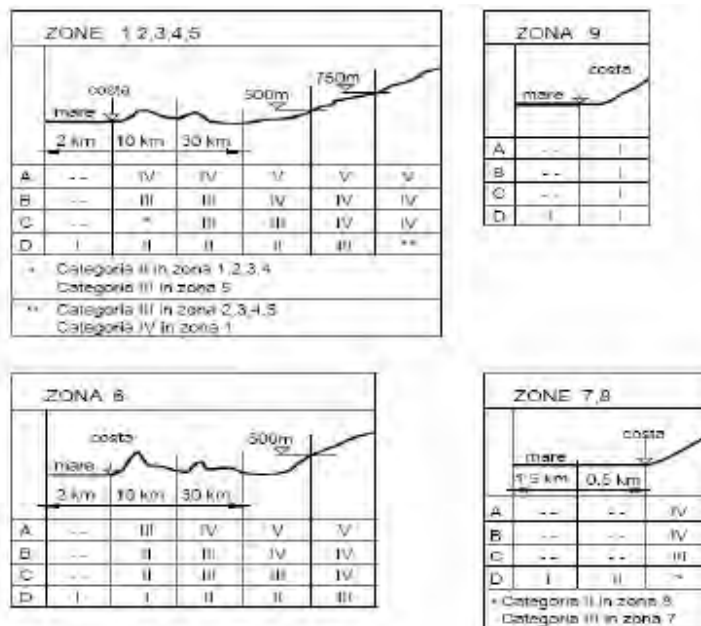


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Considerando che l'area di progetto sorge in Zona 1 a distanza dal mare superiore ai 30 km ed è situata al di sotto dei 500 m s.l.m. in contesto urbano riconducibile a Classe di rugosità del terreno A, l'esposizione del sito ricade in categoria V. Pertanto:

- $k_r = 0.23$ ;
- $z_0 = 0.7 \text{ m}$ ;
- $z_{min} = 12 \text{ m}$ .

Dunque, poiché vale sempre  $z < z_{min}$ , il valore del coefficiente di esposizione è ovunque costante e circa pari a 1.48.

Il coefficiente di attrito dinamico è assunto cautelativamente pari ad 1 in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 3.3.10].

In definitiva il valore che si ottiene per la pressione del vento è il seguente:



$$p = 456 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.48 \cdot 1 \cdot 1 \cong 675 \frac{N}{m^2}$$

- Sisma

L'azione sismica è stata valutata attraverso un'analisi statica lineare, cioè applicando forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica definita nel paragrafo precedente.

Le combinazioni di carico utilizzate sono riassunte nella tabella di seguito [NTC 2018 – Par. 2.5.2./2.5.3./2.6.1.].

	COMBINAZIONI	P.P. struttura	Copertura	Neve	Vento	Sisma X+	Sisma X-	Sisma Y+	Sisma Y-
SLU/SLE	SLU FONDAMENTALE	1.3	1.5	1.5	1.5	-	-	-	-
	SLE RARA NEVE	1	1	1	0.6	-	-	-	-
	SLE RARA VENTO	1	1	0.5	1	-	-	-	-
	SLE FREQUENTE NEVE	1	1	0.2	-	-	-	-	-
	SLE FREQUENTE VENTO	1	1	-	0.2	-	-	-	-
	SLE QUASI PERMANETNE	1	1	-	-	-	-	-	-
	SISMICA X+Y+	1	1	-	-	1	-	0.3	-
	SISMICA X+Y-	1	1	-	-	1	-	-	0.3
	SISMICA X-Y+	1	1	-	-	-	1	0.3	-
	SISMICA X-Y-	1	1	-	-	-	1	-	0.3
	SISMICA Y+X+	1	1	-	-	0.3	-	1	-
	SISMICA Y+X-	1	1	-	-	-	0.3	1	-
	SISMICA Y-X+	1	1	-	-	0.3	-	-	1
	SISMICA Y-X-	1	1	-	-	-	0.3	-	1

Gli effetti dell'evento sismico sono stati ottenuti considerando l'involuppo degli effetti delle 8 combinazioni sismiche [NTC 2018 – Par. 7.3.5.].

### Analisi dinamica o statica, lineare o non lineare

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmen-  
te i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

## 9.2 Verifiche strutturali

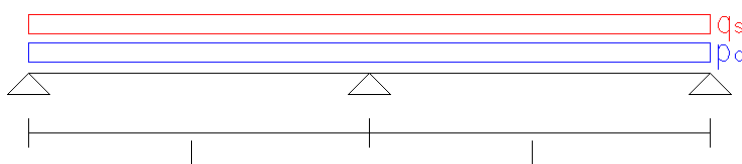
Nel seguito sono riportate le verifiche effettuate sugli elementi strutturali principali. In particolare sono state effettuate verifiche a flessione e a taglio (SLU), alle deformazioni, a fessurazione e alle tensioni di esercizio (SLE) per i seguenti elementi strutturali:

- lastre in predalles;
- travi in cls;
- pilastri in cls.

Si specifica che in nessun caso è stata effettuata la verifica di duttilità in quanto non è prevista da normativa nel caso di comportamento strutturale assunto non dissipativo [NTC 2018 – Par. 7.3.6.].

### 9.2.1 Lastre predalles

Il problema è stato schematizzato rappresentando la lastra predalles come un elemento monodimensionale continuo su tre appoggi distanti  $L = 6.50 \text{ m}$ .



Il contributo del peso proprio è stato valutato considerando che l'impalcato di copertura è realizzato con un solaio in lastre predalles con altezza totale 24 cm (4+16+4), peso 3.35 kN/m<sup>2</sup>.

I valori massimi di momento flettente e taglio si registrano in corrispondenza dell'appoggio centrale e si ottengono mediante le seguenti relazioni considerando un generico carico lineare uniformemente distribuito  $g$ :

$$M_{max} = \frac{g \cdot L^2}{8}$$

$$T_{max} = \frac{5}{8} \cdot g \cdot L$$

I valori di momento ottenuti agli SLU e agli SLE e quelli del taglio ottenuti agli SLU sono riportati nella tabella seguente.

	Mmax [KN·m]	Tmax [KN]
SLU	67.15	51.65
SLE RARA	47.50	-
SLE FREQUENTE	42.12	-
SLE QUASI PERMANETE	40.75	-

Di seguito sono riportate le verifiche effettuate per la lastra predalles.

	$M_{ED}$ [ kNm ]	$N_{ED}$ [ kN ]	$T_{ED}$ [ kN ]
SLU	67.15	0.00	51.65
RARA	47.50		
FREQ.	42.12		
Q. PERM.	40.75		

## VERIFICA LASTRA PEDALLE - EDIFICIO SERVIZI

### Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	30.00	MPa
$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	24.90	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c =$	14.11	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_c =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.90	MPa
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56	MPa
$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.79	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.19	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_c =$	2.69	MPa
$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	31'447	MPa

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata  
coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	MPa
$\gamma_s =$	1.15	
$E_s =$	210'000	MPa

*coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio*

### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0.9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	120	cm
$h =$	24	cm
$d' =$	4	cm
$d =$	20	cm

**VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO**

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

**Verifica a taglio****Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio**

$V_{Ed, base} =$	51.65	kN					
$A_{S, compr} =$	7	$\Phi 14$	+	$\Phi 20 =$	10.78	cm <sup>2</sup>	
$A_{S, tesa} =$	7	$\Phi 14$	+	$\Phi 20 =$	10.78	cm <sup>2</sup>	
con:							
$b_w = b =$	120	cm		$h =$	24	cm	
$d' =$	4	cm		$d =$	20	cm	

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	<b>128.80</b>	kN
--	---------------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0045 \leq 0.02$$

 $A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd} = 2.82 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 2'880 \text{ cm}^2$$

 $N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	<b>118.56</b>	kN
--	---------------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.494$$

$V_{Rd} = \min (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	<b>118.56</b>	kN	$>$	$V_{Ed} =$	<b>51.65</b>	kN
---------------------------------------	---------------	----	-----	------------	--------------	----

### Verifica a flessione

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 67.15 & \text{kNm} \\ N_{Ed} &= 0.00 & \text{kN} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{S,compr} &= 7 & \Phi 14 & + & \Phi 20 &= 10.78 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= 7 & \Phi 14 & + & \Phi 20 &= 10.78 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 120 & \text{cm} & & h &= 24 & \text{cm} \\ d' &= 4 & \text{cm} & & d &= 20 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.6 \quad \text{cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

$$\sigma_s = f_{yd} = 391.30 \quad \text{MPa}$$

armatura compressa in campo elastico

armatura tesa alla tensione  $f_{yd}$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1'172 \quad \text{kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

dove:  $\sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13'707 \quad x^2 + 370'355 \quad x - 31'680'449 = 0$$

$$x = 3.64 \quad \text{cm} < x_1 = 8.55 \quad \text{cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = -72.07 \quad \text{MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	<b>79.87</b>	kNm	>	$M_{Ed} =$	<b>67.15</b>	kNm
------------	--------------	-----	---	------------	--------------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si sono condotte la verifica delle tensioni di esercizio e della limitazione delle deformazioni

**Verifica tensioni in esercizio**

$M_{Ed} =$	47.50	kNm				
$A_{S,compr} =$	7	$\Phi 14$	+	$\Phi 20 =$	10.78	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	7	$\Phi 14$	+	$\Phi 20 =$	10.78	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	120	cm	$h =$	24	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	20	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	21.55	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d') / (1 + \gamma))^{0.5}] =$			5.79	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$			40'920	cm <sup>4</sup>	

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	6.72	MPa	<	$0,60 * f_{ck} =$	14.94	MPa
--------------------------------------	------	-----	---	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	247.49	MPa	<	$0,8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	---	------------------	--------	-----

**Limitazione delle deformazioni****CAMPATA**

Per travi e solai con luci non superiori ai 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza  $\lambda = L / h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \cdot \left[ 11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

con

$f_{ck} =$	24.90	MPa	<i>resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo</i>
$\rho = A_s / (b * d) =$	0.0054		<i>rapporto d'armatura tesa</i>
$\rho' = A_{s'} / (b * d) =$	0.0054		<i>rapporto d'armatura compressa</i>
$A_{s,eff} = A_{S,tesa} =$	10.78	cm <sup>2</sup>	<i>armatura tesa presente nella sezione più sollecitata</i>
$A_{s,calc} =$	7.42	cm <sup>2</sup>	<i>armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata</i>
$f_{yk} =$	450.00	MPa	<i>tensione di snervamento caratteristica dell'armatura</i>
$K =$	1		<i>coefficiente correttivo. Tab. pag. 64 Circolare esplicativa</i>
$L =$	6.50	m	

Interpolazione lineare:

$\rho \leq 0,5\%$	32.28	cls poco sollecitato		
$\rho \geq 1,5\%$	22.60	cls molto sollecitato		
$\lambda =$	27.08	<	$\rho \text{ limite} =$	31.86

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	40.75	kNm				
$A_{S,compr} =$	7	$\Phi 14$	+	$\Phi 20 =$	10.78	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	7	$\Phi 14$	+	$\Phi 20 =$	10.78	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	120	cm	$h =$	24	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	20	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	21.55	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$			5.79	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$			40'920	cm <sup>4</sup>	

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 212.32 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00065 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00061$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 6.07 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 12.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 728.55 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.015 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.68 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 29.69 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.193	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.200	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

**Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	5.76	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	11.21	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	212.32	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	-----	------------------	--------	-----



**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	42.12	kNm				
$A_{S,compr} =$	7	$\Phi 14$	+	$\Phi 20 =$	10.78	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	7	$\Phi 14$	+	$\Phi 20 =$	10.78	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	120	cm	$h =$	24	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	20	cm
$n =$	15				

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 1.00$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 21.55 \quad \text{cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 5.79 \quad \text{cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 40'920 \quad \text{cm}^4$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 219.46 \quad \text{MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00068 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00063$$

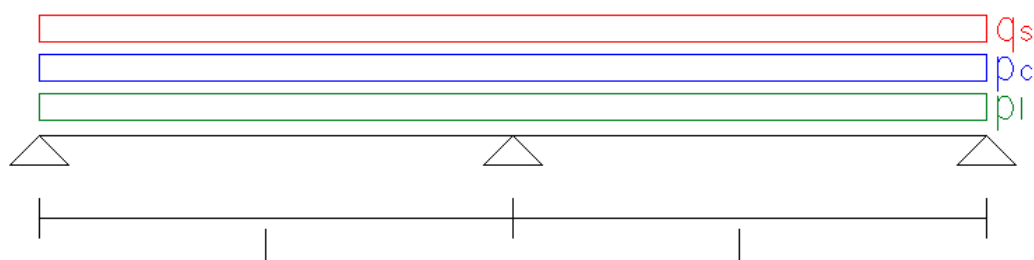
$$\begin{aligned} \kappa_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 10.00 \quad \text{cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 6.07 \quad \text{cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 12.00 \quad \text{cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 728.55 \quad \text{cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.015 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.68 \\ \Delta_{smax} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 29.69 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

$$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} = 0.203 \quad \text{mm} \leq w_{d,max} = 0.300 \quad \text{mm}$$

**9.2.2 Travi in cls**

Le verifiche sono state condotte considerando esclusivamente le travi centrali, soggette a carichi maggiori rispetto a quelle laterali.

Il problema è stato schematizzato rappresentando la trave centrale in cls come un elemento monodimensionale continuo su tre appoggi.



Essendo  $L$  pari a  $4.35\text{ m}$  ed essendo  $p_l$  il carico distribuito riconducibile al peso delle lastre in predalles.

I valori di momento ottenuti agli SLU e agli SLE e quelli del taglio ottenuti agli SLU sono riportati nella tabella seguente.

	Mmax [KN·m]	Tmax [KN]
SLU	170.09	195.51
SLE RARA	121.01	-
SLE FREQUENTE	107.72	-
SLE QUASI PERMANETE	104.40	-

Di seguito sono riportate le verifiche effettuate per l'elemento trave.

#### VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO

##### Caratteristiche dei materiali:

- Cls Rck  $\geq 37\text{ MPa}$

$R_{ck} =$	300	daN/cm <sup>2</sup>
------------	-----	---------------------

$$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 249 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 141 \text{ daN/cm}^2$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{cm}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 17.91 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} = 31'447 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3'913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$E_s = 2'100'000 \text{ daN/cm}^2$$

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata*

*coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

$$= 329 \text{ daN/cm}^2$$

$$= 25.6 \text{ daN/cm}^2$$

*coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

$$= 314'472 \text{ daN/cm}^2$$

*coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio*

- per  $f_{ck} \leq 50\text{ kN/mm}^2$

$\epsilon_{c,2} =$	0.002
--------------------	-------

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 0.00186$$

$$\beta_1 = 0.80952$$

$$\beta_2 = 0.41597$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\epsilon_{uk} = 0.075$$

$$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} = 0.0675$$

### Verifica a taglio

#### Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio

$V_{Ed} =$	195.51	kN				
$A_{S, compr} =$	3	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	4.62	cm <sup>2</sup> (armatura compressa)
$A_{S, tesa} =$	6	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	9.24	cm <sup>2</sup> (armatura tesa)

con:

$b_w = b =$	30	cm		$h =$	54	cm
$d' =$	3	cm		$d =$	51	cm
$\gamma_{Rd} =$	1.10					

fattore di sovrarresistenza

$$V_{Rd} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d = 73.69 \text{ kN}$$

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1.63 \leq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0060 \leq 0.02$$

$A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0.000 \text{ daN/cm}^2 < 0.2 f_{cd} = 28.2200 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{Ed} = 0.00 \text{ daN}$$

$$A_c = b * h = 1'620 \text{ cm}^2$$

$N_{Ed}$  = forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$$V_{Rd} = 73.69 \text{ kN} \geq (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 55.42 \text{ kN}$$

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.362$$

$$V_{Rd} = 73.69 \text{ kN} < V_{Ed} = 195.51 \text{ kN}$$

#### Elemento con armature trasversali resistenti a taglio

$\Phi 10$

$A_{S,w} =$	st. $\Phi 10/20$ (2b) =	1.57	cm <sup>2</sup>
$s =$	10	cm	

$\alpha$  = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$$\alpha = 90^\circ = 1.57 \text{ rad}$$

$$\cotg \alpha = 0.00 \quad \sin \alpha = 1.00$$

$\theta$  = inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave = 45°

$$1.0 \leq \cotg \theta \leq 2.5$$

$$\sin^2 \theta = (A_{sw} * f_{yd}) / (b_w * s * (\alpha_c * v_1 * f_{cd})) = 0.230 \longrightarrow \cotg \theta = 1.828$$

$$\alpha_c = 1$$

$$v_1 = 0.7 * (1 - f_{ck} / 250) = 0.630$$

- Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0.9 * d * (A_{S,w} / s) * f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha = 515.79 \text{ kN}$$

- Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0.9 * d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 972.25 \text{ kN}$$

con:

$\alpha_c$  = coefficiente maggiorativo

$$\alpha_c = 1.00$$

$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1.00$$

$$\alpha_c = 1.25$$

$$\alpha_c = 2.5 * (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) = 2.5$$

$$f_{cd} = 0.5 * f_{ck} = 70.550 \text{ daN/cm}^2$$

per membrane non compresse

per:  $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 * f_{cd}$

per:  $0.25 * f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 * f_{cd}$

per:  $0.50 * f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite.

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 515.79 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 515.79 \text{ kN} > V_{Sd} = 195.51 \text{ daN}$$

### Verifica a flessione

#### SEZIONE CENTRALE

$M_{Ed} =$	170.09	kNm	
$N_{Ed} =$	0.00	kNm	reazione del solo peso proprio soletta sommata al peso proprio della spalla

dove:

$A_{S,compr} =$	3	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	4.62	cm <sup>2</sup> (armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	6	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	9.24	cm <sup>2</sup> (armatura tesa)

con:

$b =$	30	cm		$h =$	54	cm
$d' =$	3	cm		$d =$	51	cm

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 6.42 \text{ cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

$$\sigma_s = f_{yd} = 3'913 \text{ daN/cm}^2$$

L'armatura compressa è in campo elastico

L'armatura tesa lavora alla tensione  $f_{yd}$

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 3'913 \text{ daN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$3'427 x^2 - 2'199 x - 101'830 = 0$$

$$x = 5.78 \text{ cm}$$

$$x = 5.78 \text{ cm}$$

$$x_1 = 6.42 \text{ cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 3'536 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$$M_{Rd} = 174.66 \text{ kNm} > M_{Ed} = 170.09 \text{ kNm}$$

### Verifica tensioni in esercizio

#### SEZIONE CENTRALE

M <sub>Ed</sub> =	121.01	kNm				
A <sub>S,compr</sub> =	3	Φ14	+	Φ=	4.62	cm <sup>2</sup> (armatura compressa)
A <sub>S,tesa</sub> =	6	Φ14	+	Φ=	9.24	cm <sup>2</sup> (armatura tesa)

con:

$b =$	30	cm		$h =$	54	cm
$d' =$	3	cm		$d =$	51	cm

$$n = 15$$

$$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50$$

$$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 13.85 \text{ cm}^2$$

$$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] = 16.16 \text{ cm}$$

$$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 = 222'367 \text{ cm}^4$$

### Verifica tensioni in esercizio

$$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} = 87.93 \text{ daN/cm}^2 < 0.60 * f_{ck} = 149.40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 2844.17 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 * f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$$

---

## Limitazione delle deformazioni

### SEZIONE CENTRALE

Per travi e solai con luci non superiori ai 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola

$$\lambda \leq K \cdot \left[ 11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

con

$f_{ck} = 24.90$  resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo [MPa]

$\rho = 0.60\%$   $A_s / (b \cdot d)$  rapporto d'armatura tesa

$\rho' = 0.0030$   $A'_s / (b \cdot d)$  rapporto d'armatura compressa

$A_{s,eff} = 9.24$  armatura tesa presente nella sezione più sollecitata

$A_{s,calc} = 7.41$  armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata

$f_{yk} = 450$  tensione di snervamento caratteristica dell'armatura [MPa]

$K = 1$  coefficiente correttivo. Tab. pag. 64 Circolare esplicativa

$L = 4.35$  m

Interpolazione lineare:

$\rho \leq 0.5\%$  27.69 cls poco sollecitato

$\rho \geq 1.5\%$  19.39 cls molto sollecitato

$\rho_{limite} = 26.83$

$\lambda = 8.53 < \rho_{limite}$

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione****SEZIONE CENTRALE**

$M_{Ed} =$	107.72	kNm					
$A_{S,compr} =$	3	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	4.62	cm <sup>2</sup>	(armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	6	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	9.24	cm <sup>2</sup>	(armatura tesa)

con:

$b =$	30	cm		$h =$	54	cm
$d' =$	3	cm		$d =$	51	cm
$n =$	15					

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0011 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00072$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 13.85 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 16.16 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 222'367 \text{ cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2532 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 7.50 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 12.61 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 27.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 225 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.041 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.68 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 16.00 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.169 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Verifica tensioni in esercizio**

$$\begin{aligned} \sigma_c &= M_{Ed} \cdot x / J_{fess} = 78.27 \text{ daN/cm}^2 < 0.45 \cdot f_{ck} = 112.05 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2531.81 \text{ daN/cm}^2 < 0.8 \cdot f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

Verifica a fessurazione

SEZIONE CENTRALE

$M_{Ed} =$	104.40	kNm					
$A_{S,compr} =$	3	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	4.62	cm <sup>2</sup>	(armatura compressa)
$A_{S,tesa} =$	6	$\Phi 14$	+	$\Phi =$	9.24	cm <sup>2</sup>	(armatura tesa)

con:

$b =$	30	cm	$h =$	54	cm
$d' =$	3	cm	$d =$	51	cm
$n =$	15				

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.0010 \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00070$$

$$\begin{aligned} \gamma &= A_{S,compr} / A_{S,tesa} = 0.50 \\ A_{S,tot} &= A_{S,tesa} + A_{S,compr} = 13.85 \text{ cm}^2 \\ x &= (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d') / (1 + \gamma))^{0.5}] = 16.16 \text{ cm} \\ J_{fess} &= b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 = 222'367 \text{ cm}^4 \\ \sigma_s &= n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} = 2454 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff} &= 2.5 \cdot (h - d) = 7.50 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= (h - x) / 3 = 12.61 \text{ cm} \\ h_{c,eff} &= h / 2 = 27.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff}) \cdot b = 225 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.041 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.68 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 16.00 \text{ cm} \\ w_d &= \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0.163 \text{ mm} \leq 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

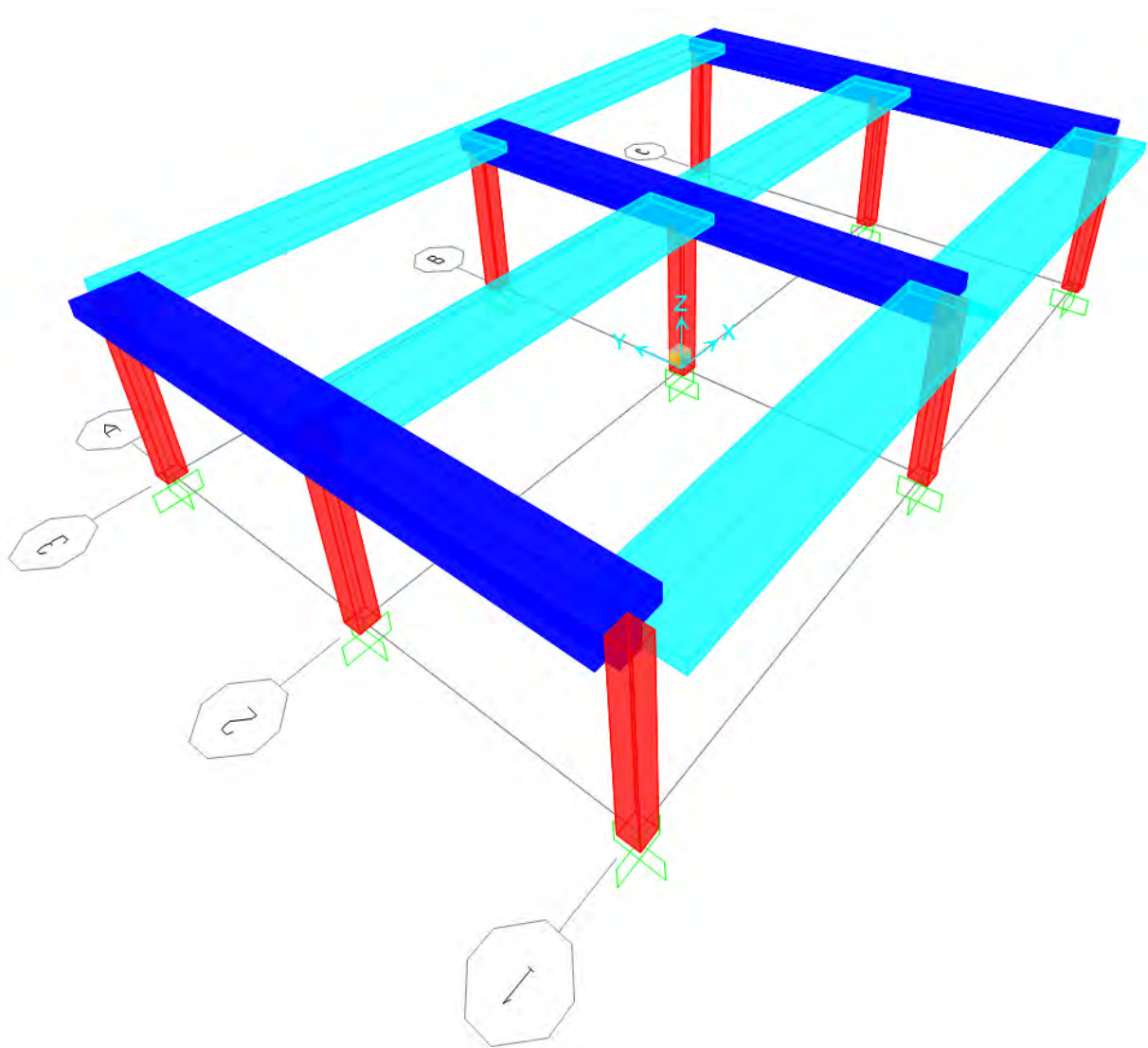
### 9.2.3 Pilastri in cls

Al fine di valutare l'entità del momento flettente generato nei pilastri come effetto dell'azione sismica si è ricorso ad una modellazione 3D della struttura in progetto, in accordo con la normativa [NTC 2018 – Par. 7.2.6.].

#### Modellazione della struttura

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, ecc.).

L'opera in progetto è stata modellata come segue.



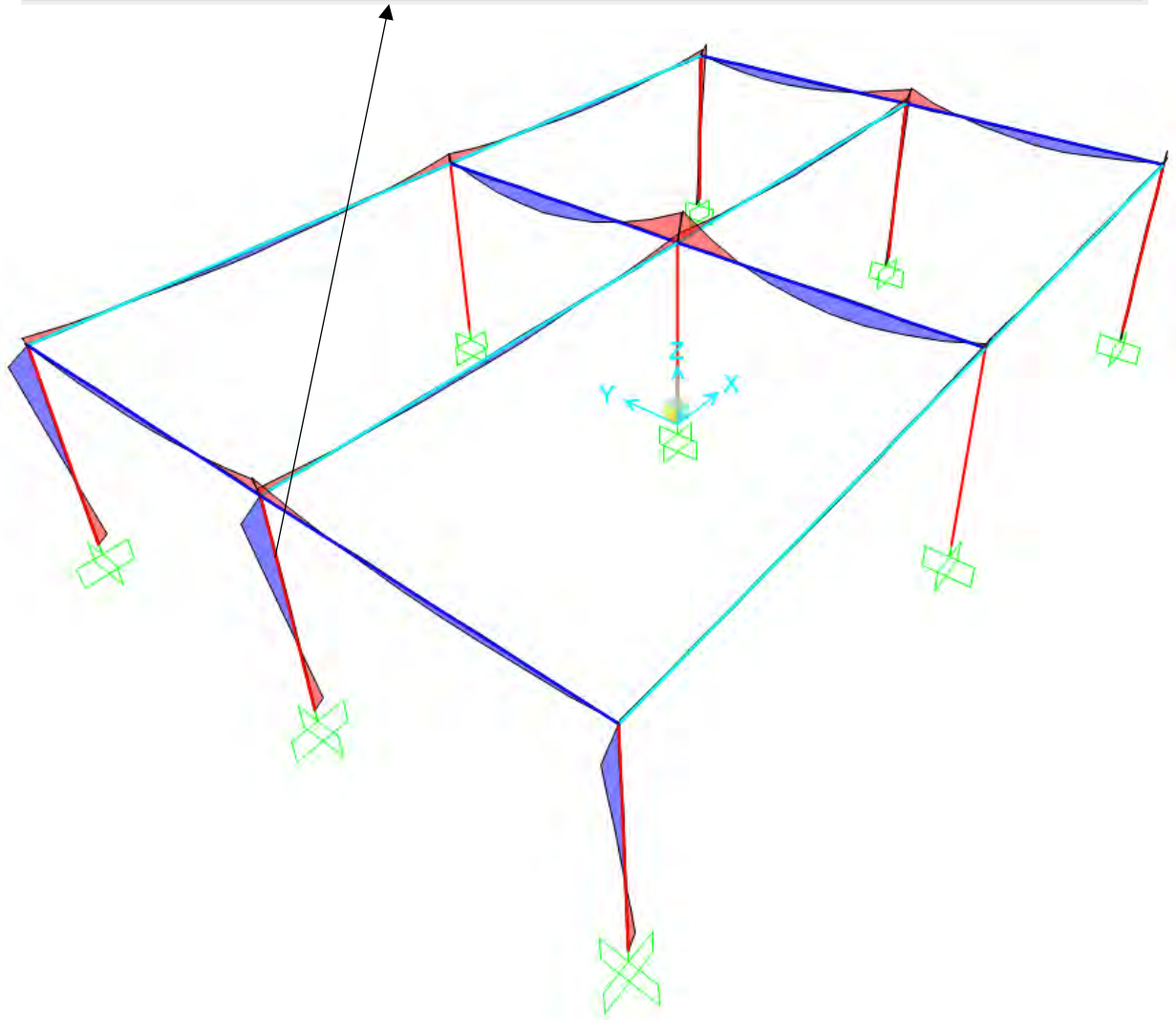
Le verifiche dei pilastri allo SLU sono state condotte considerando la combinazione SLU FONDAMENTALE in quanto maggiormente critica rispetto all'involuppo degli effetti delle combinazioni sismiche.

Per quanto riguarda gli SLE, i valori dei momenti considerati in quanto maggiormente critici sono quelli ottenuti assumendo la neve come azione variabile dominante.

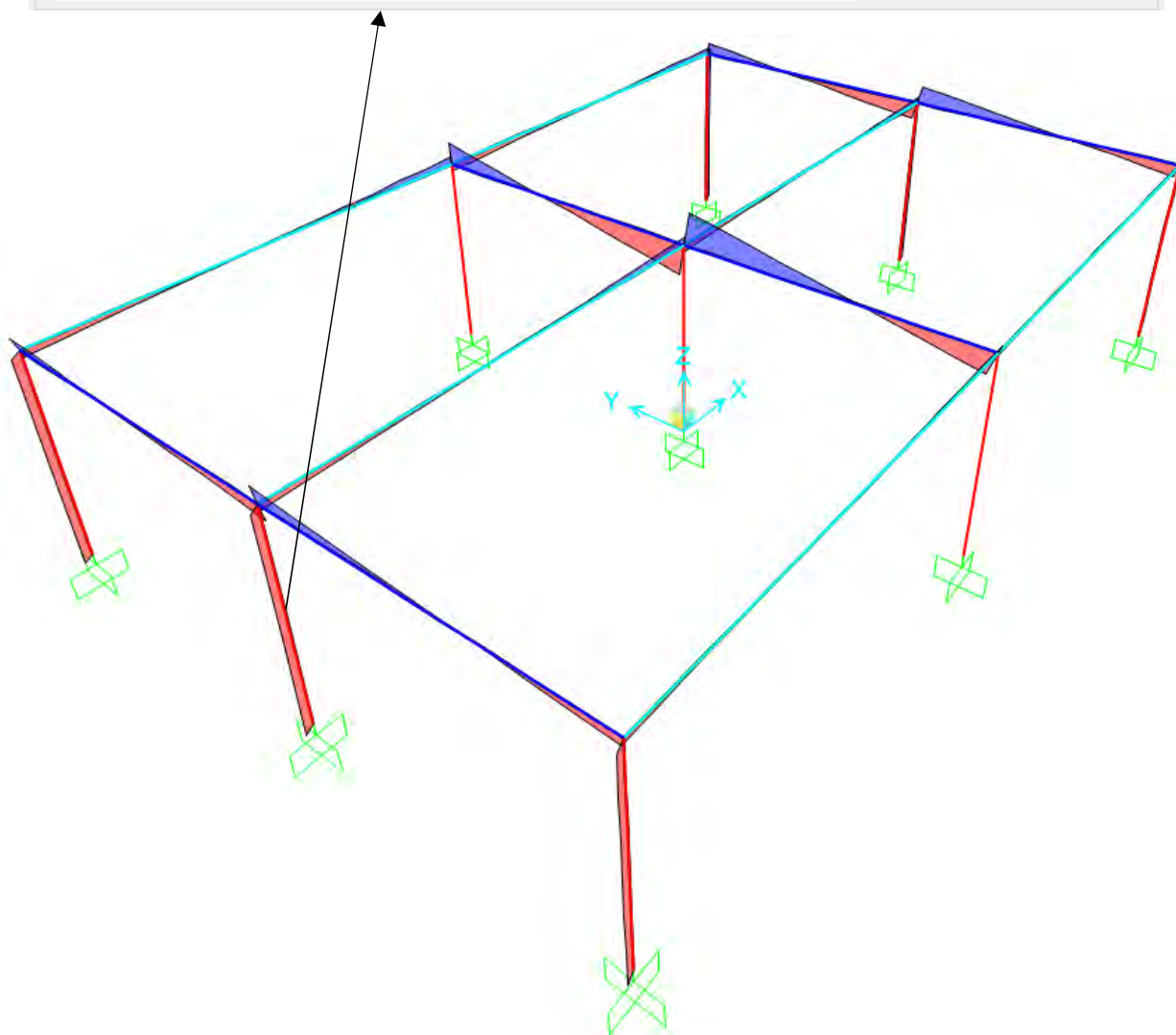
Di seguito sono riportati i risultati rilevanti ai fini delle verifiche condotte.



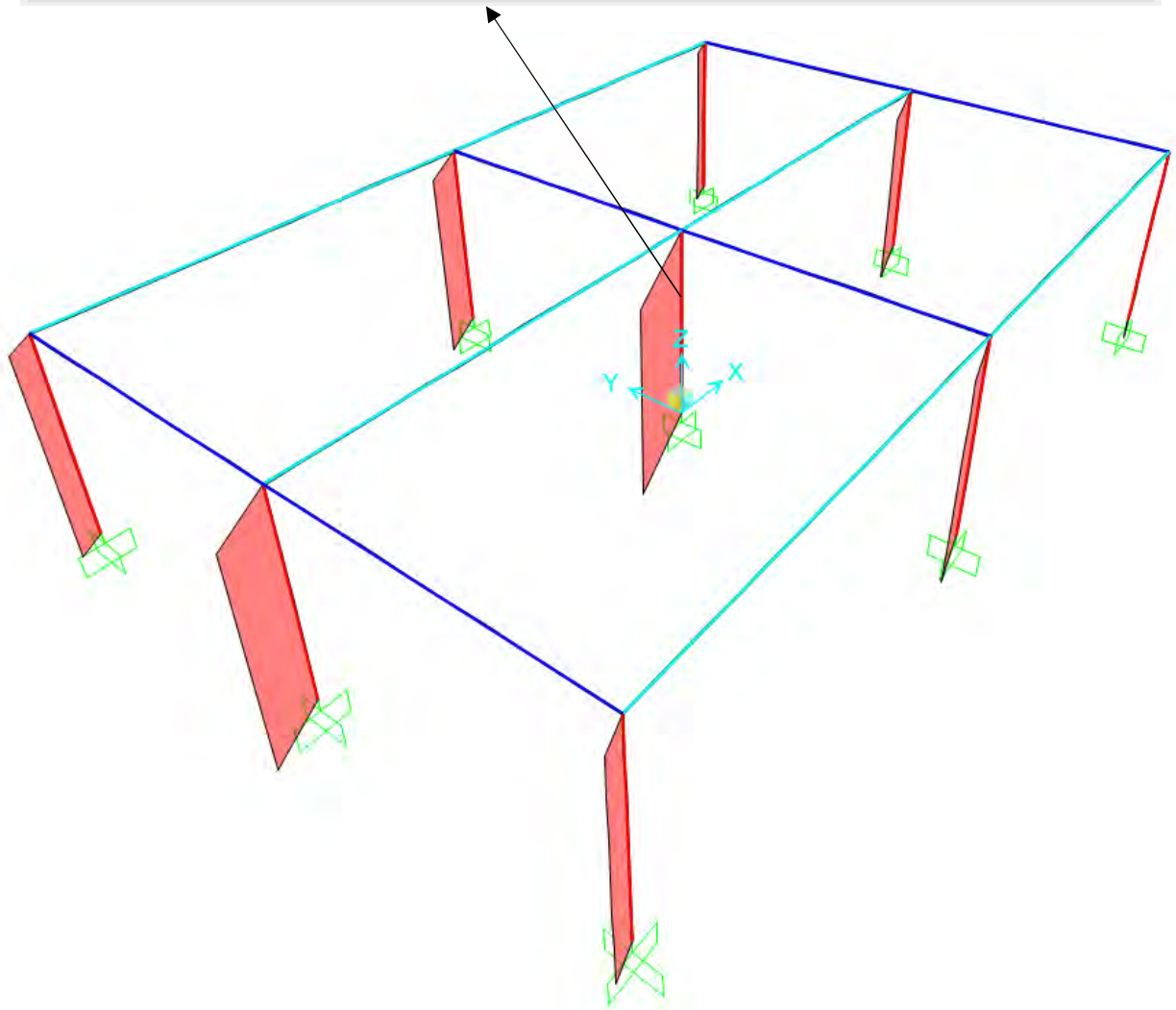
## $M_{33,SLU\_FONDAMENTALE}$



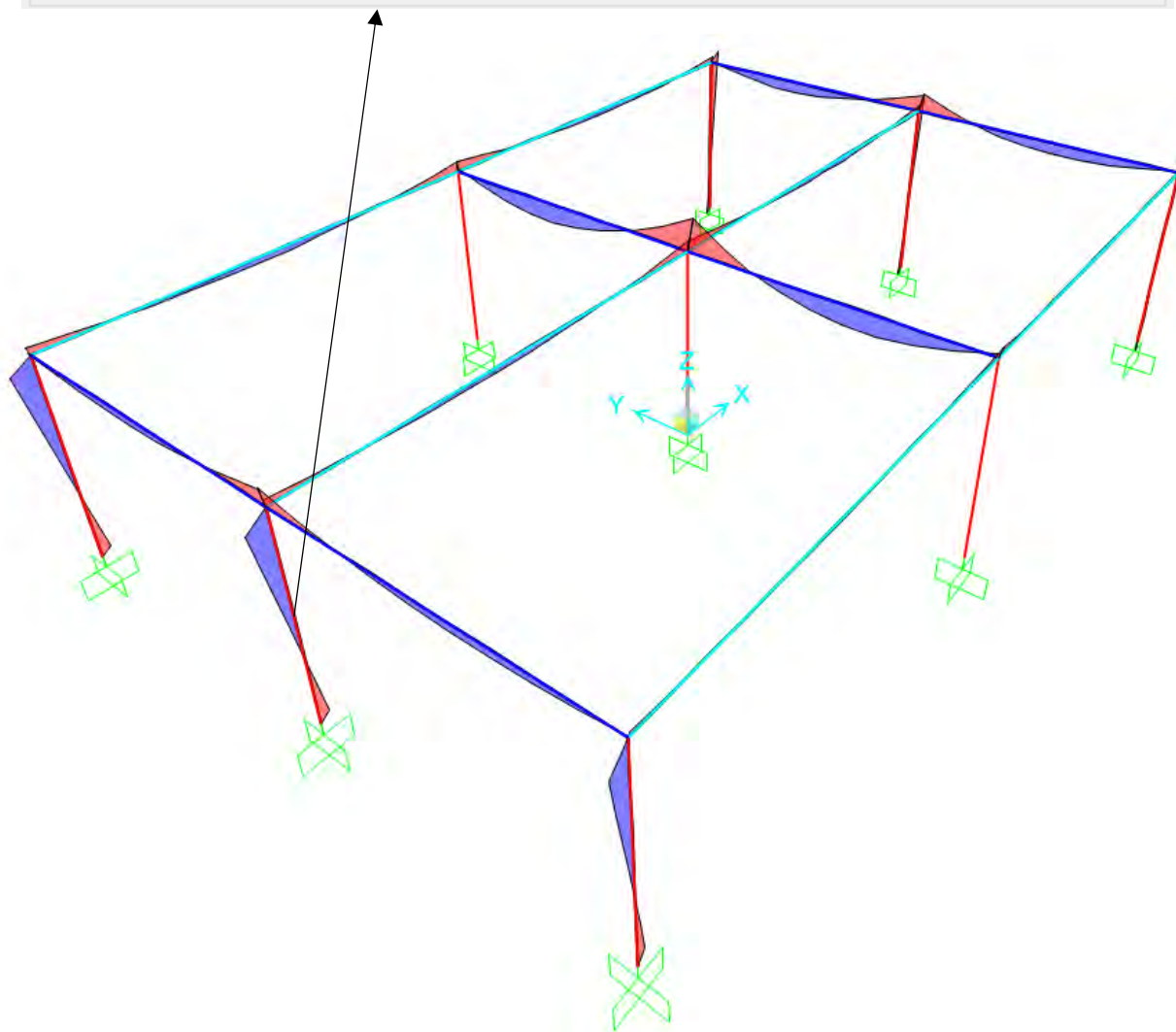
## $V_{22,SLU\_FONDAMENTALE}$



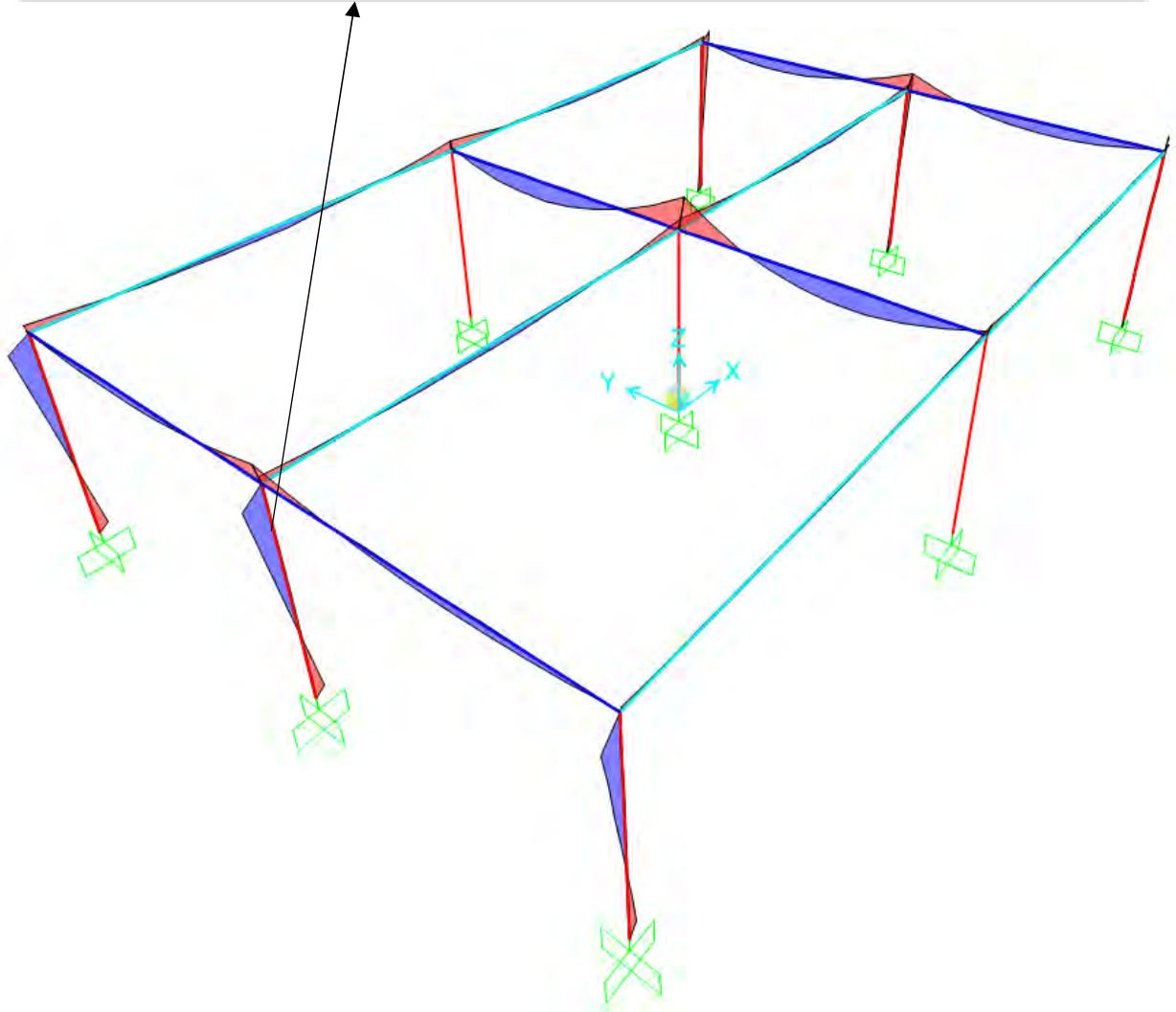
## N<sub>SLU\_FONDAMENTALE</sub>



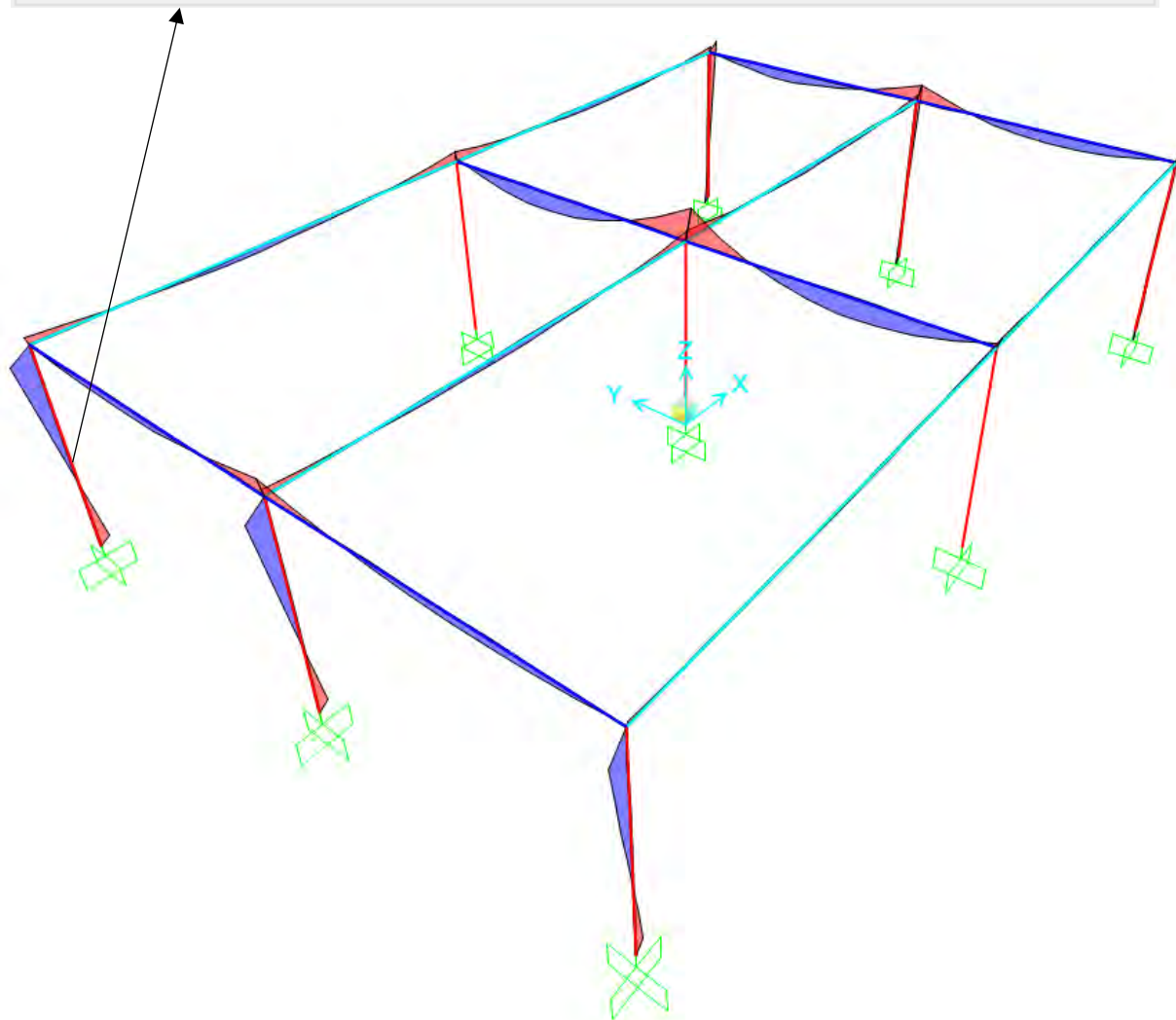
$M_{33,SLE\_RARA\_NEVE}$



# $M_{33,SLE\_FREQUENTE\_NEVE}$

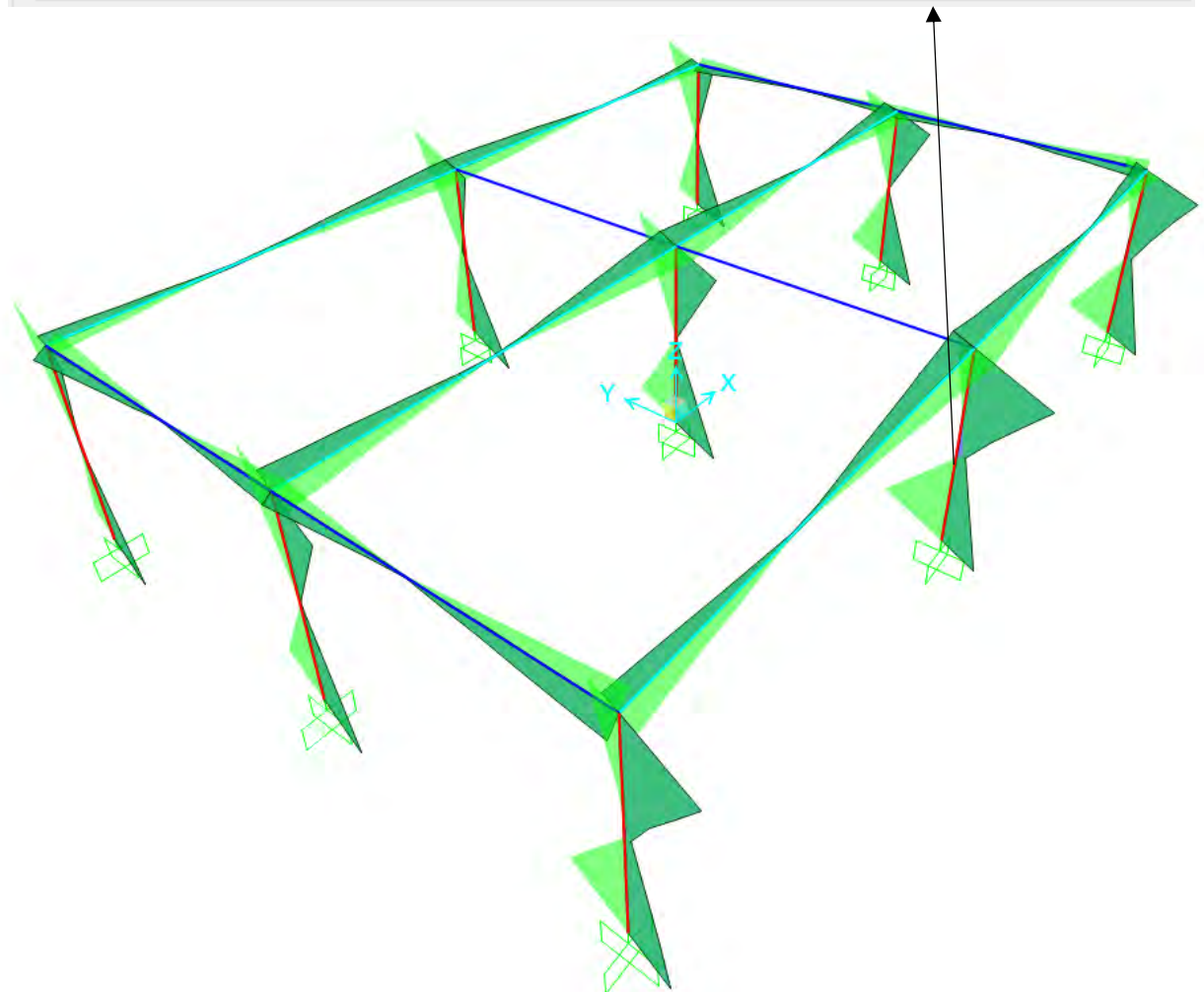
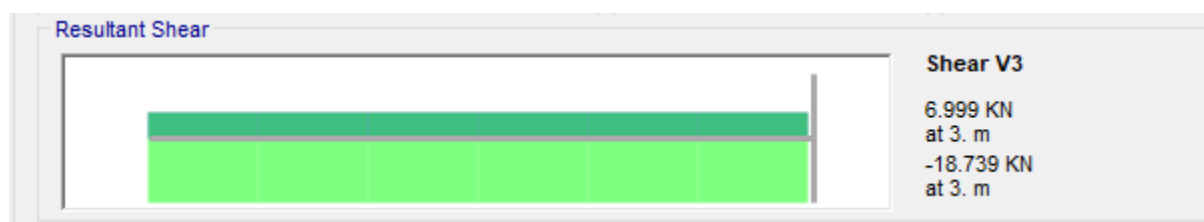


## $M_{33,SLE\_QUASI\_PERMANENTE}$



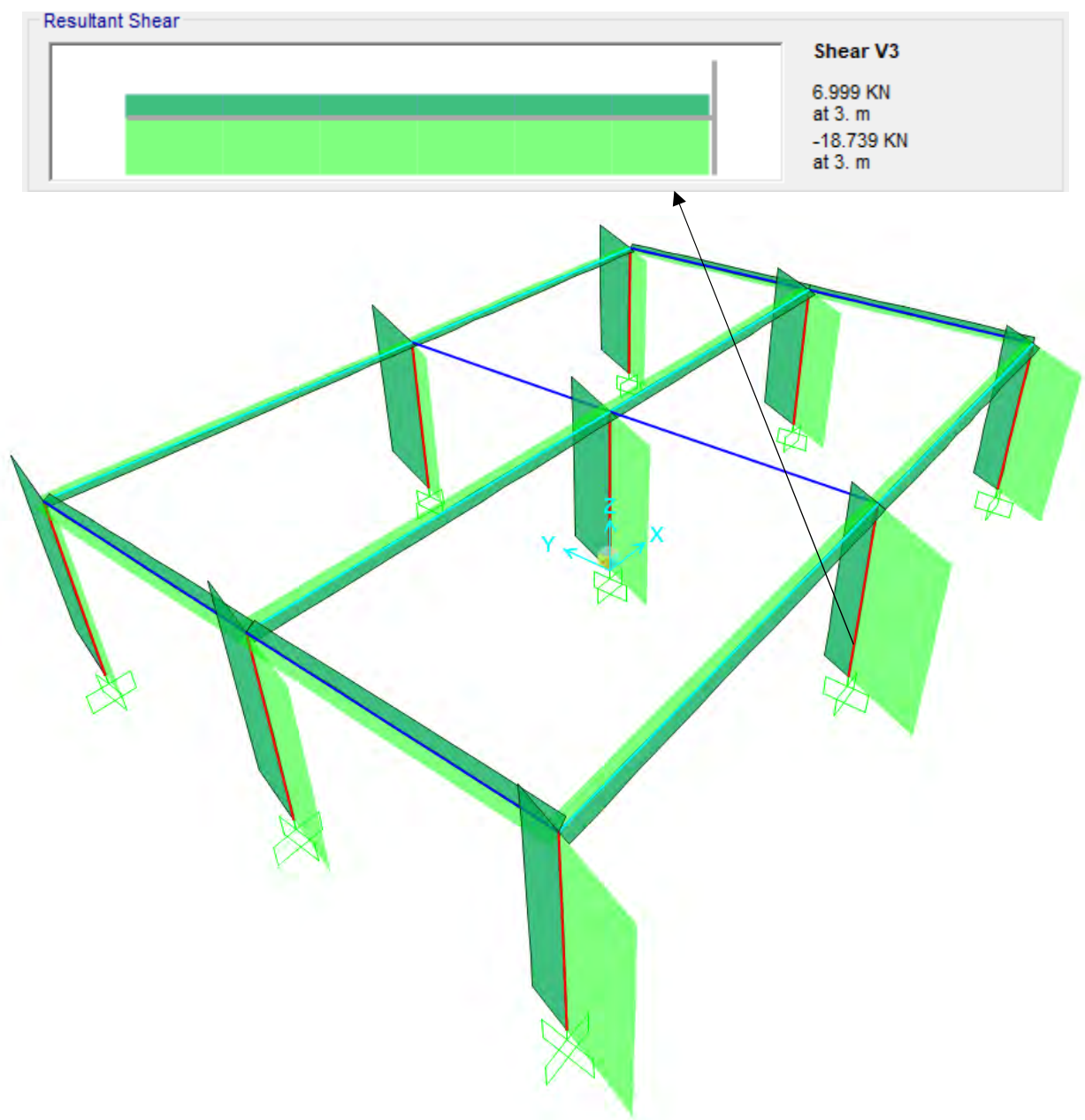
Per completezza si riportano nel seguito i diagrammi del momento flettente e del taglio ottenuti considerando l'involuppo degli effetti delle 8 combinazioni sismiche.

## $M_{22,SLU\_SISMICA\_INVILUPPO}$





## $V_{33,SLU\_SISMICA\_INVILUPPO}$



Di seguito sono riportate le verifiche effettuate per il pilastro.



	$M_{ED}$ [ kNm ]	$N_{ED}$ [ kN ]	$T_{ED}$ [ kN ]
SLU	37.81	510.80	18.73
RARA	26.97		
FREQ.	24.11		
Q. PERM.	23.40		

## VERIFICA PILASTRO - EDIFICIO SERVIZI

### Caratteristiche dei materiali

- Cls  $R_{ck} \geq 40$  MPa

$R_{ck} =$	30.00	MPa
$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} =$	24.90	MPa
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c =$	14.11	MPa
$\alpha_{cc} =$	0.85	
$\gamma_c =$	1.5	
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.90	MPa
$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56	MPa
$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} =$	1.79	MPa
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.19	MPa
$f_{bd} = 2.25 * f_{ctk} / \gamma_c =$	2.69	MPa
$E_c = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	31'447	MPa

*coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata  
coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo*

- Acciaio B450C

$f_{yk} =$	450.00	MPa
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	MPa
$\gamma_s =$	1.15	
$E_s =$	210'000	MPa

*coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio*

### Deformazioni limite cls e acciaio

Questo schema è valido per:

- un diagramma sforzi deformazioni del cls del tipo parabola-rettangolo
- per  $f_{ck} \leq 50$  N/mm<sup>2</sup>
- un asse neutro reale dove  $x < h$

$\beta_1 =$	0.80952
$\beta_2 =$	0.41597
$\epsilon_{c,2} =$	0.002
$\epsilon_{cu} =$	0.0035
$\epsilon_{uk} =$	0.075
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s =$	0.00186
$\epsilon_{ud} = 0,9 * \epsilon_{uk} =$	0.0675

### Caratteristiche geometriche della sezione di cls

$b =$	120	cm
$h =$	24	cm
$d' =$	4	cm
$d =$	20	cm

**VERIFICA STATO LIMITE ULTIMO**

Si sono condotte la verifica al taglio e alla flessione

**Verifica a taglio****Elemento senza armature trasversali resistenti a taglio**

$V_{Ed, base} =$	18.73	kN				
$A_{S, compr} =$	3	$\Phi 20$	+	$\Phi 20 =$	9.42	cm <sup>2</sup>
$A_{S, tesa} =$	3	$\Phi 20$	+	$\Phi 20 =$	9.42	cm <sup>2</sup>
con:			2			
$b_w = b =$	30	cm		$h =$	30	cm
$d' =$	4	cm		$d =$	20	cm

$V_{Rd1} = [0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d =$	99.96	kN
--	-------	----

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 2.00 \geq 2$$

$$\rho_1 = A_{SI} / (b_w * d) = 0.0157 \leq 0.02$$

 $A_{SI}$  = armatura longitudinale tesa

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 5.68 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 510.80 \text{ kN}$$

$$A_c = b * h = 900 \text{ cm}^2$$

 $N_{Ed}$  = forza longitudinale di compressione nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione

$V_{Rd2} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d =$	80.72	kN
--	-------	----

con

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0.494$$

$V_{Rd} = \min (V_{Rd1} ; V_{Rd2}) =$	80.72	kN	>	$V_{Ed} =$	18.73	kN
---------------------------------------	-------	----	---	------------	-------	----

### Verifica a flessione

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 37.81 & \text{kNm} \\ N_{Ed} &= 510.80 & \text{kN} \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} A_{S,compr} &= 3 & \Phi 20 & + & \Phi 20 &= 9.42 & \text{cm}^2 \\ A_{S,tesa} &= 3 & \Phi 20 & + & \Phi 20 &= 9.42 & \text{cm}^2 \end{aligned}$$

con:

$$\begin{aligned} b &= 120 & \text{cm} & & h &= 24 & \text{cm} \\ d' &= 4 & \text{cm} & & d &= 20 & \text{cm} \end{aligned}$$

$$x_1 = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} - \epsilon_{yd})] * d' = 8.6 \quad \text{cm}$$

- Ipotesi  $x < x_1$ :

$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\sigma'_s < f_{yd}$$

*armatura compressa in campo elastico*

$$\sigma_s = f_{yd} = 391.30 \quad \text{MPa}$$

*armatura tesa alla tensione  $f_{yd}$*

$$N_{Rd1} = \beta_1 * b * x_1 * f_{cd} + (A_{S,compr} - A_{S,tesa}) * f_{yd} = 1'172 \quad \text{kN}$$

- Calcolo del momento resistente per  $N_{Rd} < N_{Rd1}$  (ovvero  $x < x_1$ )

$$\beta_1 * b * x * f_{cd} + \sigma'_s * A_{S,compr} = A_{S,tesa} * f_{yd} + N_{Ed}$$

$$\text{dove: } \sigma'_s = E_s * \epsilon'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x)$$

$$\beta_1 * f_{cd} * b * x^2 - (N_{Ed} - \epsilon_{cu} * E_s * A_{S,compr} + f_{yd} * A_{S,tesa}) * x - \epsilon_{cu} * E_s * d' * A_{S,compr} = 0$$

$$13'707 \quad x^2 \quad + \quad -186'874 \quad x \quad -27'708'847 \quad = 0$$

$$x = 5.23 \quad \text{cm} \quad < \quad x_1 = 8.55 \quad \text{cm}$$

$$\sigma'_s = E_s * \epsilon_{cu} * (1 - d' / x) = 172.78 \quad \text{MPa}$$

$$M_{Rd} = A_{S,tesa} * f_{yd} * (h / 2 - d') + A_{S,compr} * \sigma'_s * (h / 2 - d') + \beta_1 * x * b * f_{cd} * (h / 2 - \beta_2 * x) =$$

$M_{Rd} =$	<b>112.95</b>	kNm	>	$M_{Ed} =$	<b>37.81</b>	kNm
------------	---------------	-----	---	------------	--------------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione rara**

Si sono condotte la verifica delle tensioni di esercizio e della limitazione delle deformazioni

**Verifica tensioni in esercizio**

$M_{Ed} =$	26.97	kNm				
$A_{S,compr} =$	3	$\Phi 20$	+	$\Phi 20 =$	9.42	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	3	$\Phi 20$	+	$\Phi 20 =$	9.42	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	120	cm	$h =$	24	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	20	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	18.85	cm <sup>2</sup>			
$x = (n \cdot A_{S,tot} / b) \cdot [-1 + (1 + (2 \cdot b / (n \cdot A_{S,tot})) \cdot (d + \gamma \cdot d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$			5.52	cm	
$J_{fess} = b \cdot x^3 / 3 + n \cdot A_{S,tesa} \cdot (d - x)^2 + n \cdot A_{S,compr} \cdot (x - d')^2 =$			36'696	cm <sup>4</sup>	

$\sigma_c = M_{Ed} \cdot x / J_{fess} =$	4.06	MPa	<	$0,60 \cdot f_{ck} =$	14.94	MPa
--	------	-----	---	-----------------------	-------	-----

$\sigma_s = n \cdot M_{Ed} \cdot (d - x) / J_{fess} =$	159.59	MPa	<	$0,8 \cdot f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	---	----------------------	--------	-----

**Limitazione delle deformazioni****CAMPATA**

Per travi e solai con luci non superiori ai 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza  $\lambda = L / h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \cdot \left[ 11 + \frac{0.0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

con

$f_{ck} =$	24.90	MPa	resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo		
$\rho = A_s / (b \cdot d) =$	0.0014		rapporto d'armatura tesa		
$\rho' = A_{s'} / (b \cdot d) =$	0.0014		rapporto d'armatura compressa		
$A_{s,eff} = A_{s,tesa} =$	9.42	cm <sup>2</sup>	armatura tesa presente nella sezione più sollecitata		
$A_{s,calc} =$	4.21	cm <sup>2</sup>	armatura di calcolo presente nella sezione più sollecitata		
$f_{yk} =$	450.00	MPa	tensione di snervamento caratteristica dell'armatura		
$K =$	1		coefficiente correttivo. Tab. pag. 64 Circolare esplicativa		
$L =$	3.00	m			

Interpolazione lineare:

$\rho \leq 0,5\%$	49.72	cls poco sollecitato			
$\rho \geq 1,5\%$	34.81	cls molto sollecitato			
$\lambda =$	12.50	<	$\rho \text{ limite} =$	55.16	

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione quasi permanente**

Si sono condotte la verifica di fessurazione e la verifica delle tensioni di esercizio

**Verifica a fessurazione**

$M_{Ed} =$	23.40	kNm				
$A_{S,compr} =$	3	$\Phi 20$	+	$\Phi 20 =$	9.42	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	3	$\Phi 20$	+	$\Phi 20 =$	9.42	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	120	cm	$h =$	24	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	20	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	18.85	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma)]^{0.5} =$			5.52	cm	
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$			36'696	cm <sup>4</sup>	

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 138.46 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00024 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00040$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 6.16 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 12.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 739.03 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.68 \\ \Delta_{s,max} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 40.26 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{s,max} =$	0.159	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.200	mm
---	-------	----	--------	---------------	-------	----

**Verifica tensioni in esercizio**

$\sigma_c = M_{Ed} * x / J_{fess} =$	3.52	MPa	$<$	$0.45 * f_{ck} =$	11.21	MPa
--------------------------------------	------	-----	-----	-------------------	-------	-----

$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} =$	138.46	MPa	$<$	$0.8 * f_{yk} =$	360.00	MPa
--	--------	-----	-----	------------------	--------	-----

**VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: combinazione frequente**

Si è condotta la verifica di fessurazione

Verifica a fessurazione

$M_{Ed} =$	24.11	kNm				
$A_{S,compr} =$	3	$\Phi 20$	+	$\Phi 20 =$	9.42	cm <sup>2</sup>
$A_{S,tesa} =$	3	$\Phi 20$	+	$\Phi 20 =$	9.42	cm <sup>2</sup>

con:

$b =$	120	cm	$h =$	24	cm
$d' =$	4	cm	$d =$	20	cm
$n =$	15				

$\gamma = A_{S,compr} / A_{S,tesa} =$	1.00				
$A_{S,tot} = A_{S,tesa} + A_{S,compr} =$	18.85	cm <sup>2</sup>			
$x = (n * A_{S,tot} / b) * [-1 + (1 + (2 * b / (n * A_{S,tot})) * (d + \gamma * d')) / (1 + \gamma))^{0.5}] =$	5.52	cm			
$J_{fess} = b * x^3 / 3 + n * A_{S,tesa} * (d - x)^2 + n * A_{S,compr} * (x - d')^2 =$	36'696	cm <sup>4</sup>			

$$\sigma_s = n * M_{Ed} * (d - x) / J_{fess} = 142.66 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0.00026 < 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00041$$

$$\begin{aligned} k_t &= 0.4 \\ h_{c,eff\ 1} &= 2.5 * (h - d) = 10.00 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 2} &= (h - x) / 3 = 6.16 \text{ cm} \\ h_{c,eff\ 3} &= h / 2 = 12.00 \text{ cm} \\ A_{c,eff} &= \min(h_{c,eff\ i}) * b = 739.03 \text{ cm}^2 \\ \rho_{eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.013 \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 6.68 \\ \Delta_{smax} &= k_3 \cdot d' + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 40.26 \text{ cm} \end{aligned}$$

$w_d = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} =$	0.164	mm	$\leq$	$w_{d,max} =$	0.300	mm
--	-------	----	--------	---------------	-------	----

Il valore dell'azione assiale considerato nei fogli di calcolo è quello massimo, e peraltro non si registra nello stesso pilastro in cui è raggiunto il momento flettente maggiore. Tuttavia la verifica a pressoflessione risulta ugualmente validata nel caso in cui si assuma in via conservativa compressione nulla della colonna. Ciò è chiaramente deducibile analizzando il dominio M-N della sezione considerata riportato qui di seguito.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	30
3	30	30
4	30	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	9.42	15	25
2	9.42	15	5

Sollecitazioni  
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
M<sub>Ed</sub>   kNm  
M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
☒ B450C ☐ C25/30  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    $\tau_{c1}$

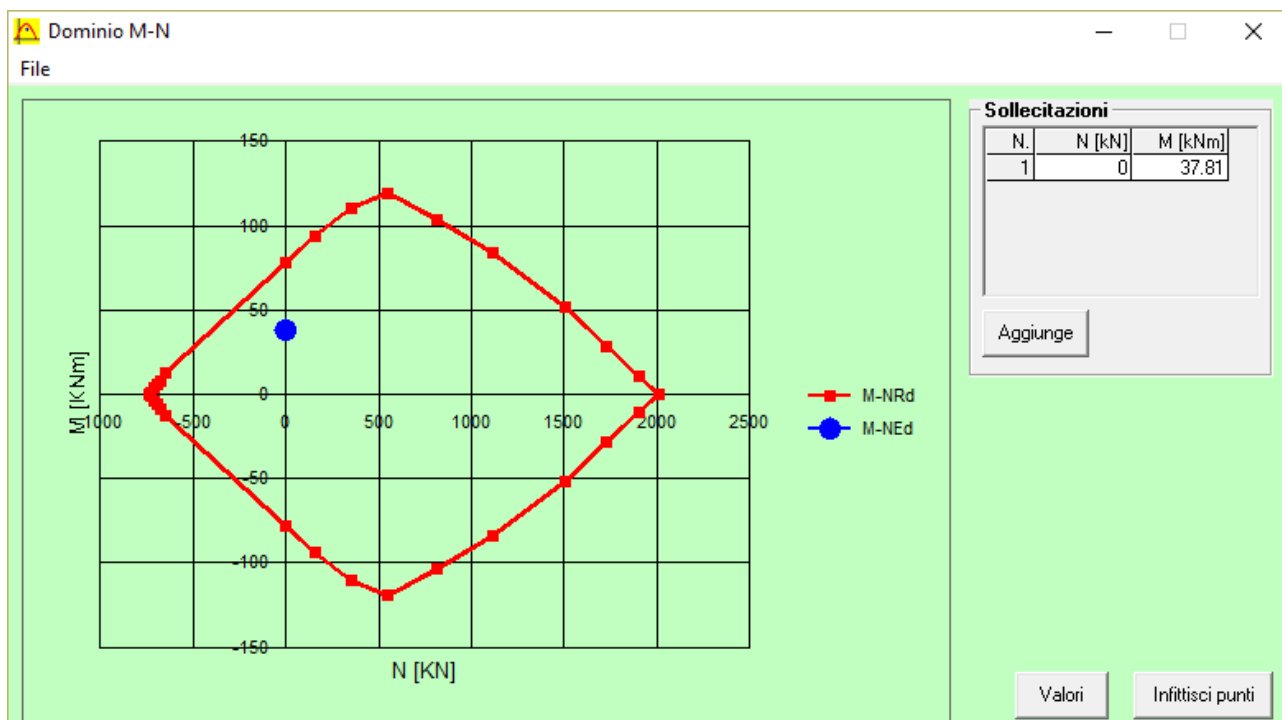
M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

Tipo Sezione  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
☐ Precompresso



### 9.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati ottenuti tramite modellazione ad elementi finiti con il software SAP2000 sono ritenuti accettabili in quanto coerenti con quelli ottenuti associando le lastre predalles e le travi in cls a travi continue su tre appoggi. Nella tabella seguente i valori del momento flettente e del taglio in corrispondenza dell'appoggio centrale ottenuti agli SLU tramite schematizzazione sono confrontati con quelli in coincidenza del pilastro centrale ricavati mediante modellazione considerando la combinazione SLU FONDAMENTALE.

	LASTRA PREDALLES		TRAVE IN CLS	
	SCHEMA	MODELLO	SCHEMA	MODELLO
M [kN·m]	67.15	53.34	170.09	166.10
V [kN]	51.65	47.00	195.51	204.66

Come si evince i valori del momento calcolati previa schematizzazione degli elementi orizzontali risultano leggermente maggiori e ciò è in parte dovuto al fatto che la semplificazione operata non prevede in via conservativa la possibilità di trasmissione del momento agli elementi verticali (pilastri).



## 10 Verifiche strutturali: scala in carpenteria metallica

### 10.1 Analisi delle azioni

Oltre al peso proprio degli elementi strutturali, è stato considerato un sovraccarico accidentale (azione variabile Q sfavorevole, STR) in accordo con la normativa [NTC 2018 – Tab. 3.1.II]:

- $q_k = 4 \text{ kN/m}^2$  carico verticale uniformemente distribuito;
- $H_k = 2 \text{ kN/m}$  carico orizzontale lineare.

Le combinazioni di carico utilizzate sono riassunte nella tabella di seguito [NTC 2018 – Par. 2.5.2./2.5.3./2.6.1.].

	COMBINAZIONI	P.P. struttura	Carico accidentale
SLU/SLE	SLU FONDAMENTALE	1.3	1.5
	SLE RARA	1	1

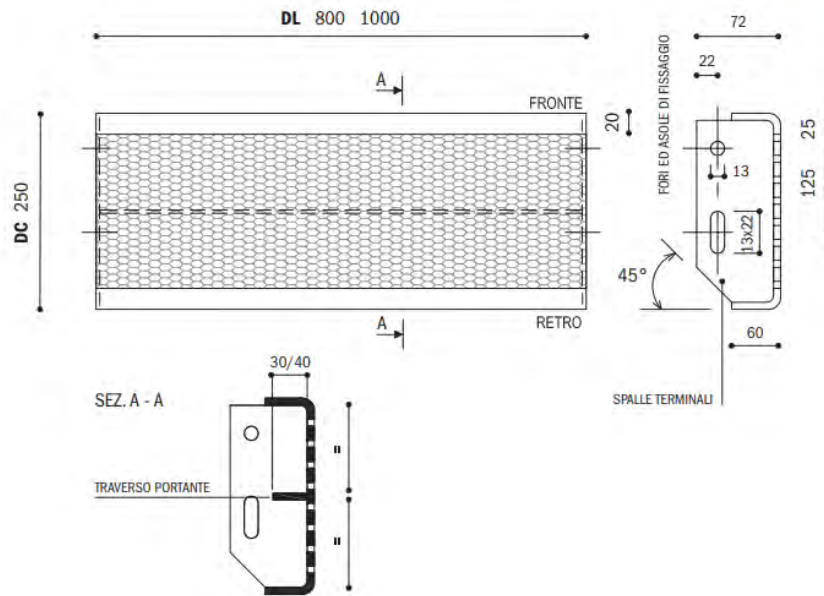
### 10.2 Verifiche strutturali

Nel seguito sono riportate specifiche in merito alla selezione e al dimensionamento degli elementi che costituiscono la scala in carpenteria nonché le verifiche effettuate sugli stessi. In particolare:

- si è giustificata la scelta della tipologia di gradino certificandone la conformità in termini di resistenza a quanto prescritto da normativa;
- per quanto riguarda il profilato UPN200 di supporto ai gradini, è stata effettuata la verifica a pressoflessione e la verifica della freccia massima;
- è stata verificata la giunzione col diaframma in cls realizzata mediante tasselli meccanici;
- inoltre il parapetto è stato verificato a flessione.

#### 10.2.1 Gradino

Si prevede l'installazione di gradini Fils tipo GALAXI – DC 250 mm o equivalenti. Come si evince dalle specifiche tecniche, è garantita una portata  $m = 408 \text{ kg/m}^2$ . Dunque sia il grigliato che costituisce il piano di calpestio sia la bullonatura per il fissaggio al profilato UPN200 sono in grado di resistere ad un carico distribuito  $p = m \cdot g = 408 \text{ kg/m}^2 \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 \geq 4 \text{ kN} \Rightarrow OK$ .



GALAXI	DL	DC	H	Peso kg/cad. AC	ACZ	Portata Kg/m <sup>2</sup> ripartiti	Portata Kg concentrati
	800	250	72	/	5,7	408	408
	1000	250	72	/	7,6	408	408

Valori espressi in mm.  
A richiesta si possono realizzare gradini su misura.  
AC - Acciaio al Carbonio  
ACZ - Acciaio al Carbonio Zincato a caldo

## 10.2.2 Profilato UPN200

### 10.2.2.1 Verifica a presso-flessione

Il problema è stato schematizzato considerando il profilato UPN come una trave in semplice appoggio di lunghezza  $L = 4 \text{ m}$  soggetta a carichi uniformemente distribuiti:

- $p_g^* \rightarrow$  peso gradini;
- $q_k^* \rightarrow$  azione variabile sui gradini.

Tali carichi sono stati ottenuti sommando il contributo di ogni gradino e assumendo una distribuzione uniforme lungo la lunghezza del profilato UPN, pertanto:

- $p_g^* = \frac{1}{2} \cdot \frac{p_g \cdot n}{L} = \frac{1}{2} \cdot \frac{7.6 \text{ kg} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 \cdot 12}{4 \text{ m}} \cong 112 \text{ N/m}$ , essendo  $p_g$  il peso di ogni singolo gradino (da specifica tecnica) ed  $n$  il numero di gradini fissati al profilato UPN;
- $q_k^* = \frac{1}{2} \cdot \frac{q_k \cdot A_g \cdot n}{L} = \frac{1}{2} \cdot \frac{4000 \text{ N} \cdot 0.25 \text{ m}^2 \cdot 12}{4 \text{ m}} = 1500 \text{ N/m}$ , essendo  $A_g$  l'area di ogni singolo gradino.

Chiaramente è stato considerato anche il peso proprio del tubolare UPN:

$$p_p \cong 249 \text{ N/m}$$

Non è invece stato considerato in quanto trascurabile il peso del parapetto.

I carichi sono stati amplificati come da normativa:

$$p_{p,d} = p_p \cdot \gamma_{G1} = 249 \frac{N}{m} \cdot 1.3 = 324 \text{ N/m}$$

$$p_{g,d}^* = p_g^* \cdot \gamma_{G1} = 112 \frac{N}{m} \cdot 1.3 \cong 146 \text{ N/m}$$

$$q_{k,d}^* = q_k^* \cdot \gamma_{Qi} = 1500 \frac{N}{m} \cdot 1.5 = 2250 \text{ N/m}$$

Pertanto il carico verticale distribuito che sollecita complessivamente il profilato UPN si ottiene come segue.

$$w = p_{p,d} + p_{g,d}^* + q_{k,d}^* = 2720 \text{ N/m}$$

Poiché il profilato UPN è obliquo a formare un angolo  $\alpha = 40^\circ$  con l'orizzontale, i carichi distribuiti che lo sollecitano perpendicolarmente e parallelamente al suo asse sono rispettivamente i seguenti:

$$w_{\perp} = w \cdot \cos(\alpha) \cong 2084 \text{ N/m}$$

$$w_{\parallel} = w \cdot \sin(\alpha) \cong 1748 \text{ N/m}$$

Il valore del momento massimo agente sul tubolare si registra in corrispondenza della sua mezzaria e si ricava come segue.

$$M_{max} = \frac{w_{\perp} \cdot L^2}{8} = \frac{2084 \text{ N/m} \cdot 16 \text{ m}^2}{8} = 4168 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Invece il valore massimo dell'azione assiale di compressione si registra alla base del tubolare e si ottiene come segue.

$$N_{max} = w_{\parallel} \cdot L = 1748 \text{ N/m} \cdot 4 \text{ m} = 6992 \text{ N}$$

In via conservativa la verifica a pressoflessione è condotta assumendo che  $M_{max}$  e  $N_{max}$  si registrino nella stessa sezione.

E' possibile ricavare il valore della tensione massima dovuta a momento dividendo il momento agente massimo per il modulo di resistenza elastico della sezione.

$$\sigma_{M,max} = \frac{M_{max}}{W_e} \cong 22 \text{ N/mm}^2$$

La tensione dovuta all'azione assiale massima si ottiene invece dividendo quest'ultima per l'area della sezione.

$$\sigma_{N,max} = \frac{N_{max}}{A} \cong 3 \text{ N/mm}^2$$

Il valore massimo degli sforzi è dunque  $\sigma_{max} = \sigma_{M,max} + \sigma_{N,max} = 25 \text{ N/mm}^2$

E' dunque verificata la seguente condizione:

$$\sigma_{max} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05} \cong 261.9 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow OK$$

#### 10.2.2.2 Verifica della freccia massima

Si è calcolato lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti.

$$\delta_1 = -\frac{5 \cdot w_1 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \cong -0.23 \text{ mm}$$

dove:

- $w_1 = (p_p + p_g^*) \cdot \cos(\alpha) \cong 277 \text{ N/m}$ ;
- $L = 4 \text{ m}$ ;
- $E = 210000 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$  è il modulo elastico dell'acciaio;
- $I = 1.911 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$  è il momento di inerzia della sezione.

Lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili risulta invece essere il seguente.

$$\delta_2 = -\frac{5 \cdot w_2 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \cong -0.95 \text{ mm}$$

essendo  $w_2 = q_k^* \cdot \cos(\alpha) \cong 1149 \text{ N/m}$ .

E' dunque definito lo spostamento nello stato finale.

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 = -1.18 \text{ mm}$$

Sono state effettuate le verifiche previste da normativa [NTC 2018 – Par. 4.2.4.2.1.].

#### 4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

##### 4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

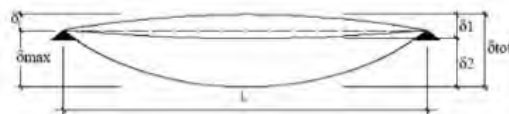


Fig. 4.2.3 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

- $\delta_0$  la monta iniziale della trave,
- $\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,
- $\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,
- $\delta_{max}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{tot} - \delta_0$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{max}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

Verifica I:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{200} = 20 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

Verifica II:

$$\delta_2 \leq \frac{L}{250} \cong 16 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

### 10.2.3 Giunzione col diaframma in cls

La rampa di scale è sostenuta per mezzo di travi IPE200 connesse ai diaframmi in cls mediante tasselli meccanici. Esse possono essere schematizzate come elementi monodimensionali di lunghezza  $L = 1 \text{ m}$  incastrati agli estremi soggetti ai seguenti carichi uniformemente distribuiti:

- $q_k^* = q_k \cdot 0.5 \text{ m} = 2000 \text{ N/m} \rightarrow$  azione variabile;
- $p_g^* = p_g \cdot 2 \cong 149 \text{ N/m} \rightarrow$  peso griglia;
- $p_{UPN} \cong 249 \text{ N/m} \rightarrow$  peso profilato UPN200;

Chiaramente è stato considerato anche il peso proprio della trave IPE:

$$p_p \cong 220 \text{ N/m}$$

Non è invece stato considerato in quanto trascurabile il peso del parapetto.

I carichi sono amplificati come da normativa:

$$q_{k,d}^* = q_k^* \cdot \gamma_{Qi} = 2000 \text{ N/m} \cdot 1.5 = 3000 \text{ N/m}$$

$$p_{g,d}^* = p_g^* \cdot \gamma_{G1} = 149 \text{ N/m} \cdot 1.3 \cong 194 \text{ N/m}$$

$$p_{UPN,d} = p_{UPN} \cdot \gamma_{G1} = 249 \text{ N/m} \cdot 1.3 \cong 324 \text{ N/m}$$

$$p_{p,d} = p_p \cdot \gamma_{G1} = 220 \text{ N/m} \cdot 1.3 = 286 \text{ N/m}$$

Il valore del momento in corrispondenza dell'incastro con il diaframma in cls si ottiene mediante la seguente formula.

$$M = \frac{w \cdot L^2}{12} = 317 \text{ N} \cdot \text{m}$$

essendo  $w = q_{k,d}^* + p_{g,d}^* + p_{UPN,d} + p_{p,d} = 3804 \text{ N/m}$ .

Si prevedono 6 tasselli meccanici disposti su due file (3+3) a distanza 0.32 m, dunque la forza di trazione cui è soggetto il singolo tassello è pari a circa  $N = 330 \text{ N}$ .

Come si evince dalla scheda tecnica riportata di seguito, tasselli meccanici HILTI tipo HST2 M8 o equivalenti ancorati a calcestruzzo C20/25 sono caratterizzati da resistenze di progetto a trazione  $N_{Rd} = 6 \text{ kN} \gg 0.33 \text{ kN} \Rightarrow OK$ .



#### Resistenza di progetto

Dimensione Ancorante		M8	M10	M12	M16
<b>Calcestruzzo non fessurato</b>					
Trazione	HST2/HST2-BW	6,0	10,7	13,3	23,3
$N_{Rd}$	HST2-R/HST2-R-BW	6,0	10,7	13,3	23,3
Taglio	HST2/HST2-BW	9,1	17,3	25,1	44,2
$V_{Rd}$	HST2-R/HST2-R-BW	12,6	20,2	29,4	50,9
<b>Calcestruzzo fessurato</b>					
Trazione	HST2/HST2-BW	3,3	6,0	8,0	13,3
$N_{Rd}$	HST2-R/HST2-R-BW	3,3	6,0	8,0	16,7
Taglio	HST2/HST2-BW	9,1	17,3	25,1	44,2
$V_{Rd}$	HST2-R/HST2-R-BW	12,6	20,2	29,4	44,6

#### Carichi raccomandati <sup>a)</sup>

Dimensione Ancorante		M8	M10	M12	M16
<b>Calcestruzzo non fessurato</b>					
Trazione	HST2/HST2-BW	4,3	7,6	9,5	16,7
$N_{rec}$	HST2-R/HST2-R-BW	4,3	7,6	9,5	16,7
Taglio	HST2/HST2-BW	6,5	12,3	17,9	31,6
$V_{rec}$	HST2-R/HST2-R-BW	9,0	14,5	21,0	35,7
<b>Calcestruzzo fessurato</b>					
Trazione	HST2/HST2-BW	2,4	4,3	5,7	9,5
$N_{rec}$	HST2-R/HST2-R-BW	2,4	4,3	5,7	11,9
Taglio	HST2/HST2-BW	6,5	12,3	17,9	31,6
$V_{rec}$	HST2-R/HST2-R-BW	9,0	14,5	21,0	31,8

a) Con coefficiente parziale di sicurezza generale per la sollecitazione  $\gamma = 1,4$ . I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni dipendono dal tipo di carico e sono desumibili dai regolamenti nazionali.

## 10.2.4 Parapetto

La verifica è stata condotta considerando un montante costituito da tubolare quadrato di lato 7 cm e spessore 3 mm con interasse  $l = 1.50 \text{ m}$ . L'altezza ( $h$ ) del parapetto e quindi del montante è assunta pari ad 1 m in accordo con la normativa [D.M. n°236/89].

Il sovraccarico orizzontale è stato amplificato come da normativa.

$$H_d = H_k \cdot \gamma_{Qi} = 2 \text{ kN/m} \cdot 1.5 = 3 \text{ kN/m}$$

La forza concentrata applicata alla sommità del montante si ottiene moltiplicando  $H_d$  per l'interasse tra i tubolari:

$$H_{d,conc} = H_d \cdot l = 3 \text{ kN/m} \cdot 1.50 \text{ m} = 4.5 \text{ kN}$$

Il valore massimo del momento agente  $M$  nel tubolare si registra alla base e si ottiene moltiplicando  $H_{d,conc}$  per il suo braccio, che coincide con l'altezza del parapetto.

$$M = H_{d,conc} \cdot h = 4.5 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m} = 4.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Si ricava dunque il valore della tensione massima.

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} \cong 261.3 \text{ N/mm}^2$$

E' pertanto verificata la seguente condizione:

$$\sigma_{max} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1.05} \cong 261.9 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow OK$$

## 11 Sollecitazioni sugli scatolari sottopassanti la sede ferroviaria

La verifica degli scatolari non si è ritenuta necessaria in quanto, considerando le profondità alle quali sono collocati, gli effetti del traffico ferroviario sono trascurabili rispetto alle pressioni dovute al peso del terreno. Ciò può essere dedotto dal grafico riportato nella seguente immagine.

-->INPUT

$z_{rif}$ [m]	8
$\gamma_{sat}$ [kN/mq]	20
$\alpha$ [°]	45
$q_{treno}$ [kN/mq]	150
L [m]	25
B [m]	5.2
A [mq]	130

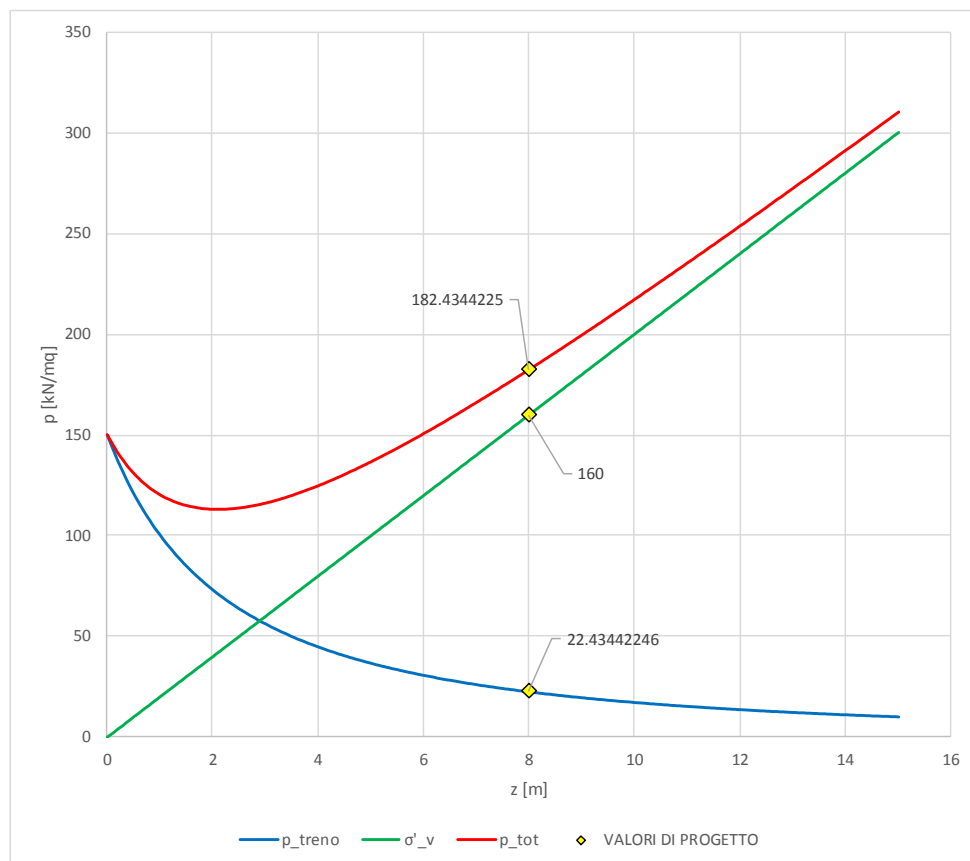
### VALORI DI PROGETTO

z [m]	p [kN/mq]
8	22.43442246
8	160
8	182.4344225

### INFO

I valori di  $q_{treno}$  ed L derivano dalle NTC 2018, Tab.

E' stata assunta la condizione maggiormente critica (presenza di due treni su binari



Milano, giugno 2017

Responsabile Progettazione Generale

Dott. Ing. Fulvio Bernabei