

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA  
S.O. ENERGIA E TRAZIONE ELETTRICA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA**

**TRATTA FINALE LIGURE – ANDORA**

**FABBRICATI – FA02**

**SSE ALBENGA**

Relazione di calcolo delle strutture fabbricato

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I V 0 I    0 0    D    1 8    C L    F A 0 2 0 0    0 0 1    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F. Pigato <i>Federico Pigato</i>	Feb 2022	M. Severi <i>M. Severi</i>	Feb 2022	G. Fadda <i>G. Fadda</i>	Feb 2022	G. Guidi Buffarini Feb 2022 <i>G. Guidi Buffarini</i> U.O. Direzione Centro Ing. Claudio Guidi Buffarini Ordine Ingegneri Provincia di Inps n° 77812

File: IV0I00D18CLFA0200001A -

n. Elab.:

## INDICE

1	Premessa.....	4
2	Normative e documenti di riferimento .....	5
2.1	Normative.....	5
2.2	Documenti di riferimento .....	5
3	Descrizione delle strutture .....	6
4	Caratteristiche dei materiali .....	9
4.1	Opere in calcestruzzo armato.....	9
4.1.1	Magrone.....	9
4.1.2	Struttura in fondazione.....	9
4.1.3	Struttura in elevazione e solai.....	10
4.1.4	Acciaio per calcestruzzo .....	10
4.2	Copriferro .....	10
4.3	Ancoraggio e sovrapposizione delle barre .....	11
5	Analisi dei carichi .....	12
5.1	Carichi permanenti strutturali.....	12
5.1.1	Peso proprio elementi strutturali in c.a. ....	12
5.1.2	Solaio di copertura .....	12
5.2	Carichi permanenti non strutturali.....	12
5.2.1	Sovraccarichi permanenti copertura a falde .....	12
5.2.2	Sovraccarichi permanenti piano di calpestio .....	12
5.2.3	Chiusure perimetrali.....	13
5.3	Carichi variabili.....	13
5.3.1	Sovraccarichi accidentali .....	13
5.3.2	Azione della neve.....	13
5.3.3	Azione del vento .....	14
5.3.4	Variazione termica .....	20
5.4	Azione sismica .....	20
5.4.1	Definizione delle azioni .....	20
5.4.2	Classe di duttilità.....	26
5.4.3	Regolarità della struttura.....	26
5.4.4	Tipologia strutturale e fattore di comportamento .....	26
5.4.5	Spettri di progetto.....	27
5.4.6	Metodo di analisi sismica .....	29
6	Geotecnica di sito .....	30

7	Analisi della struttura .....	31
7.1	Codici di calcolo utilizzati .....	31
7.2	Modellazione dell'opera .....	31
7.3	Condizioni elementari di carico e assegnazioni.....	33
7.4	Combinazioni di carico.....	39
8	Risultati delle analisi .....	46
8.1	Risultati dell'analisi sismica .....	46
8.2	Sollecitazioni travi di copertura .....	47
8.4	Sollecitazioni Pilastrì .....	50
8.5	Sollecitazioni in Fondazione .....	53
9	Verifiche elementi strutturali in elevazione .....	56
9.1	Pilastrì .....	58
9.2	Travi .....	65
9.3	Solaio in Predalles .....	74
9.4	Verifica delle fondazioni .....	83
9.5	Verifiche geotecniche .....	87
9.5.1	Teorie e formulazioni adottate per le verifiche geotecniche .....	87
9.5.2	Dettaglio verifiche .....	91
10	Incidenza armature .....	96
11	Conclusioni .....	97

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il progetto definitivo finalizzato all'intervento di potenziamento infrastrutturale previsto per la linea Genova-Ventimiglia per il raddoppio della tratta Finale Ligure-Andora.

Nello specifico la presente relazione illustra la progettazione, i calcoli e le verifiche del fabbricato SSE di Albenga condotte in accordo al D.M.17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".



Figura 1 - Inquadramento zona d'intervento

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

## 2 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative

Le opere contemplate dal presente progetto saranno conformi alla legislazione e alla normativa vigenti. Di seguito sono elencate le principali leggi e norme.

- D.M. 17/01/2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n.7 del 21/01/2019: Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17/01/2018
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/03/2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- D.P.C.M. del 21/10/2003: Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.: Linee guida sul calcestruzzo strutturale
- Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1.1 - Regole generali e regole per gli edifici.
- RFI.DTC.SI.PS.MA.IFS.001.E: Manuale di progettazione delle opere civili (Ed. 2021)
- Sezione 2 – Ponti e strutture
- Sezione 6 - Opere in conglomerato cementizio e in acciaio
- UNI EN 1992-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8): Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- UNI EN 206-1: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104: Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1
- RFI.DTC.SI.SP.IFS.001.B: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili (Ed. 2017)
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18/11/2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea.
- Regolamento di Esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione del 16/05/2019 che modifica i regolamenti (UE) n.321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n.1301/2014, (UE) n.1302/2014, (UE) n.1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio, e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

### 2.2 Documenti di riferimento

Le opere civili dovranno essere realizzate secondo quanto riportato nella presente Relazione Tecnica e negli ulteriori elaborati di Progetto sotto riportati, ai quali si farà riferimento esplicito o implicito nel presente documento:

- L37100D26F5GE0005009A: Profilo geotecnico per la SSE (tav. 9/12 - Albenga 1)
- IV0100D\_PAFA0200001A: Fabbricato SSE Albenga - Fondazioni
- IV0100D\_BBFA0200001A: Fabbricato SSE Albenga - Elevazione 1 di 2
- IV0100D\_PAFA0200002A: Fabbricato SSE Albenga - Elevazione 2 di 2

### 3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Il fabbricato oggetto della progettazione è una struttura monopiano con una pianta rettangolare di dimensioni 12,50 x 19,90 m e copertura a doppia falda con inclinazione di 17° e altezza del colmo pari a 6,50 m. La struttura portante è costituita da un telaio spaziale in calcestruzzo armato fondato su travi rovesce, il solaio di copertura è realizzato mediante lastre tralicciate prefabbricate tipo *prédalles*, ordinate nella direzione trasversale del fabbricato.

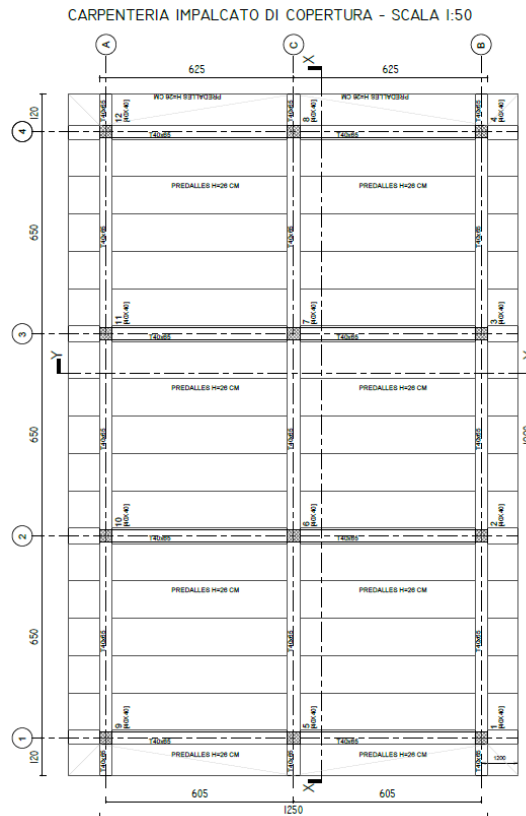


Figura 2 - Struttura intelaiata del fabbricato in pianta

La parte in elevazione è costituita da travi e pilastri in c.a. In particolare, i pilastri hanno dimensioni in pianta 40x40 cm, le travi longitudinali di estremità e di colmo hanno tutte dimensioni 40x65 cm.

Il solaio della doppia falda di copertura è realizzato con lastre tralicciate tipo *prédalles*, con getto in opera dei travetti e della caldana superiore. Lo spessore totale del solaio di copertura è di 26 cm e comprende 5 cm dello spessore della lastra prefabbricata, 16 cm di blocco di alleggerimento in polistirolo e 5 cm di soletta superiore gettata in opera. Le lastre tipo *prédalles* sono larghe 120 cm e presentano tre tralicci elettrosaldati in corrispondenza delle nervature intervallati da blocchi di alleggerimento di larghezza 40 cm.

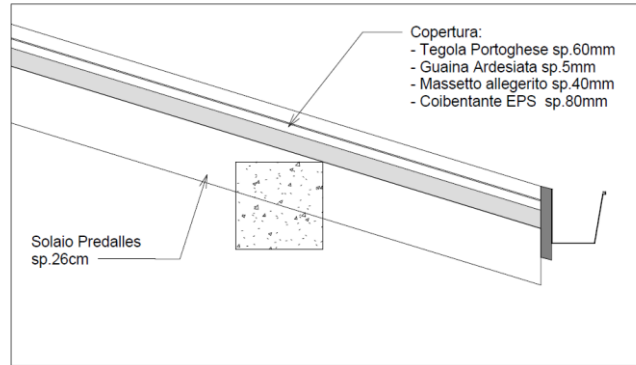


Figura 3 – Particolare pacchetto copertura

Il solaio in prédalles è sostenuto dalla trave di colmo e dalle travi longitudinali di estremità di dimensioni 40x65 cm. Le travi di falda che costituiscono i telai in direzione trasversale al fabbricato sono anch'esse di dimensioni 40x65 cm.

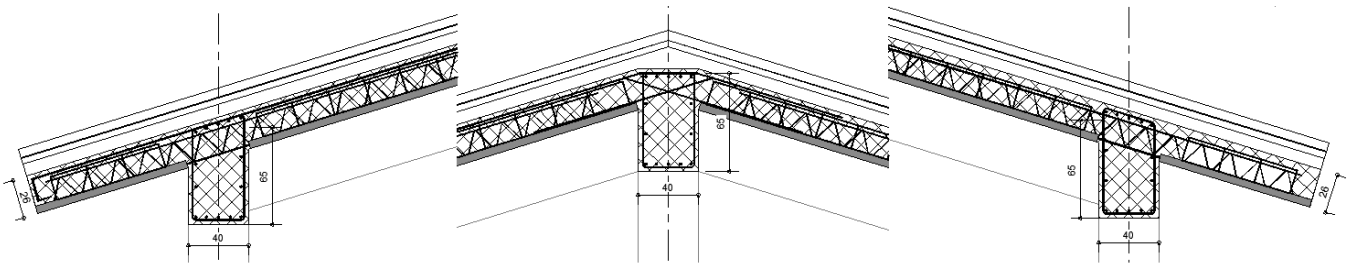


Figura 4 - Doppia falda di copertura in prédalles

Le fondazioni del fabbricato sono di tipo diretto, costituite da un reticolo di travi a T rovesce di altezza 120 cm con soola di base 100 cm e spessore 35 cm. Le fondazioni poggiano tutte su di un getto di calcestruzzo magro di spessore minimo 10 cm.

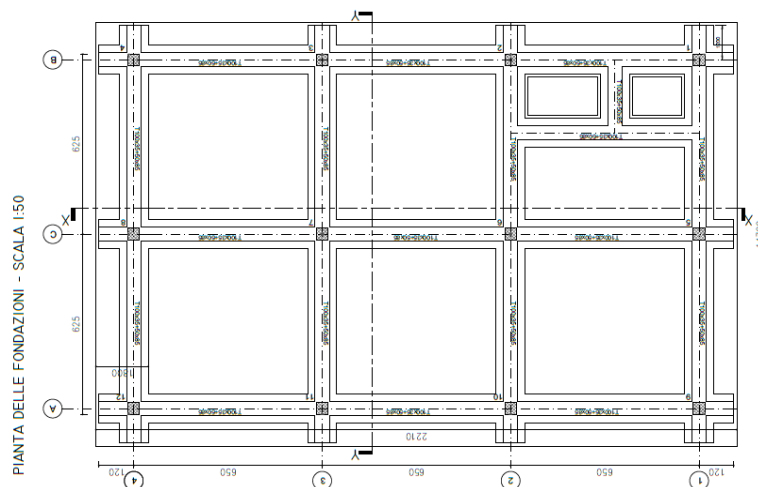


Figura 5 - Fondazioni del fabbricato in pianta

Le caratteristiche geometriche dell'edificio sono le seguenti:

- Lunghezza totale  $L = 19,90$  m
- Larghezza totale  $B = 12,50$  m
- Quota piano posa fondazioni (filo magrone):  $H1 = -2,00$  m
- Quota piano campagna  $H2 = 0,00$  m
- Quota piano terra:  $H3 = +0,20$  m
- Quota intradosso copertura (sbalzo quota min.):  $H4 = +3,85$  m
- Quota estradosso copertura (trave di bordo):  $H5 = +4,40$  m
- Quota intradosso trave di colmo:  $H6 = +5,60$  m
- Quota estradosso trave di colmo:  $H7 = +6,25$  m
- Superficie:  $S1 = 248,75$  m<sup>2</sup>

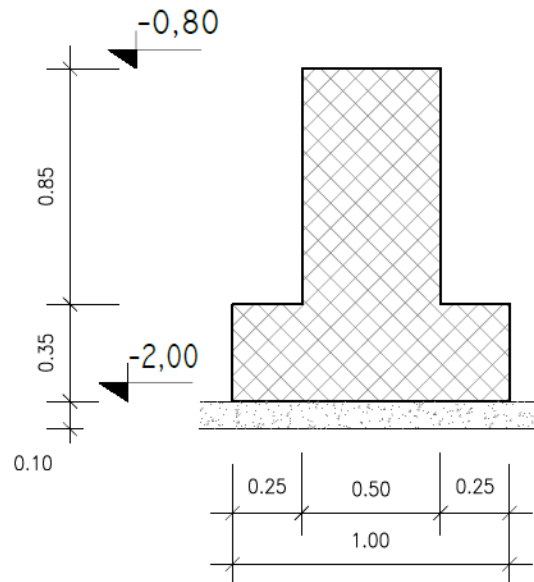


Figura 6 – Sezione tipologica trave rovescia di fondazione

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

È previsto l'utilizzo dei seguenti materiali dei quali di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche.

### 4.1 Opere in calcestruzzo armato

Per i calcestruzzi si fa riferimento alle normative UNI EN 206-1 (Specificazione, prestazione, produzione e conformità) e UNI 11104 (Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1).

#### 4.1.1 Magrone

Classe di resistenza del calcestruzzo	C12/15	- Rck	15	[MPa]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R <sub>ck</sub>	=	15,00	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f <sub>ck</sub>	=	12,05	[MPa]
Classe di esposizione		=	X0	-
Classe di consistenza	Slump	=	S3	-

#### 4.1.2 Struttura in fondazione

Classe di resistenza del calcestruzzo	C28/35	- Rck	35	[MPa]
Modulo di elasticità longitudinale	E <sub>c</sub>	=	32588	[MPa]
Coefficiente di dilatazione termica	α	=	10x10 <sup>-6</sup>	[C <sup>-1</sup> ]
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,20	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	γ <sub>c</sub>	=	1,50	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α <sub>cc</sub>	=	0,85	[-]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R <sub>ck</sub>	=	35,00	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f <sub>ck</sub>	=	29,05	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	f <sub>cm</sub>	=	37,05	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice	f <sub>ctm</sub>	=	2,83	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	f <sub>ctk</sub>	=	1,98	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	f <sub>ctm</sub>	=	3,40	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f <sub>ctk</sub>	=	2,38	[MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	f <sub>bk</sub>	=	4,47	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	f <sub>cd</sub>	=	16,46	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f <sub>ctd</sub>	=	1,32	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	f <sub>ctd</sub>	=	1,59	[MPa]
Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza	f <sub>bd</sub>	=	2,98	[MPa]
Coefficiente sicurezza SLU	γ <sub>c</sub>	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione SLU	f <sub>cd</sub>	=	16,46	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	f <sub>ctd</sub>	=	1,32	[MPa]
Coefficiente sicurezza SLE	γ <sub>c</sub>	=	1,00	
combinazione rara	σ <sub>c,ad</sub> = 0,55 f <sub>ck</sub>	=	15,98	[MPa]
combinazione quasi permanente	σ <sub>c,ad</sub> = 0,40 f <sub>ck</sub>	=	11,62	[MPa]

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

#### 4.1.3 Struttura in elevazione e solai

Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40	- Rck	40	[MPa]
Modulo di elasticità longitudinale	$E_c$	=	33643	[MPa]
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	=	$10 \times 10^{-6}$	[C <sup>-1</sup> ]
Coefficiente di Poisson	$\nu$	=	0,20	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c$	=	1,50	[-]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0,85	[-]
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	=	40,00	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	=	33,20	[MPa]
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm}$	=	41,20	[MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	=	3,10	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk}$	=	2,17	[MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	=	3,72	[MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk}$	=	2,60	[MPa]
Resistenza caratteristica tangenziale per aderenza	$f_{bk}$	=	4,88	[MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	=	18,81	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice	$f_{ctd}$	=	1,45	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione per flessione	$f_{ctd}$	=	1,74	[MPa]
Resistenza di calcolo tangenziale per aderenza	$f_{bd}$	=	3,25	[MPa]
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c$	=	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd}$	=	18,81	[MPa]
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd}$	=	1,45	[MPa]
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_c$	=	1,00	
combinazione rara	$\sigma_{c,ad} = 0,55 f_{ck}$	=	18,26	[MPa]
combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} = 0,40 f_{ck}$	=	13,28	[MPa]

#### 4.1.4 Acciaio per calcestruzzo

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche. Si utilizzano barre ad aderenza migliorata.

Tipo	B450C			
Modulo di elasticità longitudinale	$E_s$	=	210000	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s$	=	1.15	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	450	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	=	540	[MPa]
Allungamento	$A_{gt}$	=	7.50%	[-]
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	=	391.3	[MPa]
Tensione di calcolo SLE	$\sigma_{y,ad} = 0.75 f_{yk}$	=	337.5	

#### 4.2 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Circolare 21/01/2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

Cmin	Co	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
			C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 1 - Copriferro e condizioni ambientali

Nel caso in esame i copriferri minimi previsti (come da tabella materiali) sono 40 mm per travi pilastri e travi di fondazione e 20 mm per le lastre predalles. A tali valori vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riporta una tabella riepilogativa dei copriferri:

	Ambiente	Copriferro netto	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	40	10	50
Lastre prédalles	Ordinario	20	5	25
Fondazioni	Ordinario	40	10	50

Tabella 2 - Copriferro adottato

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

### 4.3 Ancoraggio e sovrapposizione delle barre

Con riferimento al punto 4.1.6.1.4 delle NTC, si evince che le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o meno sollecitate. La continuità delle barre, nel caso in esame, sarà effettuata per sovrapposizione. La norma prevede che la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo non deve essere mai minore di 20 volte il diametro della barra. In alcuni casi, come alle estremità delle travi continue, l'ancoraggio delle barre va eseguito con una piega a 90°: in questo caso la lunghezza della piega deve essere almeno pari a 5 volte il diametro della barra e comunque per motivazioni pratiche non inferiore a 10 cm.

Tenendo conto delle indicazioni riportate dalla norma e delle pratiche di buona progettazione, si assumono lunghezze di ancoraggio e di sovrapposizioni almeno pari a 40-50 volte il diametro della barra.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

## 5 ANALISI DEI CARICHI

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC18. Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari agenti sulla struttura.

I valori delle azioni di seguito indicati sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite.

### 5.1 Carichi permanenti strutturali

#### 5.1.1 *Peso proprio elementi strutturali in c.a.*

Il peso proprio degli elementi strutturali travi e pilastri sono calcolati automaticamente dal programma di calcolo, che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato.

calcestruzzo armato

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$$

#### 5.1.2 *Solaio di copertura*

Di seguito si riporta il calcolo del peso del solaio *prédalles* ( $h=0,26\text{m}$ ):

soletta:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 1,20 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} = 1,50 \text{ kN/m}$

travetto:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,40 \text{ m} \times 0,16 \text{ m} = 1,60 \text{ kN/m}$

*prédalles*+EPS:  $1,25 \text{ kN/m}^2 \times 1,20 \text{ m} = 1,50 \text{ kN/m}$

La somma di tali valori è 4,60 kN/m riferita ad una fascia larga 1,20 m (larghezza singola *prédalles*), pertanto il carico relativo ad una fascia larga 1,00 m risulta 3,83 kN/m<sup>2</sup>.

### 5.2 Carichi permanenti non strutturali

#### 5.2.1 *Sovraccarichi permanenti copertura a falde*

Di seguito si riporta il calcolo sovraccarichi della copertura a falde:

Tegola portoghese sp.60 cm 0,50 kN/m<sup>2</sup>

Guaina ardesiata sp. 5 mm 0,05 kN/ m<sup>2</sup>

Massetto alleggerito sp. 40 mm 0,25 kN/m<sup>2</sup>

Coibente EPS sp. 80 mm 0,10 kN/m<sup>2</sup>

La somma di tali valori è pari a **0,90 kN/m<sup>2</sup>**

#### 5.2.2 *Sovraccarichi permanenti piano di calpestio*

Di seguito si riporta il calcolo sovraccarichi del solaio di calpestio:

Pavimentazione sp. 20 mm 0,40 kN/m<sup>2</sup>

Massetto di allettamento sp. 80 mm 1,60 kN/m<sup>2</sup>

Massetto in calcestruzzo sp. 100 mm 2,50 kN/m<sup>2</sup>

Igloo h. 30 cm	0,15 kN/m <sup>2</sup>
Magrone di calcestruzzo sp 150 mm	3,75 kN/m <sup>2</sup>
Terreno di riporto sp. 300 mm	6,00 kN/m <sup>2</sup>
Peso dei macchinari	10,00 kN/m <sup>2</sup>

La somma di tali valori è pari a 24,40 kN/m<sup>2</sup>. Tale peso, gravante sul piano di primo calpestio del fabbricato, agisce in gran parte direttamente sul terreno ed in minima parte sulle travi di fondazione. Quest'ultima quota si considera pari a un carico lineare di 24,40 kN/m ottenuto dalla proiezione sulla larghezza di base della trave di fondazione pari a 1 m.

### 5.2.3 Chiusure perimetrali

Di seguito si riporta il calcolo sovraccarichi del solaio di calpestio dovuto alle chiusure perimetrali:

Intonaco interno sp. 20 mm	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Muratura in blocchi pesanti UNI sp. 80 mm	1,20 kN/m <sup>2</sup>
Isolante EPS sp. 80 mm	0,03 kN/m <sup>2</sup>
Muratura in blocchi pesanti UNI sp. 200 mm	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco esterno sp. 20 mm	0,20 kN/m <sup>2</sup>

La somma di tali valori è pari a 4,65 kN/m<sup>2</sup>. L'azione statica viene ripartita sulle travi di fondazione mentre le azioni inerziali vengono ripartite in parti uguali tra le travi del solaio di copertura e le strutture di fondazione, per garantire una corretta distribuzione delle masse inerziali presenti nel manufatto ai fini delle analisi sismiche.

## 5.3 Carichi variabili

### 5.3.1 Sovraccarichi accidentali

Sovraccarico accidentale Cat. H1	0,50 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico accidentale Cat. B1	2,00 kN/m <sup>2</sup>

Il sovraccarico accidentale Cat. B1 invece è stato caricato al piano di calpestio. Tale sovraccarico, essendo agente sul piano di primo calpestio del fabbricato, è stato considerato agente sulle travi di fondazione ed in particolare per una larghezza di influenza pari a 1 m. Ciò comporta un carico lineare agente di 2 kN/m.


Il sovraccarico accidentale Cat. H1 invece è stato caricato sulle falde della copertura.

### 5.3.2 Azione della neve

Il carico da neve per superficie unitaria di copertura  $q_s$  viene valutato attraverso l'espressione:

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

dove:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

$\mu_1$  è il coefficiente di forma della copertura; nel caso in esame trattandosi di una copertura a due falde simmetriche con inclinazione rispetto l'orizzontale di  $17^\circ$ , e pertanto si assume in valore del coefficiente pari a 0,8.

Secondo normativa NTC2018, paragrafo 3.4.3.3 “copertura a due falde”, si devono considerare le condizioni di carico Caso I, Caso II e Caso III. Data la simmetria dello schema si considerano solo due dei detti casi: Caso I ( $\mu=0.8$  su entrambe le falde), Caso II ( $\mu=0.8$  su una delle due falde, mentre sulla restante un coefficiente di forma moltiplicato per 0,5, ovvero  $0.5 \cdot \mu=0.4$ ).

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di  $q_{sk}$  riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona II (Savona) e per una quota del suolo di  $a_s = 125$  m s.l.m., minore di 200 m s.l.m., si assume secondo quanto espresso dalla relazione 3.4.2 delle NTC2018 un valore  $q_{sk} = 1$  kN/m<sup>2</sup>;

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

$C_E$  è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia “normale”, assume valore unitario;

$C_t$  è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

Ne consegue che per la struttura in esame si considera un carico da neve uniforme in copertura pari a:

$$\begin{aligned}
 q_s &= 0,80 \text{ kN/m}^2 \cdot (\mu=0.8) \\
 q_s &= 0,16 \text{ kN/m}^2 \cdot (0.5 \cdot \mu=0.4)
 \end{aligned}$$

### 5.3.3 Azione del vento

La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

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

i cui coefficienti vengono di seguito determinati:

Pressione cinetica di riferimento  $q_b$ :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 0.49 \text{ kN/m}^2$$

dove:

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>;

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento;

Nel caso in esame, per zona 7 (Liguria) ed  $a_s \leq a_0 = 500$  m si ha  $v_b = v_{b,0} = 28$  m/s;

Coefficiente di esposizione  $c_e$ :

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

Nel caso in esame, essendo in zona 7, classe di rugosità del terreno C e con altitudine di 10 m s.l.m. si ha quindi una categoria di esposizione del sito III, per cui:

$$k_f = 0,20 ; z_0 = 0,10 \text{ m} ; z_{\min} = 5 \text{ m} ; c_t = 1$$

L'altezza del fabbricato è  $z = 6,50 \text{ m} > z_{\min} = 5 \text{ m}$  per cui il valore del coefficiente di esposizione è pari a  $c_e = 1,86$  in sommità e pari a 1,71 in corrispondenza della gronda.

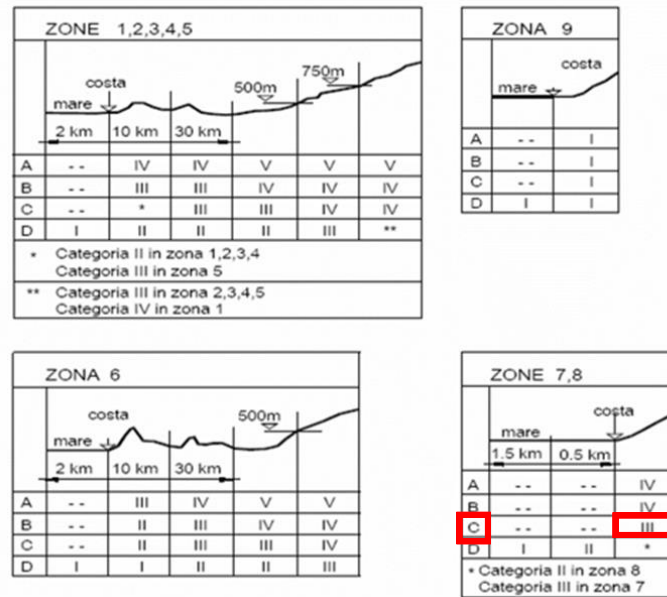


Figura 7 - Definizione della categoria di esposizione  $c_e$  secondo NTC18

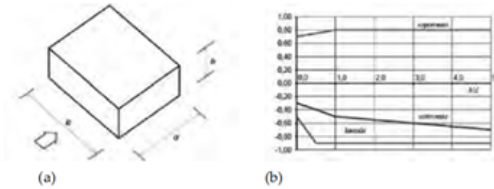
Coefficiente dinamico  $c_d$ :

In assenza di considerazioni di dettaglio inerenti i fenomeni di natura aeroelastica e di distacco dei vortici si assume cautelativamente un valore  $c_d = 1$ .

Coefficiente di forma  $c_p$ :

Per il calcolo dei coefficienti aerodinamici si è fatto riferimento al par. C3.3.8 della Circolare 2019. Nello specifico per quanto riguarda le pareti verticali si è fatto riferimento al paragrafo C3.3.8.1.1, mentre per quanto riguarda le falde di copertura si è fatto riferimento al paragrafo C3.3.8.1.4 in quanto l'inclinazione delle falde risulta non compreso nell'intervallo  $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$  essendo pari a  $\pm 17^\circ$ .

Per le pareti verticali secondo il paragrafo C3.3.8.1.1 i coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle pareti di un edificio a pianta regolare sono riportati nella tabella sottostante.



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,  
b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali  
Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$ : $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$ : $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$ : $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$ : $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Figura 8 – coefficienti globali  $c_{pe}$ , pareti verticali

Si procede alla valutazione dei coefficienti in funzione della direzione del vento:

PARETI VERTICALI	Vento X		Vento Y	
	h/d	$c_{pe}$	h/d	$C_{pe}$
faccia sopravvento	0.52	0.75	0.33	0.73
faccia sottovento	0.52	-0.90	0.33	-0.24
faccia laterale	0.52	-0.40	0.33	-0.37

Si intende per direzione x la direzione trasversale al fabbricato, mentre per direzione y la direzione longitudinale al fabbricato. L'altezza h considerata è pari a 6.50 m – ovvero l'altezza delle pareti verticali – mentre per il parametro d si è assunto in direzione x e y rispettivamente 12.50 m e 19.90 m.

In maniera semplificativa si considerano a vantaggio di sicurezza i seguenti coefficienti globali nelle due direzioni x e y.

PARETI VERTICALI	$c_{pe}$
faccia sopravvento	0.75
faccia sottovento	-0.90
faccia laterale	-0.40

Per quanto riguarda la copertura a due falde secondo il paragrafo C3.3.8.1.4 i coefficienti globali sono definiti come riportato nelle figure e tabelle sottostanti.

Per quanto riguarda la direzione x, ovvero la direzione perpendicolare alla direzione di colmo, dato che  $\alpha = 17^\circ$  è compreso nell'intervallo  $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$  vale quanto previsto per le coperture a falda singola C3.3.8.1.3 per quanto riguarda l'azione sopravvento.



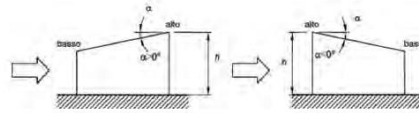


Figura C3.3.7 - Schema di riferimento per coperture a semplice falda

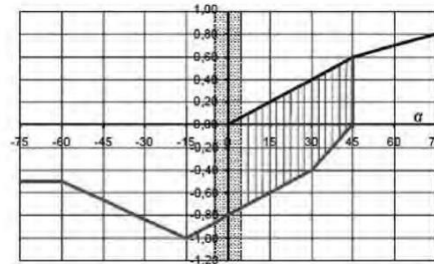


Figura C3.3.8 - Coperture a semplice falda: valori del coefficiente  $c_{pe}$ : vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella C3.3.V - Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^{\circ}$ ): vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^{\circ}$	$c_{pe} = -0,5$	$0^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$	$c_{pe} = + \alpha/75$
$-60^{\circ} \leq \alpha \leq -15^{\circ}$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^{\circ} \leq \alpha \leq 75^{\circ}$	$c_{pe} = + 0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^{\circ} \leq \alpha \leq 30^{\circ}$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

Figura 9 – coefficienti globali  $c_{pe}$  sopravento in direzione perpendicolare al colmo, copertura a falda singola

Il valore di  $c_{pe}$  sopravento in direzione x per  $\alpha=17^{\circ}$  è pari a quanto segue.

$$c_{pe} = + \alpha/75 = 0.22$$

Per quanto riguarda il valore di  $c_{pe}$  sottovento in direzione perpendicolare alla direzione di colmo si fa riferimento alla figura C3.3.12.

$$c_{pe} = - 0.60$$

per  $\alpha=17^{\circ}$  compreso in  $15^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$

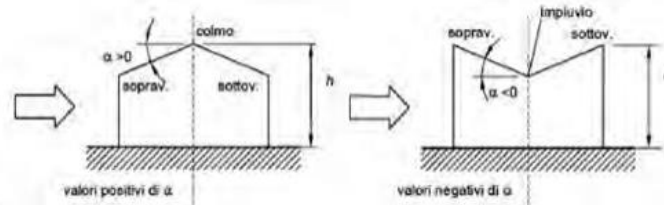


Figura C3.3.11 - Schema di riferimento per coperture a falda doppia

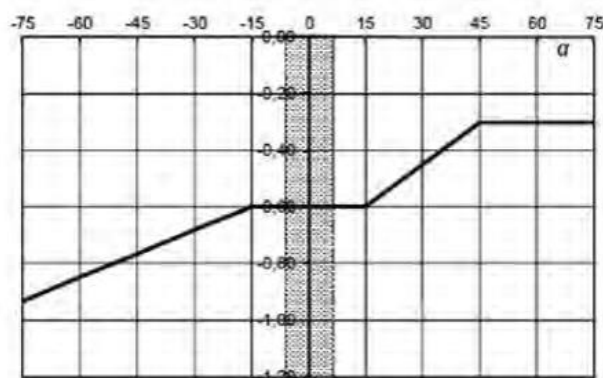


Figura C3.3.12 - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo

Tabella C3.3.IX - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^{\circ}$ ): vento in direzione parallela al colmo.

$-75^{\circ} \leq \alpha \leq -15^{\circ}$	$c_{pe} = -0,85 + (\alpha + 60)/180$
$-15^{\circ} \leq \alpha \leq 15^{\circ}$	$c_{pe} = -0,6$
$15^{\circ} \leq \alpha \leq 45^{\circ}$	$c_{pe} = -0,6 + (\alpha - 15)/100$
$45^{\circ} \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,3$

Figura 10 – coefficienti globali  $c_{pe}$  sottovento in direzione perpendicolare al colmo, copertura a doppia falda

Per quanto riguarda la direzione  $y$ , ovvero la direzione parallela alla direzione di colmo, si fa riferimento alle figure seguenti.

Nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella C3.3.X

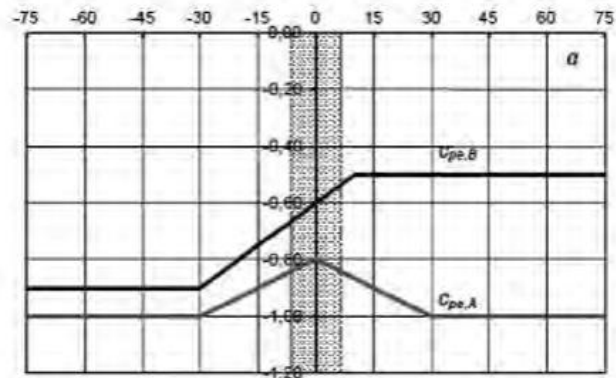


Figura C3.3.13 - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo

Tabella C3.3.X - Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento in direzione parallela al colmo.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed $h$	$\alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,A} = -1,0$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 0^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 + \alpha/150$
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 - \alpha/150$
	$30^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1,0$
Restanti zone:	$-45^\circ \leq \alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha+30)/100$
	$10^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,5$

Figura 11 – coefficienti globali  $c_{pe}$  in direzione parallela al colmo, copertura a doppia falda

Per quanto riguarda il valore di  $c_{pe}$  in direzione parallela alla direzione di colmo si fa riferimento alla figura C3.3.12.

$$c_{pe,A} = -0.69$$

per  $\alpha=17^\circ$  compreso in  $0^\circ \leq \alpha \leq +30^\circ$  (sopravento)

$$c_{pe,B} = -0.43$$

per  $\alpha=-17^\circ$  compreso in  $-30^\circ \leq \alpha \leq +10^\circ$  (sottovento)

In maniera semplificativa ed a vantaggio di sicurezza per quanto riguarda i coefficienti globali in direzione parallela alla direzione di colmo si trascura il coefficiente sopravento della falda. Questo poiché esso comporta una riduzione dell'azione del vento sopravento essendo tale azione diretta verso l'esterno ( $c_{pe}<0$ ) dell'edificio a differenza dell'azione del vento sulla parete verticale sopravento diretta verso l'interno ( $c_{pe}>0$ ). Inoltre, si considera sulla parete verticale sottovento in direzione  $y$  anziché un valore pari a -0.43 un valore pari a -0.69 ovvero al valore del coefficiente della falda in direzione parallela al colmo sottovento.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

In sintesi, pertanto l'azione del vento sarà la seguente:

Direzione X (parallela colmo)						
Zona fabbricato	Zona vento	$q_b$	$c_e$	$c_p$	$c_d$	$p$
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]
Parete verticale	sopravento	0.49	1.86	0.75	1	0.68
Parete verticale	sottovento	0.49	1.86	-0.90	1	-0.82
Parete verticale	laterale	0.49	1.86	-0.40	1	-0.35
falda copertura	sopravento	0.49	1.86	0.22	1	0.20
falda copertura	sottovento	0.49	1.86	-0.60	1	-0.55

Direzione Y (perpendicolare colmo)						
Zona fabbricato	Zona vento	$q_b$	$c_e$	$c_p$	$c_d$	$p$
[-]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]
Parete verticale	sopravento	0.49	1.86	0.75	1	0.68
Parete verticale	sottovento	0.49	1.86	-0.90	1	-0.82
Parete verticale	laterale	0.49	1.86	-0.40	1	-0.35
falda copertura	sopravento	0.49	1.86	0.43	1	0.39
falda copertura	sottovento	0.49	1.86	-0.69	1	-0.63

### 5.3.4 Variazione termica

Negli edifici in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto della sola componente uniforme di variazione termica  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la temperatura media attuale  $T$  e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ . Nelle modellazioni sono stati considerati i seguenti carichi termici uniformi:

strutture in c.a. protette

$$\Delta T_u = \pm 10^\circ \text{C}$$

strutture in c.a. esposte

$$\Delta T_u = \pm 15^\circ \text{C}$$

## 5.4 Azione sismica

### 5.4.1 Definizione delle azioni

Per la definizione dell'azione sismica si dovrà fare riferimento alla vita nominale dell'opera, così come definita al punto 2.4.1 del DM 17.01.2018, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Questo parametro, oltre a costituire il riferimento per le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo (fatica, durabilità, ecc.), serve a definire il Periodo di Riferimento da assumere per l'azione sismica.

Con riferimento alla tabella 2.4.1 del DM 17.01.2018, la vita nominale  $VN$  delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella tratta dal Manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 D:

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	VITA NOMINALE V <sub>N</sub>
Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM 14.01.2008 a velocità convenzionale (V < 250 km/h)	50
Altre opere nuove a velocità V < 250 km/h	75
Altre opere nuove a velocità V ≥ 250 km/h	100
Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150m	≥100 <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> La stessa V<sub>N</sub> si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere  
<sup>(2)</sup> Da definirsi per il singolo progetto a cura di Ferrovie

Il DM 17.01.2018 attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diversi classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde ad un coefficiente d'uso C<sub>U</sub>.

Con riferimento alla classificazione di cui al punto 2.4.2 del DM 17.01.2018, la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella tratta dal Manuale di Progettazione RFI:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	C <sub>U</sub> <sup>(1)</sup>
Fabbricati appartenenti all'elenco A ai sensi del DPCM 3685/2003	IV	2.0
Grandi stazioni	IV	2.0
Fabbricati appartenenti all'elenco B ai sensi del DPCM 3685/2003	III	1.5
Opere d'arte del sistema di grande viabilità ferroviaria <sup>(2)</sup>	III	1.5
Altre opere d'arte, fabbricati non rientranti nelle classi d'uso III e IV	II	1.0

<sup>(1)</sup> Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza.  
<sup>(2)</sup> Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria.

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V<sub>R</sub> che si ricava moltiplicando la vita nominale V<sub>N</sub> della costruzione per il coefficiente d'uso C<sub>U</sub>:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 2.0 = 150 \text{ anni}$$

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento V<sub>R</sub>.

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

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

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

**Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

**Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

**Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

**Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

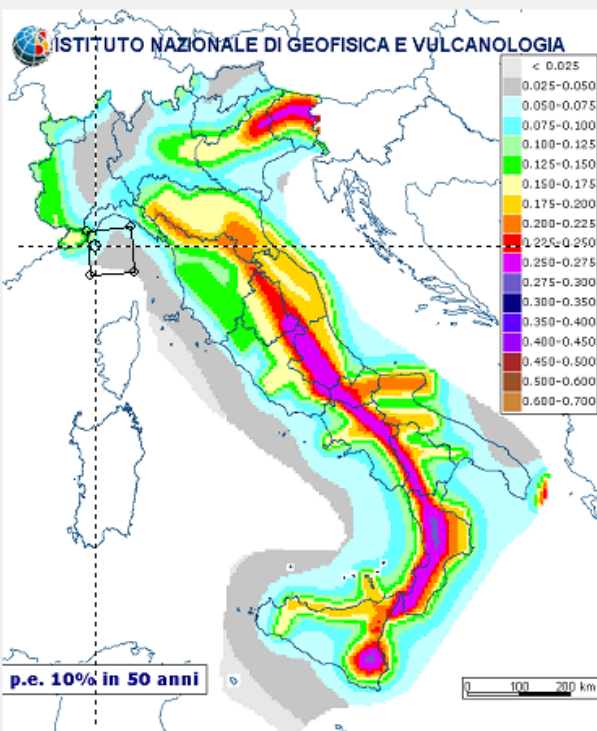
Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono definite dal DM 17.01.2018 e di seguito riportate:

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

Tabella 3 - Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento:

Valutazione della pericolosità sismica



**ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA**

p.e. 10% in 50 anni

Nota: per il calcolo dei parametri sismici  
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu  
Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N [con N = 1,2,3,4,5]

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento WGS84]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
18461	8.205	44.017	3.603
18462	8.274	44.020	5.827
18240	8.270	44.070	5.102
18239	8.201	44.066	2.113

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località:

Longitudine:  Latitudine:

Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	90.32	0.0477	2.571	0.236
SLD	63	150.87	0.0656	2.542	0.255
SLV	10	1423.68	0.2004	2.466	0.308
SLC	5	2475	0.2501	2.490	0.320

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
<input type="text" value="75"/>	<input type="text" value="2"/>	<input type="text" value="150"/>	<input type="text" value="100"/>

Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Passo 3

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	<input type="text" value="0.048"/>	<input type="text" value="1.500"/>	<input type="text" value="2.571"/>	<input type="text" value="0.758"/>	<input type="text" value="0.133"/>	<input type="text" value="0.399"/>	<input type="text" value="1.791"/>
SLD	<input type="text" value="0.066"/>	<input type="text" value="1.500"/>	<input type="text" value="2.542"/>	<input type="text" value="0.879"/>	<input type="text" value="0.140"/>	<input type="text" value="0.420"/>	<input type="text" value="1.862"/>
SLV	<input type="text" value="0.200"/>	<input type="text" value="1.403"/>	<input type="text" value="2.466"/>	<input type="text" value="1.490"/>	<input type="text" value="0.159"/>	<input type="text" value="0.477"/>	<input type="text" value="2.402"/>
SLC	<input type="text" value="0.250"/>	<input type="text" value="1.326"/>	<input type="text" value="2.490"/>	<input type="text" value="1.681"/>	<input type="text" value="0.163"/>	<input type="text" value="0.489"/>	<input type="text" value="2.600"/>

Verticale per tutti:

eta SLO  q SLD x  q SLD y  q SLD z  q SLU x  q SLU y  q SLU z

Smorzamento...   <= Esistenti v. fragili

Duttilità

ND - non dissipativa

B - media

A - alta

Regolarità

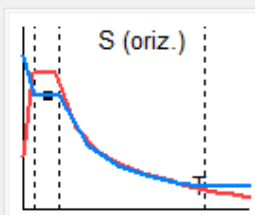
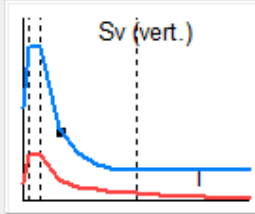
in pianta

in altezza

Edifici isolati

T is

s esi

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Categoria	Descrizione
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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 4 - Categorie di sottosuolo

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Descrizione
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 $i > 30^\circ$

Tabella 5 - Categorie topografiche

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s; per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta.

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

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

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



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

nelle quali  $T$  ed  $S_E$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;  $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione:

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

Dove:

$\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

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

$T_C^*$  è definito al § 6.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_S$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_C$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella a seguire, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
<b>A</b>	1.00	1.00
<b>B</b>	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
<b>C</b>	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
<b>D</b>	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
<b>E</b>	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Tabella 6 - Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

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

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 7 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

#### 5.4.2 Classe di duttilità

La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all'azione sismica, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, è stata progettata considerando un comportamento strutturale dissipativo. Nel comportamento strutturale dissipativo, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti). In particolare è stata adottata la "Classe di duttilità bassa CDB".

#### 5.4.3 Regolarità della struttura

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione elencati nel §7.2.1 NTC18.

Regolare in pianta: SI

Regolare in altezza: SI

#### 5.4.4 Tipologia strutturale e fattore di comportamento

La struttura in oggetto è classificabile come segue (§7.4.3.1 NTC 18):

Tipologia strutturale: Struttura a telaio

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule del § 3.2.3.5 – NTC18  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento.

Il valore del fattore di comportamento  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale (§ 7.3.1). Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  valore massimo del fattore di comportamento

$K_R$  fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Per quanto riguarda la definizione del valore di  $q_0$ , con riferimento alla Tab.7.3.II delle NTC18 in funzione della tipologia strutturale Struttura a telaio e della classe di duttilità  $CD = "B"$  si ha che:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il § 7.4.3.2 – NTC 18, si assume  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ .

Inoltre, si è constatato precedentemente la regolarità in altezza si può assumere  $K_R = 1,0$ .

Pertanto, il fattore di comportamento  $q$  risulta essere pari a 3,3. Si riporta di seguito una sintesi del comportamento sismico della struttura oggetto della seguente relazione.

#### Valori comportamento sismico dell'opera in sintesi

Tipologia strutturale:	struttura a telaio ad un piano (in calcestruzzo)
Classe di duttilità:	B
Regolarità:	regolarità in pianta ed in elevazione
$q_0$ :	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
$\alpha_u / \alpha_1$ :	1,1
$K_R$ :	1,0
$q$ :	$q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 3,3$

#### **5.4.5 Spettri di progetto**

Lo spettro è funzione della pericolosità sismica di base e della sismicità locale. Il fattore  $\eta$  è pari a 1,00 considerando un coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi = 5\%$ . Tale valore unitario è assunto allo SLD mentre allo SLV esso è sostituito con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento § 3.2.3.5 – NTC18.

Si prenderanno in considerazione di seguito dei soli spettri di risposta orizzontali.

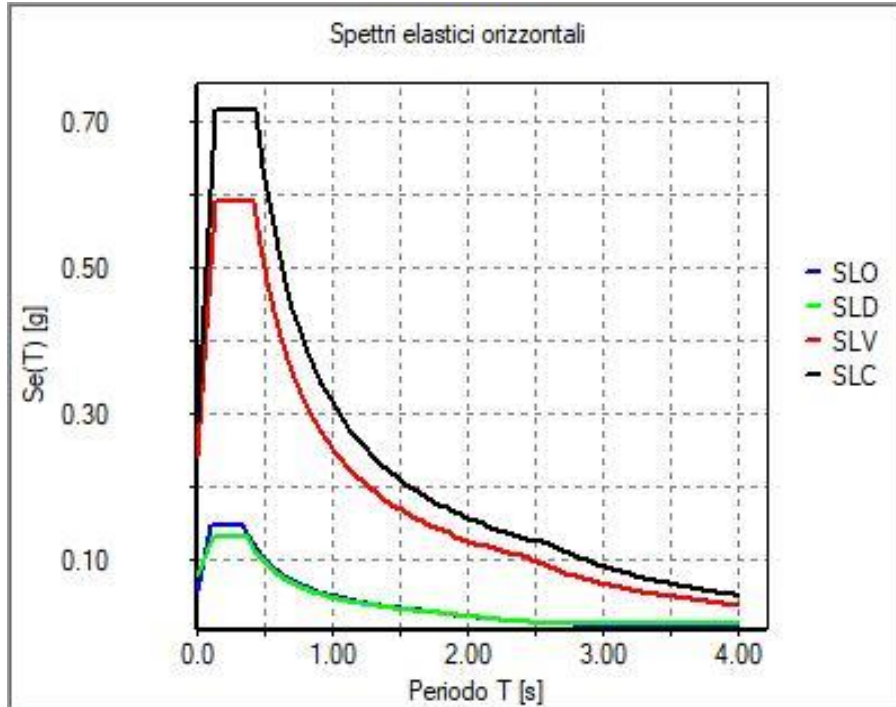


Figura 12 – Spettri elastici

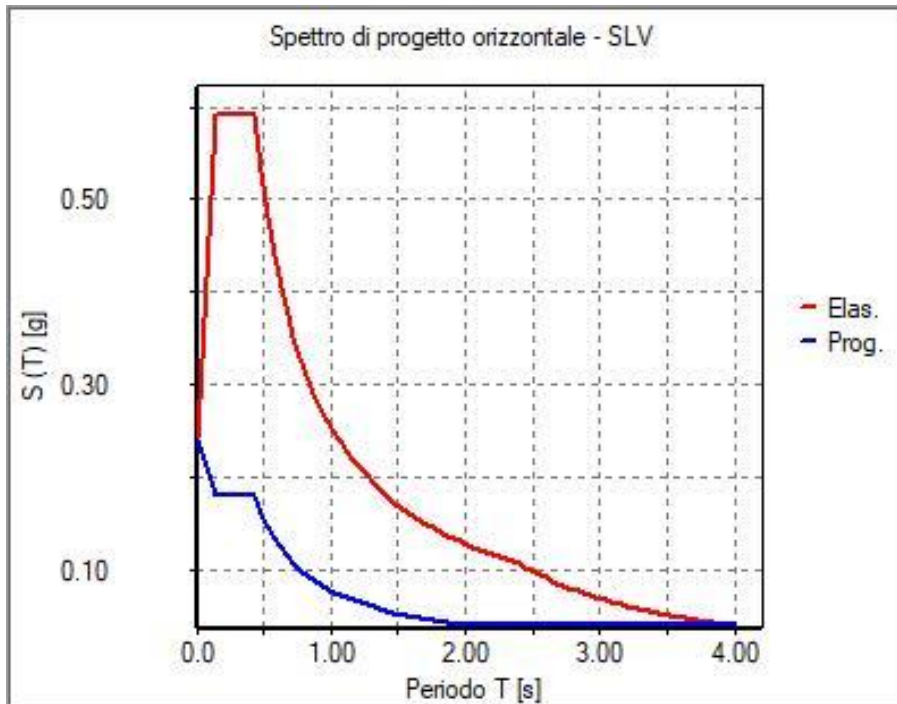


Figura 13 - Spettro di progetto SLV

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

#### 5.4.6 Metodo di analisi sismica

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio ( $G_1$ ), ai sovraccarichi permanenti ( $G_2$ ) e a un'aliquota ( $\psi_{2j}$ ) dei sovraccarichi accidentali ( $Q_{kj}$ ):

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

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.I delle NTC 2018. Nel caso in esame i sovraccarichi accidentali che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- per il solaio di copertura, la neve ed il vento per copertura presentano  $\psi_{2j} = 0$ ;
- per il solaio di copertura, il sovraccarico variabile agente presenta  $\psi_{2j} = 0$ ;

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo. In assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli al contributo delle sollecitazioni che si ottengono a valle dell'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Come metodo di analisi per determinare gli effetti dell'azione sismica si è scelto di utilizzare l'analisi dinamica lineare o analisi modale con spettro di risposta, nella quale l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Come prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.3.3.1, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo quanto definito al punto 7.3.3.1 delle NTC 2018.

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti dell'azione sismica orizzontale; gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, sono poi combinati applicando le seguenti espressioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_x$$

Si è infine provveduto a combinare gli effetti dell'analisi spettrale ai differenti stati limiti con quelli provocati dalle forze equivalenti all'eccentricità accidentale.

## 6 GEOTECNICA DI SITO

In accordo con la relazione geotecnica relativa ai siti in oggetto, al fine di eseguire le verifiche geotecniche relative al fabbricato, sono state prese in considerazione le caratterizzazioni geotecniche nelle zone di interesse da cui si adottata la seguente caratterizzazione del terreno di sottofondo:

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -200,0 cm	200,0 cm	001 / Riporto - rimaneggiato	Assente
2	da -200,0 a -3000,0 cm	2800,0 cm	002 / Sabbia Ghiaiosa	Assente
3	da -3000,0 a -4500,0 cm	1500,0 cm	003 / Limo argilloso	Assente

### ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Riporto - rimaneggiato**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,900 E-3	2,000 E-3	28,000	0,000	148,571	200,000	75,0	0,300	1,00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Sabbia Ghiaiosa**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
2,000 E-3	2,100 E-3	35,000	0,000	297,973	400,000	75,0	0,299	1,00

Indice / Descrizione terreno: **003 / Limo argilloso**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,950 E-3	2,050 E-3	0,750	148,571	200,000	75,0	0,300	0,49

## 7 ANALISI DELLA STRUTTURA

### 7.1 Codici di calcolo utilizzati

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali, per i modi di vibrare della struttura e per verifiche di resistenza si è fatto ricorso al codice di calcolo PRO\_SAP versione 21.4.0 della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l..

### 7.2 Modellazione dell'opera

L'edificio in c.a. in oggetto è stato modellato come una struttura a telaio semplice di un piano.

Gli elementi strutturali, travi e pilastri, sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali tipo beam. Essi presentano caratteristiche geometriche e meccaniche in accordo con le proprietà reali dei materiali e delle sezioni che li rappresentano. Il peso degli elementi strutturali modellati è tenuto automaticamente in conto dal programma di calcolo. Le falde di copertura sono state modellate come carichi superficiali. Le travi di fondazioni sono state modellate come travi su suolo elastico alla Winkler con rigidezza del suolo valutata automaticamente dal software sulla base della stratigrafia geotecnica considerata.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

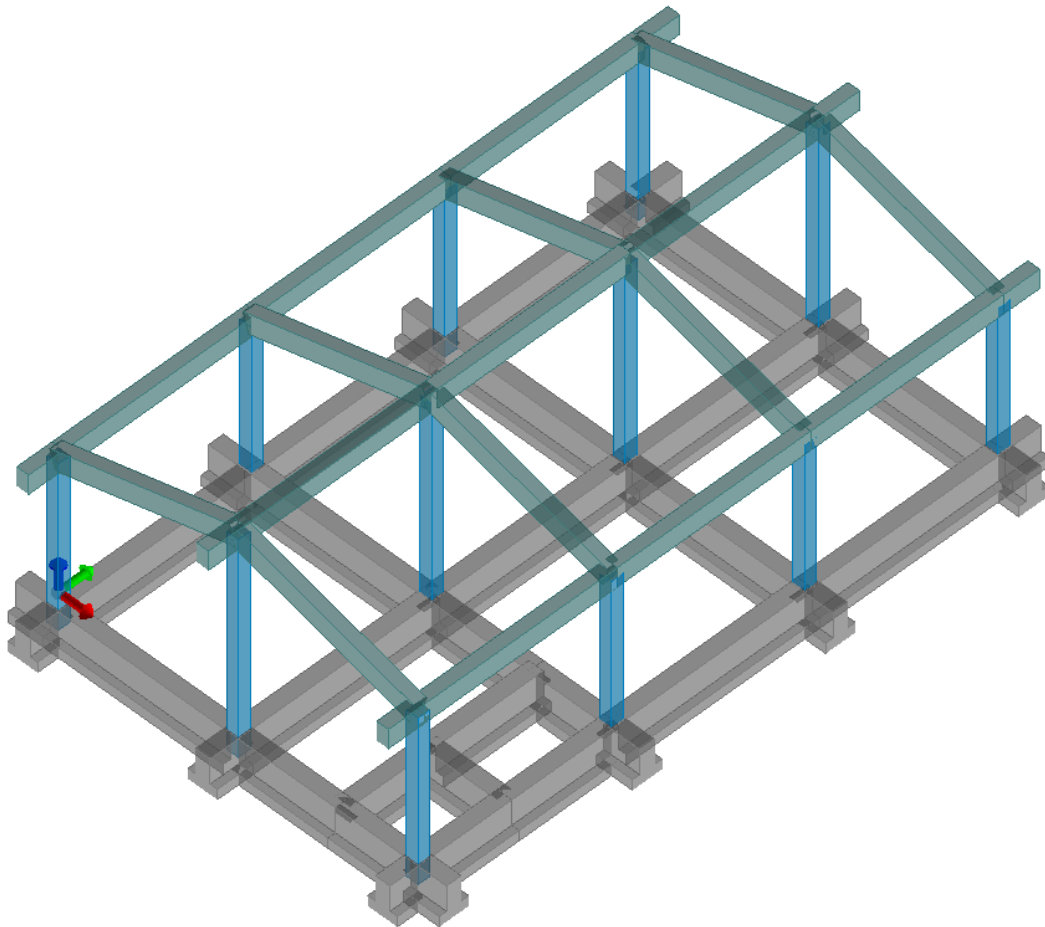


Figura 14 - Modello di calcolo – grafica linee nascoste

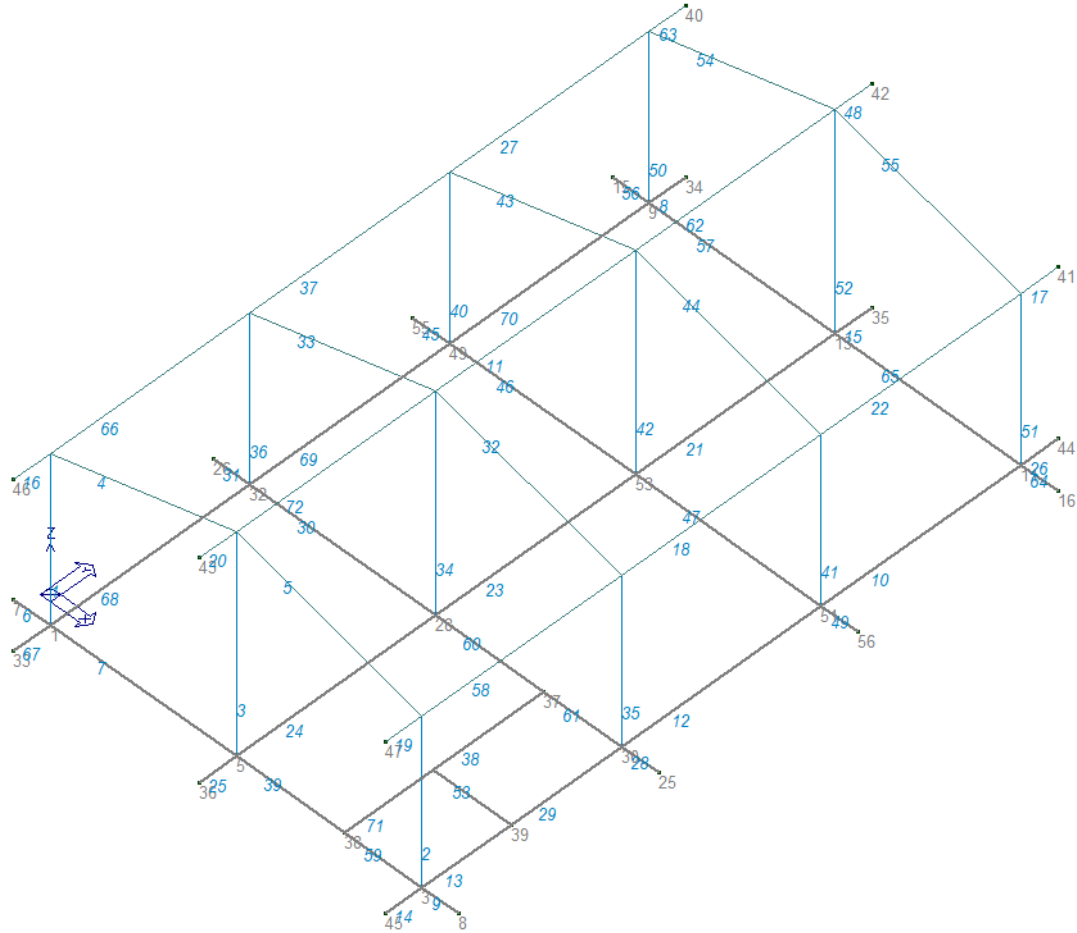


Figura 15 - Modello di calcolo – Wireframe

Per quanto riguarda le sezioni trasversali degli elementi in c.a., sono state modellate le sezioni nelle loro forme e dimensioni effettive: trave a T rovescia, sezioni rettangolari e quadrate. Di seguito sono riportate le proprietà geometriche delle sezioni considerate.

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	T rovescia: bi=100.00 ht=120.00 bs=50.00 hi=35.00	7750.00	0.0	0.0	4.802e+06	3.802e+06	9.826e+06	7.604e+04	1.412e+05	1.406e+05	2.391e+05
2	Rettangolare: b=40.00 h =40.00	1600.00	1333.33	1333.33	3.599e+05	2.133e+05	2.133e+05	1.067e+04	1.067e+04	1.600e+04	1.600e+04
3	Rettangolare: b=40.00 h =65.00	2600.00	2166.67	2166.67	8.491e+05	3.467e+05	9.154e+05	1.733e+04	2.817e+04	2.600e+04	4.225e+04

Con

- Area area della sezione
- A V2 area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
- A V3 area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
- Jt fattore torsionale di rigidezza
- J2-2 momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
- J3-3 momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3



- W2-2 modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
- W3-3 modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
- Wp2-2 modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
- Wp3-3 modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

### 7.3 Condizioni elementari di carico e assegnazioni

Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico:

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
4	Gsk	CDC=G2pk (permanente tamponature n.c.d.)
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)
6	Qk	CDC=Qk (variabile copertura)
7	Qk	CDC=Qk (variabile calpestio)
8	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir X +
9	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir Y +
10	Qk	CDC=Qk (variazione termica)
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)
18	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)
19	Gk	CDC=G1k (permanente strutturale)
20	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.)
21	Qk	CDC=Qk (carico da neve su sbalzo)

Tabella 8 - Condizioni elementari di carico

Di seguito si riportano le assegnazioni su modello. I carichi sono riportati in daN (forze) e cm (lunghezze).

- Pesi propri strutturali
- Pesi propri portati
- Copertura categoria H1
- Neve
- Vento direzione trasversale (x)
- Vento direzione longitudinale (y)

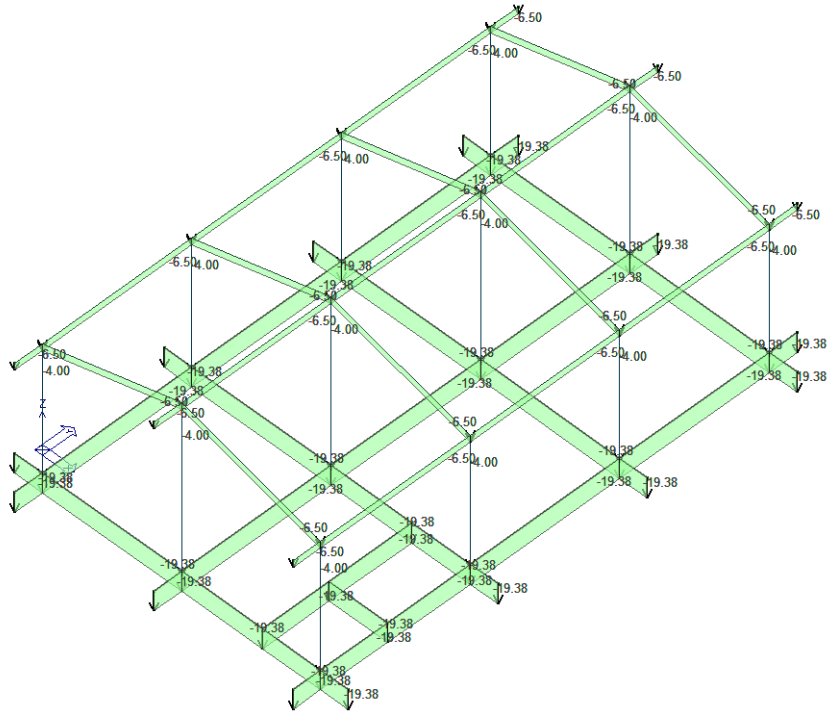


Figura 16 - Pesì propri permanenti strutturali (CDC1)

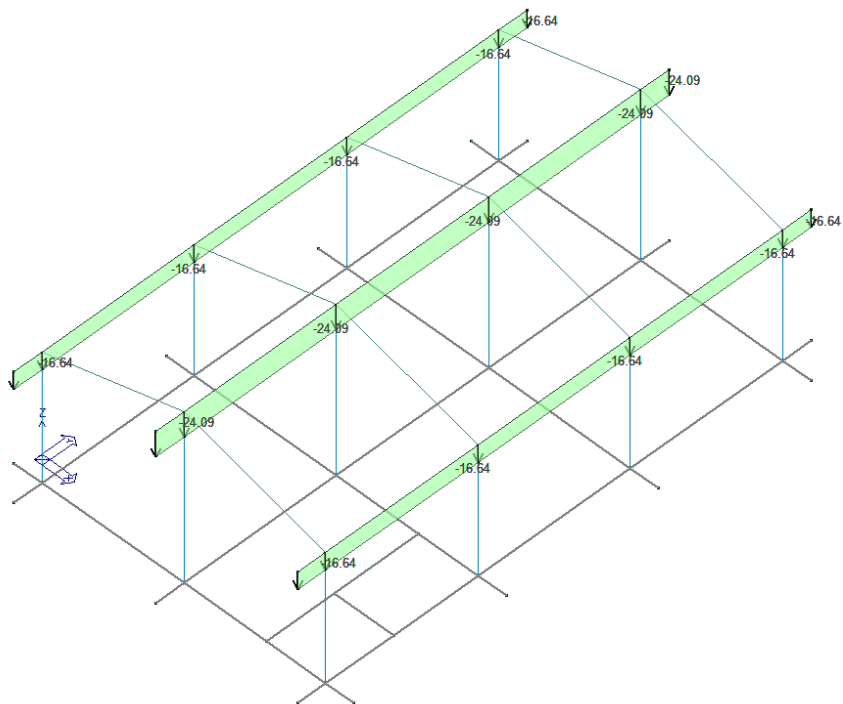


Figura 17 - Pesì propri permanenti strutturali (CDC2)

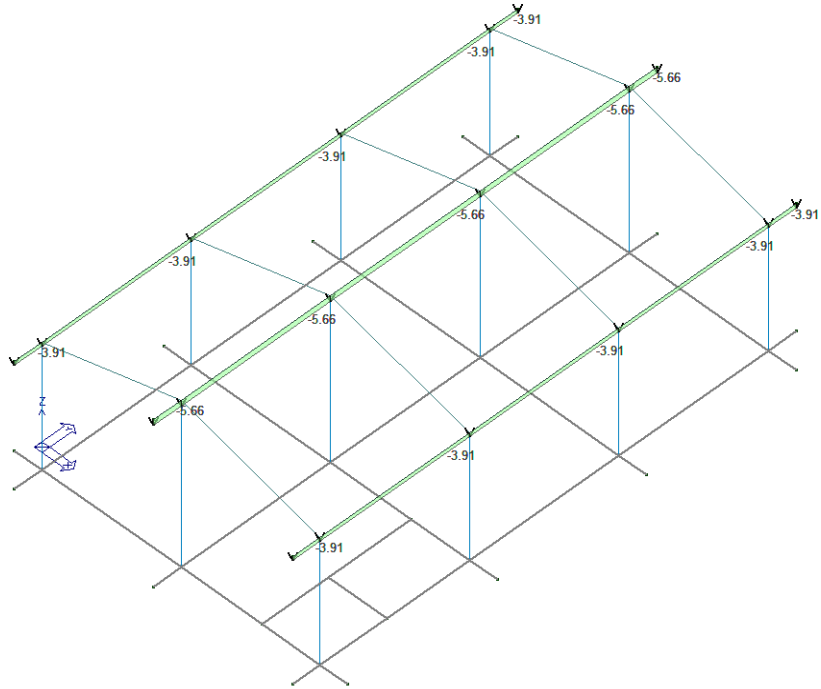


Figura 18 - Pesi propri permanenti portati (CDC3)

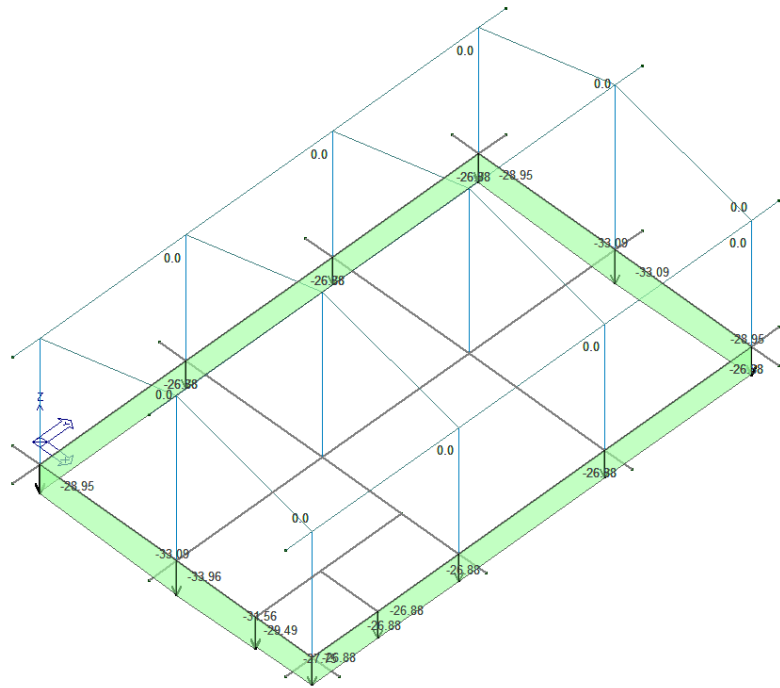


Figura 19 - Pesi propri permanenti non strutturali (CDC4)

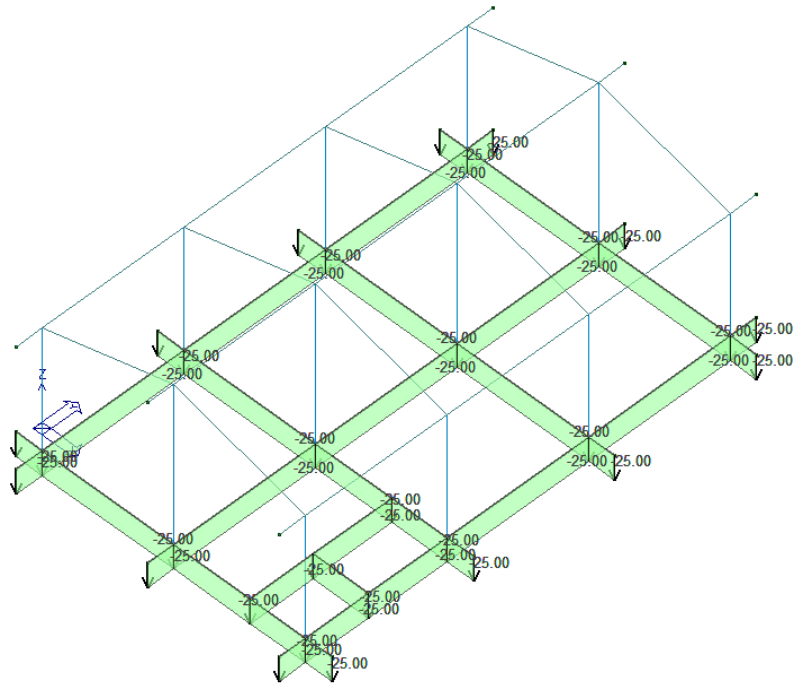


Figura 20 - Pesì propri permanenti portati (CDC20)

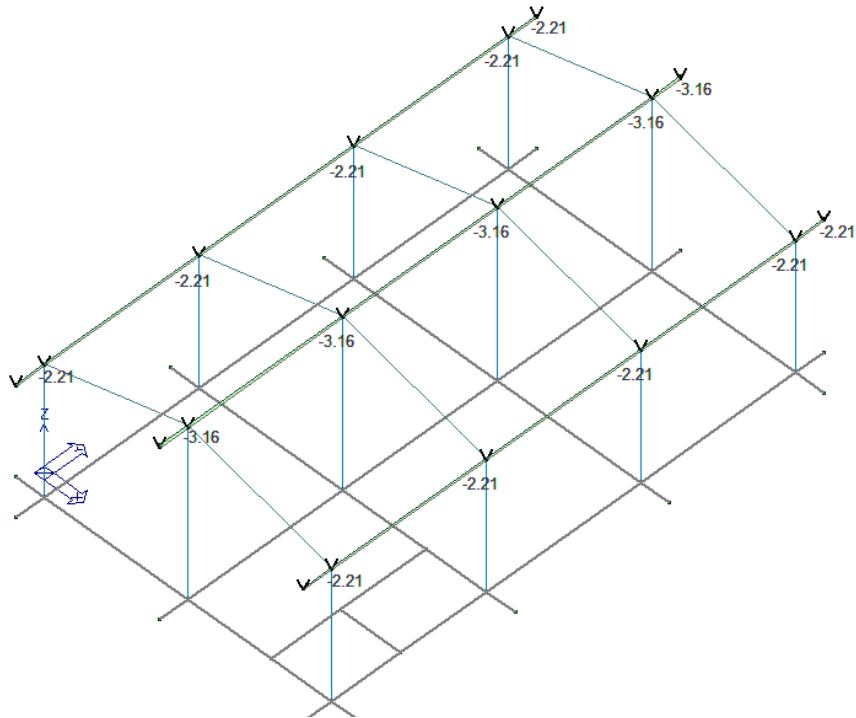


Figura 21 - Carico variabile categoria H1 (CDC7)

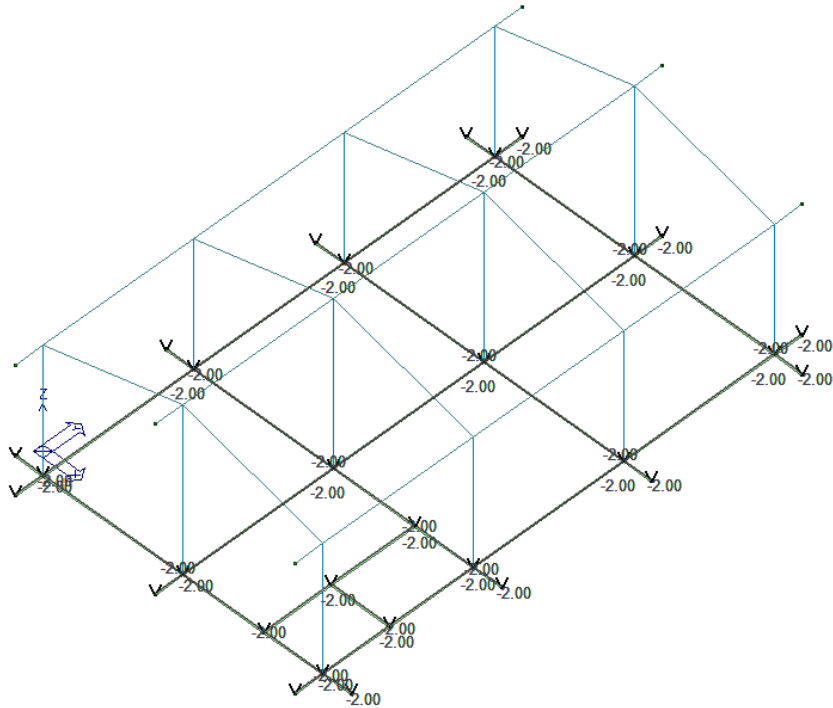


Figura 22 - Carico variabile categoria B1 (CDC7)

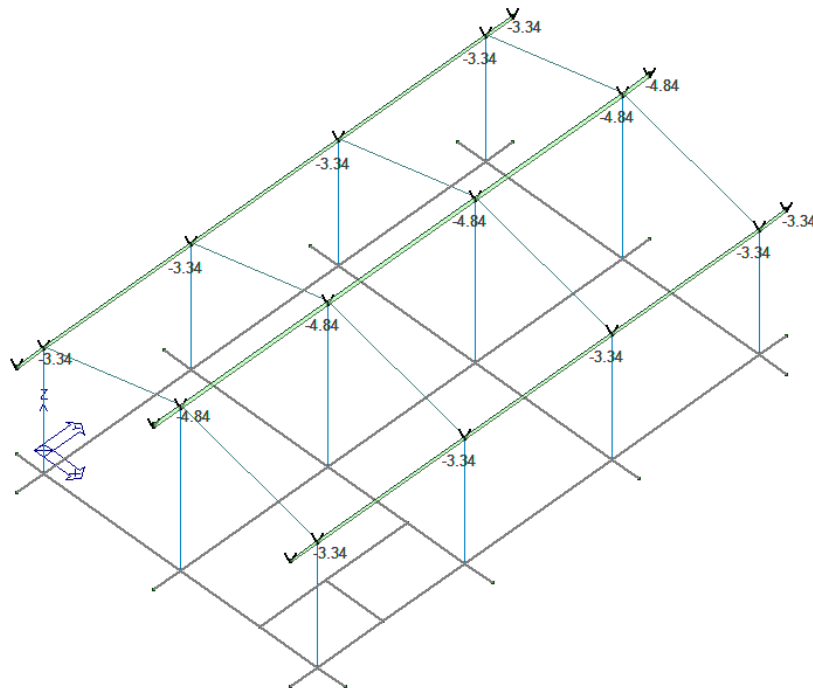


Figura 23 - Carico da neve (CDC5)

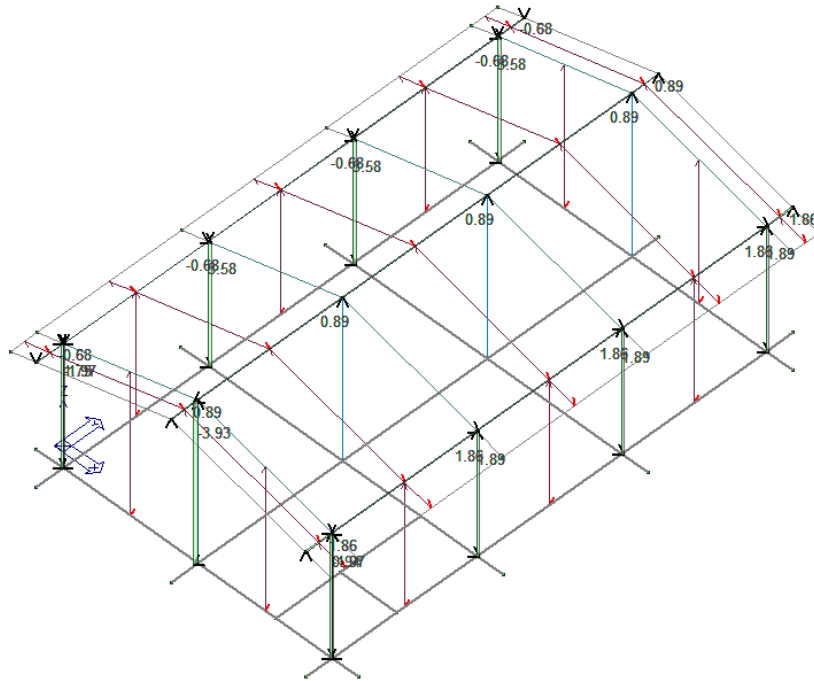


Figura 24 - Vento X (CDC8)

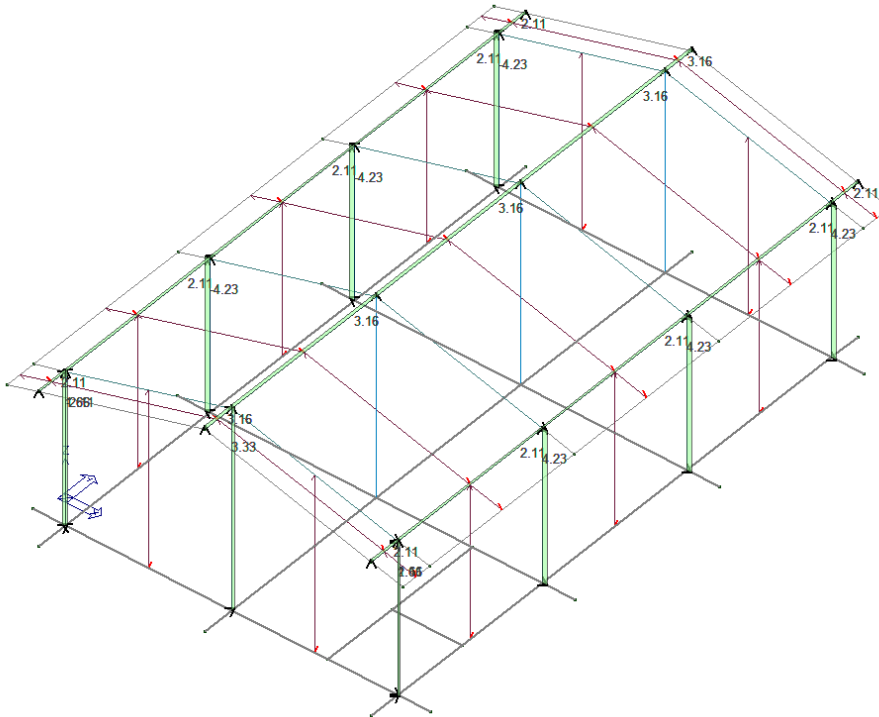


Figura 25 - Vento Y (CDC9)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

## 7.4 Combinazioni di carico

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

### **Combinazione fondamentale SLU**

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### **Combinazione caratteristica (rara) SLE**

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### **Combinazione frequente SLE**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### **Combinazione quasi permanente SLE**

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

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

### **Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali**

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

Dove:

<b>Destinazione d'uso/azione</b>	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<i>Categoria A residenziali</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria B uffici</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria C ambienti suscettibili di affollamento</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria D ambienti ad uso commerciale</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...</i>	1,00	0,90	0,80
<i>Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30kN)</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli &gt; 30kN)</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria H Coperture</i>	0,00	0,00	0,00
<i>Vento</i>	0,60	0,20	0,00
<i>Neve a quota ≤ 1000 m</i>	0,50	0,20	0,00
<i>Neve a quota &gt; 1000 m</i>	0,70	0,50	0,20
<i>Variazioni Termiche</i>	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

		Coefficiente $\gamma_f$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Di seguito si riportano le combinazioni di carico:

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLU	Comb. SLU A1 5
6	SLU	Comb. SLU A1 6
7	SLU	Comb. SLU A1 7
8	SLU	Comb. SLU A1 8
9	SLU	Comb. SLU A1 9
10	SLU	Comb. SLU A1 10
11	SLU	Comb. SLU A1 11
12	SLU	Comb. SLU A1 12
13	SLU	Comb. SLU A1 13
14	SLU	Comb. SLU A1 14
15	SLU	Comb. SLU A1 15
16	SLU	Comb. SLU A1 16
17	SLU	Comb. SLU A1 17
18	SLU	Comb. SLU A1 18
19	SLU	Comb. SLU A1 19
20	SLU	Comb. SLU A1 20
21	SLU	Comb. SLU A1 21
22	SLU	Comb. SLU A1 22
23	SLU	Comb. SLU A1 23
24	SLU	Comb. SLU A1 24
25	SLU	Comb. SLU A1 25
26	SLU	Comb. SLU A1 26
27	SLU	Comb. SLU A1 27
28	SLU	Comb. SLU A1 28
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42
43	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 43
44	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 44
45	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 45
46	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 46
47	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 47
48	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48
49	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 49
50	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 50
51	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 51



Cmb	Tipo	Sigla Id
52	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 52
53	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 53
54	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 54
55	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 55
56	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 56
57	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 57
58	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 58
59	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 59
60	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 60
61	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61
62	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62
63	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63
64	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64
65	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65
66	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66
67	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67
68	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68
69	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69
70	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70
71	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71
72	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72
73	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73
74	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74
75	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75
76	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76
77	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77
78	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78
79	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79
80	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80
81	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 81
82	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 82
83	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 83
84	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 84
85	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 85
86	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 86
87	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 87
88	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 88
89	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 89
90	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 90
91	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 91
92	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 92
93	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 93
94	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 94
95	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 95
96	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 96
97	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 97
98	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 98
99	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 99
100	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 100
101	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 101
102	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 102
103	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 103
104	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 104
105	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 105
106	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 106
107	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 107
108	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 108
109	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 109
110	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 110
111	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 111
112	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 112
113	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 113

**Famiglia SLU**

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.0	1.05	0.90	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	1.50							
2	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	0.0	1.05	0.90	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.50							
3	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	1.50	1.50	0.90	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
4	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	1.50	1.50	0.90	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
5	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	1.05	1.50	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
6	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	1.05	1.50	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
7	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	1.05	0.90	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
8	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	1.05	0.90	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
9	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	1.05	0.90	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
10	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	1.05	0.90	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
11	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.0	1.05	0.0	0.90	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	1.50							
12	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	0.0	1.05	0.0	0.90	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.50							
13	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	1.50	1.50	0.0	0.90	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
14	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	1.50	1.50	0.0	0.90	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
15	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	1.05	0.0	0.90	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
16	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	1.05	0.0	0.90	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
17	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	1.05	0.0	1.50	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
18	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	1.05	0.0	1.50	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
19	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	1.05	0.0	0.90	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
20	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	1.05	0.0	0.90	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
21	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.0	1.05	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	1.50							
22	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	0.0	1.05	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	1.50							
23	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	1.50	1.50	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
24	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	1.50	1.50	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
25	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	1.05	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
26	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	1.05	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							
27	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	0.0	1.05	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.30	1.50	0.75							
28	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	1.05	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75							

**Famiglia SLV**

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
53	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
54	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
56	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
57	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
58	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
59	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
60	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							

**Famiglia SLD**

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
61	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.0							
62	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	0.0							
63	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.00	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.0							
64	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.00	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	0.0							
65	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	1.00	0.0							
66	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	1.00	0.0							
67	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.00	0.0	0.0	-0.30	1.00	1.00	0.0							
68	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.00	0.0	0.0	0.30	1.00	1.00	0.0							
69	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.00	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.0							
70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.00	0.30	0.0	1.00	1.00	0.0							
71	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00	-0.30	0.0	1.00	1.00	0.0							
72	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00	0.30	0.0	1.00	1.00	0.0							
73	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.00	0.0	-0.30	1.00	1.00	0.0							
74	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.00	0.0	0.30	1.00	1.00	0.0							
75	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00	0.0	-0.30	1.00	1.00	0.0							
76	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00	0.0	0.30	1.00	1.00	0.0							
77	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	1.00	0.0							
78	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0							
79	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.30	0.0	-1.00	0.0	1.00	1.00	0.0							
80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0							
81	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-0.30	-1.00	0.0	1.00	1.00	0.0							
82	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-0.30	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0							
83	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.30	-1.00	0.0	1.00	1.00	0.0							
84	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.30	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0							
85	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.0							
86	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0							
87	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.30	0.0	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.0							
88	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.30	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0							
89	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-0.30	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.0							
90	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0							
91	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.30	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.0							



RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA

TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 18 CL	FA0200001	A	45 di 97

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
92	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0							

**Famiglia SLE rara**

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
93	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.70	0.60	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00							
94	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.60	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
95	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.70	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
96	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.70	0.60	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
97	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.70	0.60	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
98	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.70	0.0	0.60	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00							
99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.0	0.60	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
100	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.70	0.0	0.60	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
101	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.70	0.0	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
102	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.70	0.0	0.60	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
103	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.70	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00							
104	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
105	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.70	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							
106	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.70	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.50							

**Famiglia SLE frequente**

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
107	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.20							
108	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
109	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
110	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
111	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							
112	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							

**Famiglia SLE quasi permanente**

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
113	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0							

## 8 RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi effettuata mediante l'ausilio del programma di calcolo in termini di involucro delle sollecitazioni.

Gli involucri delle sollecitazioni sono presentati in forma di diagrammi, le unità di misura sono:

- Forze [ daN ]
- Momenti [daNm].

### 8.1 Risultati dell'analisi sismica

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi dinamica modale in termini di frequenza, periodo e percentuali di masse efficaci mobilitate per i modi di vibrare considerati.

Modo	Frequenza Hz	Periodo sec	M efficace X x g daN	%	M efficace Y x g daN	%
1	1.642	0.609	2.773e+05	82.7	4.06e-03	1.21e-06
2	1.742	0.574	2.01	6.00e-04	3.352e+05	99.9
3	1.910	0.524	5.795e+04	17.3	12.81	3.82e-03
4	12.393	0.081	9.69	2.89e-03	85.67	2.55e-02
5	12.548	0.080	56.83	1.69e-02	4.25	1.27e-03
6	12.664	0.079	54.08	1.61e-02	6.94	2.07e-03
7	13.183	0.076	6.54	1.95e-03	0.58	1.73e-04
8	13.468	0.074	27.81	8.29e-03	6.44	1.92e-03
9	13.684	0.073	2.96	8.84e-04	15.36	4.58e-03
In percentuale				100.00		99.99

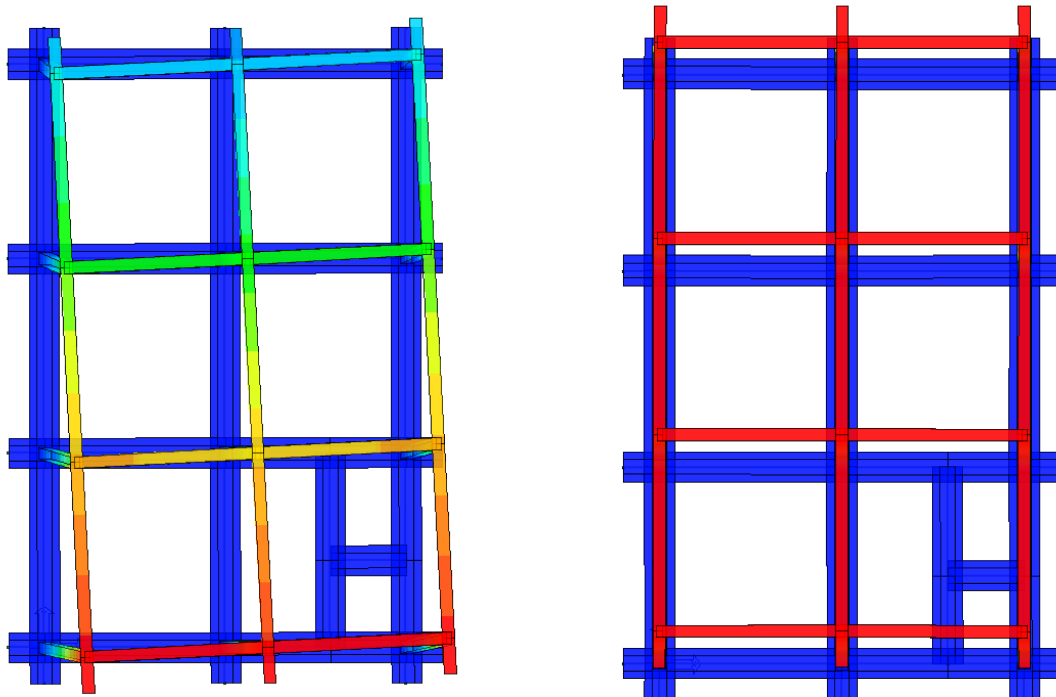


Figura 26 - Modo 1 –  $T_1 = 0.610$  s / Modo 2 –  $T_2 = 0.57$  s

## 8.2 Sollecitazioni travi di copertura

Di seguito si riportano gli involuppi delle sollecitazioni delle travi di copertura.

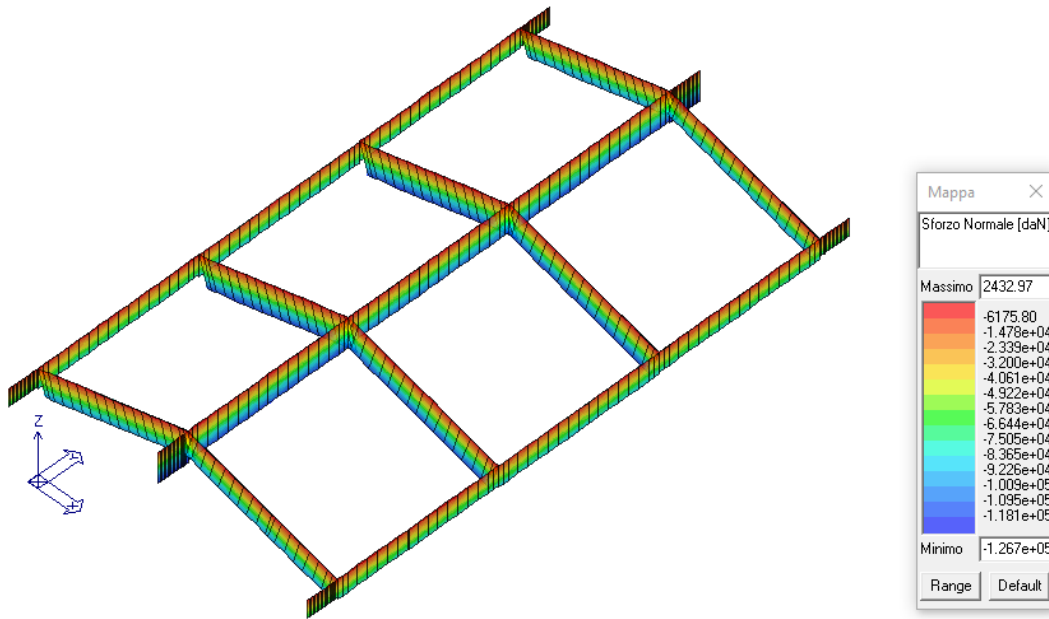


Figura 27 - Copertura - Involuppo N

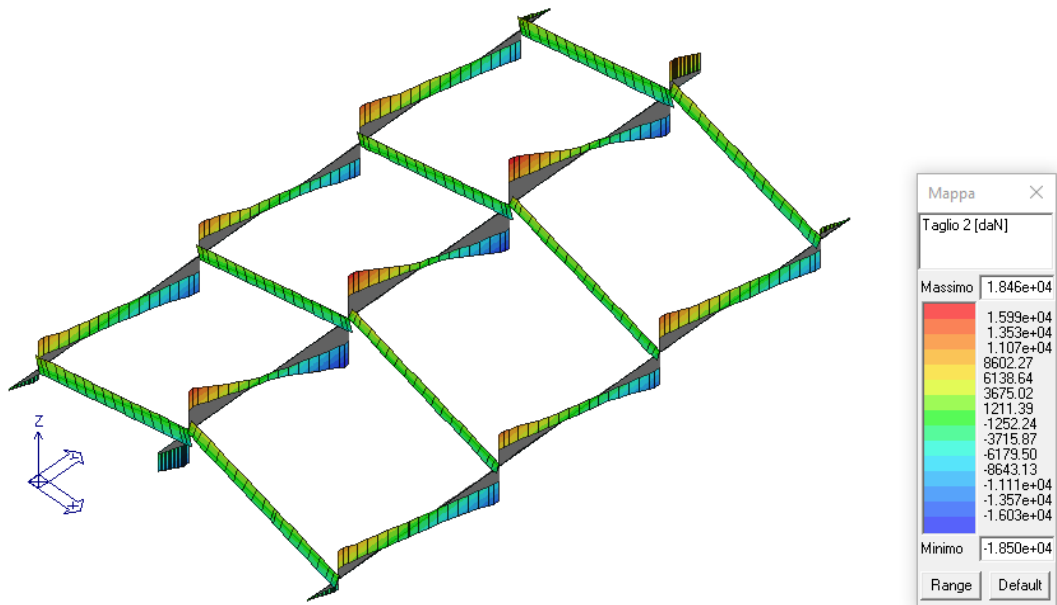


Figura 28 - Copertura - Involuppo V2

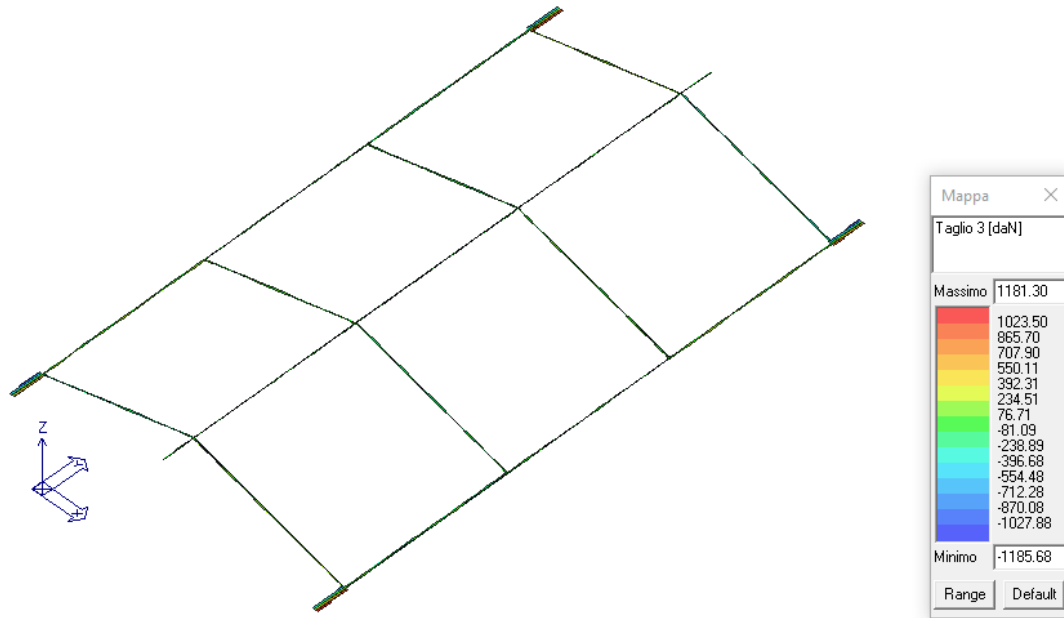


Figura 29 - Copertura - Inviluppo V3

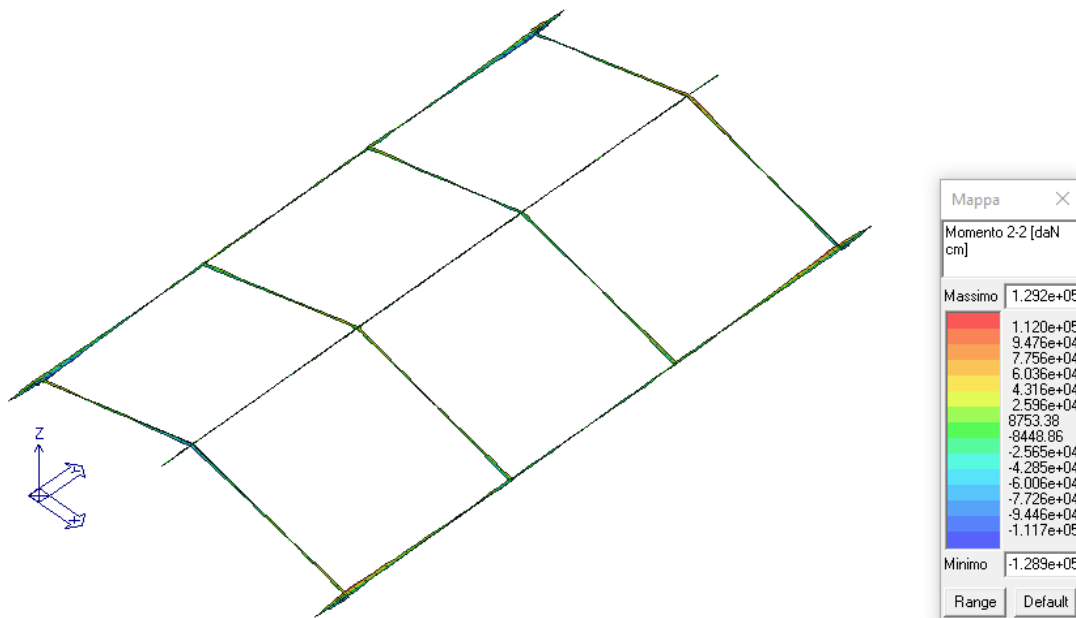


Figura 30 - Copertura - Inviluppo M2



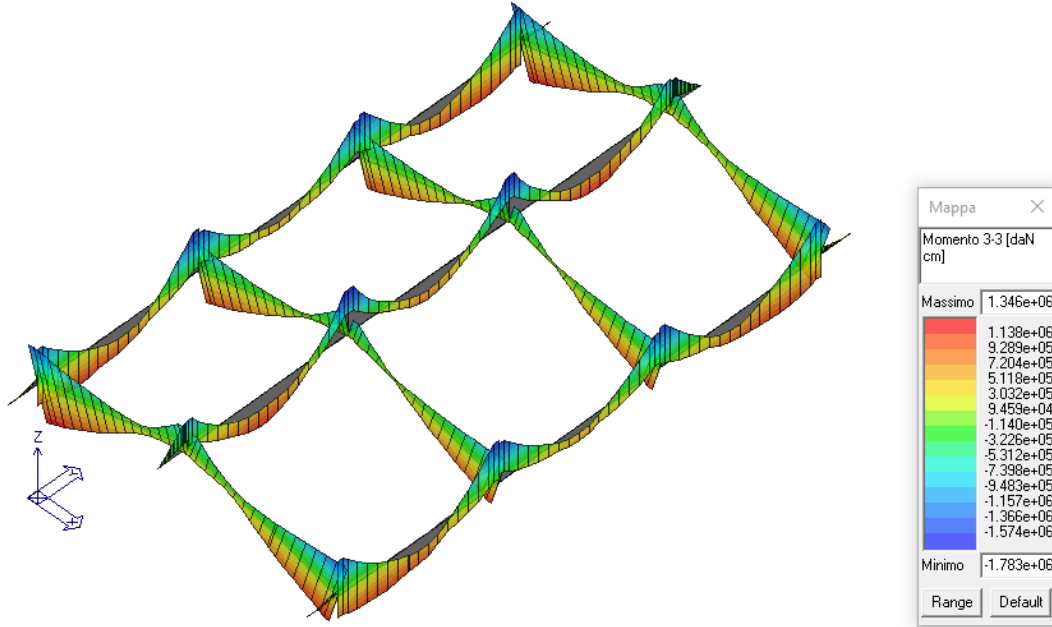


Figura 31 - Copertura - Inviluppo M3

### 8.4 Sollecitazioni Pilastri

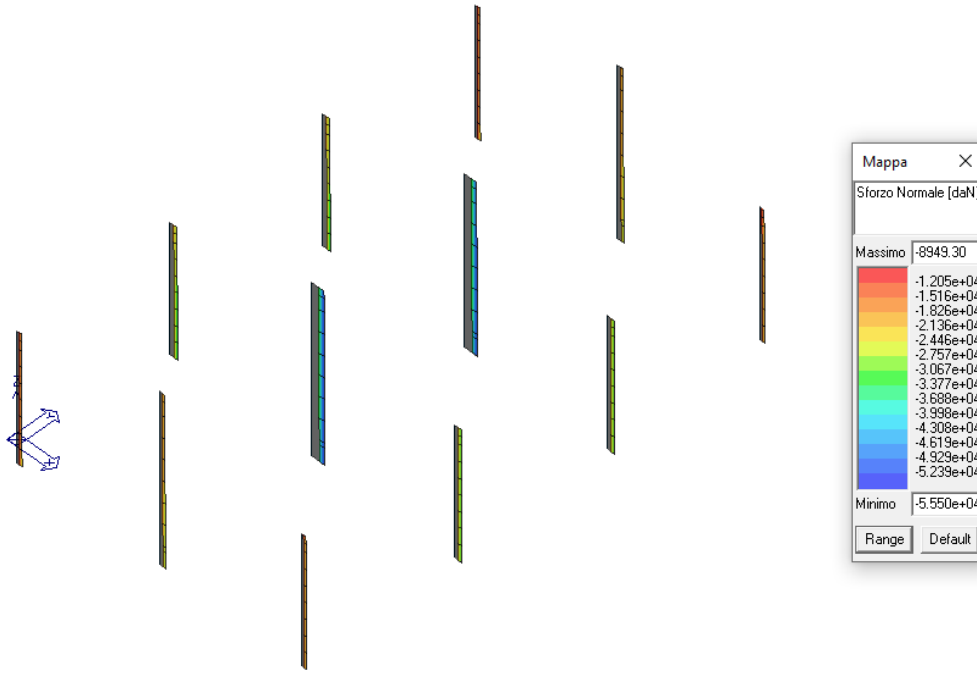


Figura 32 - Pilastrri - Involuppo N

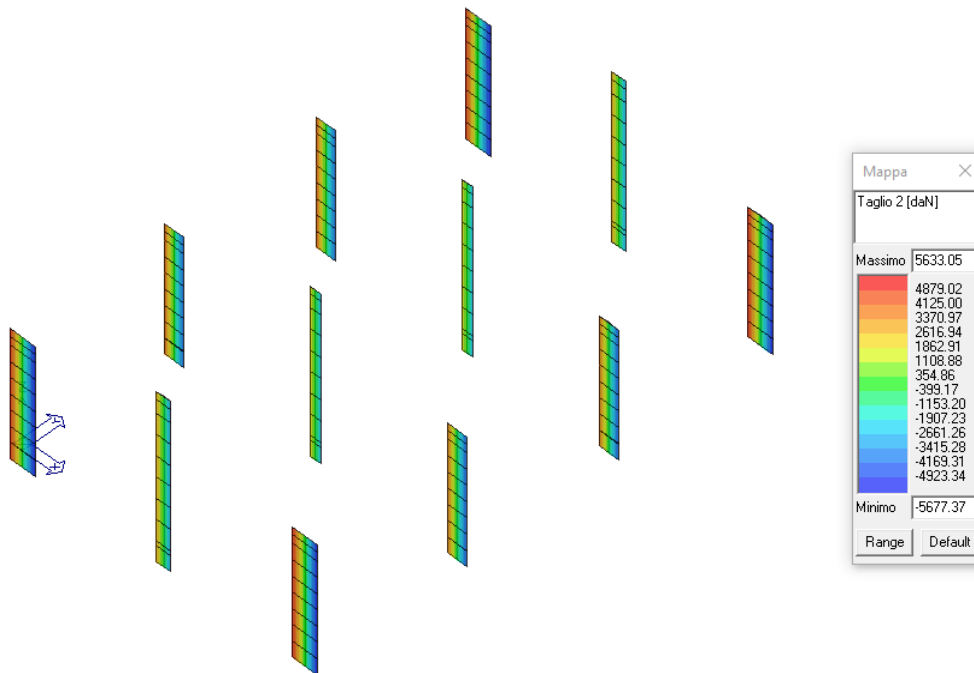


Figura 33 - Pilastrri - Involuppo V2

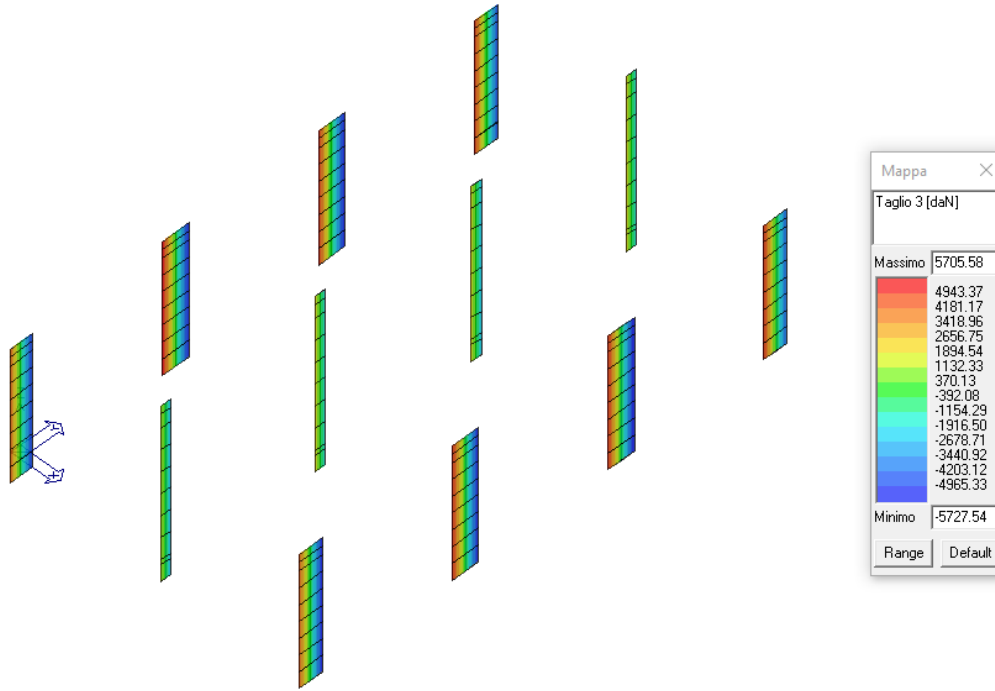


Figura 34 - Pilastrri - Involuppo V3

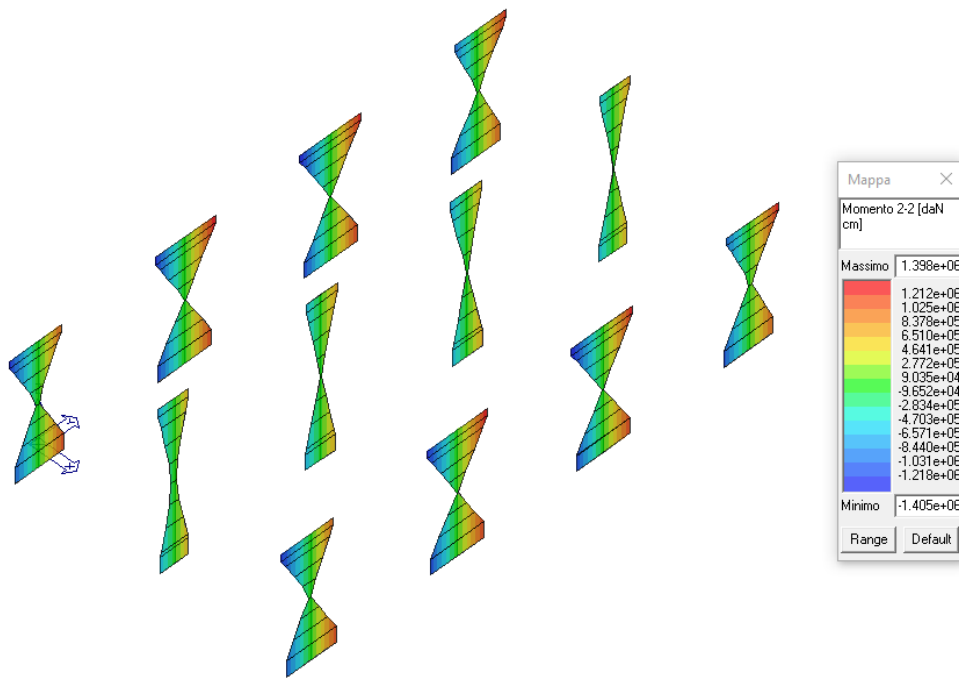


Figura 35 - Pilastrri - Involuppo M2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 18 CL	FA0200001	A	52 di 97

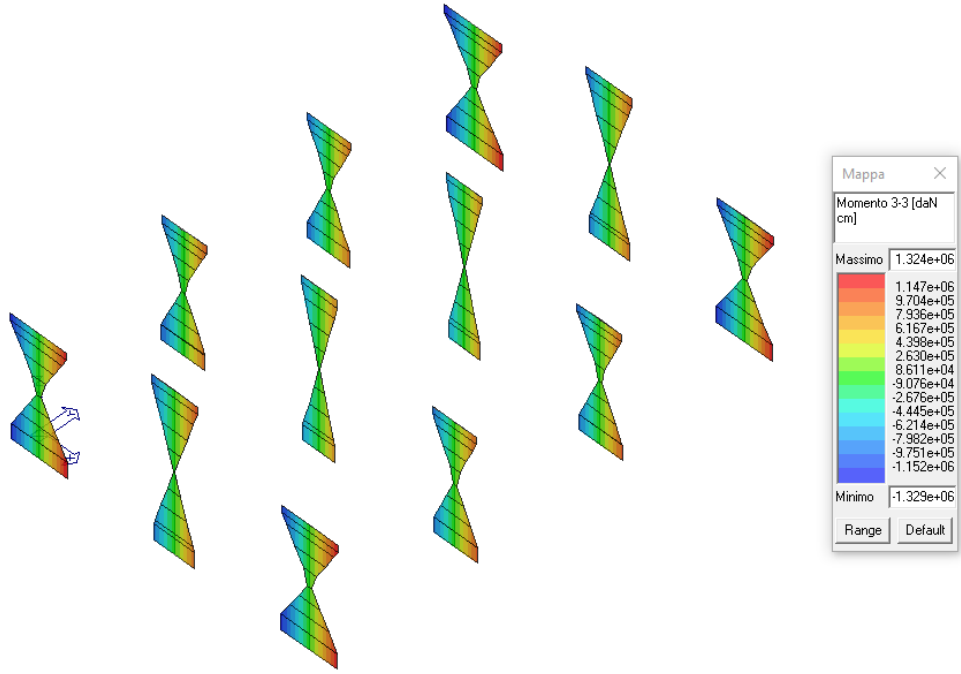


Figura 36 - Pilastrì - Involuppo M3

## 8.5 Sollecitazioni in Fondazione

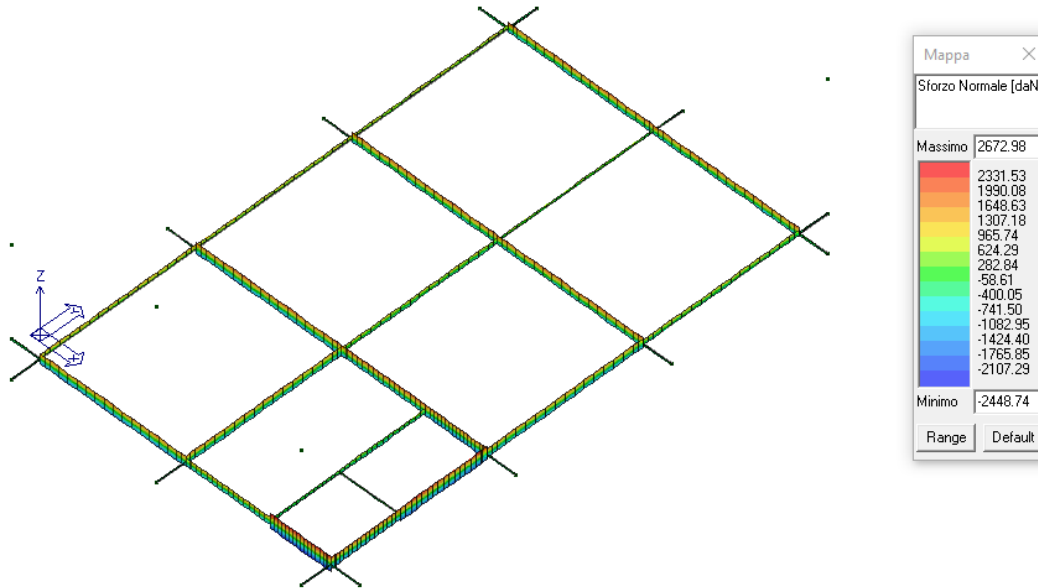


Figura 37 - Fondazioni - Inviluppo N

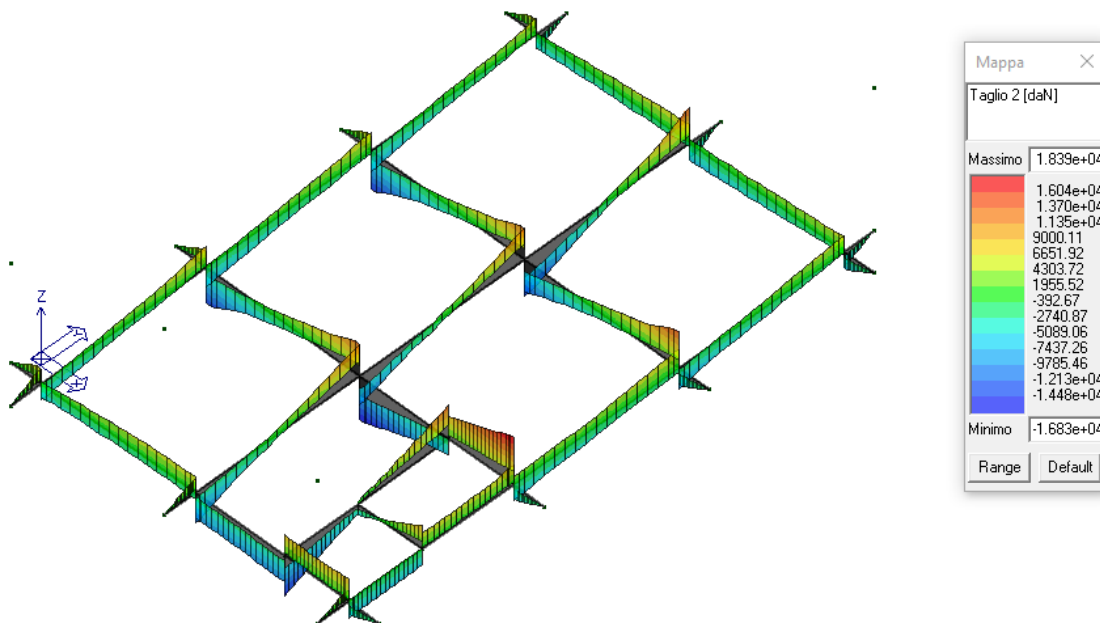


Figura 38 - Fondazioni - Inviluppo V2

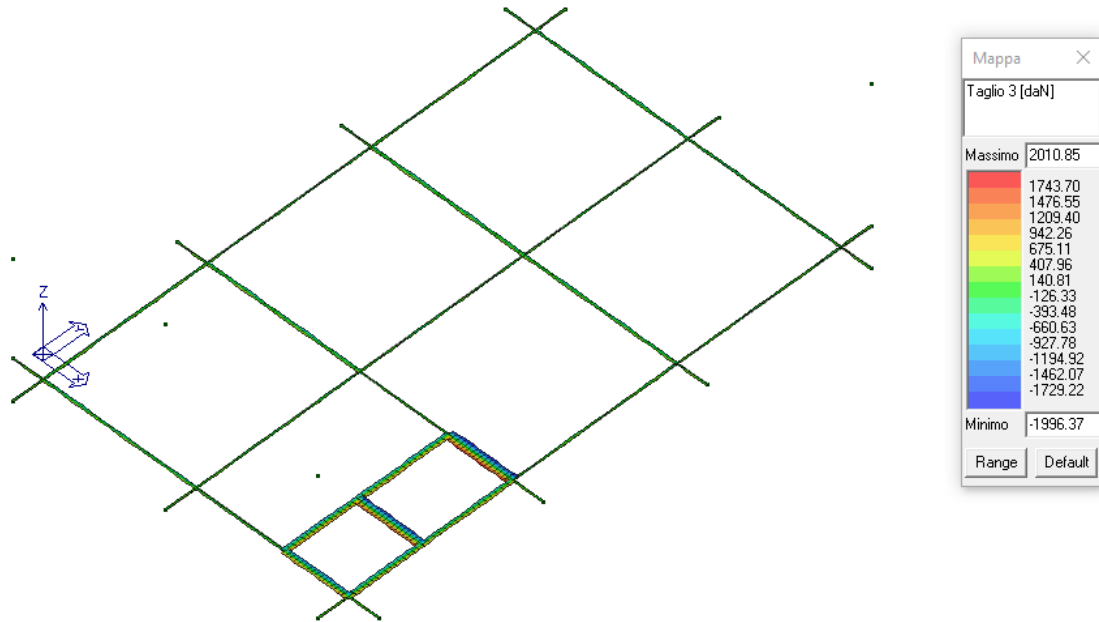


Figura 39 - Fondazioni - Involuppo V3

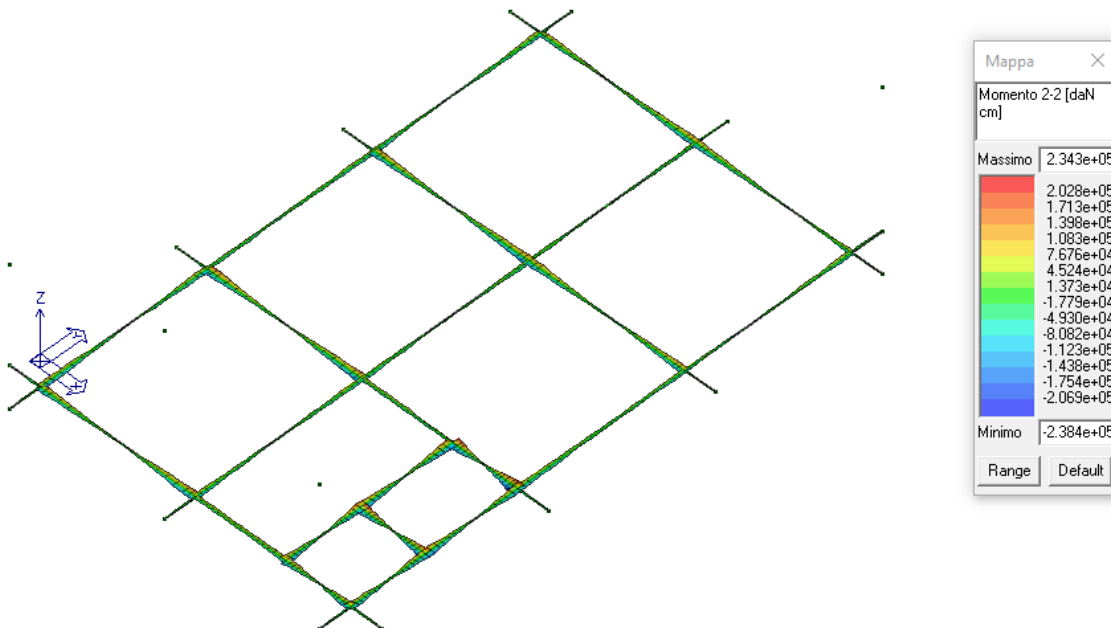


Figura 40 - Fondazioni - Involuppo M2

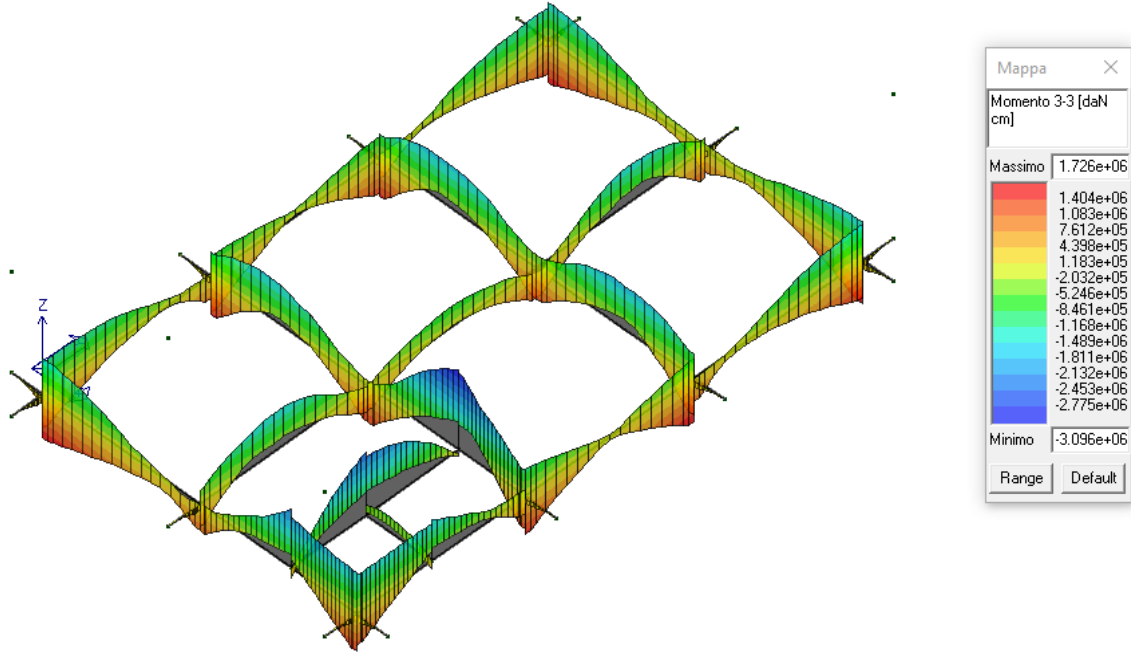


Figura 41 - Fondazioni - Involuppo M3

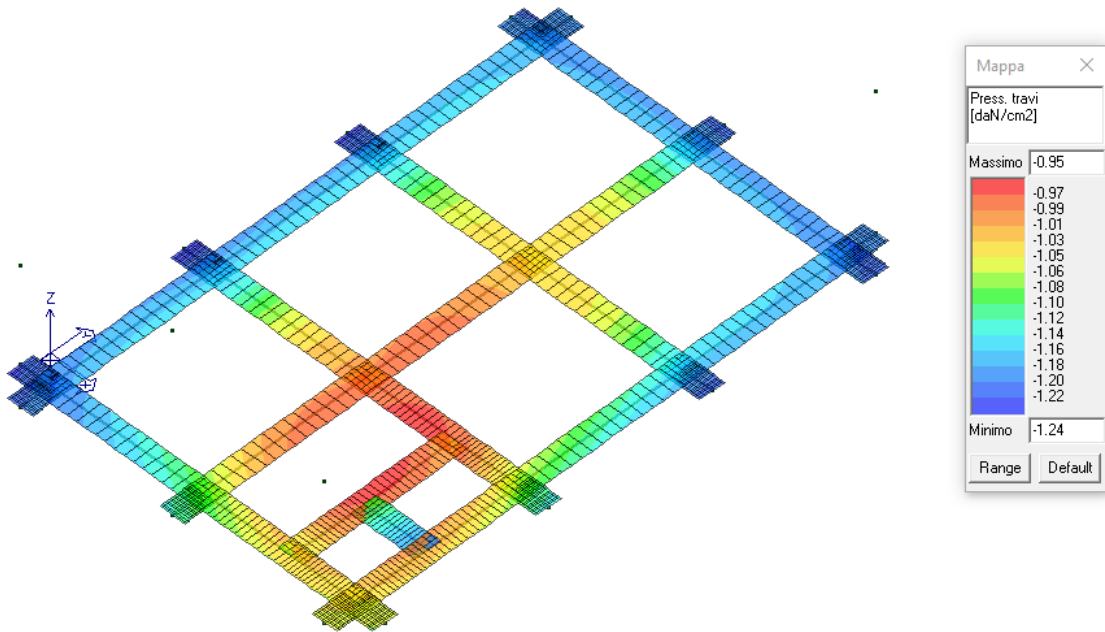


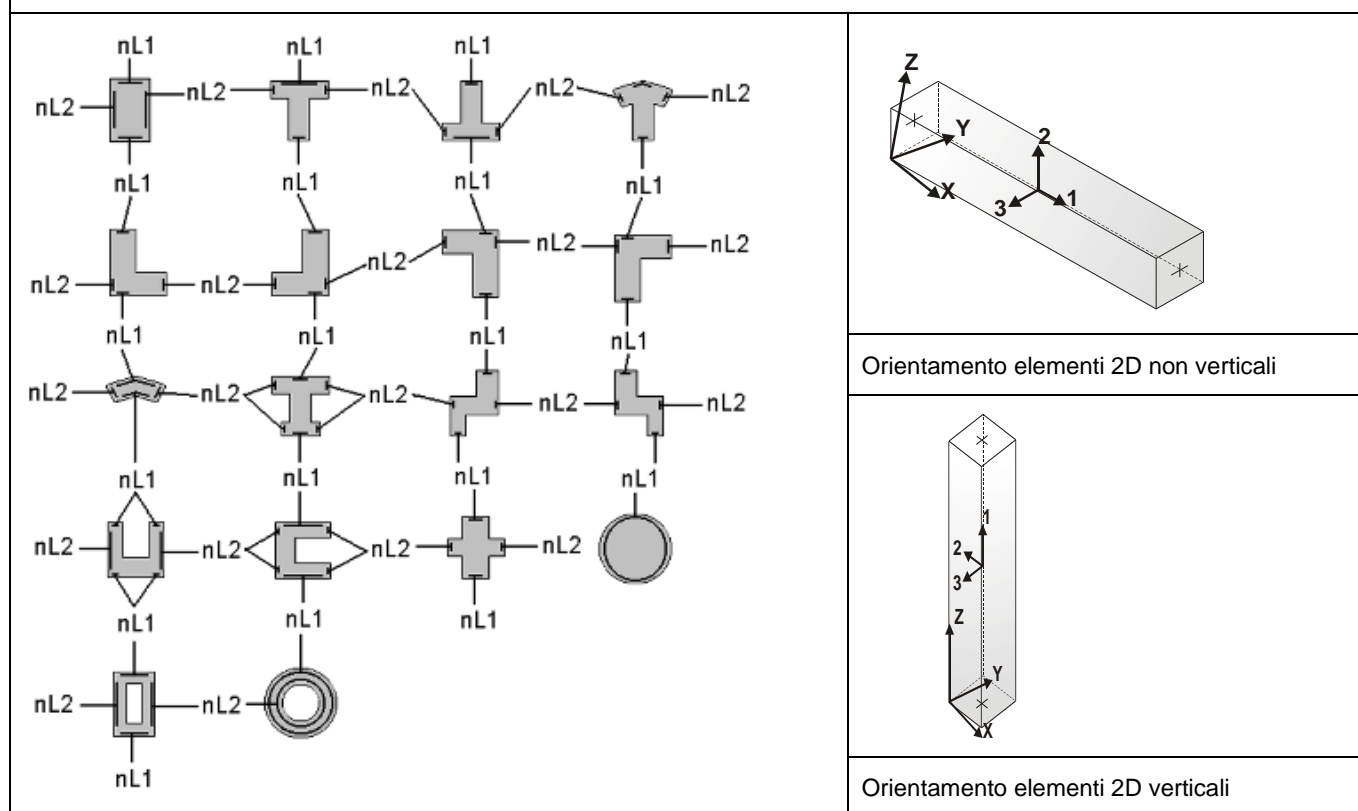
Figura 42 - Pressioni al suolo

## 9 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI IN ELEVAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche relative agli elementi strutturali principali della struttura. Le verifiche sono raggruppate per tipologia di elementi tipo travi e pilastri. Per ciascuna tipologia vengono riportate le immagini relative ai coefficienti di sfruttamento delle verifiche condotte ed una sintesi dei risultati in forma tabellare.

Nelle tabelle vengono riportati per ogni elemento il numero identificativo ed il codice di verifica con le sigle Ok o NV. Nel caso in cui si sia proceduto alla progettazione con il metodo degli stati limite (S.L.) vengono riportati: il rapporto  $x/d$ , le verifiche per sollecitazioni proporzionali e la verifica per compressione media con l'indicazione delle combinazioni in cui si sono attinti i rispettivi valori. Nel caso in cui la struttura abbia comportamento dissipativo e sia prevista la progettazione con il criterio della gerarchia delle resistenze (G.R.) vengono riportate le verifiche di sovrarresistenza e del nodo. Per gli elementi tipo pilastro sono riportati numero e diametro dei ferri di vertice, numero e diametro di ferri disposti lungo i lati L1 (paralleli alla base della sezione) e lungo i lati L2 (paralleli all'altezza della sezione). Per gli elementi tipo trave sono riportati infine le quantità di armatura inferiore e superiore.

Schema della distribuzione delle armature longitudinali



Per le verifiche con il metodo agli stati limite è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

r. snell.	Rapporto $\lambda$ su $\lambda^*$ : valore superiore a 1 per elementi snelli, caso in cui viene effettuata la verifica con il metodo diretto dello stato di equilibrio
Verifica(verif.)	rapporto $S_d/S_u$ con sollecitazioni ultime proporzionali o a sforzo normale costante: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
ver.sis	rapporto $N_d/N_u$ con $N_u$ calcolato come al punto 7.4.4.2.2.1; valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
ver.V/T	rapporto $S_d/S_u$ con sollecitazioni taglianti e torcenti proporzionali valore minore o uguale a 1 per verifica positiva



x/d rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile alla rottura della sezione (per sola flessione)

Per gli elementi progettati secondo il criterio della gerarchia delle resistenze (pilastri e travi) si riporta una ulteriore tabella di seguito descritta:

M negativo i	Valore del momento resistente negativo (positivo) all' estremità iniziale i (finale f) della trave
V M-i M+f	Taglio generato dai momenti resistenti negativo i e positivo f (positivo i e negativo f)
V totale	Massimo valore assoluto ottenuto per combinazione del taglio isostatico e dei tagli concomitanti (p.to 7.4.4.1.1.)
Verif. V	Rapporto tra il taglio massimo e Vr1 (p.to 7.4.4.1.2.2);
Sovr. 2-2 i	Sovreresistenza del pilastro (come da formula 7.4.4). Rapporto tra i momenti resistenti delle travi e dei pilastri. Il valore del fattore rispettivamente per il momento 2-2 (3-3) alla base i ed alla sommità f del pilastro deve essere maggiore del gammaRd adottato
M 2-2 i	Valore del momento resistente rispettivamente per 2-2 (3-3) alla base i ed alla sommità f del pilastro (massimo momento in presenza dello sforzo normale di calcolo)
Luce per V	Luce di calcolo per la definizione del taglio (generato dai momenti resistenti)
V M2-2	Valore del taglio generato dai momenti resistenti 2-2 (3-3)

Per le verifiche con il metodo agli stati limite di esercizio è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

rRfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni rare [normalizzato a 1]
rRfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni rare [normalizzato a 1]
rPfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti [normalizzato a 1]
wR	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare [mm]
wF	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti [mm]
wP	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti [mm]
dR	massima deformazione in combinazioni rare
dF	massima deformazione in combinazioni frequenti
dP	massima deformazione in combinazioni quasi permanenti

## 9.1 Pilastrì

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sui pilastrì. Le verifiche condotte hanno portato ai seguenti coefficienti di sfruttamento:

- |   |      |
|---|------|
| - SLU Pressoflessione N/M:                      | 0.91 |
| - SLU Taglio V/T:                               | 0.38 |
| - SLE massima tensione cls in comb. rara:       | 0.24 |
| - SLE massima tensione cls in comb. permanente: | 0.15 |
| - SLE massima tensione acciaio in comb. rara:   | 0.17 |

Con riferimento al pilastrì tipo, le armature di progetto utilizzate per le verifiche sono costituite da 4Ø16 nei vertici + 2Ø16 su ogni lato per un totale di 12Ø16.

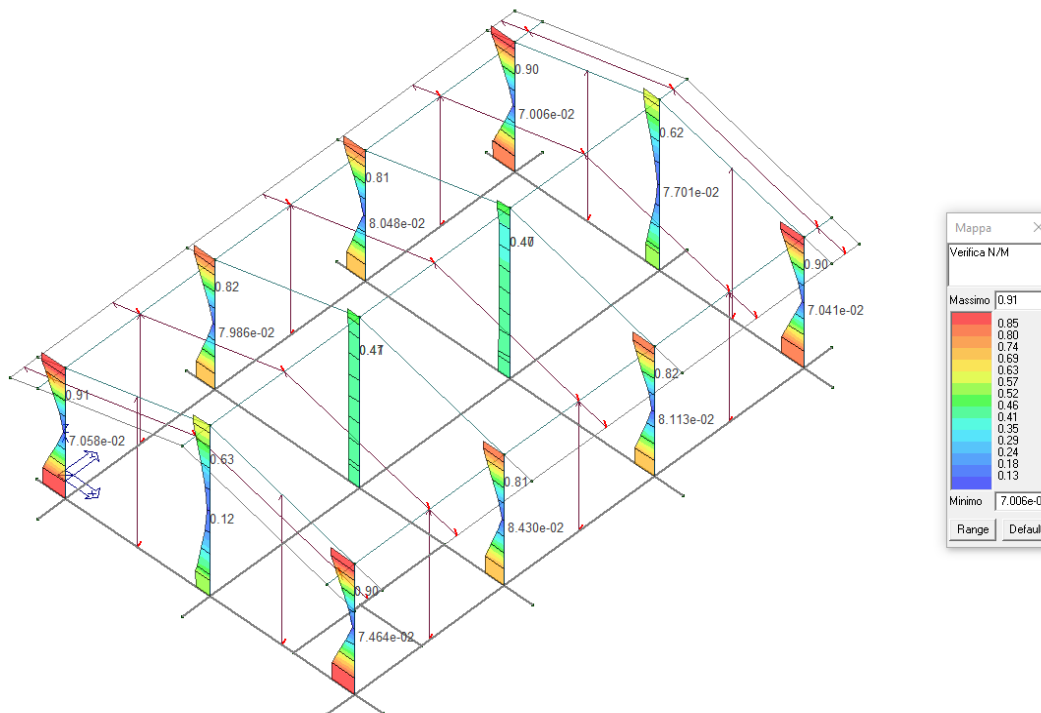


Figura 43 - Verifica Pressoflessione N/M

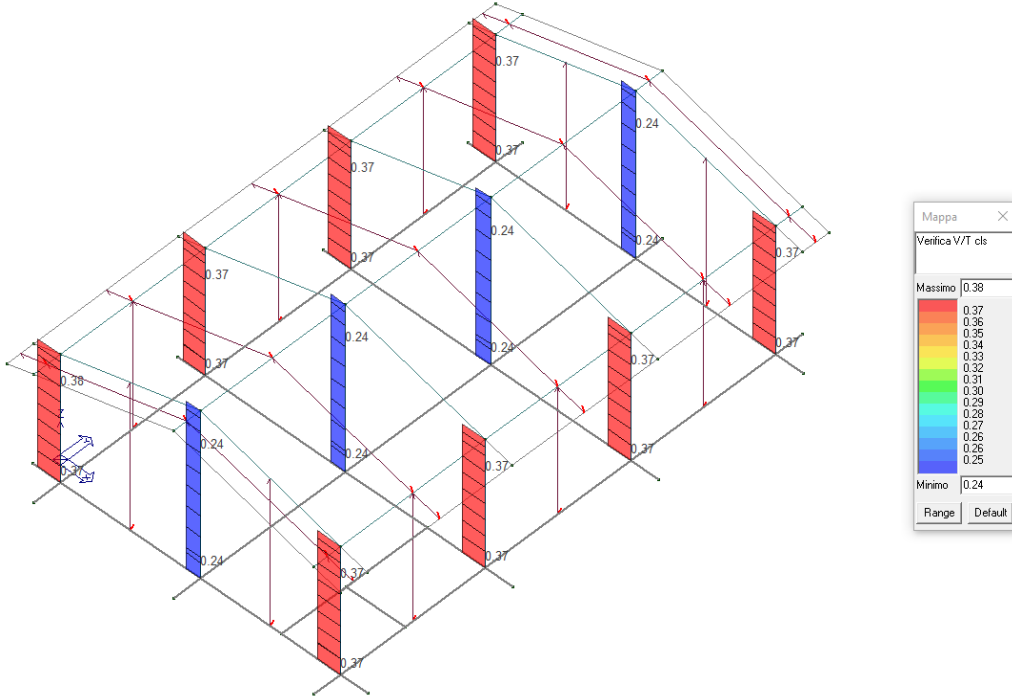


Figura 44 - Verifica Taglio lato calcestruzzo

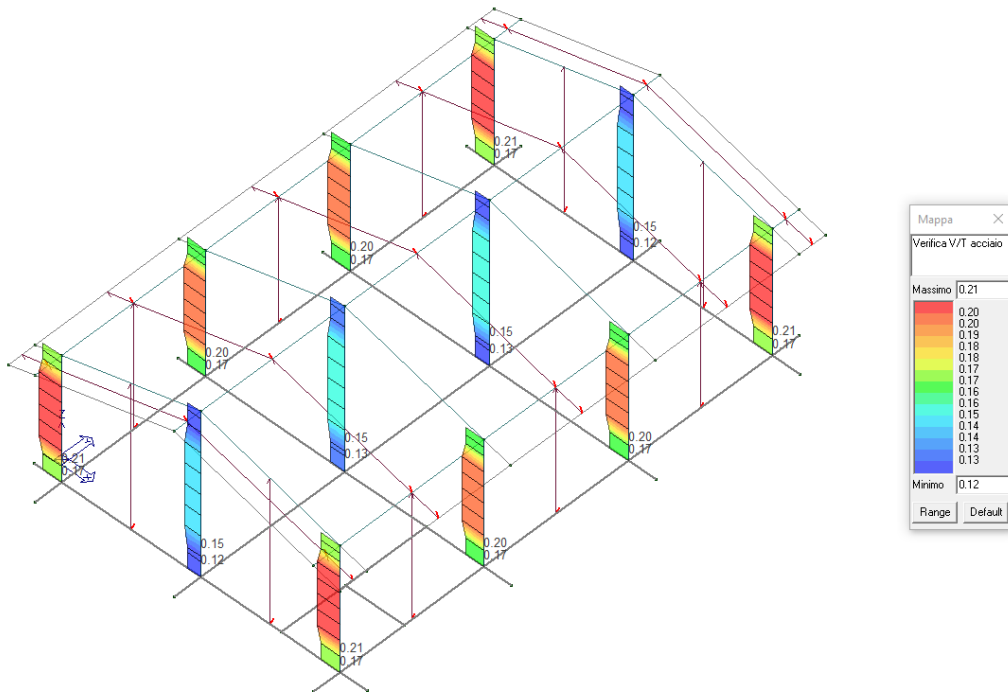


Figura 45 - Verifica Taglio lato acciaio

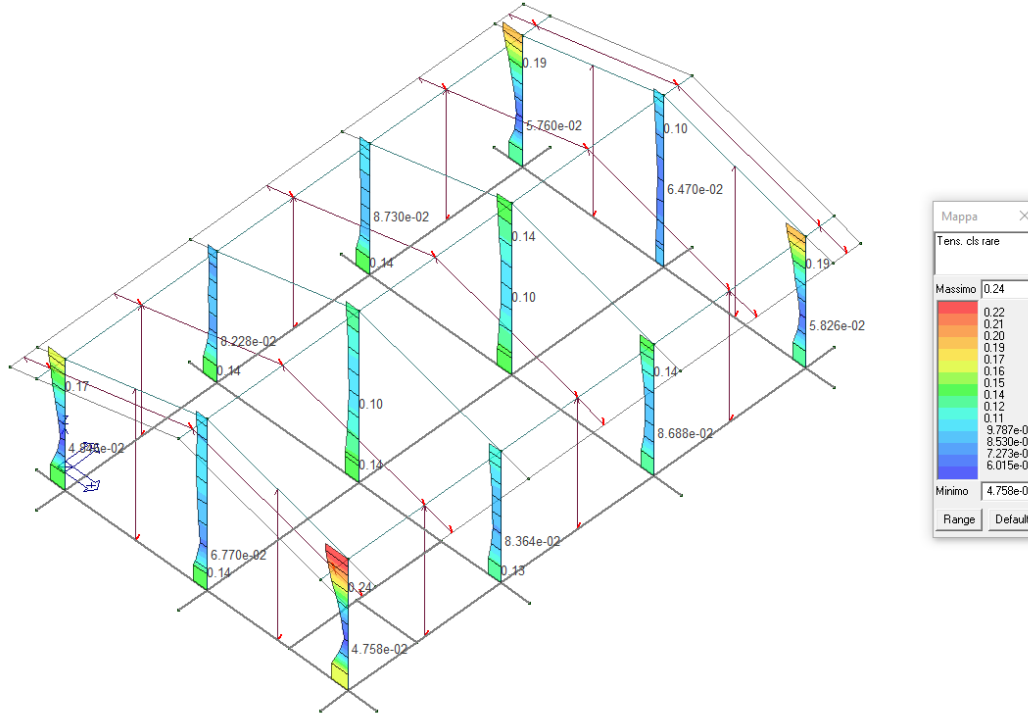


Figura 46 - Verifica SLE tensioni cls rare

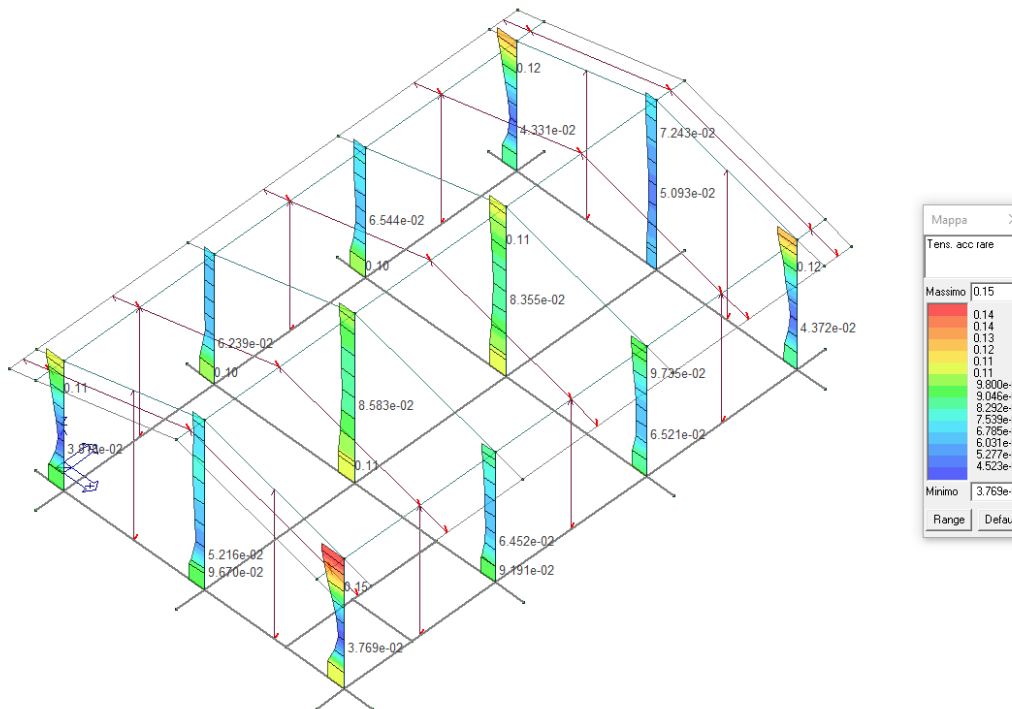


Figura 47 - Verifica SLE tensioni acciaio rare

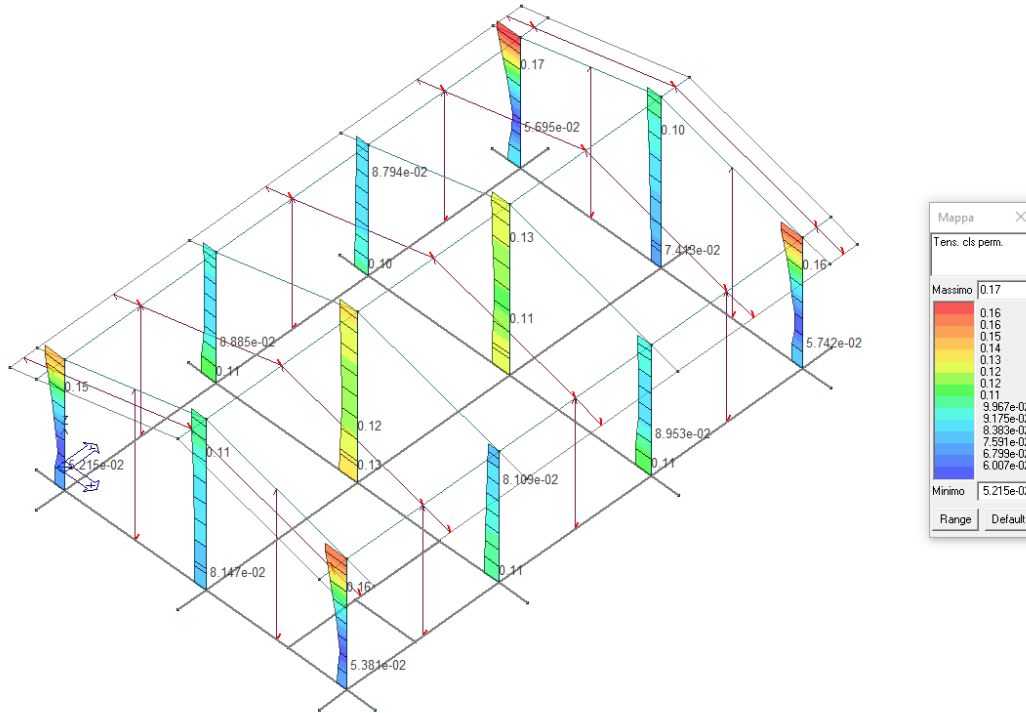


Figura 48 - Verifica SLE tensioni cls permanente

**Verifiche di Resistenza SLU**

Pilas.	Note	Stato	Quota cm	%Af	M_P= 1 r. snell.	X=0.0 Armat. long.	Y=0.0 V N/M	V N sis	Staffe V V/T cls V V/T acc	Rif. cmb
1	s=2,m=4 [b=1.0;1.0]	ok,ok	-100.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.85	0.094+4d10/12 L=100	0.37	0.17 34,48,41,41
			180.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.07	0.094+4d10/15 L=360	0.38	0.21 55,48,41,41
			460.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.91	0.084+4d10/12 L=100	0.38	0.17 34,48,41,41
3	s=2,m=4 [b=1.0;1.0]	ok,ok	-100.0	1.51	0.77	4d16 4+4 d16	0.54	0.124+4d10/12 L=125	0.24	0.12 29,52,38,41
			266.3	1.51	0.77	4d16 4+4 d16	0.12	0.114+4d10/15 L=482	0.24	0.15 5,52,38,41
			632.5	1.51	0.77	4d16 4+4 d16	0.63	0.104+4d10/12 L=125	0.24	0.12 34,52,38,41
2	s=2,m=4 [b=1.0;1.0]	ok,ok	-100.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.86	0.104+4d10/12 L=100	0.37	0.17 32,54,39,39
			180.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.07	0.094+4d10/15 L=360	0.37	0.21 59,54,39,39
			460.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.90	0.084+4d10/12 L=100	0.37	0.17 32,54,39,39
36	s=2,m=4 [b=1.0;1.0]	ok,ok	-100.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.71	0.134+4d10/12 L=100	0.37	0.17 54,35,41,44
			180.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.08	0.134+4d10/15 L=360	0.37	0.20 17,35,41,44
			460.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.82	0.124+4d10/12 L=100	0.37	0.17 55,35,41,44
34	s=2,m=4 [b=1.0;1.0]	ok,ok	-100.0	1.51	1.09	4d16 4+4 d16	0.43	0.184+4d10/12 L=125	0.24	0.13 23,58,41,41
			266.3	1.51	1.09	4d16 4+4 d16	0.42	0.184+4d10/15 L=482	0.24	0.15 23,58,41,41
			632.5	1.51	1.09	4d16 4+4 d16	0.47	0.174+4d10/12 L=125	0.24	0.13 29,58,41,41
35	s=2,m=4	ok,ok	-100.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.73	0.134+4d10/12 L=100	0.37	0.17 48,29,32,41
			180.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.08	0.134+4d10/15 L=360	0.37	0.20 17,29,32,41

FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 18 CL	FA0200001	A	62 di 97

[b=1.0;1.0]	460.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.81	0.124+4d10/12 L=100	0.37	0.17	45,29,32,41	
<p><b>M_P= 7 X=0.0 Y=1300.0</b></p>										
Pilas. Note Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
40 s=2,m=4 ok,ok	-100.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.72	0.134+4d10/12 L=100	0.37	0.17	57,44,41,41	
	180.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.08	0.134+4d10/15 L=360	0.37	0.20	17,44,41,41	
[b=1.0;1.0]	460.0	1.51	0.65	4d16 4+4 d16	0.81	0.124+4d10/12 L=100	0.37	0.17	60,44,41,41	
<p><b>M_P= 8 X=605.0 Y=1300.0</b></p>										
Pilas. Note Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
42 s=2,m=4 ok,ok	-100.0	1.51	1.08	4d16 4+4 d16	0.42	0.184+4d10/12 L=125	0.24	0.13	23,55,38,41	
	266.3	1.51	1.08	4d16 4+4 d16	0.41	0.174+4d10/15 L=482	0.24	0.15	23,55,38,41	
[b=1.0;1.0]	632.5	1.51	1.08	4d16 4+4 d16	0.47	0.164+4d10/12 L=125	0.24	0.13	44,55,38,41	
<p><b>M_P= 9 X=1210.0 Y=1300.0</b></p>										
Pilas. Note Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
41 s=2,m=4 ok,ok	-100.0	1.51	0.64	4d16 4+4 d16	0.72	0.134+4d10/12 L=100	0.37	0.17	51,38,39,44	
	180.0	1.51	0.64	4d16 4+4 d16	0.08	0.124+4d10/15 L=360	0.37	0.20	17,38,39,44	
[b=1.0;1.0]	460.0	1.51	0.64	4d16 4+4 d16	0.82	0.124+4d10/12 L=100	0.37	0.17	50,38,39,44	
<p><b>M_P= 10 X=0.0 Y=1950.0</b></p>										
Pilas. Note Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
50 s=2,m=4 ok,ok	-100.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.85	0.104+4d10/12 L=100	0.37	0.17	41,51,34,44	
	180.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.07	0.094+4d10/15 L=360	0.37	0.21	60,51,34,44	
[b=1.0;1.0]	460.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.90	0.084+4d10/12 L=100	0.37	0.17	41,51,34,44	
<p><b>M_P= 11 X=605.0 Y=1950.0</b></p>										
Pilas. Note Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
52 s=2,m=4 ok,ok	-100.0	1.51	0.77	4d16 4+4 d16	0.53	0.124+4d10/12 L=125	0.24	0.12	44,49,41,41	
	266.3	1.51	0.77	4d16 4+4 d16	0.08	0.114+4d10/15 L=482	0.24	0.15	23,49,41,41	
[b=1.0;1.0]	632.5	1.51	0.77	4d16 4+4 d16	0.62	0.104+4d10/12 L=125	0.24	0.12	39,49,41,41	
<p><b>M_P= 12 X=1210.0 Y=1950.0</b></p>										
Pilas. Note Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
51 s=2,m=4 ok,ok	-100.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.85	0.104+4d10/12 L=100	0.37	0.17	39,57,32,38	
	180.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.07	0.094+4d10/15 L=360	0.37	0.21	17,57,32,38	
[b=1.0;1.0]	460.0	1.51	0.53	4d16 4+4 d16	0.90	0.084+4d10/12 L=100	0.37	0.17	39,57,32,38	
Pilas.		%Af	r. snell.		V N/M	V N sis		V V/T cls	V V/T acc	
		1.51	1.09		0.91	0.18		0.38	0.21	

**Verifiche gerarchie delle resistenze**

Pilas.	sovr. Xi	sovr. Xf	sovr. Yi	sovr. Yf	M 2-2 i	M 2-2 f	M 3-3 i	M 3-3 f	Luce per V	V M2-2	V M3-3
					daN cm	daN cm	daN cm	daN cm	cm	daN	daN
1	0.0	0.0	0.0	0.0	1.774e+06	1.744e+06	1.774e+06	1.744e+06	457.90	8451.81	8451.81
2	0.0	0.0	0.0	0.0	1.776e+06	1.746e+06	1.776e+06	1.746e+06	457.90	8459.39	8459.39
3	0.0	0.0	0.0	0.0	1.838e+06	1.799e+06	1.838e+06	1.799e+06	630.40	6346.68	6346.68
34	0.0	0.0	0.0	0.0	1.965e+06	1.936e+06	1.965e+06	1.936e+06	630.40	6806.86	6806.86
35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.864e+06	1.840e+06	1.864e+06	1.840e+06	457.90	8898.28	8898.28
36	0.0	0.0	0.0	0.0	1.862e+06	1.838e+06	1.862e+06	1.838e+06	457.90	8889.24	8889.24
40	0.0	0.0	0.0	0.0	1.862e+06	1.839e+06	1.862e+06	1.839e+06	457.90	8890.95	8890.95
41	0.0	0.0	0.0	0.0	1.860e+06	1.836e+06	1.860e+06	1.836e+06	457.90	8878.26	8878.26
42	0.0	0.0	0.0	0.0	1.959e+06	1.929e+06	1.959e+06	1.929e+06	630.40	6784.02	6784.02
50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.776e+06	1.746e+06	1.776e+06	1.746e+06	457.90	8461.53	8461.53
51	0.0	0.0	0.0	0.0	1.776e+06	1.746e+06	1.776e+06	1.746e+06	457.90	8461.07	8461.07
52	0.0	0.0	0.0	0.0	1.839e+06	1.800e+06	1.839e+06	1.800e+06	630.40	6349.90	6349.90
Pilas.					M 2-2 i	M 2-2 f	M 3-3 i	M 3-3 f		V M2-2	V M3-3
					1.965e+06	1.936e+06	1.965e+06	1.936e+06		8898.28	8898.28

**Verifiche allo Stato limite di esercizio**

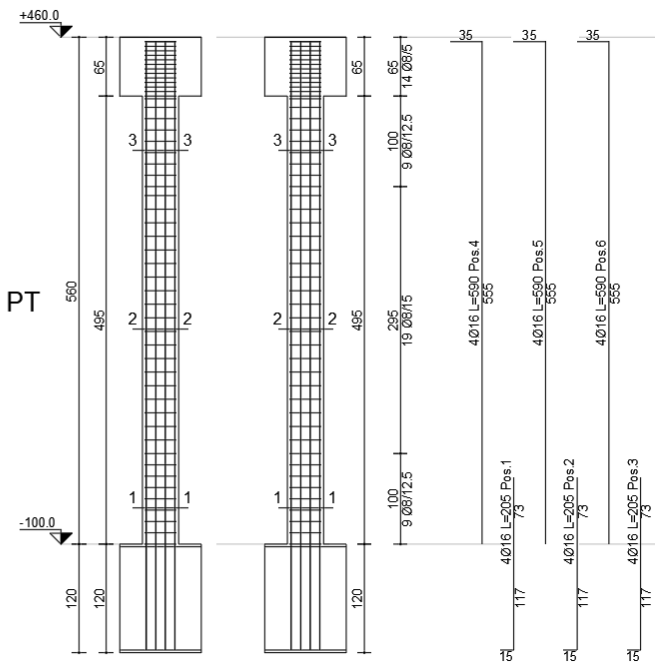
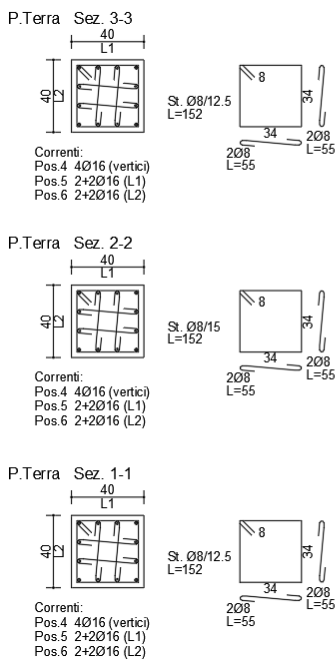
rPfck	Pilas. Rif. cmb	Pos.	rRfck	rRfyk	rPfck	Rif. cmb	Pos.	rRfck	rRfyk	
	cm					cm				
1	0.0	0.14	0.10	0.07	95,95,113	280.0	0.07	0.05	0.08	95,95,113
	560.0	0.17	0.11	0.15	106,106,113					
2	0.0	0.17	0.11	0.07	95,95,113	280.0	0.07	0.05	0.08	94,94,113
	560.0	0.24	0.15	0.16	95,95,113					
3	0.0	0.14	0.10	0.08	95,95,113	366.3	0.09	0.07	0.09	95,95,113
	732.5	0.11	0.08	0.11	101,101,113					
34	0.0	0.14	0.11	0.13	95,95,113	366.3	0.10	0.09	0.12	104,104,113
	732.5	0.13	0.10	0.13	95,95,113					

FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 18 CL	FA0200001	A	63 di 97

35	0.0	0.13	0.09	0.11	95,95,113	280.0	0.09	0.07	0.09	101,101,113
	560.0	0.12	0.09	0.08	95,95,113					
36	0.0	0.14	0.10	0.11	95,95,113	280.0	0.09	0.06	0.09	101,101,113
	560.0	0.09	0.07	0.10	101,101,113					
40	0.0	0.14	0.10	0.10	95,95,113	280.0	0.09	0.07	0.09	101,101,113
	560.0	0.10	0.07	0.09	95,95,113					
41	0.0	0.13	0.09	0.11	95,95,113	280.0	0.09	0.07	0.09	101,101,113
	560.0	0.14	0.10	0.10	95,95,113					
42	0.0	0.14	0.11	0.13	95,95,113	366.3	0.10	0.08	0.12	104,104,113
	732.5	0.14	0.11	0.13	95,95,113					
50	0.0	0.13	0.09	0.09	102,102,113	280.0	0.08	0.05	0.08	101,101,113
	560.0	0.19	0.12	0.17	106,106,113					
51	0.0	0.12	0.09	0.08	102,102,113	280.0	0.08	0.06	0.08	101,101,113
	560.0	0.19	0.12	0.16	97,97,113					
52	0.0	0.09	0.06	0.08	95,95,113	366.3	0.06	0.05	0.09	104,104,113
	732.5	0.10	0.07	0.10	95,95,113					

<b>Pilas.</b>	<b>rRfck</b>	<b>rRfyk</b>	<b>rPfck</b>	<b>rRfck</b>	<b>rRfyk</b>	<b>rPfck</b>
	0.24	0.15	0.17			



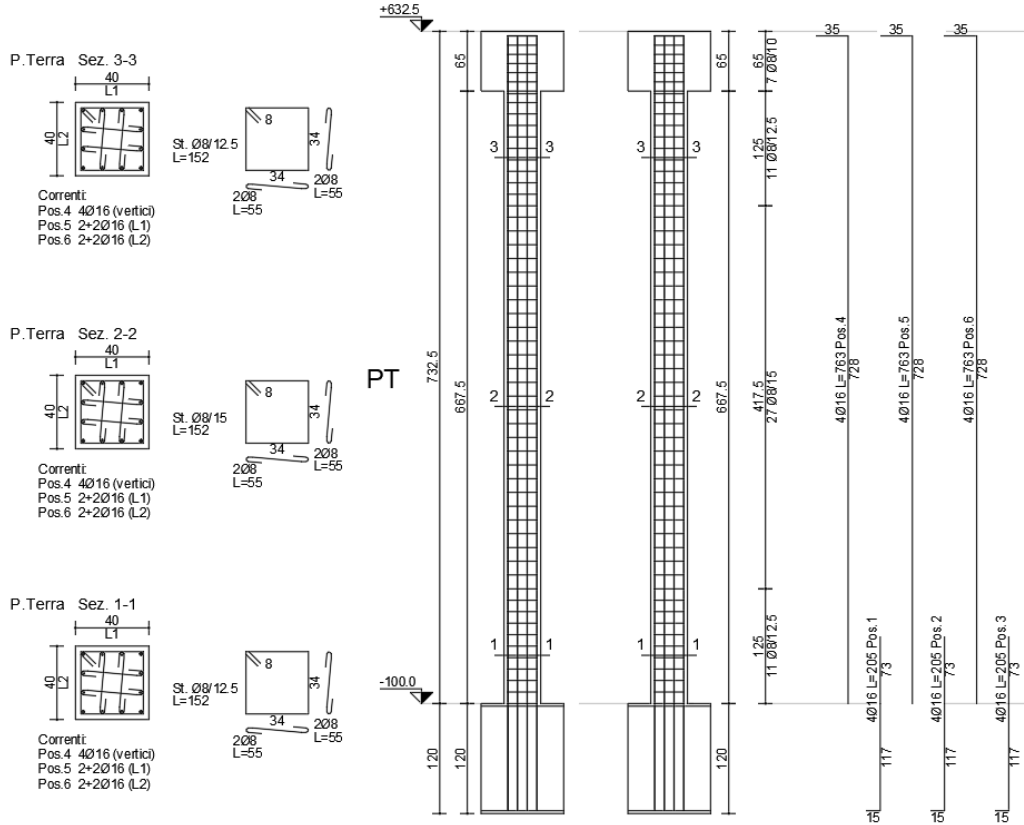


Figura 49 – Tipologico ferri di armatura pilastri di bordo e centrali



## 9.2 Travi

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sulle travi. Le verifiche condotte hanno portato ai seguenti coefficienti di sfruttamento:

- |   |      |
|---|------|
| - SLU Pressoflessione N/M:                      | 0.75 |
| - SLU Taglio V/T:                               | 0.98 |
| - SLE massima tensione cls in comb. rara:       | 0.34 |
| - SLE massima tensione cls in comb. permanente: | 0.37 |
| - SLE massima tensione acciaio in comb. rara:   | 0.51 |

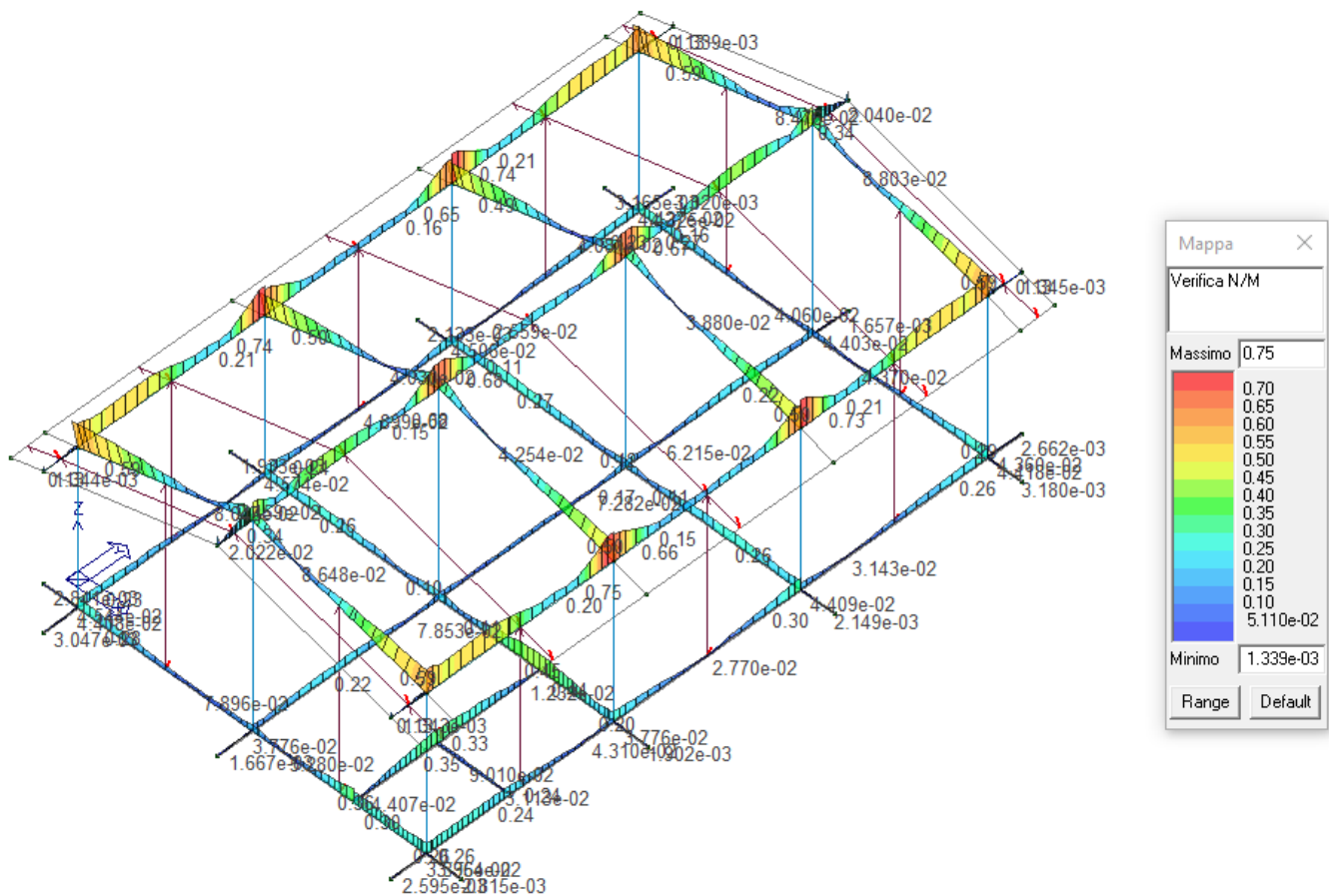


Figura 50 - Verifica Pressoflessione N/M

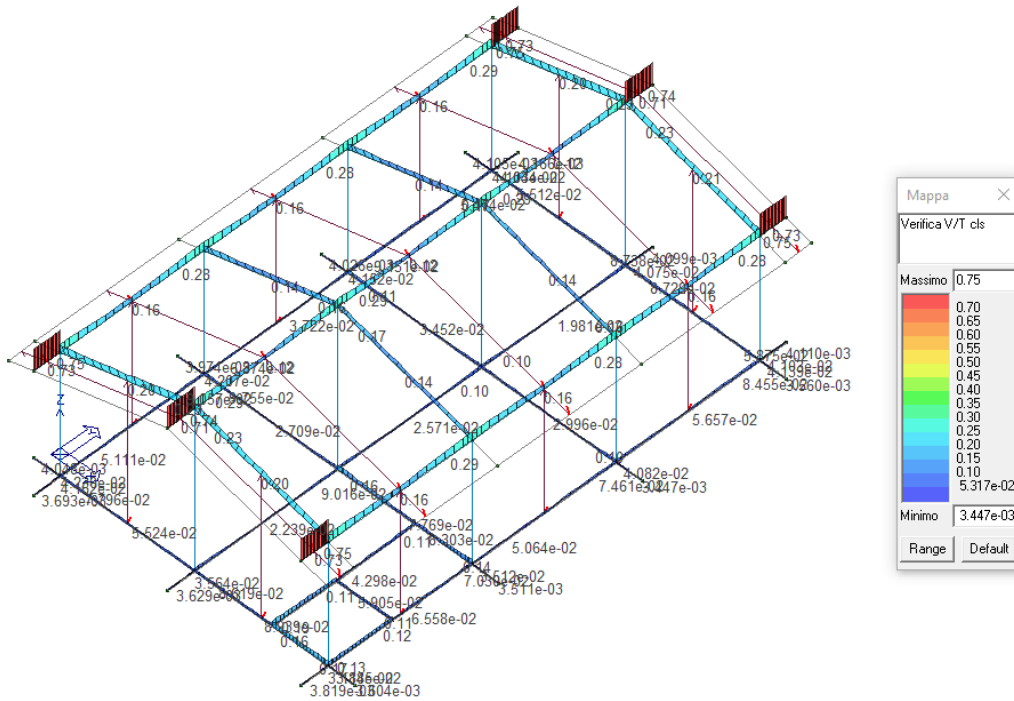


Figura 51 - Verifica Taglio lato calcestruzzo

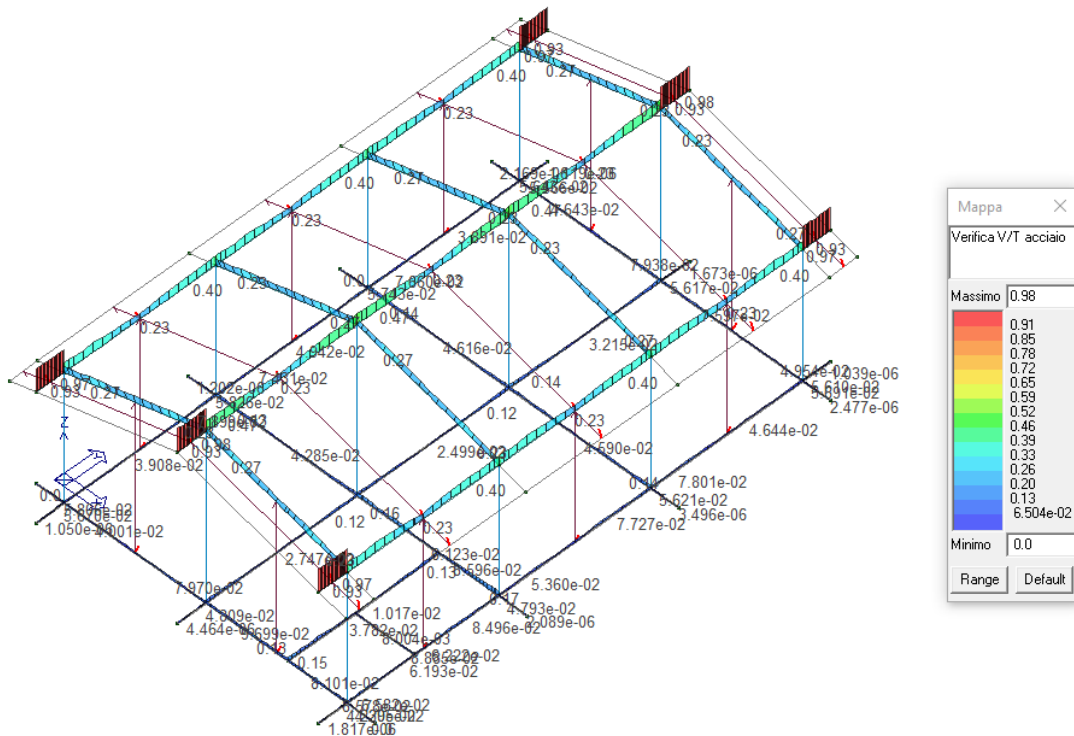


Figura 52 - Verifica Taglio lato acciaio

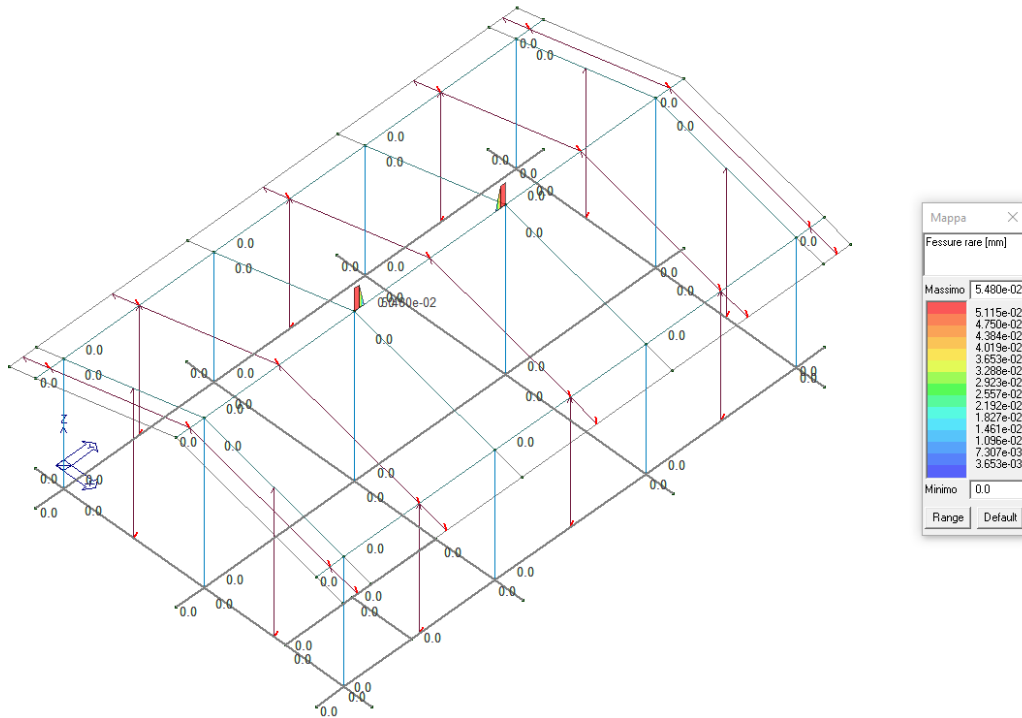


Figura 53 - Fessure rare

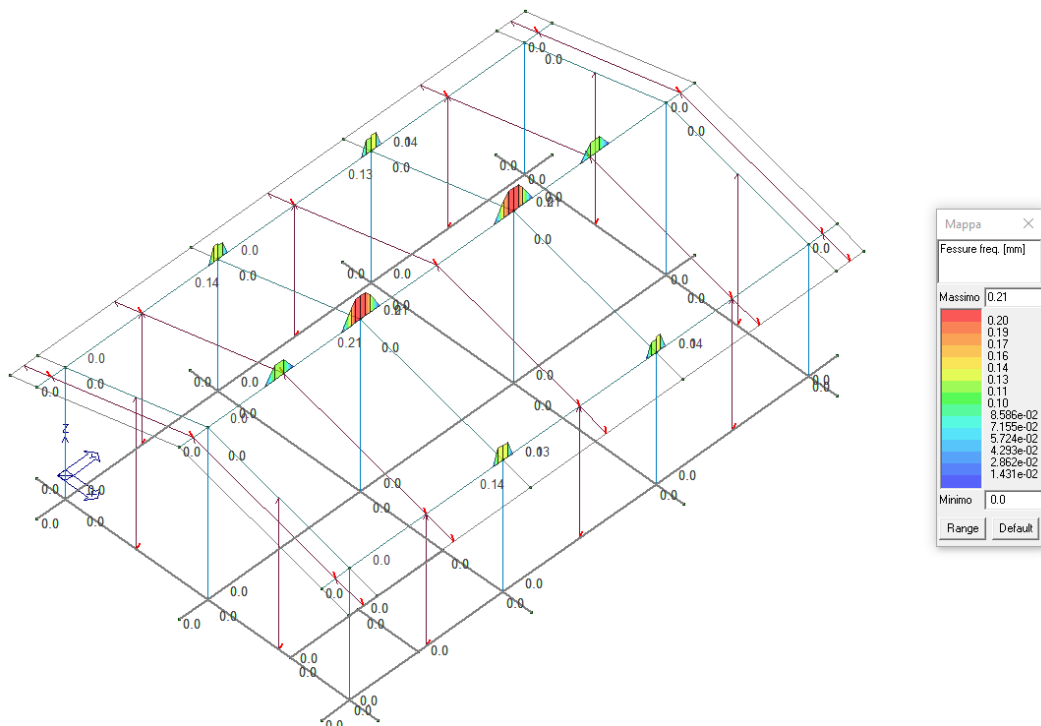


Figura 54 - Fessure frequente

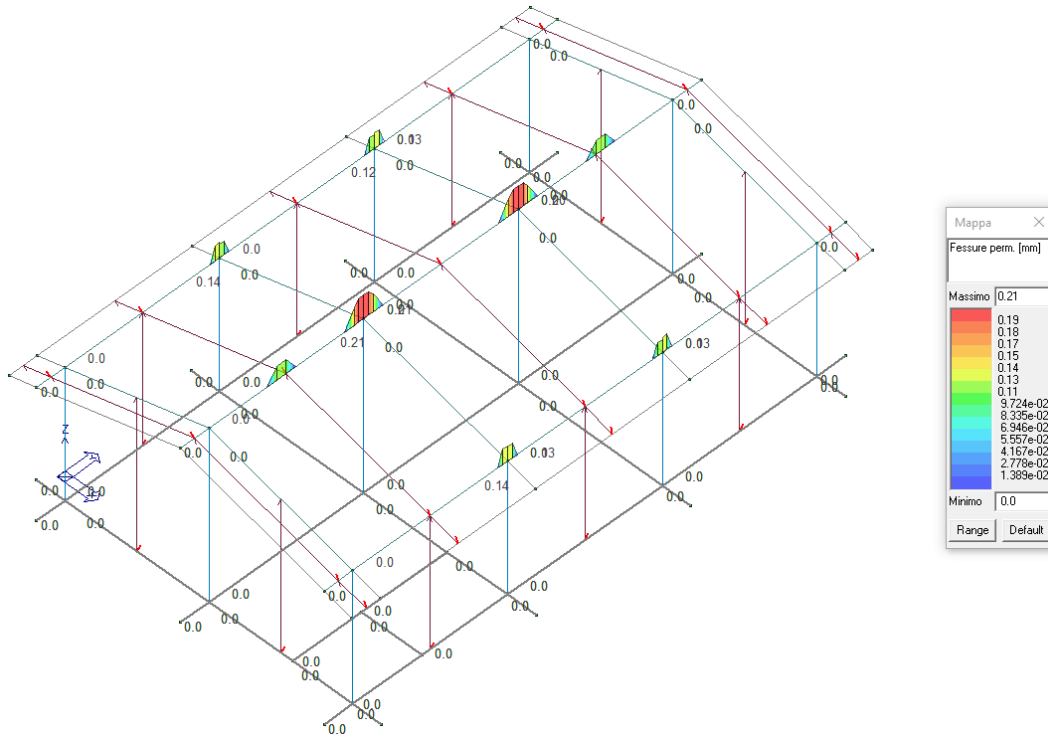


Figura 55 - Fessure permanente

**Verifiche di Resistenza SLU**

Trave	Note	Pos. cm	%Af	Af inf.	Af. sup	Af long.	<b>M_T= 2</b>		<b>Z=-100.0</b>		<b>P=1</b>		<b>P=3</b>		Staffe L=cm	Rif. cmb
							x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc						
6	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.05	2.84e-03	4.05e-03	0.0	2d10/15 L=100	29,57,12				
	s=1,m=3	120.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.05	0.04	0.06	2d10/15 L=100	29,3,23				
7	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.28	0.08	0.05	2d10/15 L=114	29,56,4				
	s=1,m=3	302.5	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.11	0.06	0.06	2d10/20 L=337	29,36,29				
39	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.17	0.09	0.10	2d10/15 L=114	29,29,29				
	s=1,m=3	175.5	0.20	15.7	15.7	0.0	0.05	0.11	0.09	0.13	2d10/20 L=103	9,36,32				
59	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.05	0.30	0.16	0.08	2d10/15 L=234	36,45,29				
	s=1,m=3	254.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.05	0.27	0.17	0.09	2d10/15 L=234	29,45,45				
9	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.03	0.03	0.04	2d10/15 L=100	3,3,3				
	s=1,m=3	120.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	2.81e-03	3.60e-03	0.0	2d10/15 L=100	32,48,33				
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af. sup	Af long.	<b>M_T= 3</b>	<b>Z=-100.0</b>	<b>P=1</b>	<b>P=10</b>	Staffe	Rif. cmb				
67	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.05	3.05e-03	3.69e-03	1.05e-06	2d10/15 L=100	57,32,18				
	s=1,m=3	120.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.04	0.04	0.06	2d10/15 L=100	3,3,3				
68	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.23	0.06	0.06	2d10/15 L=114	53,47,36				
	s=1,m=3	325.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.05	0.14	0.06	0.04	2d10/20 L=382	60,53,57				
69	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.13	0.09	0.08	2d10/15 L=114	4,57,4				
	s=1,m=3	650.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.24	0.07	0.07	2d10/15 L=114	53,56,56				
70	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.05	0.05	0.04	0.05	2d10/20 L=382	35,60,60				
	s=1,m=3	650.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.23	0.06	0.07	2d10/15 L=114	57,57,57				
70	ok,ok	0.0	0.20	15.7	15.7	0.0	0.06	0.12	0.09	0.08	2d10/15 L=114	24,56,24				





# RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA

## TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

### FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO

		COMMESSA	LOTTO	CODIFICA			DOCUMENTO	REV.	FOGLIO			
		IV01	00	D 18 CL			FA0200001	A	70 di 97			
49	ok,ok s=1,m=3	605.0 0.0 120.0	0.20 0.20 0.20	15.7 15.7 15.7	15.7 15.7 15.7	0.0 0.0 0.0	0.06 0.06 0.06	0.25 0.04 2.15e-03	0.10 0.04 3.45e-03	0.14 0.06 3.50e-06	2d10/15 L=114 2d10/15 L=100 2d10/15 L=100	37,23,23 23,3,23 39,50,11
<p style="text-align: center;"><b>M_T= 14      Z=-100.0      N=39      N=48</b></p>												
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af sup.	Af long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe	Rif. cmb
53	ok,ok s=1,m=3	0.0 254.0	0.20 0.20	15.7 15.7	15.7 15.7	0.0 0.0	0.05 0.06	0.07 0.04	0.08 0.11	0.04 0.09	2d10/15 L=254 2d10/15 L=254	32,50,3 33,23,23
<p style="text-align: center;"><b>M_T= 16      Z=-100.0      P=10      P=12</b></p>												
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af sup.	Af long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe	Rif. cmb
56	ok,ok s=1,m=3	0.0 120.0	0.20 0.20	15.7 15.7	15.7 15.7	0.0 0.0	0.06 0.06	3.16e-03 0.04	4.10e-03 0.04	2.17e-06 0.06	2d10/15 L=100 2d10/15 L=100	41,57,32 37,23,23
57	ok,ok s=1,m=3	0.0 302.5 605.0	0.20 0.20 0.20	15.7 15.7 15.7	15.7 15.7 15.7	0.0 0.0 0.0	0.06 0.05 0.06	0.27 0.14 0.12	0.06 0.07 0.09	0.05 0.06 0.07	2d10/15 L=114 2d10/20 L=337 2d10/15 L=114	37,3,44 40,41,37 37,37,37
65	ok,ok s=1,m=3	0.0 302.5 605.0	0.20 0.20 0.20	15.7 15.7 15.7	15.7 15.7 15.7	0.0 0.0 0.0	0.06 0.05 0.06	0.15 0.12 0.29	0.09 0.07 0.06	0.07 0.06 0.06	2d10/15 L=114 2d10/20 L=337 2d10/15 L=114	37,44,44 44,52,40 37,52,49
64	ok,ok s=1,m=3	0.0 120.0	0.20 0.20	15.7 15.7	15.7 15.7	0.0 0.0	0.06 0.06	0.04 3.18e-03	0.04 3.56e-03	0.06 2.48e-06	2d10/15 L=100 2d10/15 L=100	23,3,23 44,50,19
<p style="text-align: center;"><b>M_T= 1      Z=546.3      P=1      P=3</b></p>												
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af sup.	Af long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe	Rif. cmb
4	ok,ok s=3,m=4	0.0 314.6 629.1	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.59 0.27 0.32	0.23 0.20 0.23	0.24 0.24 0.24	2d8/12 L=65 2d8/15 L=461 2d8/12 L=65	34,57,60 29,57,60 34,57,60
5	ok,ok s=3,m=4	0.0 314.6 629.1	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.32 0.27 0.59	0.23 0.20 0.23	0.24 0.24 0.24	2d8/12 L=65 2d8/15 L=461 2d8/12 L=65	32,51,60 35,51,60 34,51,60
<p style="text-align: center;"><b>M_T= 5      Z=632.5      P=2      P=11</b></p>												
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af sup.	Af long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe	Rif. cmb
20	ok,ok s=3,m=4	0.0 120.0	0.39 0.39	10.1 10.1	10.1 10.1	0.0 0.0	0.09 0.09	0.22 0.34	0.74 0.74	0.98 0.98	2d8/10 L=100 2d8/10 L=100	9,50,60 49,50,60
72	ok,ok s=3,m=4	0.0 325.0 650.0	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.46 0.37 0.68	0.29 0.12 0.29	0.47 0.23 0.47	2d8/12 L=65 2d8/15 L=480 2d8/12 L=65	52,44,60 49,44,60 49,44,60
11	ok,ok s=3,m=4	0.0 325.0 650.0	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.68 0.24 0.68	0.29 0.12 0.29	0.47 0.23 0.47	2d8/12 L=65 2d8/15 L=480 2d8/12 L=65	50,30,60 40,30,60 51,30,60
62	ok,ok s=3,m=4	0.0 325.0 650.0	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.67 0.37 0.46	0.29 0.12 0.29	0.47 0.23 0.47	2d8/12 L=65 2d8/15 L=480 2d8/12 L=65	52,29,60 52,29,60 49,29,60
48	ok,ok s=3,m=4	0.0 120.0	0.39 0.39	10.1 10.1	10.1 10.1	0.0 0.0	0.09 0.09	0.34 0.22	0.74 0.74	0.98 0.98	2d8/10 L=100 2d8/10 L=100	50,45,60 9,45,60
<p style="text-align: center;"><b>M_T= 7      Z=460.0      P=1      P=10</b></p>												
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af sup.	Af long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe	Rif. cmb
16	ok,ok s=3,m=4	0.0 120.0	0.39 0.39	10.1 10.1	10.1 10.1	0.0 0.0	0.09 0.09	0.13 0.07	0.75 0.75	0.97 0.97	2d8/10 L=100 2d8/10 L=100	20,55,60 57,55,60
66	ok,ok s=3,m=4	0.0 325.0 650.0	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.59 0.39 0.74	0.28 0.16 0.28	0.40 0.23 0.40	2d8/12 L=65 2d8/15 L=480 2d8/12 L=65	60,39,60 55,39,60 55,39,60
37	ok,ok s=3,m=4	0.0 325.0 650.0	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.64 0.17 0.65	0.28 0.16 0.28	0.40 0.23 0.40	2d8/12 L=65 2d8/15 L=480 2d8/12 L=65	60,41,60 42,41,60 55,41,60
27	ok,ok s=3,m=4	0.0 325.0 650.0	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.74 0.39 0.60	0.29 0.16 0.29	0.40 0.23 0.40	2d8/12 L=65 2d8/15 L=480 2d8/12 L=65	60,38,60 60,38,60 57,38,60
63	ok,ok s=3,m=4	0.0 120.0	0.39 0.39	10.1 10.1	10.1 10.1	0.0 0.0	0.09 0.09	0.07 0.13	0.75 0.75	0.97 0.97	2d8/10 L=100 2d8/10 L=100	54,60,60 20,60,60
<p style="text-align: center;"><b>M_T= 8      Z=460.0      P=3      P=12</b></p>												
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af sup.	Af long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe	Rif. cmb
19	ok,ok s=3,m=4	0.0 120.0	0.39 0.39	10.1 10.1	10.1 10.1	0.0 0.0	0.09 0.09	0.13 0.07	0.75 0.75	0.97 0.97	2d8/10 L=100 2d8/10 L=100	20,45,60 51,45,60
58	ok,ok s=3,m=4	0.0 325.0 650.0	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.60 0.38 0.75	0.29 0.16 0.29	0.40 0.23 0.40	2d8/12 L=65 2d8/15 L=480 2d8/12 L=65	48,41,60 45,41,60 45,41,60
18	ok,ok s=3,m=4	0.0 325.0 650.0	0.39 0.39 0.39	10.1 10.1 10.1	10.1 10.1 10.1	0.0 0.0 0.0	0.09 0.09 0.09	0.66 0.17 0.63	0.28 0.16 0.28	0.40 0.23 0.40	2d8/12 L=65 2d8/15 L=480 2d8/12 L=65	50,41,60 40,41,60 45,41,60



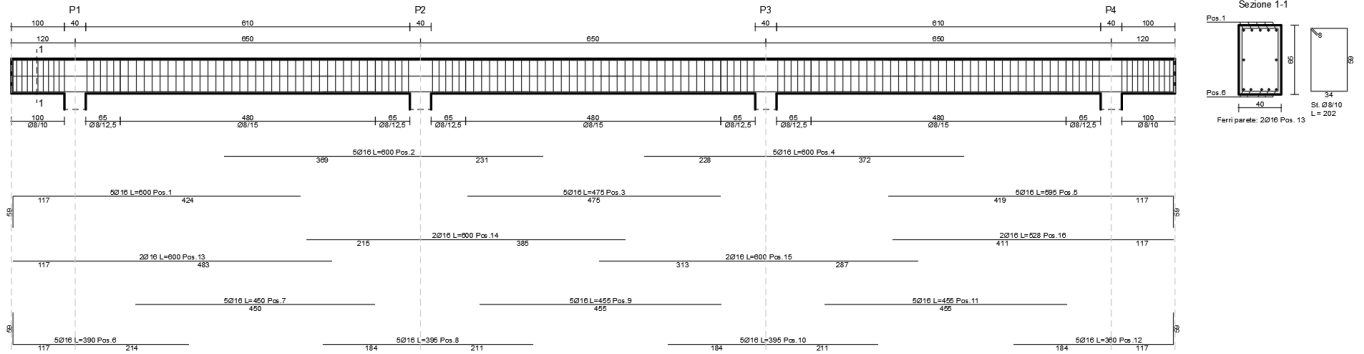
FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 18 CL	FA0200001	A	72 di 97

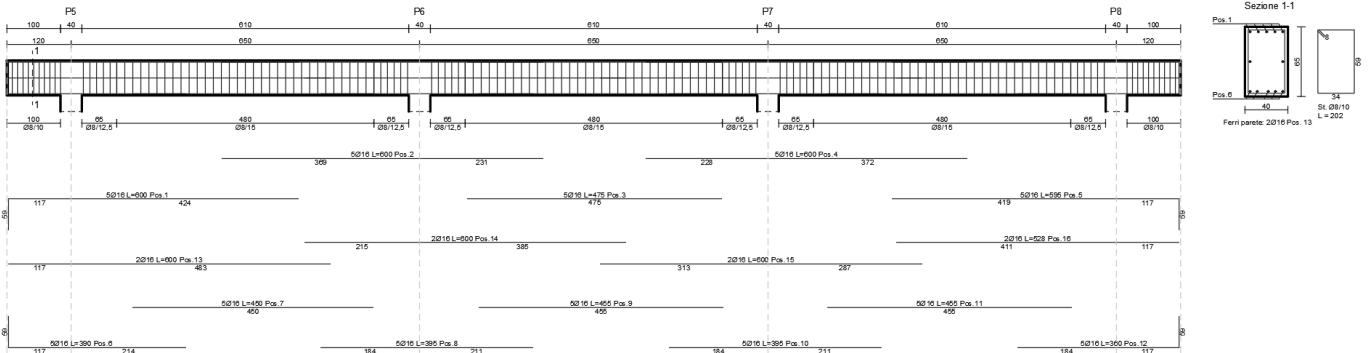
	cm				mm	mm	mm		cm	cm	cm	
4	0.0	0.12	0.10	8.00e-03	97,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.08	0.06	-0.04 97,111,113
	314.6	0.13	0.11	0.05	97,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	629.1	0.16	0.13	0.07	97,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
5	0.0	0.15	0.12	0.06	102,102,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.04	0.07	0.07 99,107,113
	314.6	0.13	0.11	0.05	102,102,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	629.1	0.13	0.11	0.01	97,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
6	0.0	0.0	3.76e-04	0.0	101,95,0	0.0	0.0	0.0	0,0,0	-0.02	-0.01	-9.96e-03 106,111,113
	120.0	0.01	0.04	0.02	104,94,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
7	0.0	0.02	0.05	0.01	95,95,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.10	0.08	0.07 106,111,113
	302.5	2.64e-03	0.01	5.06e-03	95,101,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	605.0	0.02	0.07	0.04	104,99,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
8	0.0	0.01	0.03	0.01	104,104,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.01	9.33e-03	9.01e-03 101,111,113
	120.0	1.64e-05	1.63e-04	2.52e-06	101,95,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
9	0.0	8.89e-03	0.03	0.01	94,94,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.02	0.01	7.33e-03 97,111,113
	120.0	2.50e-05	2.57e-05	0.0	95,95,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
10	0.0	0.03	0.10	0.03	104,104,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.03	0.03	0.03 101,112,113
	325.0	0.01	0.05	0.01	104,104,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	650.0	4.38e-03	0.02	3.23e-03	95,95,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
11	0.0	0.31	0.23	0.33	94,97,113	0.05	0.21	0.21	94,107,113	-0.11	-0.09	-0.06 104,111,113
	325.0	0.21	0.16	0.15	106,106,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	650.0	0.30	0.22	0.32	104,106,113	0.05	0.21	0.20	104,107,113			
12	0.0	0.02	0.06	0.02	104,104,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	-0.08	-0.07	-0.07 94,107,113
	325.0	1.96e-03	0.02	2.49e-03	101,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	650.0	0.03	0.11	0.04	94,94,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
13	0.0	0.01	0.05	6.51e-03	95,95,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.03	0.02	0.02 95,109,113
	290.0	0.04	0.18	0.05	94,94,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
14	0.0	2.01e-05	1.68e-04	2.00e-06	95,101,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.02	0.01	0.01 95,109,113
	120.0	8.74e-03	0.03	0.01	94,94,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
15	0.0	0.01	0.04	0.02	104,104,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	-0.04	-0.04	-0.04 101,112,113
	120.0	1.36e-05	2.19e-04	0.0	101,95,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
16	0.0	0.08	0.07	0.0	102,102,0	0.0	0.0	0.0	0,0,0	-0.09	-0.08	-0.08 94,107,113
	120.0	0.10	0.08	0.04	97,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
17	0.0	0.10	0.08	0.04	106,106,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.09	0.08	0.08 94,107,113
	120.0	0.08	0.07	0.0	102,102,0	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
18	0.0	0.24	0.18	0.26	104,106,113	0.0	0.13	0.13	0,107,113	-0.07	-0.06	-0.06 104,107,113
	325.0	0.16	0.13	0.12	106,106,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	650.0	0.23	0.17	0.24	106,106,113	0.0	0.12	0.11	0,107,113			
19	0.0	0.08	0.07	0.0	102,102,0	0.0	0.0	0.0	0,0,0	-0.09	-0.08	-0.08 104,107,113
	120.0	0.10	0.08	0.04	106,106,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
20	0.0	0.15	0.12	2.97e-03	97,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	-0.04	-0.05	-0.04 94,107,113
	120.0	0.25	0.20	0.15	97,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
21	0.0	0.04	0.14	0.04	106,106,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.12	0.15	0.15 101,112,113
	325.0	0.04	0.17	0.05	104,104,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	650.0	0.02	0.05	0.02	95,95,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
22	0.0	0.23	0.17	0.25	104,106,113	0.0	0.14	0.13	0,107,113	-0.18	-0.17	-0.16 104,107,113
	325.0	0.19	0.15	0.20	106,106,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
	650.0	0.14	0.11	0.07	102,102,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0			
23	0.0	0.03	0.11	0.03	106,97,113	0.0	0.0	0.0	0,0,0	0.04	0.03	0.03 94,107,113
...												
72	650.0	0.31	0.23	0.34	104,106,113	0.0	0.21	0.21	0,107,113	-0.20	-0.27	-0.26 94,107,113
Trave		rRfck	rRfyk	rPfck		wR	wF	wP		dR	dF	dP
		0.31	0.36	0.34		0.05	0.21	0.21		0.16	0.16	0.16



Travata: 8



Travata: 5



Travata: 10

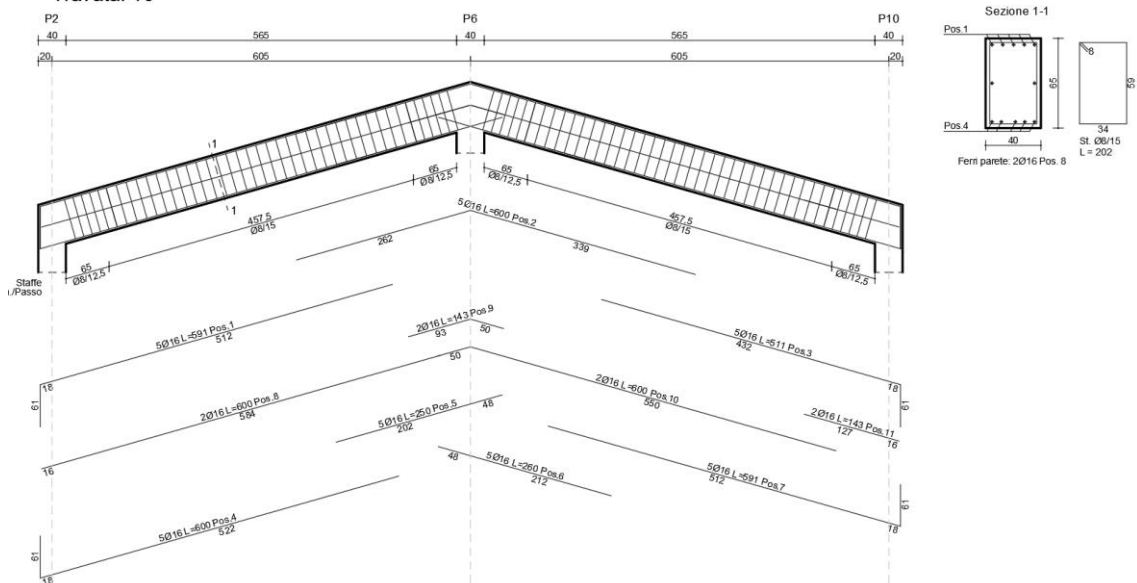


Figura 56 – Tipologico ferri di armatura travi di bordo, di colmo e secondarie

### 9.3 Solaio in Predalles

Di seguito si riporta la verifica del solaio in predalles. Si considera un solaio di spessore 26 cm (5+16+5), composto da 5 cm di lastra, 16 cm di blocco di alleggerimento e 5 di soletta superiore. Il getto di completamento in calcestruzzo definisce un travetto centrale di larghezza 16 cm avente interasse di 56 cm con quelli adiacenti. In corrispondenza del travetto, nella lastra prefabbricata è predisposto un traliccio elettrosaldato di sezione trasversale pari a 2,55 cm<sup>2</sup>.

Si esegue la verifica nella combinazione di carico SLU 21, che risulta la più gravosa per il solaio. Il carico distribuito sul solaio per tale combinazione risulta:

Carico massimo:  $1,3 Gk1 + 1,5 Gk2 + 1,5 Qkn = 1,3 \times 383 + 1,5 \times 90 + 1,5 \times 80 = 753 \text{ daN/mq}$

Che corrisponde ad un carico per unità di lunghezza sul travetto pari a:

$753 \text{ daN/mq} \times 0,56 \text{ m} = 422 \text{ daN/m}$

Il dimensionamento dell'armatura inferiore viene condotto considerando uno schema di trave appoggiata con luce di 6,29 m.

$M^* = 422 \times 6,29^2 / 8 = 2085 \text{ daNm}$

Si valuta l'armatura minima attraverso la relazione:

$A_f = M / (0,9 f_{yd} d) = 208500 \text{ daNcm} / (0,9 \times 3910 \text{ daN/cm}^2 \times 21 \text{ cm}) = 2,83 \text{ cm}^2$

Essendo l'armatura del traliccio pari a 2,55 cm<sup>2</sup> si considera un'armatura integrativa di 1φ12 (1,13 cm<sup>2</sup>). Di seguito si riporta la verifica.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° Vertici**  **Zoom** **N° barre**  **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
8	0	26
9	0	21
10	20	21
11	20	5
12	0	5

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	x [cm]	y [cm]
1	2,55	28	3
2	1,13	28	6

**Sollecitazioni**  
S.L.U. **Metodo n**

**N<sub>Ed</sub>**  **kN**  
**M<sub>xEd</sub>**  **kNm**  
**M<sub>yEd</sub>**  **kNm**

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C32/40**  
**ε<sub>su</sub>**  ‰ **ε<sub>c2</sub>**  ‰  
**f<sub>yd</sub>**  N/mm<sup>2</sup> **ε<sub>cu</sub>**  ‰  
**E<sub>s</sub>**  N/mm<sup>2</sup> **f<sub>cd</sub>**  ‰  
**E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>**  **f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>**  ?  
**ε<sub>syd</sub>**  ‰ **σ<sub>c,adm</sub>**  ‰  
**σ<sub>s,adm</sub>**  N/mm<sup>2</sup> **τ<sub>co</sub>**  ‰  
**τ<sub>c1</sub>**  ‰

**M<sub>xRd</sub>**  kNm  
**σ<sub>c</sub>**  N/mm<sup>2</sup>  
**σ<sub>s</sub>**  N/mm<sup>2</sup>  
**ε<sub>c</sub>**  ‰  
**ε<sub>s</sub>**  ‰  
**d**  cm  
**x**  **x/d**   
**δ**

**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

Il coefficiente di sfruttamento è pari a:

$$CS: 2085 / 3074 = 0,68$$

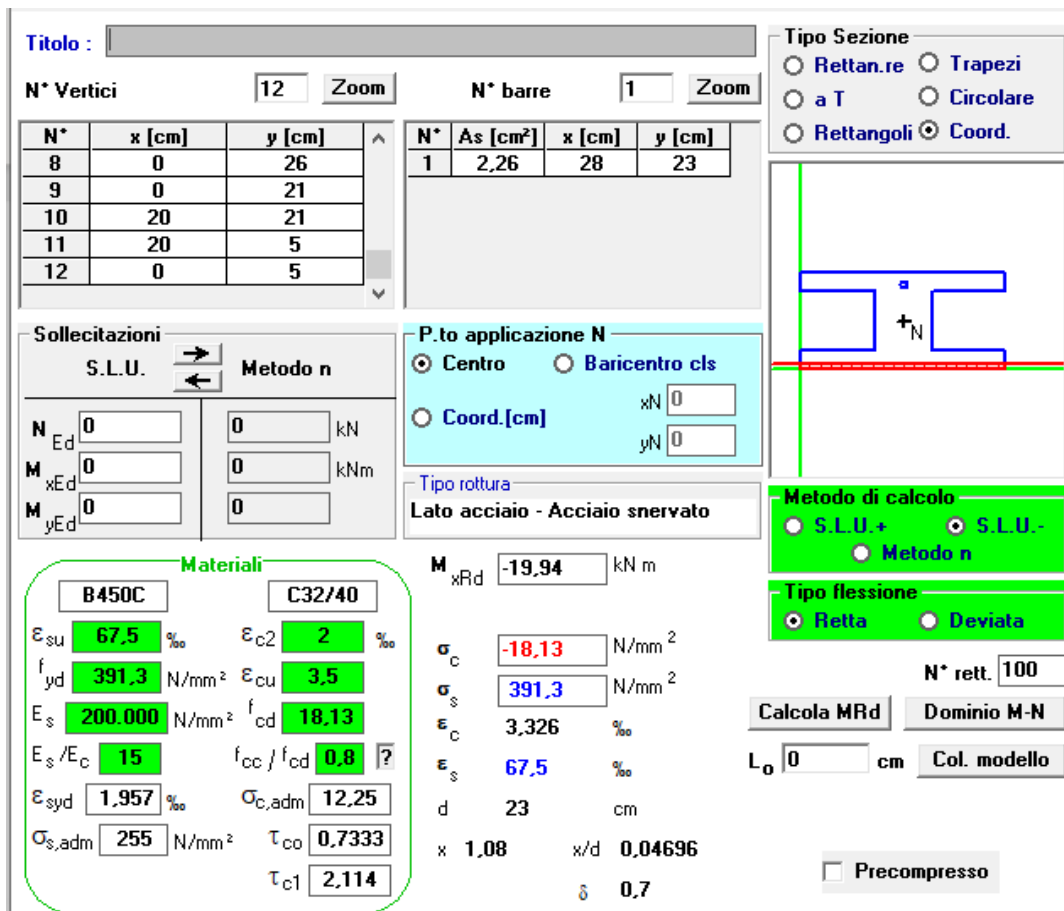
Il dimensionamento dell'armatura superiore, da posizionare in corrispondenza degli appoggi, viene condotto considerando uno schema di trave incastrata alle estremita con luce di 6,29 m.

$$M = 422 \times 6,29^2 / 12 = 1390 \text{ daNm}$$

Si valuta l'armatura minima attraverso la relazione:

$$A_f = M / (0,9 f_{yd} d) = 139000 \text{ daNcm} / (0,9 \times 3910 \text{ daN/cm}^2 \times 23 \text{ cm}) = 1,71 \text{ cm}^2$$

Si considera un'armatura integrativa di 2φ12 (2,26 cm<sup>2</sup>). Di seguito si riporta la verifica.



**Titolo :** [ ]

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
8	0	26
9	0	21
10	20	21
11	20	5
12	0	5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,26	28	23

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> -19,94 kN m  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,326 ‰  
ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
d 23 cm  
x 1,08 x/d 0,04696  
δ 0,7

**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. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso


Il coefficiente di sfruttamento è pari a:

$$CS: 1390 / 1994 = 0,70$$

Il valore del taglio sollecitante all'appoggio può essere valutato considerando una trave appoggiata con luce netta pari a 6,30 m:

$$V = q \cdot l/2 = 422 \cdot 6,30/2 = 1.329,3 \text{ daN}$$

Il valore del taglio resistente della sezione di appoggio, in assenza di apposite armature resistenti a taglio, viene ricavata con la seguente formula:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

$$VRd = \max (2.303 \text{ daN}; 1.957,4 \text{ daN}) = 2.303 \text{ daN}$$

$$CS_{V,APPOGGIO} = V_{Ed}/V_{Rd} = 1.329,3 \text{ daN}/2.303 \text{ daN} = 0,58$$

Di seguito si riportano le verifiche condotte per ogni stato limite di esercizio, in particolare:

Combinazione Rara: Verifica alle tensioni e Verifica alle frecce istantanee;

Combinazione Frequente: Verifica all'apertura delle lesioni;

Combinazione Quasi Permanente: Verifica alle tensioni, Verifica all'apertura delle lesioni e Verifica delle frecce differite.

Si riportano anche valori tensionali di interesse progettuale e i valori del momento d'inerzia di tutte le sezioni in relazione allo stadio di esercizio, per la combinazione rara. La verifica delle tensioni consiste nel confrontare le tensioni che si attingono nei materiali in condizioni di esercizio con i valori limite fissati dalla normativa per contenere i fenomeni di microfessurazione e di viscosità nel calcestruzzo compresso e lo snervamento dell'acciaio. Al fine di preservare la durabilità strutturale nelle condizioni ambientali maggiormente onerose le NTC prescrivono che la massima tensione di compressione nel calcestruzzo debba rispettare:

$$\text{combinazione rara } \sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck}$$

$$\text{combinazione quasi permanente } \sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck}$$

Per quanto attiene la massima trazione nell'acciaio:

$$\sigma_s \leq 0,80 f_{yk}$$

Le massime tensioni sono state calcolate con la teoria elastica. Il calcolo tecnico dell'apertura delle fessure viene eseguito per la combinazione frequente e quasi permanente.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure  $w_d$  può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_s \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Si fa l'ipotesi che l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5(c + \phi/2)$ , in cui il diametro nel caso fossero presenti tondi diversi, è stabilito attraverso una media pesata.

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

Dall' EC2 2004, La freccia massima si calcola:

$$f = f_1 c \left( \frac{M_{cr}}{M_{sd}} \right)^2 + f_2 \left[ 1 - c \left( \frac{M_{cr}}{M_{sd}} \right)^2 \right]$$

$f_1$  è la freccia massima calcolata per la trave appoggiata nella condizione di sezione totalmente reagente, stadio 1. Nell'ipotesi che il calcestruzzo sia giovane  $f_2$  è la freccia massima calcolata per la trave appoggiata nella condizione

di sezione parzializzata, stadio 2. Nell'ipotesi che il calcestruzzo sia giovane  $M_{cr}$  è il momento di prima fessurazione si calcola con la teoria elastica una volta attinta la tensione massima a trazione del calcestruzzo maggiorata del 20%.

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_c J_1} \quad f_2 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E_c J_2} \quad M_{cr} = \frac{1,2 f_{ctm} J_1}{h - x}$$

"c" è un coefficiente che tiene conto dei carichi di lunga durata (vale 1 per carichi di breve durata e 0,5 per carichi di lunga durata o ciclici).

Nel caso di mensole la freccia massima si calcola con la stessa relazione considerando però il doppio della lunghezza dello sbalzo. Lo stesso calcolo viene eseguito considerando i fenomeni lenti del calcestruzzo calcolando il modulo elastico efficace con il metodo EM (effective modulus) utilizzando il coefficiente di viscosità. Il coefficiente di viscosità valutato a tempo infinito è fornito in forma tabellare dalla Normativa Italiana al paragrafo 11.2.10.7.

Questa verifica è condotta per lo stato limite di esercizio quasi permanente.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{c(28gg)}}{1 + \phi(\infty, t_0)} \quad E_{c(28gg)} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}$$

La verifica è soddisfatta se il rapporto freccia luce è minore di 1/250.

y Indica la posizione dell'asse neutro, mentre J rappresenta il momento d'inerzia della sezione.

I pedici 1 e 2 indicano rispettivamente sezione reagente e parzializzata.

n è il coefficiente di omogeneizzazione della sezione.

*Campata centrale SLE*

**1-Geometria, definizione dei carichi e dei materiali utilizzati.**

Larghezza della base superiore	b	560	mm
Larghezza della base inferiore	b <sub>w</sub>	160	mm
Altezza della sezione	h	260	mm
Spessore dell'alla	s	50	mm
Spessore copriferro	d'	20	mm
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Tipo Acciaio		Fe B450C	
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	Mpa
Lunghezza della trave (app-app)	L	6,3	m
Carico Permanente strutturale	G <sub>1</sub>	3,830	kN/m <sup>2</sup>
Carico Permanente non strutturale	G <sub>2</sub>	0,900	kN/m <sup>2</sup>
Carico folla	Q <sub>k</sub>	0,800	kN/m <sup>2</sup>
M <sub>ed</sub> combinazione caratteristica		15,36	kNm
M <sub>ed</sub> combinazione frequente		13,59	kNm
M <sub>ed</sub> combinazione quasi permanente		13,14	kNm
La condizione ambientale è:		ordinaria	

2-Armature utilizzate

Rete elettrosaldata	$\phi$ 0	/ 20,0 cm		
Armatura Superiore	$\phi$ 10	$\phi$ 12	$\phi$ 14	As, inserita
		2		226,2 mm <sup>2</sup>
Armatura Inferiore	$\phi$ 10	$\phi$ 12	$\phi$ 14	As, inserita
		3		339,3 mm <sup>2</sup>

Verifiche

5.1-Sezione Totalmente Reagente

Calcestruzzo nuovo, sezione totalmente reagente	n	6,2	-
	y	99	mm
	E <sub>c</sub>	33643	Mpa
	J <sub>1</sub>	43893	cm <sup>4</sup>
	W <sub>1</sub>	444	cm <sup>3</sup>
	P <sub>sle carat.</sub>	5,53	kN/m
	M <sub>ed</sub>	15,36	kNm
	M <sub>cr</sub>	10,14	kNm
	f <sub>1</sub>	7,7	mm
	f	<b>7,7</b>	mm
	f <sub>max</sub>	25,2	mm
	f ≤ f <sub>max</sub>	verificato 1/250	
	σ <sub>c</sub>	-3,46	Mpa
	0,6 f <sub>ck</sub>	19,92	Mpa
	ass(σ <sub>c</sub> ) ≤ 0,6 f <sub>ck</sub>	VERIFICATO	
σ <sub>s</sub>	30,82	Mpa	
LA SEZIONE SI FESSURA (STADIO 2)			

5.2-Verifiche per il calcestruzzo Giovane, in combinazione caratteristica

Calcestruzzo nuovo	n	6,2	-
	P <sub>sle carat.</sub>	5,53	kN/m
	M <sub>ed</sub>	15,36	kNm
	J <sub>1</sub>	43893	cm <sup>4</sup>
	M <sub>cr</sub>	10,14	kNm
	y	38	mm
	d <sub>virt</sub>	152	mm
	η <sub>s</sub>	6	mm
	A <sub>s</sub>	565	mm <sup>2</sup>
	E <sub>c</sub>	33643	Mpa
	J <sub>2</sub>	9712	cm <sup>4</sup>
	f <sub>1</sub>	7,7	mm
	f <sub>2</sub>	34,7	mm
	f	<b>23,0</b>	mm
	f <sub>max</sub>	25,2	mm
	f ≤ f <sub>max</sub>	verificato 1/250	
	σ <sub>c</sub>	-6,00	Mpa
	0,6 f <sub>ck</sub>	19,92	Mpa
	ass(σ <sub>c</sub> ) ≤ 0,6 f <sub>ck</sub>	VERIFICATO	
σ <sub>s</sub>	199,55	Mpa	
0,8 f <sub>yk</sub>	360,00	Mpa	
σ <sub>s</sub> ≤ 0,8 f <sub>yk</sub>	VERIFICATO		
LA SEZIONE SI FESSURA (STADIO 2)			
FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE GIOVANE:			NO

5.3-Verifiche per il calcestruzzo Giovane, in combinazione frequente

<b>Calcestruzzo nuovo</b>	<b>n</b>	6,2	-
	<b>P<sub>sle freq</sub></b>	5,13	kN/m
	<b>M<sub>ed</sub></b>	13,59	kNm
	<b>J<sub>1</sub></b>	43893	cm <sup>4</sup>
	<b>M<sub>cr</sub></b>	10,14	kNm
	<b>y</b>	38	mm
	<b>d<sub>virt</sub></b>	152	mm
	<b>η<sub>s</sub></b>	6	mm
	<b>As</b>	565	mm <sup>2</sup>
	<b>E<sub>c</sub></b>	33643	Mpa
	<b>J<sub>2</sub></b>	9712	cm <sup>4</sup>
	<b>σ<sub>c</sub></b>	-5,30	Mpa
	<b>σ<sub>s</sub></b>	176,45	Mpa
	<b>w<sub>d</sub></b>	0,08	mm
	<b>w<sub>lim</sub></b>	0,40	mm
	<b>w<sub>d</sub> ≤ w<sub>lim</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>	
	LA SEZIONE SI FESSURA (STADIO 2)		
<b>FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE GIOVANE:</b>		<b>NO</b>	

5.4-Verifiche per il calcestruzzo Vecchio, in combinazione quasi permanente

<b>Calcestruzzo vecchio</b>	<b>n</b>	22,2	-
	<b>P<sub>sle quas. Perm</sub></b>	4,97	kN/m
	<b>M<sub>ed</sub></b>	8,76	kNm
	<b>J<sub>1,vecchio</sub></b>	56612	cm <sup>4</sup>
	<b>M<sub>cr</sub></b>	10,14	kNm
	<b>y</b>	99	mm
	<b>d<sub>virt</sub></b>		mm
	<b>η<sub>n</sub></b>		mm
	<b>As*</b>	901	mm <sup>2</sup>
	<b>E<sub>c,vec</sub></b>	9456	Mpa
	<b>J<sub>2</sub></b>	29169	cm <sup>4</sup>
	<b>f<sub>1</sub></b>	19,0	mm
	<b>f<sub>2</sub></b>	37,0	mm
	<b>f</b>	<b>19,0</b>	mm
	<b>f<sub>max</sub></b>	25,2	mm
	<b>f ≤ f<sub>max</sub></b>	<b>verificato 1/250</b>	
	<b>σ<sub>c,nuovo</sub></b>	-0,59	Mpa
	<b>0,45 f<sub>ck</sub></b>	14,94	Mpa
	<b>ass(σ<sub>c</sub>) ≤ 0,45 f<sub>ck</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>	
	<b>σ<sub>s, nuovo</sub></b>	19,52	Mpa
<b>w<sub>d</sub></b>	<b>0,00</b>	mm	
<b>w<sub>lim</sub></b>	0,30	mm	
<b>w<sub>d</sub> ≤ w<sub>lim</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>		
LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)			
<b>FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE VECCHIA:</b>		<b>NO</b>	

- Sbalzo SLE

**1-Geometria, definizione dei carichi e dei materiali utilizzati.**

Larghezza della base superiore	b	560	mm
Larghezza della base inferiore	b <sub>w</sub>	160	mm
Altezza della sezione	h	260	mm
Spessore dell'alla	s	50	mm
Spessore copriferro	d'	20	mm
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Tipo Acciaio		Fe B450C	
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	Mpa
Lunghezza della trave (app-app)	L	2,4	m
Carico Permanente strutturale	G <sub>1</sub>	3,830	kN/m <sup>2</sup>
Carico Permanente non strutturale	G <sub>2</sub>	0,900	kN/m <sup>2</sup>
Carico folla	Q <sub>k</sub>	0,500	kN/m <sup>2</sup>
M <sub>ed</sub> combinazione caratteristica		8,43	kNm
M <sub>ed</sub> combinazione frequente		7,79	kNm
M <sub>ed</sub> combinazione quasi permanente		7,63	kNm
La condizione ambientale è:		ordinaria	

**2-Armature utilizzate**

Rete elettrosaldata	φ 0	/ 20,0 cm		
Armatura Superiore	φ 10	φ 12	φ 14	As, inserita
		2		226,2 mm <sup>2</sup>
Armatura Inferiore	φ 10	φ 12	φ 14	As, inserita
		3		339,3 mm <sup>2</sup>

*Verifiche*



5.1-Sezione Totalmente Reagente

Calcestruzzo nuovo, sezione totalmente reagente	n	6,2	-
	y	99	mm
	E <sub>c</sub>	33643	Mpa
	J <sub>1</sub>	43893	cm <sup>4</sup>
	W <sub>1</sub>	444	cm <sup>3</sup>
	P <sub>sle carat.</sub>	5,23	kN/m
	M <sub>ed</sub>	8,43	kNm
	M <sub>cr</sub>	10,14	kNm
	f <sub>1</sub>	0,2	mm
	f	<b>0,2</b>	mm
	f <sub>max</sub>	9,6	mm
	f ≤ f <sub>max</sub>	verificato 1/250	
	σ <sub>c</sub>	-1,90	Mpa
	<b>0,6 f<sub>ck</sub></b>	19,92	Mpa
	ass(σ <sub>c</sub> ) ≤ 0,6 f <sub>ck</sub>	VERIFICATO	
σ <sub>s</sub>	16,92	Mpa	
LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)			

5.2-Verifiche per il calcestruzzo Giovane, in combinazione caratteristica

Calcestruzzo nuovo	n	6,2	-
	P <sub>sle carat.</sub>	5,23	kN/m
	M <sub>ed</sub>	8,43	kNm
	J <sub>1</sub>	43893	cm <sup>4</sup>
	M <sub>cr</sub>	10,14	kNm
	y	99	mm
	d <sub>virt</sub>		mm
	η <sub>s</sub>		mm
	A <sub>s</sub>		mm <sup>2</sup>
	E <sub>c</sub>	33643	Mpa
	J <sub>2</sub>		cm <sup>4</sup>
	f <sub>1</sub>	0,2	mm
	f <sub>2</sub>		mm
	f	<b>0,2</b>	mm
	f <sub>max</sub>	9,6	mm
	f ≤ f <sub>max</sub>	verificato 1/250	
	σ <sub>c</sub>	-1,90	Mpa
	<b>0,6 f<sub>ck</sub></b>	19,92	Mpa
ass(σ <sub>c</sub> ) ≤ 0,6 f <sub>ck</sub>	VERIFICATO		
σ <sub>s</sub>	16,92	Mpa	
<b>0,8 f<sub>yk</sub></b>	360,00	Mpa	
σ <sub>s</sub> ≤ 0,8 f <sub>yk</sub>	VERIFICATO		
LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)			
FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE GIOVANE:			NO

5.3-Verifiche per il calcestruzzo Giovane, in combinazione frequente

<b>Calcestruzzo nuovo</b>	<b>n</b>	6,2	-
	<b>P<sub>sle freq</sub></b>	4,98	kN/m
	<b>M<sub>ed</sub></b>	7,79	kNm
	<b>J<sub>1</sub></b>	43893	cm <sup>4</sup>
	<b>M<sub>cr</sub></b>	10,14	kNm
	<b>y</b>	99	mm
	<b>d<sub>virt</sub></b>		mm
	<b>η<sub>s</sub></b>		mm
	<b>A<sub>s</sub></b>		mm <sup>2</sup>
	<b>E<sub>c</sub></b>	33643	Mpa
	<b>J<sub>2</sub></b>		cm <sup>4</sup>
	<b>σ<sub>c</sub></b>	-1,76	Mpa
	<b>σ<sub>s</sub></b>	15,63	Mpa
	<b>w<sub>d</sub></b>	0,00	mm
	<b>w<sub>lim</sub></b>	0,40	mm
	<b>w<sub>d</sub> ≤ w<sub>lim</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>	
	LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)		
	<b>FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE GIOVANE:</b>		<b>NO</b>

5.4-Verifiche per il calcestruzzo Vecchio, in combinazione quasi permanente

<b>Calcestruzzo vecchio</b>	<b>n</b>	22,2	-
	<b>P<sub>sle quas. Perm</sub></b>	4,88	kN/m
	<b>M<sub>ed</sub></b>	7,63	kNm
	<b>J<sub>1,vecchio</sub></b>	56612	cm <sup>4</sup>
	<b>M<sub>cr</sub></b>	10,14	kNm
	<b>y</b>	99	mm
	<b>d<sub>virt</sub></b>		mm
	<b>η<sub>n</sub></b>		mm
	<b>A<sub>s</sub>*</b>	901	mm <sup>2</sup>
	<b>E<sub>c,vec</sub></b>	9456	Mpa
	<b>J<sub>2</sub></b>		cm <sup>4</sup>
	<b>f<sub>1</sub></b>	0,4	mm
	<b>f<sub>2</sub></b>		mm
	<b>f</b>	0,4	mm
	<b>f<sub>max</sub></b>	9,6	mm
	<b>f ≤ f<sub>max</sub></b>	<b>verificato 1/250</b>	
	<b>σ<sub>c,nuovo</sub></b>	-1,33	Mpa
	<b>0,45 f<sub>ck</sub></b>	14,94	Mpa
<b>ass(σ<sub>c</sub>) ≤ 0,45 f<sub>ck</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>		
<b>σ<sub>s, nuovo</sub></b>	11,86	Mpa	
<b>w<sub>d</sub></b>	0,00	mm	
<b>w<sub>lim</sub></b>	0,30	mm	
<b>w<sub>d</sub> ≤ w<sub>lim</sub></b>	<b>VERIFICATO</b>		
LA SEZIONE NON SI FESSURA (STADIO 1)			
<b>FESSURAZIONE IMPOSTA NELLA SEZIONE VECCHIA:</b>		<b>NO</b>	

Tutte le verifiche allo SLU e allo SLE, effettuate per il solaio in esame, si ritengono quindi soddisfatte.

### 9.4 Verifica delle fondazioni

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche condotte sulle travi rovesce di fondazione. Le verifiche condotte hanno portato ai seguenti coefficienti di sfruttamento:

- |   |      |
|---|------|
| - SLU Pressoflessione N/M:                      | 0.45 |
| - SLU Taglio V/T:                               | 0.19 |
| - SLE massima tensione cls in comb. rara:       | 0.08 |
| - SLE massima tensione cls in comb. permanente: | 0.11 |
| - SLE massima tensione acciaio in comb. rara:   | 0.36 |

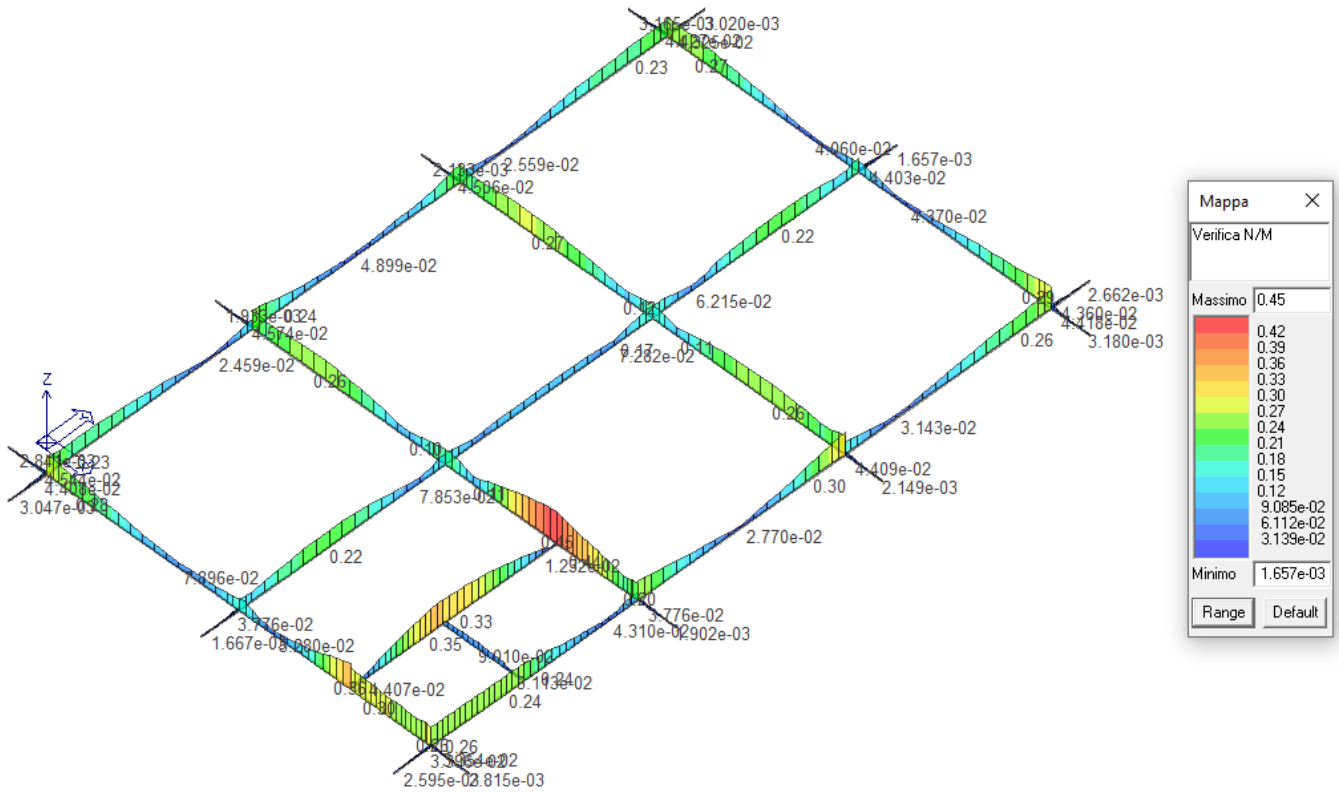


Figura 57 - Verifica Pressoflessione N/M

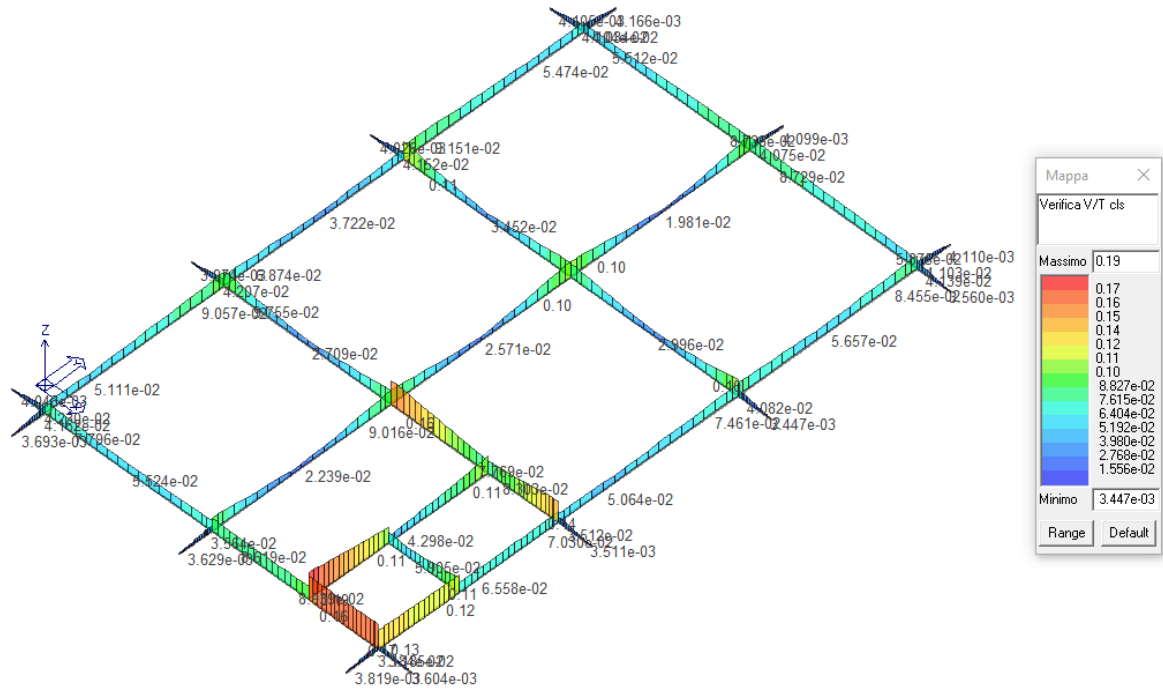


Figura 58 - Verifica Taglio lato calcestruzzo

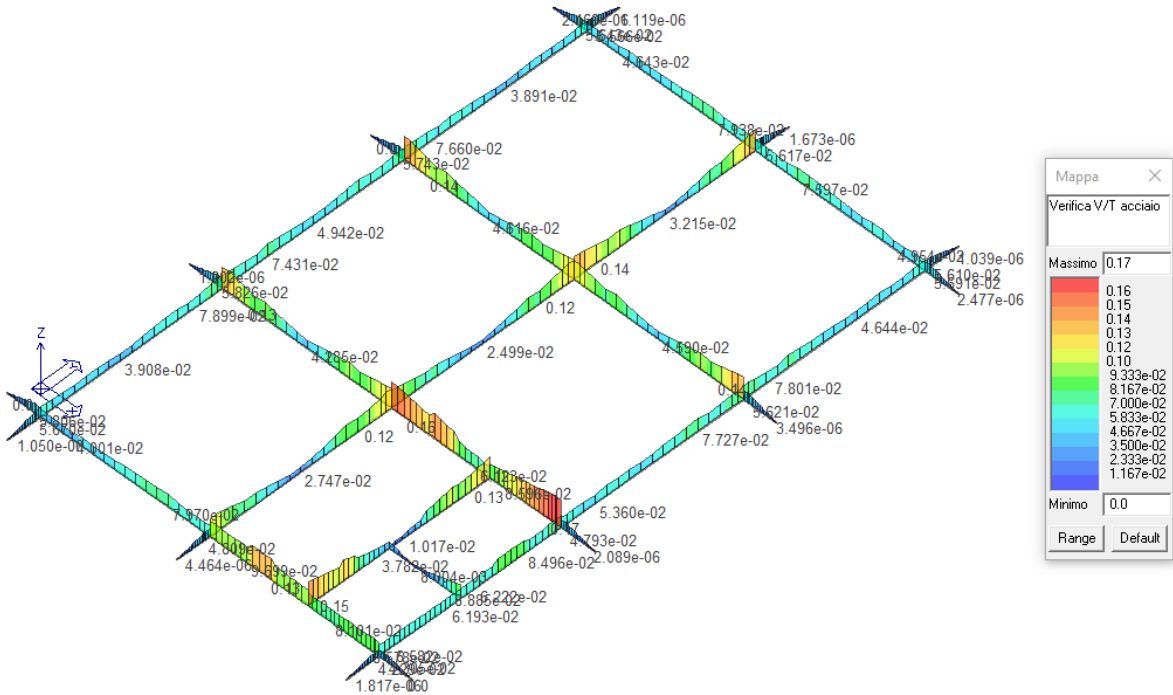


Figura 59 - Verifica Taglio lato acciaio

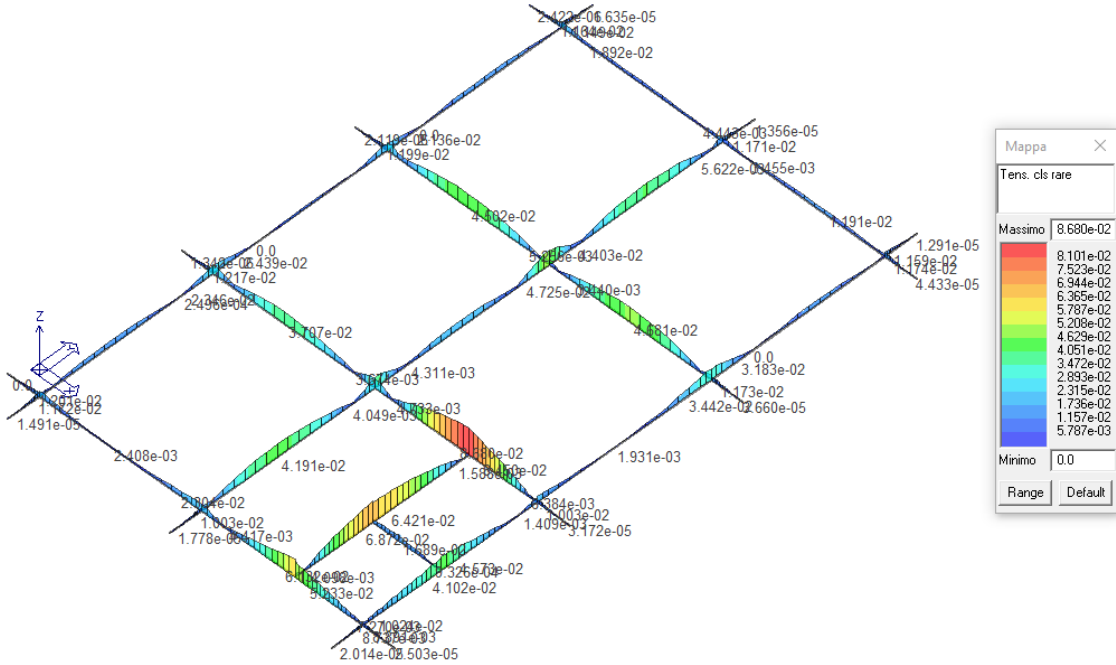


Figura 60 - Verifica Tensioni CLS SLE Rara

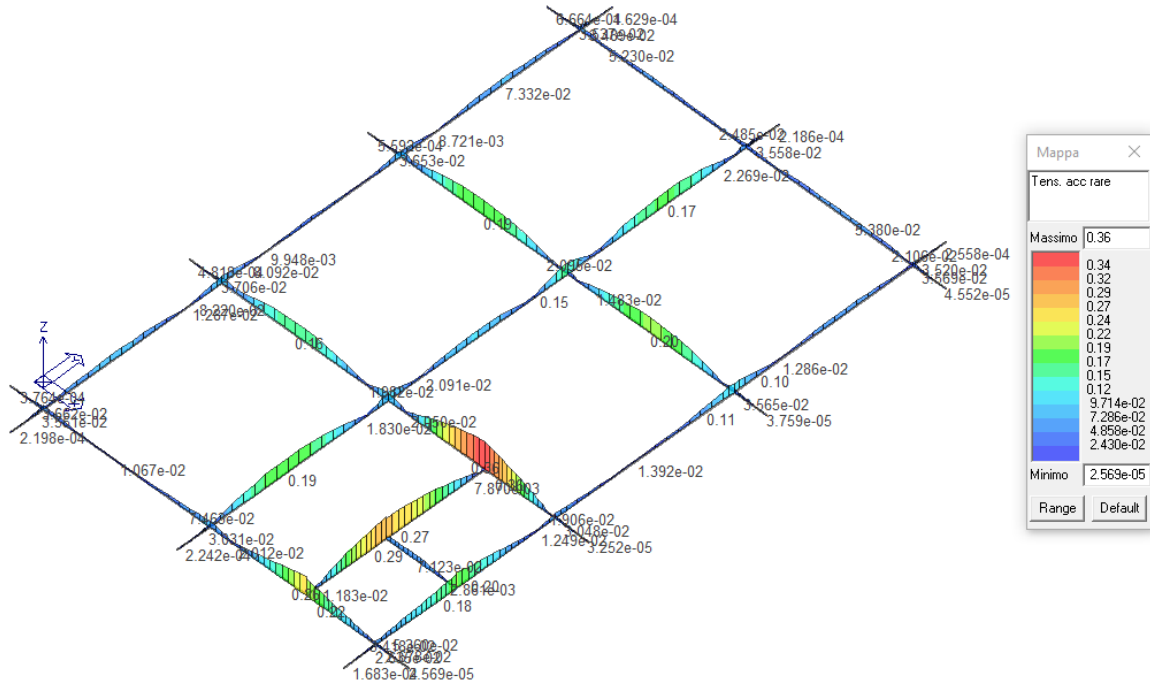


Figura 61 - Verifica Tensioni Acciaio SLE Rara

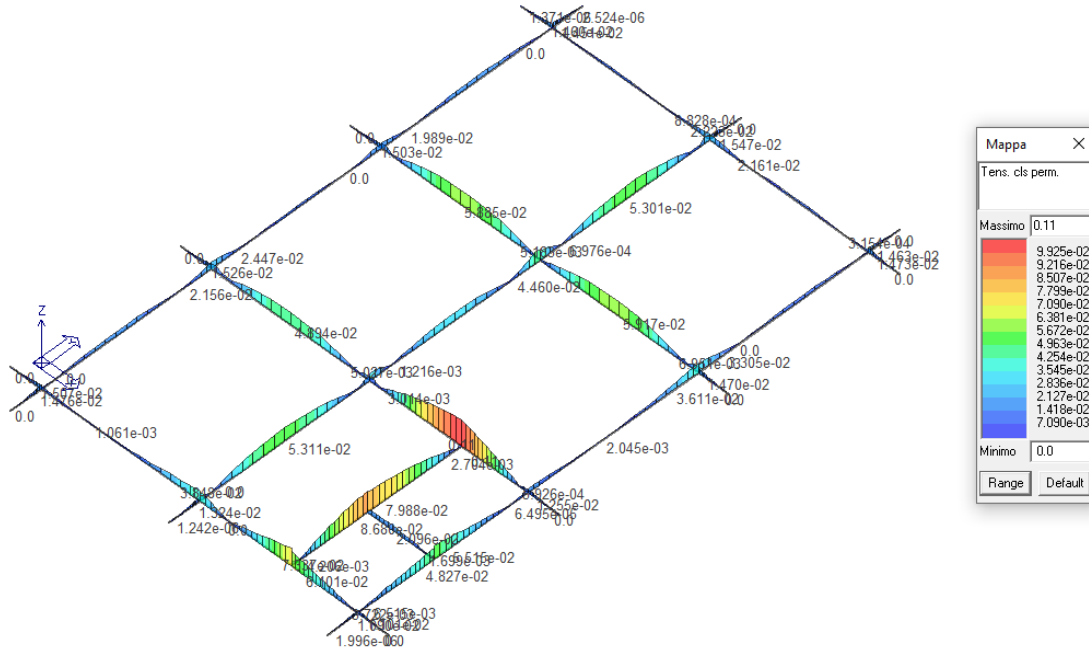


Figura 62 - Verifica Tensioni CLS SLE Quasi Permanente

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

## 9.5 Verifiche geotecniche

### 9.5.1 Teorie e formulazioni adottate per le verifiche geotecniche

- Carico limite di fondazione superficiali su terreni

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno va effettuata confrontando la pressione limite sul terreno con la pressione massima agente derivante dalle azioni di progetto.

La verifica va effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I dell'NTC18 e seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: (A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Per le combinazioni dell'Approccio 1, i coefficienti  $\gamma_R$  sono riportati nella seguente tabella (6.4.I dell'NTC18):

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Figura 63 - Valori dei coefficienti parziali di sicurezza per l'esecuzione delle verifiche geotecniche

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " $I_r$ " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se  $I_r < I_{r,crit}$  si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se  $I_r > I_{r,crit}$  si ha che  $\psi_g = \psi_q = \psi_c = 1$ .

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- $E_{ed}$  modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- $n$  coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- $k_0$  coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- $j$  angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- $c'$  coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- $\sigma'$  tensione litostatica effettiva a profondità  $D+B/2$
- $L$  luce delle singole travi di fondazione
- $D$  profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- $B$  larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- $N_q, N_c, N_\gamma$ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno  $j$  del terreno
- $s_q, s_c, s_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- $d_q, d_c, d_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- $i_q, i_c, i_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- $\gamma_1$  peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- $\gamma_2$  peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa



Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left( \frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto ( $A_i$ ) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riporta quella adottata nelle verifiche:

#### Formulazione di Vesic

$$N_q = tg^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se  $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$ , se  $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left( \frac{D}{B} \right)$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove:  $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$   $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota *i*-esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[ q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_S \cdot tg(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $q''_{ult}$  carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- $p$  perimetro della fondazione
- $P_V$  spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- $K_S$  coefficiente di spinta laterale del terreno
- $d$  distanza dal piano di posa allo strato interessato

• Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $T_{Sd}$  componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- $N_{Sd}$  componente verticale del carico agente sulla fondazione
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $\delta$  angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% dell'angolo di attrito)
- $S_p$  spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- $f_{Sp}$  percentuale di partecipazione della spinta passiva
- $A_f$  superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione

### 9.5.2 Dettaglio verifiche

Di seguito si riportano le verifiche geotecniche. Nello specifico le verifiche condotte hanno portato ai seguenti coefficienti di sfruttamento:

- Carico limite: 0.40
- Scorrimento longitudinale: 0.21
- Scorrimento trasversale: 0.17

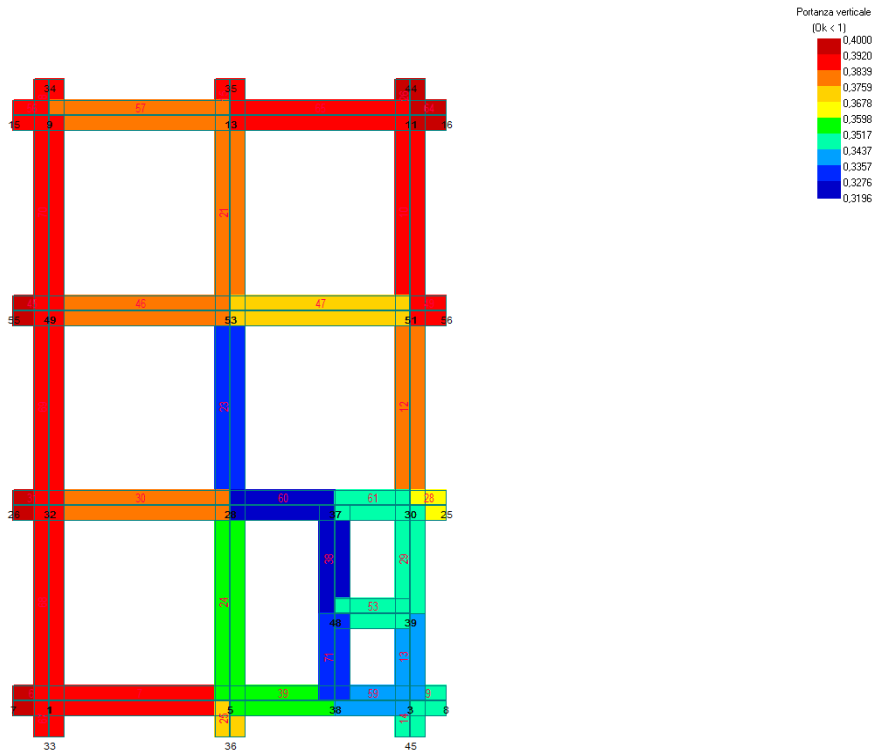


Figura 64 - Verifica Carico limite terreno

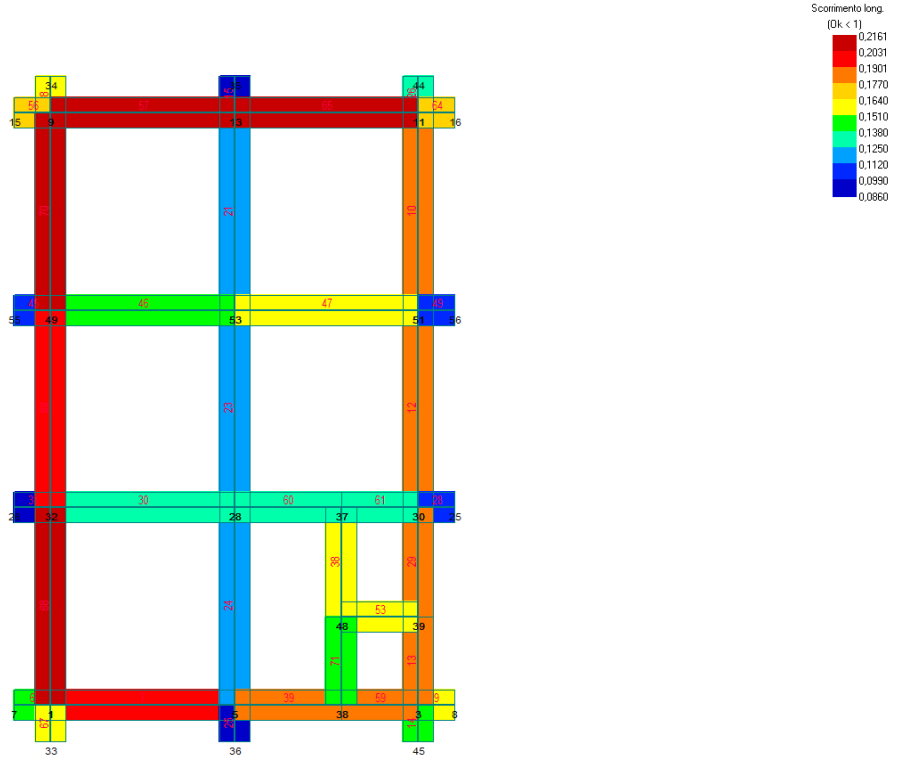


Figura 65 - Verifica Scorrimento longitudinale

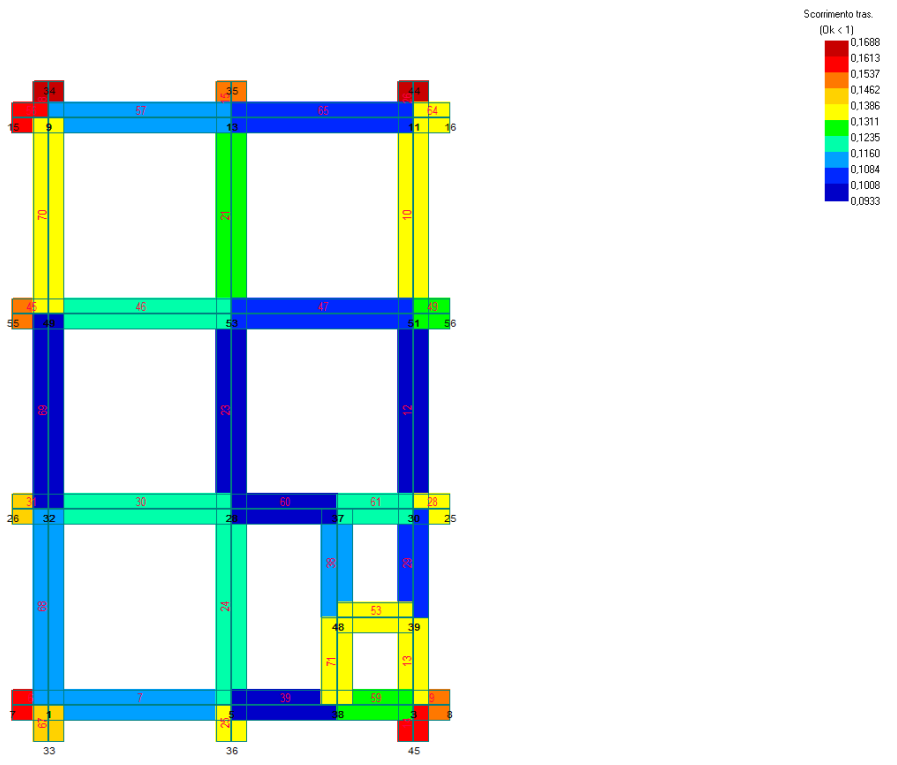


Figura 66 - Verifica Scorrimento trasversale

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 18 CL	DOCUMENTO FA0200001	REV. A

Di seguito è riportata la sintesi delle verifiche in forma tabellare. Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

#### **Valori di calcolo verifiche fondazioni superficiali**

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

#### **PARAMETRI DI CALCOLO**

##### **Elemento: Trave n. 31**

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3800 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.4338 + 0.6619 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.2384 / 3.0957 = 0,400 Ok (Cmb. n. 003)

FABBRICATO SSE ALBENGA - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 18 CL	FA0200001	A	94 di 97

TB / TBlim = 62.4 / 4637.3 = 0,013 Ok (Cmb. n. 018)  
 TL / TLim = 136.2 / 4361.2 = 0,031 Ok (Cmb. n. 006)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
003	SLU STR	No	0.000	-0.445	32.3	84.1	-14536.3	-1.1841	-1.2384
006	SLU STR	No	-0.044	0.002	57.9	136.2	-8152.0	-0.6774	-0.6812
018	SLU STR	No	-0.041	-0.072	-62.4	-8.3	-7940.8	-0.6577	-0.6657

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3800 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.3229 + 0.6114 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.0774 / 2.9344 = 0,367 Ok (Cmb. n. 029)

TB / TBlim = 716.0 / 4791.2 = 0,149 Ok (Cmb. n. 060)

TL / TLim = 439.8 / 4347.1 = 0,101 Ok (Cmb. n. 035)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
029	SLV A1	Si	0.035	-0.800	57.0	380.7	-11278.3	-0.9001	-0.9795
035	SLV A1	Si	-0.033	-0.097	-387.5	-399.8	-9336.3	-0.7726	-0.7833
060	SLV A1	Si	-0.072	-0.340	650.9	-52.0	-9889.6	-0.8064	-0.8417

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3800 daN/cm<sup>2</sup>

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 2.3706 + 0.6329 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.0311 / 3.0035 = 0,343 Ok (Cmb. n. 061)

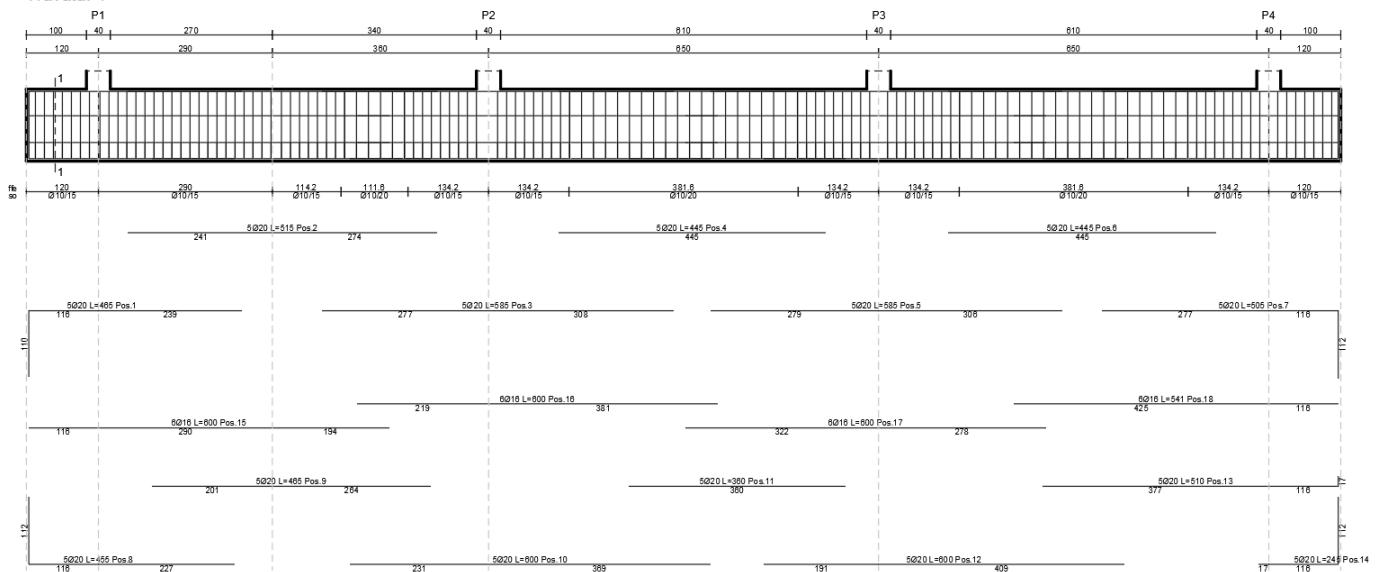
TB / TBlim = 382.3 / 4870.9 = 0,078 Ok (Cmb. n. 087)

TL / TLim = 262.2 / 4465.2 = 0,059 Ok (Cmb. n. 067)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
061	SLD	Si	0.021	-0.675	-36.3	233.2	-10867.9	-0.8737	-0.9374
067	SLD	Si	-0.016	-0.249	-159.8	-238.3	-9701.0	-0.7974	-0.8193
087	SLD	Si	0.045	-0.413	-347.6	-85.1	-10135.7	-0.8248	-0.8644

Travata: 4



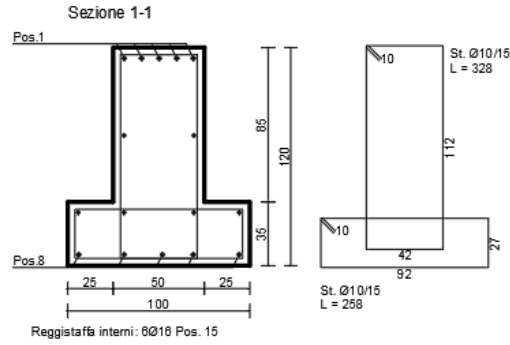


Figura 67 – Tipologico ferri di armatura travi rovesce di fondazione

## 10 INCIDENZA ARMATURE

Di seguito si riportano le incidenze medie di armatura per i principali elementi strutturali e di fondazione:

- Travi di fondazione = 90 kg/mc
- Travi di Copertura = 120 kg/mc
- Pilastri = 220 kg/mc



## 11 CONCLUSIONI

In virtù di tutto quanto sopra premesso, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche della struttura in oggetto, descritte nel capitolo [ 3 ]
- alla sezione dei vari elementi strutturali;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati, chiaramente individuate nel capitolo [ 4 ];
- ai carichi agenti descritti nel capitolo [ 5 ];
- alle verifiche di resistenza delle strutture e le verifiche geotecniche di cui al capitolo [ 9 ];

Si conclude che le strutture oggetto della presente relazione sono conformi ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente.