



Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

Q 0 3

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

f

PROGRESSIVO
ELABORATO

5 4 1

CATEGORIA
OPERA

F B

NUMERO
OPERA

0 0

REVISIONE

R 0

SCALA

-

AMMODERNAMENTO E POTENZIAMENTO DEL
NODO DI BOVISA - COMUNE DI MILANO
Progetto definitivo

CALCOLI DELLE STRUTTURE
NUOVA SSE
Relazione di calcolo

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1		-		
	0	Ott. 2020	Prima emissione		

NORD_ING

NORD_ING S.r.l.
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Antonella Volta

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE
Ing. Marco Mariani

Progettista



Collaborazione

RTP:

Mandataria



Ing. Attilio Marra
Ord. Ing. Torino Matr. 5826/J

Mandante



E&G Engineering & Graphics S.r.l.
Ing. Giampaolo Martino
Ord. Ing. Roma Matr. A23691

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

FILE:

INDICE

1. PREMESSA	4
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2.1. Generalità sul calcolo	7
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
4. MATERIALI.....	9
4.1. Calcestruzzo.....	9
4.2. Acciaio per c.a.....	13
5. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	14
6. ANALISI DEI CARICHI	16
6.1. Pesi propri e permanenti portati.....	16
6.2. Variabili per destinazione d'uso	17
6.3. Neve.....	19
6.4. Vento	21
6.5. Sisma.....	27
7. COMBINAZIONI DI CARICO.....	33
8. CARATTERISTICHE DEI SOLAI	35
8.1. Verifica di portata.....	35
9. MODELLO DI CALCOLO.....	37
9.1. Informazioni generali sull'elaborazione	37
9.2. Criteri adottati per la schematizzazione delle strutture	37
9.3. Distanza tra costruzioni contigue	38
9.4. Geometria modello di calcolo Corpo 1.....	39
9.5. Geometria modello di calcolo Corpo 2.....	40
10. SOLLECITAZIONI E VERIFICHE CORPO 1.....	42
10.1. Stato di progetto elementi in c.a.....	42
10.1.1. Grafici delle Sollecitazioni	43
10.1.2. Verifiche travi 50x65	50
10.1.3. Verifiche travi 30x65	53

10.1.4. Verifiche travi 30x35	56
10.1.5. Verifiche pilastri	59
10.1.6. Verifiche spostamenti e deformazioni	63
10.2. Verifica di rigidezza struttura	65
11. FONDAZIONE CORPO 1	66
11.1. Verifiche armatura di fondazione.....	67
11.2. Criteri generali di calcolo fondazioni e basi teoriche	67
11.2.1. Carico limite di fondazioni superficiali su terreni	67
11.2.2. Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali	72
11.2.3. Determinazione delle tensioni indotte nel terreno	73
11.2.4. Calcolo dei cedimenti della fondazione.....	74
11.2.5. Simbologia.....	75
11.3. Verifiche geotecniche	79
11.3.1. Stratigrafie	80
11.3.2. Dati geometrici.....	81
11.3.3. Risultati di portanza	82
11.3.4. Risultati dei cedimenti.....	83
12. SOLLECITAZIONI E VERIFICHE CORPO 2	83
12.1. Stato di progetto elementi in c.a.....	83
12.1.1. Grafici delle Sollecitazioni	85
12.1.2. Verifiche travi 50x65	92
12.1.3. Verifiche travi 30x65	95
12.1.4. Verifiche travi 30x35	99
12.1.5. Verifiche pilastri	102
12.1.6. Verifiche spostamenti e deformazioni	106
12.2. Verifica di rigidezza struttura	108
13. FONDAZIONE CORPO 2	109
13.1. Verifiche armatura di fondazione.....	109
13.2. Criteri generali di calcolo fondazioni e basi teoriche	110
13.2.1. Carico limite di fondazioni superficiali su terreni	110

13.2.2. Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali	115
13.2.3. Determinazione delle tensioni indotte nel terreno	116
13.2.4. Calcolo dei cedimenti della fondazione.....	117
13.2.5. Simbologia.....	118
13.3. Verifiche geotecniche	122
13.3.1. Stratigrafie	123
13.3.2. Dati geometrici.....	124
13.3.3. Risultati di portanza	125
13.3.4. Risultati dei cedimenti.....	126

1. PREMESSA

La presente relazione del fa parte del complesso degli interventi necessari per l'ammodernamento ed il potenziamento del **"NODO DI BOVISA"**.

La presente relazione riguarda la realizzazione della nuova sottostazione elettrica.

Le opere oggetto di intervento sono collocate nel comune di Milano.

Scopo del presente documento tecnico è quello di illustrare, nel dettaglio, i criteri di calcolo e le verifiche che hanno condotto al dimensionamento strutturale delle opere.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Per la realizzazione dei nuovi binari di stazione si dovrà procedere alla demolizione della Sottostazione elettrica e della sede delle squadre di manutenzione dell'armamento e degli impianti ACS, attualmente posti immediatamente a sud del fabbricato di stazione.

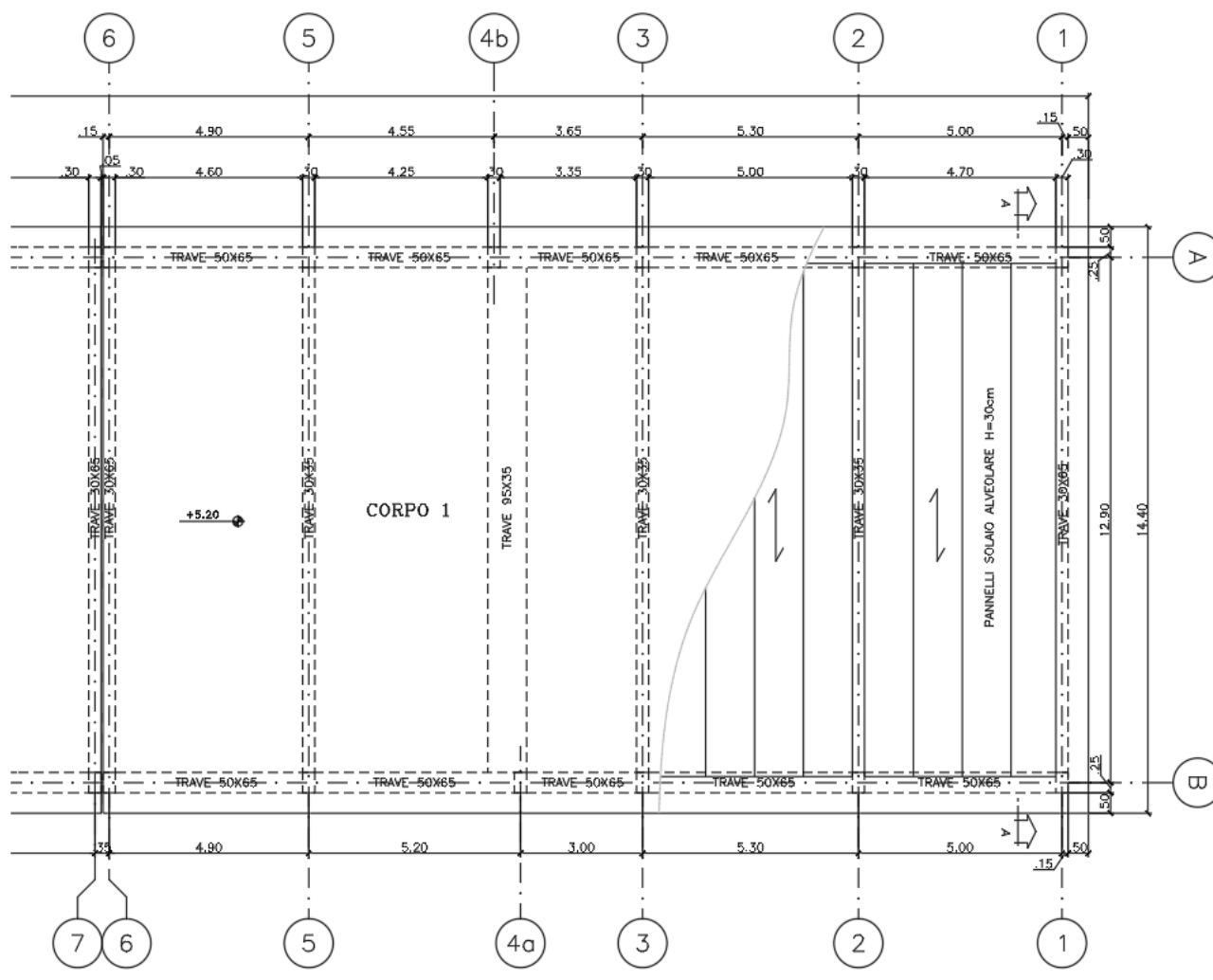
La nuova sottostazione elettrica sarà ricollocata a fianco del fabbricato su area Ferrovienord delimitata a nord da Via Mario Negri ed a tergo della paratia di contenimento dello scavo lato Ovest. L'edificio SSE sarà strutturalmente costituito da due corpi giuntati di seguito denominati Corpo 1, contenente uffici e locale tecnico, e Corpo 2, principalmente adibito a zona tecnica.

Il Corpo 1 presenta un ingombro planimetrico pari a 23.70x13.40m ed un'altezza utile minima pari a 4.75m. Il Corpo 2 ha un ingombro planimetrico pari a 42.85x13.40m ed un'altezza utile minima pari a 4.75m. Tra i due corpi è previsto un giunto strutturale di 5 cm.

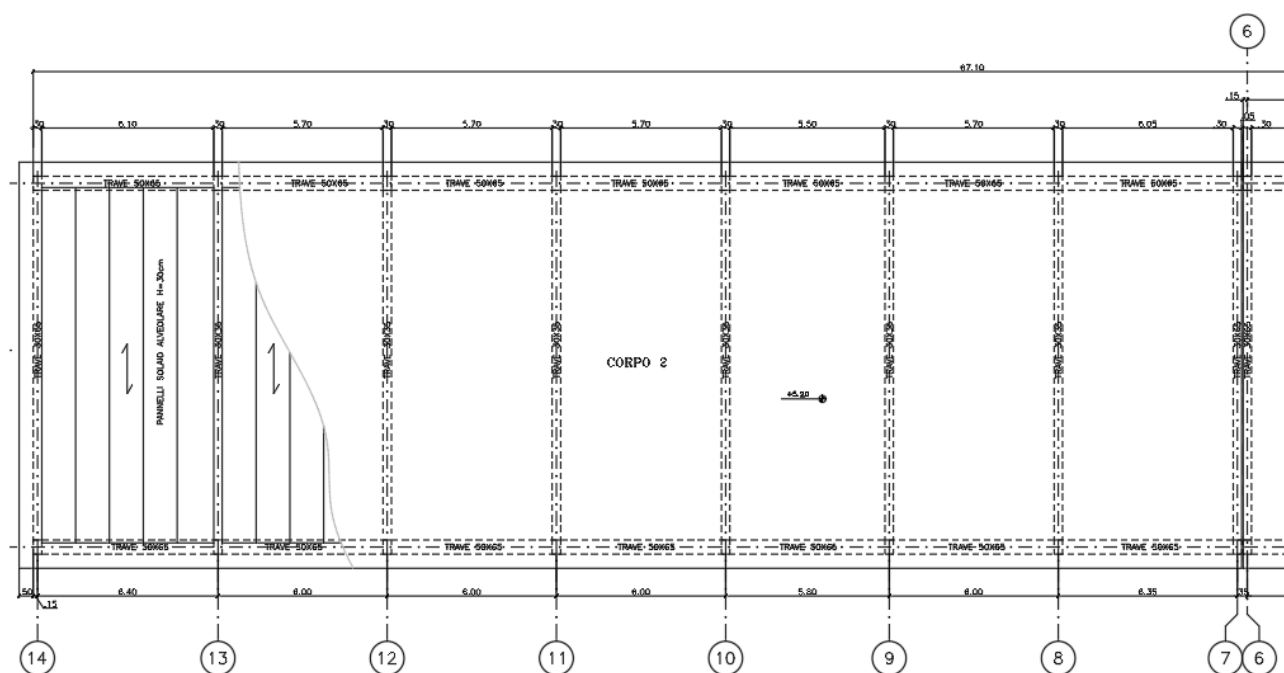
Entrambi i copri presentano pilastri in c.a. di dimensioni 50x30cm e travi perimetrali 50x65cm e 30x65 rispettivamente sui lati lunghi e corti dell'edificio.

E' prevista l'adozione di un solaio alveolare prefabbricato di spessore 30cm più 5cm di soletta. Tale scelta consente di intessere il solaio su una luce di circa 13m evitando così il ricorso a pilastri interni agli edifici. In corrispondenza degli allineamenti dei pilastri si prevederanno travi a spessore di dimensione 30x35cm.

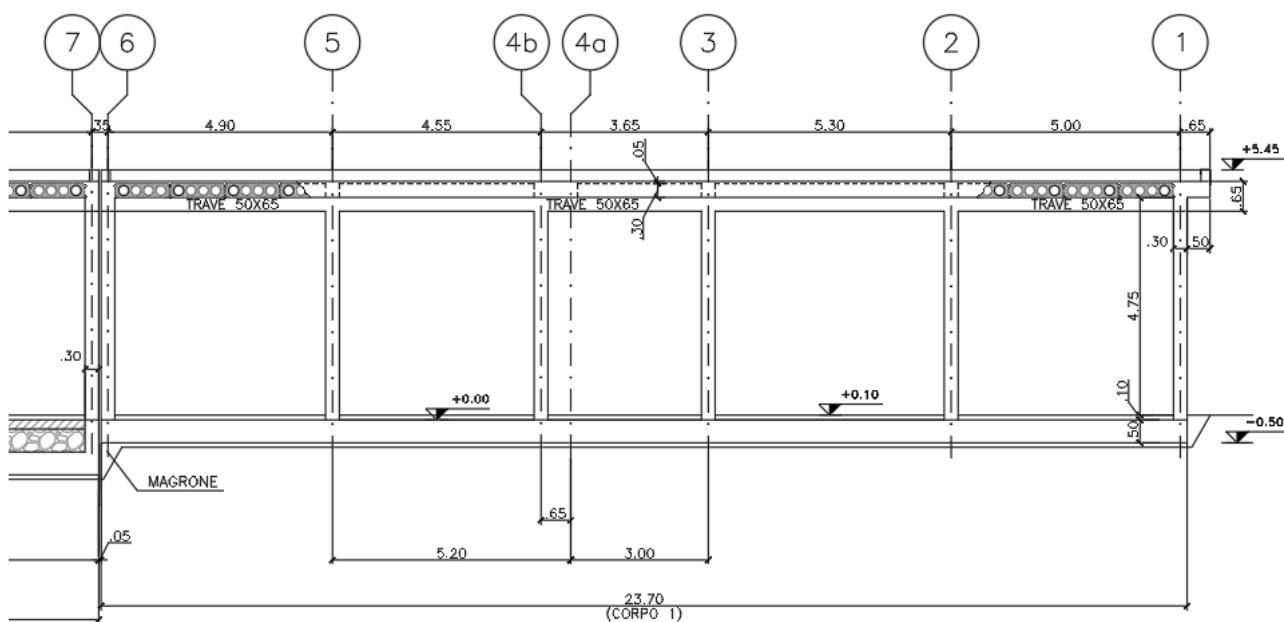
La relazione riporta dapprima la descrizione delle opere in oggetto, definisce le norme adottate ed i materiali impiegati, identifica i carichi agenti ed infine riporta le verifiche nelle sezioni maggiormente sollecitate.



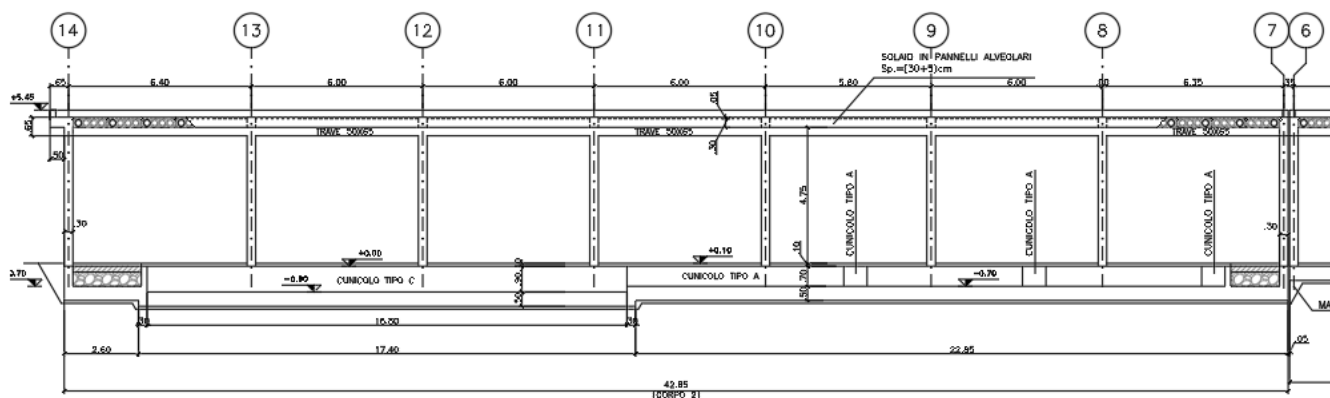
Pianta a q.ta solaio Corpo 1



Pianta a q.ta solaio Corpo 2



Sezione longitudinale Corpo 1



Sezione longitudinale Corpo 2

2.1. Generalità sul calcolo

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche degli edifici con la definizione delle azioni per le quali si fa riferimento alle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 gennaio 2018”.

L’opera ricade nel Comune di Milano. Con la nuova classificazione sismica definita dal DM. 17.01.2018 l’accelerazione del terreno e i parametri fondamentali per definire l’azione sismica vengono calcolati a livello puntuale in base al reticolo di riferimento.

Dal punto di vista sismico, l’opera è inquadrata in classe d’uso IV e VN 100 anni.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state eseguite secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- L. 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni “Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”.
- Circolare esplicativa 21/01/2019 n.7/C.S.LL.PP.
- UNI EN 206:2016: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI ENV 197 Parte 1a: “Cemento. Composizione, specifiche e criteri di conformità”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.
- UNI EN 197-1 giugno 2011: “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”.
- UNI EN 11104:2016: “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1”.

Ulteriori riferimenti normativi

- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;

4. MATERIALI

4.1. Calcestruzzo

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

Classe di resistenza: MAGRONE	C12/15		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45	N/mm ²
Classe di esposizione		X0	
Classe di consistenza slump:		S3	
Contenuto minimo di cemento:		150	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Classe di resistenza: FONDAZIONE	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLE:	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S3, S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		40	mm

Classe di resistenza: ELEVAZIONE travi e pilastri	C32/40	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2 N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72 N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03 N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45 N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17 N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:		
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92 N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94 N/mm ²
Classe di esposizione		XC4
Classe di consistenza slump:		S3,S4
Contenuto minimo di cemento:		340 daN/m ³
Rapporto A/C		0.5
Massima dimensione aggregato		25 mm
Copriferro		50 mm

Classe di resistenza: ELEVAZIONE soletta	C30/37		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	37	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	30.71	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	38.71	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.94	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.53	N/mm ²
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33019	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.06	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.82	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	17.4	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.37	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	30.7	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.06	N/mm ²
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	18.43	N/mm ²
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	13.82	N/mm ²
Classe di esposizione		XC3	
Classe di consistenza slump:		S4,S5	
Contenuto minimo di cemento:		320	daN/m ³
Rapporto A/C		≤ 0.55	
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		40	mm

Classe di resistenza: SOLAI in C.A.V.
C45/55

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	55	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	45.65	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	53.65	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.83	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4.60	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	36416	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.68	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.98	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	25.9	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	45.7	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.68	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	27.39	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	20.54	N/mm^2
Classe di esposizione		XC3	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		320	daN/m^3
Rapporto A/C		0.45	
Massima dimensione aggregato		20	mm
Copriferro		35	mm

4.2. Acciaio per c.a.

Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza SLU:	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm ²
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm ²

Deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{t, nom})_k$	$< 1,35$	
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\geq 7,5 \%$	10.0
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

5. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nel sedime dove è prevista la realizzazione delle opere, è stata eseguita una indagine geognostica consistente in 4 posizioni (S1-S4) ognuna delle quali composta da un sondaggio a carotaggio continuo a profondità variabile tra 25 e 50 m e una prova penetrometrica dinamica DPSH a profondità di 16-17m da p.c. e due stendimenti MASW e sismica a rifrazione in P.



La stratigrafia è la seguente:

Strato n.	(in m. da p.c.)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi	Modulo E (Mpa)
1	0,00÷-3,4 S1 (-6,0 S4)	terreno di riporto (laterizi, cemento, asfalto) in matrice sabbiosa e ghiaiosa	25 - 30	0	10 ÷30
2	-3,4 (-6)÷-12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3)	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa	35	0	30 ÷40
3	da - 12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3) a 34,4 e -36,0	Sabbia media o medio-grossa più o meno limosa inglobante ghiaia	30	0	40÷50
4	34,4÷36 a - 50 (fine sondaggi)	Sabbia fine debolmente limosa, a tratti con ghiaia - da 34,4 a 36,3 limo (S3)	33	0	50 ÷60

Per l'opera in oggetto si farà riferimento al sondaggio S2.

6. ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- variazioni termiche.

Per il calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali è stato impiegato il programma di calcolo PROSAP.

6.1. Pesi propri e permanenti portati

I pesi propri della travi e dei pilastri sono calcolati automaticamente dal programma.

Pilastri (30x50cm) 375 daN/m

Travi (50x65cm) 813 daN/m

Travi (30x65cm) 488 daN/m

Peso lastra di solaio 365 daN/mq;

Peso soletta in opera sp.5cm 125 daN/mq

Peso del pacchetto di copertura
massetto+impermeabilizzazione 120 daN/mq

6.2. Variabili per destinazione d'uso

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si è fatto riferimento alla tabella del D.M. 17.01.2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

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

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

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

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

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

Nel caso in esame si considera la Cat. H.

6.3. Neve

Il carico della neve è dato da:

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

dove:

μ_i = è il coefficiente di forma della copertura,

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;

$C_E = 1$ è il coefficiente di esposizione

$C_t = 1$ è il coefficiente termico

q_s il carico neve sulla copertura.

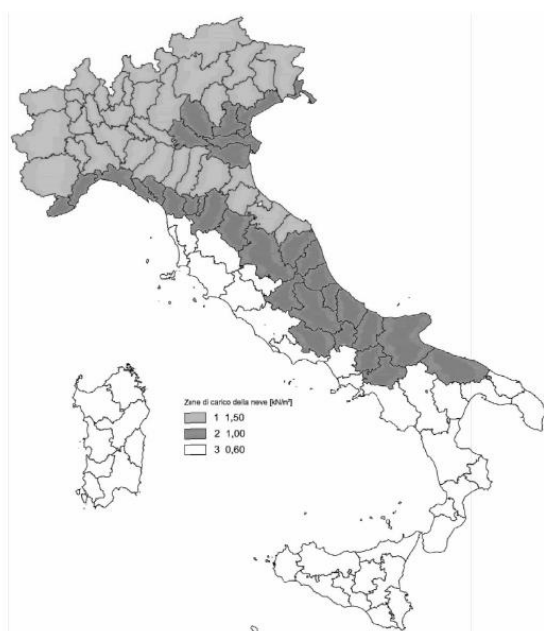


Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

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

Zona I - Mediterranea

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

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m} \quad [3.4.3]$$

Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
Zona di riferimento		I mediterr	
altitudine di riferimento	a_s	<200	m
carico neve al suolo	q_{sk}	1.50	kN/m ²
il coefficiente di esposizione	C_E	1.00	
coefficiente termico	C_t	1.00	

Coefficiente di forma

Tab.3.4.II (DM 17 Gennaio 2018):

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

Nel caso in esame si ha $\alpha = 0^\circ \Rightarrow \mu_i = 0.8$

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.50 = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

Sul piano della definizione della parte di carico da considerare nelle combinazioni si fa riferimento alla tabella 2.5.I delle NTC 2018 per il sovraccarico neve a quota <1000 m s.l.m.:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

6.4. Vento

Il calcolo della pressione del vento è stato effettuato secondo la normativa, in vista delle caratteristiche oro-geografiche del sito.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 1, con altezza sul livello del mare pari a circa 120 m.

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

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

dove

q_r - Pressione cinetica di riferimento

c_e - Coefficiente di esposizione

c_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)

c_d - Coefficiente dinamico

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

v_r = Velocità di riferimento del vento = $v_b \cdot c_r$;

v_b = Velocità base di riferimento del vento = $v_{b0} \cdot c_a$;

v_{b0} = velocità base di riferimento al livello del mare;

c_a = coefficiente di altitudine = 1;

c_r = coefficiente di ritorno = 1;

ρ = Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

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

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

Nel caso in esame si ha $v_r = 25$ m/s

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 0.390 \text{ kN/mq}$$

Coefficiente di esposizione

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

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Altezza sul suolo: $Z=6.00\text{m}$

Con riferimento a quanto indicato nella tabella 3.3.III DM2018, la classe di rugosità del terreno ove sorge l'edificio può essere assimilata alla tipologia B. Poiché l'opera appartiene alla zona 1, può essere classificato come appartenente alla categoria di esposizione IV.

ZONA 1

Classe di rugosità del terreno B

Categoria di esposizione del sito IV

Coefficiente di topografia $c_t=1.0$

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

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE				
k_r	c_t	z	z_0	c_e
0.22	1	8	0.3	1.63

Coefficiente di pressione pareti

Sulle pareti i coefficienti di pressione si ricavano con le seguenti formule:

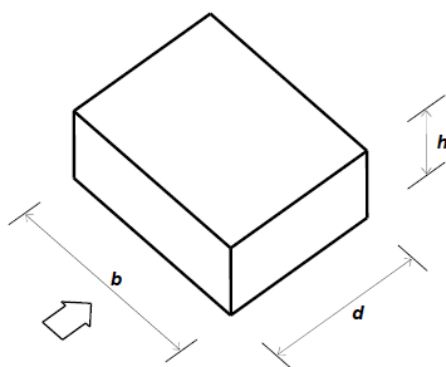


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

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

COEFFICIENTI DI PRESSIONE PARETI					
Vento ortogonale al lato lungo			Vento ortogonale al lato corto		
altezza h	6 m		altezza h	6 m	
Lato d	13.5 m		Lato d	66.6 m	
h/d =	0.44		h/d =	0.09	
Faccia sopravvento	$c_{pe} =$	0.74	Faccia sopravvento	$c_{pe} =$	0.71
Faccia sottovento	$c_{pe} =$	-0.39	Faccia sottovento	$c_{pe} =$	-0.32
Faccia laterale	$c_{pe} =$	-0.86	Faccia laterale	$c_{pe} =$	-0.57

Il caso dimensionante è quello di vento ortogonale al lato lungo.

Coefficiente di pressione copertura

Si adotta lo schema seguente:

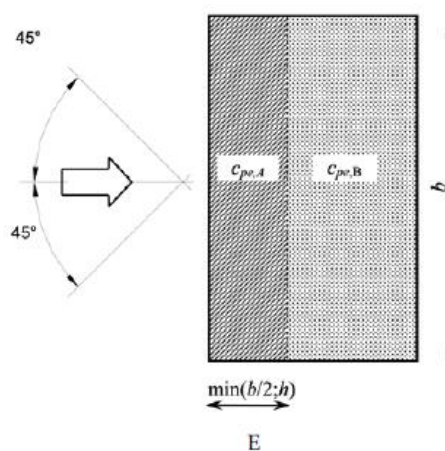


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

COEFFICIENTI DI PRESSIONE COPERTURA					
$\alpha=0$					
Vento ortogonale al lato lungo			Vento ortogonale al lato corto		
FASCIA min.(b/2 e h)=	6.00 m		FASCIA min.(b/2 e h)=	6.00 m	
$c_{pe} =$	-0.80		$c_{pe} =$	-0.80	
fasce restanti			fasce restanti		
$c_{pe} =$	0.20	-0.2	$c_{pe} =$	0.20	-0.2

Forza risultante del vento

L'azione risultante del vento si applica come carico lineare uniformemente ripartito sui pilastri, per larghezza di influenza:

Corpo 1:

VENTO IN DIREZIONE Y ORTOGONALE AL LATO LUNGO										
Pressioni e carichi da applicare ai pilastri per larghezza di influenza										
Larghezza di influenza (m)		2.5	5.2	4.5	4.1	4.8	2.5		6.7	6.7
Condizione di carico q1 (Vento Y ort. Lato lungo+depressione in cop)	p (daN/mq)	P1y p(daN/m)	P2y p(daN/m)	P3y p(daN/m)	P4y p(daN/m)	P5y p(daN/m)	P6y p(daN/m)		P1x p(daN/m)	P7x p(daN/m)
pressione pilastri sopravvento	48	119	247	214	195	228	119			
		P7y p(daN/m)	P8y p(daN/m)	P9y p(daN/m)	P10y p(daN/m)	P11y p(daN/m)	P12y p(daN/m)			
depressione pilastri sottovento	-25	-62	-129	-112	-102	-119	-62			
depressione pareti laterali	-55								-366	-366
	Copertura									
depressione copertura fascia 1	-51									
depressione copertura fascia 2	-13									
Condizione di carico q2 (Vento Y ort. Lato lungo+pressione in cop)		COME CASO PRECEDENTE								
pressione pareti sopravvento										
depressione pareti sottovento										
depressione pareti laterali										
	Copertura									
depressione copertura fascia 1	-51									
pressione copertura fascia 2	13									

Corpo 2:

VENTO IN DIREZIONE Y ORTOGONALE AL LATO LUNGO						
Pressioni e carichi da applicare ai pilastri per larghezza di influenza						
Larghezza di influenza (m)		3	6		6.7	6.7
Condizione di carico q _l (Vento Y ort. Lato lungo+depressione in cop)	p (daN/mq)	P13y e P20 p(daN/m)	P14y a P19 p(daN/m)		P20x p(daN/m)	P28x p(daN/m)
pressione pilastri sopravento	48	143	285			
		P21y e P28 p(daN/m)	P22y a P27 p(daN/m)			
depressione pilastri sottovento	-25	-74	-149			
depressione pareti laterali	-55				-366	-366
	Copertura					
depressione copertura fascia 1	-51					
depressione copertura fascia 2	-13					

Sul piano della definizione della parte di carico da considerare nelle combinazioni si fa riferimento alla tabella 2.5.I delle NTC 2018 per il sovraccarico vento:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Vento	0,6	0,2	0,0

6.5. Sisma

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo 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 esistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'analisi viene condotta secondo il metodo pseudo statico.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto si assume vita nominale $VN > 100$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe **IV**: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importante, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a **2** per la classe d'uso IV. $VR = VN \times CU = 100 \text{ anni} \times 2 = 200 \text{ anni}$

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido

orizzontale, in funzione dei tre parametri:

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

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad a_g il valore previsto da pericolosità sismica. F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica. Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione.
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati per individuare infine a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. 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:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = -1898$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10; F_0 è adimensionale. T_C^* è espresso in secondi. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'opera in progetto ricade nel comune di [Milano](#).

Parametri per la determinazione dell'azione sismica dell'impalcato

Categoria di sottosuolo C

Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico $\psi_E = 0.2$

q Coefficiente di struttura

η $1/q$

a_g Accelerazione orizzontale massima al sito

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

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☒ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ➔

Variabilità dei parametri ➔

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ➔

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

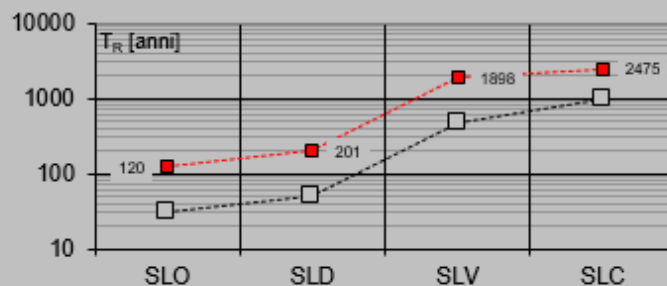
Stati limite di esercizio - SLE {
SLO - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {
SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ...■... Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** ▼ info

$S_S =$ 1.500

$C_C =$ 1.543 info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H =$ 1.000

$S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) 5

$\eta =$ 1.000 info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o 1.5

Regol. in altezza sì ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q 1

$\eta =$ 1.000 info

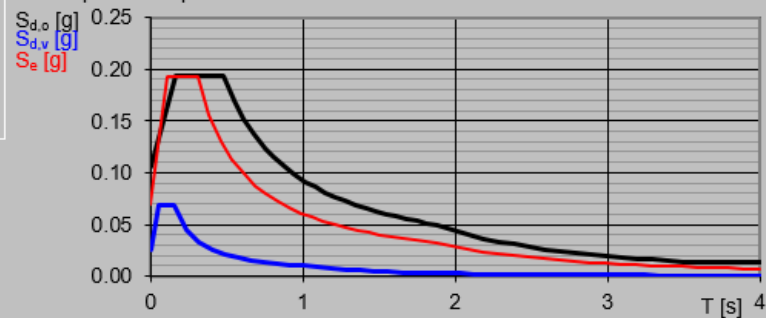
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

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

Spettri di risposta



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.070 g
F_o	2.758
T_C	0.311 s
S_S	1.500
C_C	1.543
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.667
T_B	0.160 s
T_C	0.481 s
T_D	1.880 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.105
$T_B \leftarrow$	0.160	0.193
$T_C \leftarrow$	0.481	0.193
	0.547	0.170
	0.614	0.151
	0.681	0.136
	0.747	0.124
	0.814	0.114
	0.880	0.105
	0.947	0.098
	1.014	0.092
	1.080	0.086
	1.147	0.081
	1.214	0.077
	1.280	0.073
	1.347	0.069
	1.414	0.066
	1.480	0.063
	1.547	0.060
	1.614	0.058
	1.680	0.055
	1.747	0.053
	1.814	0.051
$T_D \leftarrow$	1.880	0.049
	1.961	0.044
	2.082	0.040
	2.183	0.037
	2.284	0.033
	2.385	0.031
	2.486	0.028
	2.587	0.026
	2.688	0.024
	2.789	0.022
	2.890	0.021
	2.991	0.020
	3.092	0.018
	3.193	0.017
	3.293	0.016
	3.394	0.015
	3.495	0.014
	3.596	0.014
	3.697	0.014
	3.798	0.014
	3.899	0.014
	4.000	0.014

7. 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.

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

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60

Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	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).

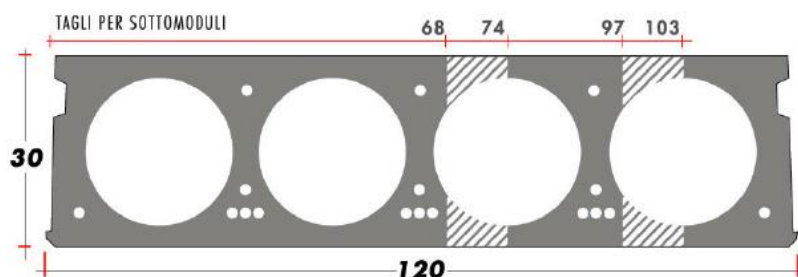
NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_t			
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

8. CARATTERISTICHE DEI SOLAI

Si è scelto di adottare un solaio alveolare di spessore 30cm + 5 cm di soletta in opera. Tale scelta progettuale consente infatti di limitare la presenza dei pilastri ai soli lati esterni dell'edificio.

La lastra tipo ha la seguente geometria:



- Peso proprio lastra di solaio: 363 daN/mq
- Larghezza lastra di solaio: 120 cm
- Altezza lastra di solaio: 30 cm
- Altezza soletta in opera: 5 cm

8.1. Verifica di portata

In base alla tabella seguente si può ricavare la portata massima al netto della lastra di solaio e del peso proprio della soletta in opera:

		LUCE DI CALCOLO (m)										
TIPO		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
PORTATA (Kg/mq)	A1 - 30	2300	1650	1050	600	350						
	A2 - 30	3050	2300	1800	1420	1100	800	480	310			
	A3 - 30	3700	2850	2250	1850	1550	1250	1000	750	550	350	
	A4 - 30	4150	3200	2600	2150	1800	1550	1300	1050	800	600	430

Nel caso in esame si ha una luce di calcolo di 13.40m che corrisponde a circa 550 daN/mq di portata.

Dall'analisi dei carichi caratteristici in copertura si hanno:

- Permanenti portati: 120 daN/mq
- Neve: 120 daN/mq

Per cui il solaio risulta ampiamente verificato.

Per ulteriori dettagli e verifiche si rimanda alla fase di progettazione esecutiva.

9. MODELLO DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica

9.1. Informazioni generali sull'elaborazione

Le elaborazioni sono effettuate con l'ausilio del seguente programma:

Informazioni sul codice di calcolo

Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

Versione: PROFESSIONAL 2018 18.1.1

Produttore-Distributore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

9.2. Criteri adottati per la schematizzazione delle strutture

Ogni struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite,

modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (platea di fondazione) è stato utilizzato un modello finito D3-shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).

Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono state ottenute con analisi dinamiche modali.

9.3. Distanza tra costruzioni contigue

Come riportato al par. 7.2.1 delle NTC2018, la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV. Tale distanza non potrà in ogni caso essere inferiore a $(1/100) \cdot H \cdot 2S_{ag}/g$.

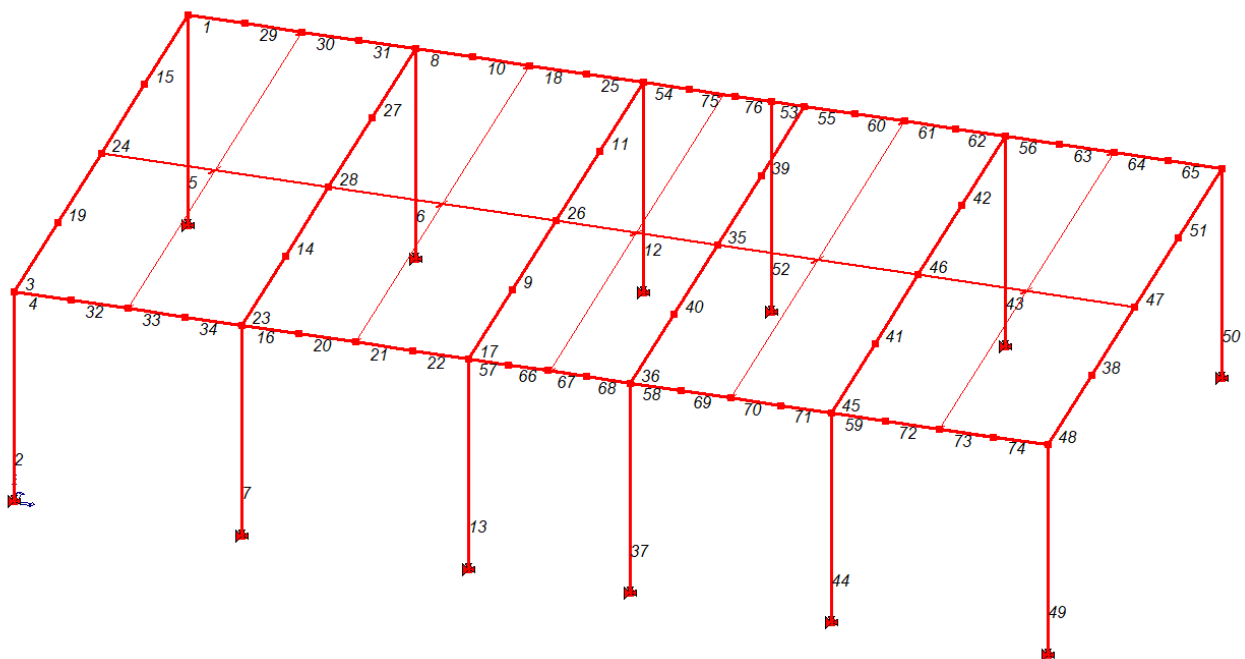
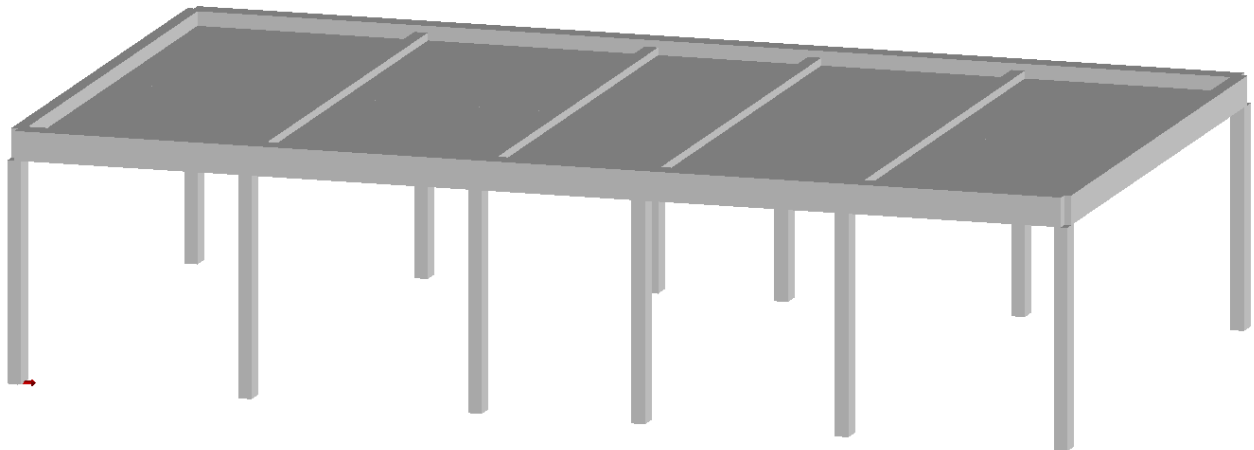
Nel caso in esame si ha:

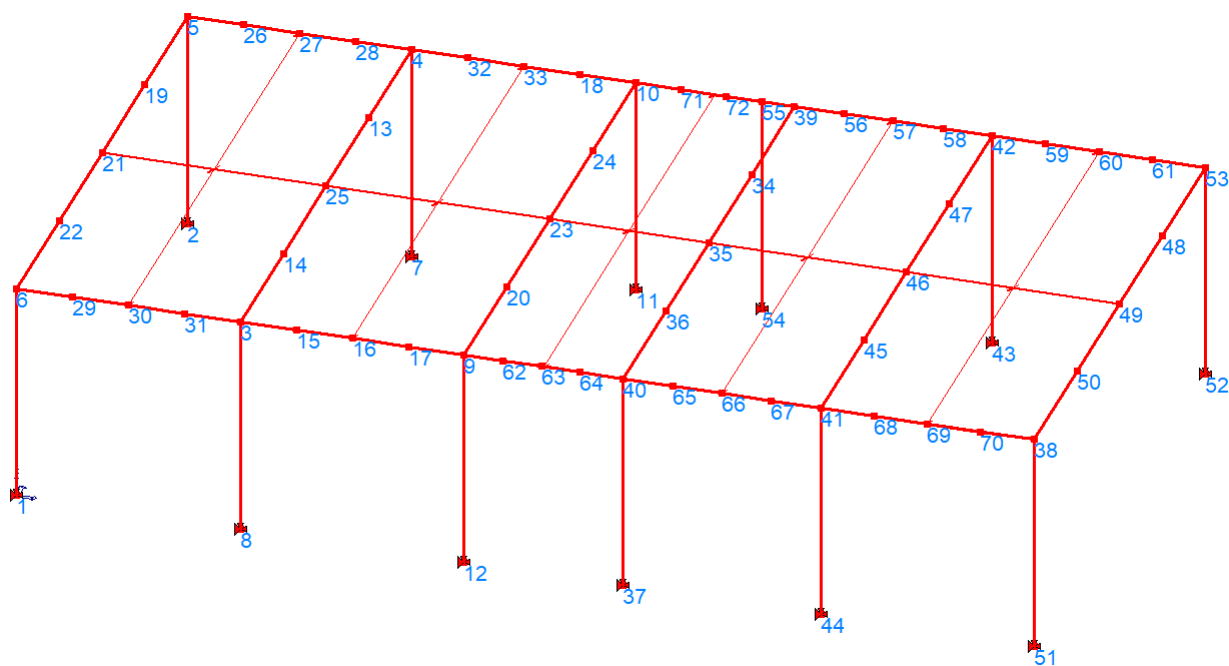
- Spostamento SLV Corpo 1: 1.20cm
- Spostamento SLV corpo 2: 1.47 cm
- $(1/100) \cdot H \cdot 2S_{ag}/g = (1/100) \cdot 520 \cdot 2 \cdot 0.105 = 1.1 \text{ cm}$

Si assume un giunto di 5cm.

9.4. Geometria modello di calcolo Corpo 1

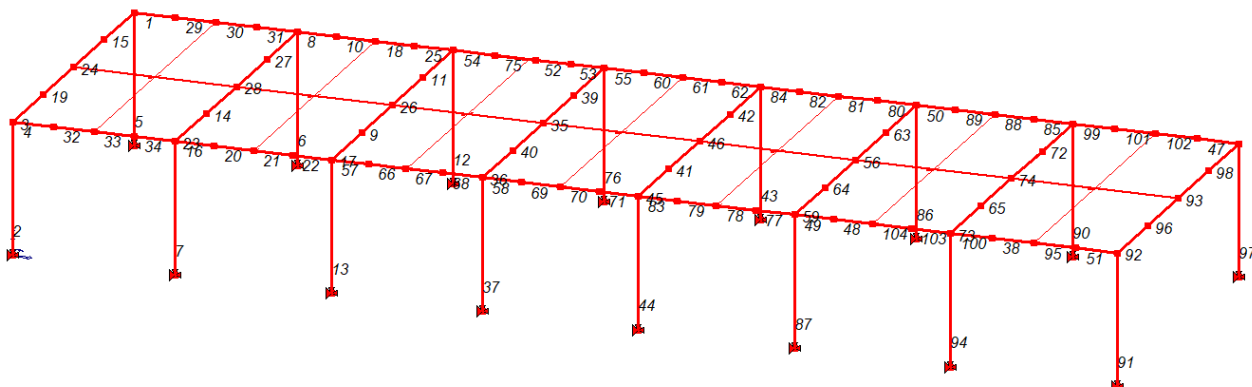
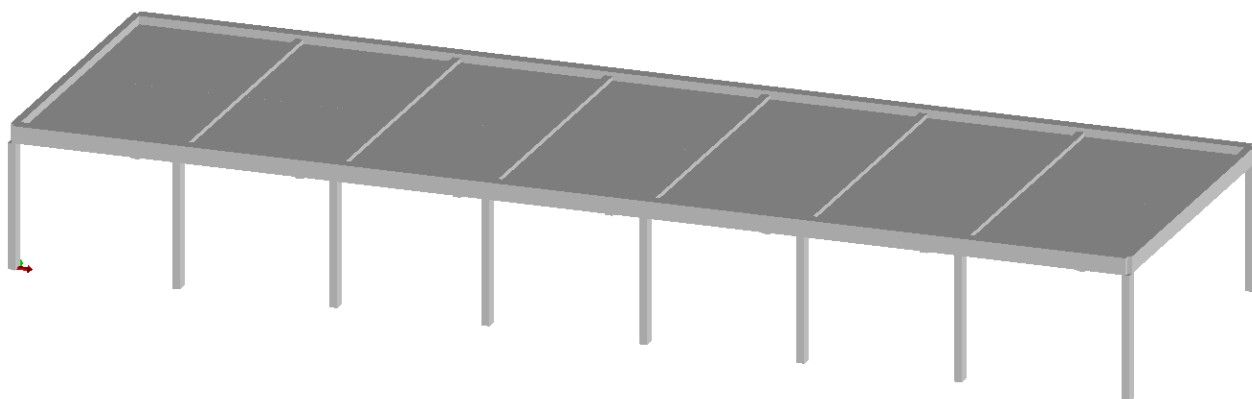
Di seguito si riportano la vista estrusa del modello e la numerazione di aste e nodi.

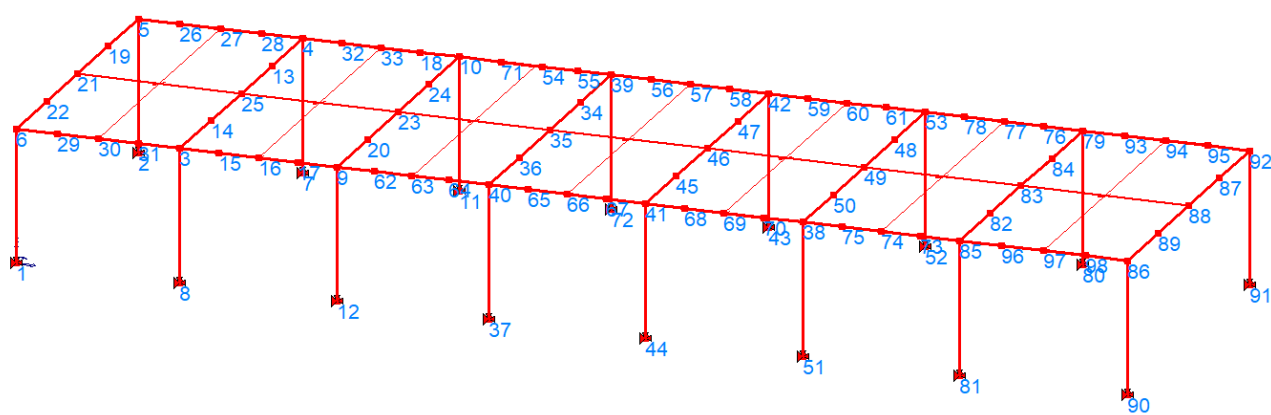




9.5. Geometria modello di calcolo Corpo 2

Di seguito si riportano la vista estrusa del modello e la numerazione di aste e nodi.

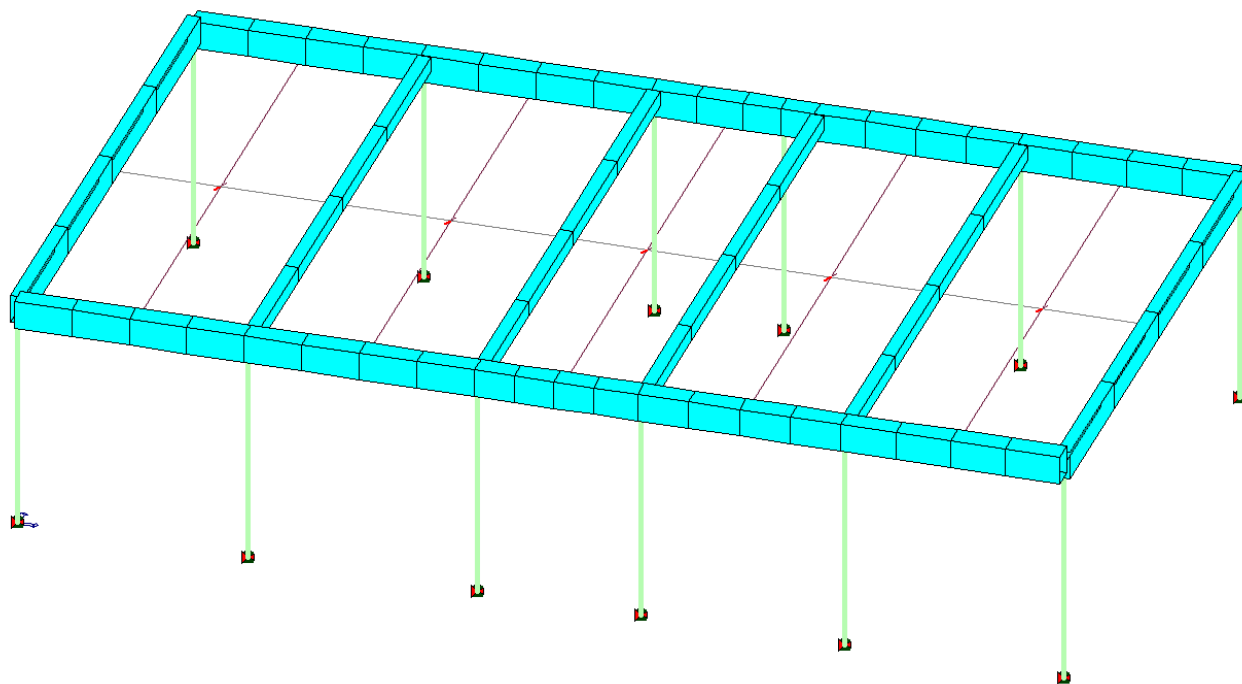




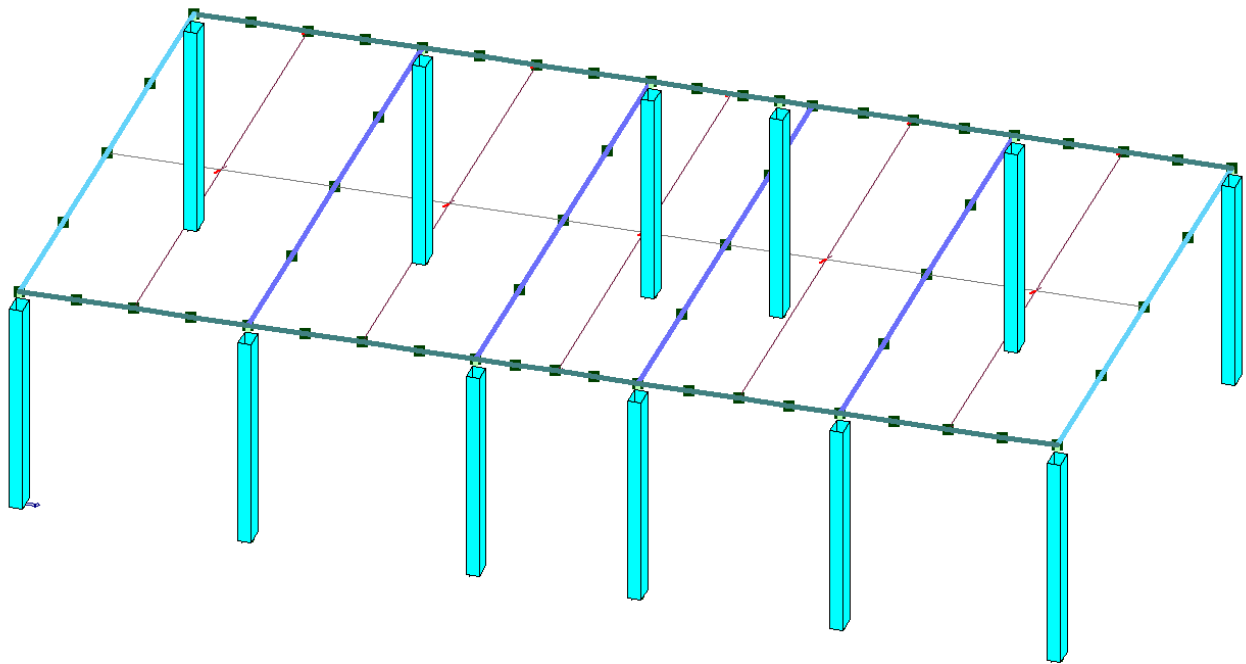
10. SOLLECITAZIONI E VERIFICHE CORPO 1

10.1. Stato di progetto elementi in c.a.

Di seguito si riportano i grafici ove la colorazione indica se gli elementi in c.a. sono verificati (di colore ciano) o no (colore rosso) o se il programma non ha effettuato le verifiche (giallo):



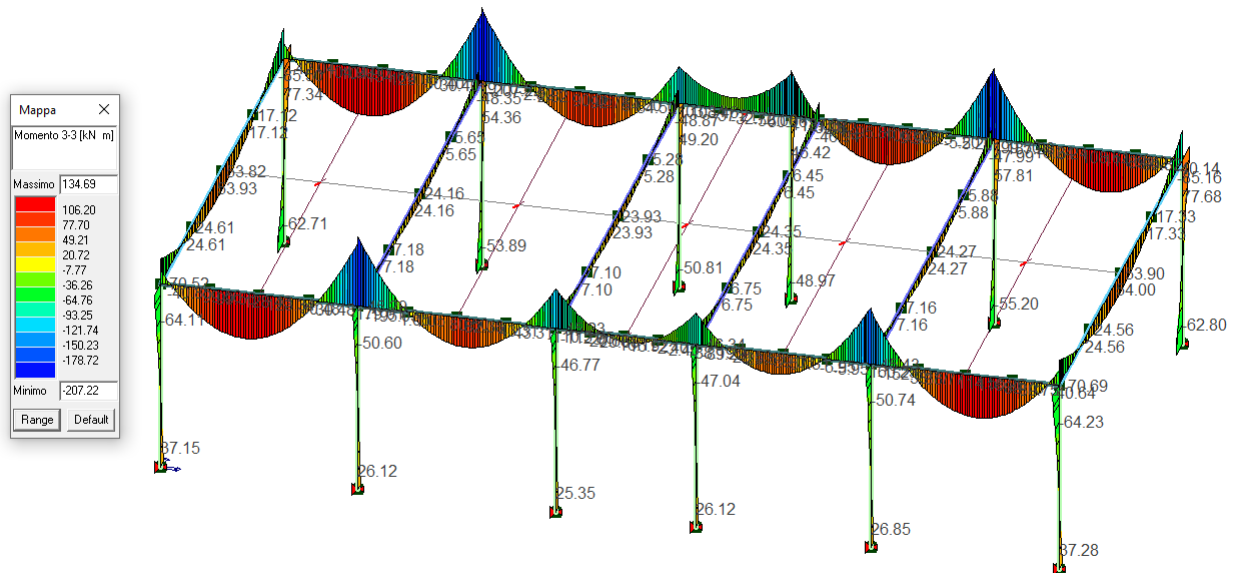
Verifica travi in c.a.



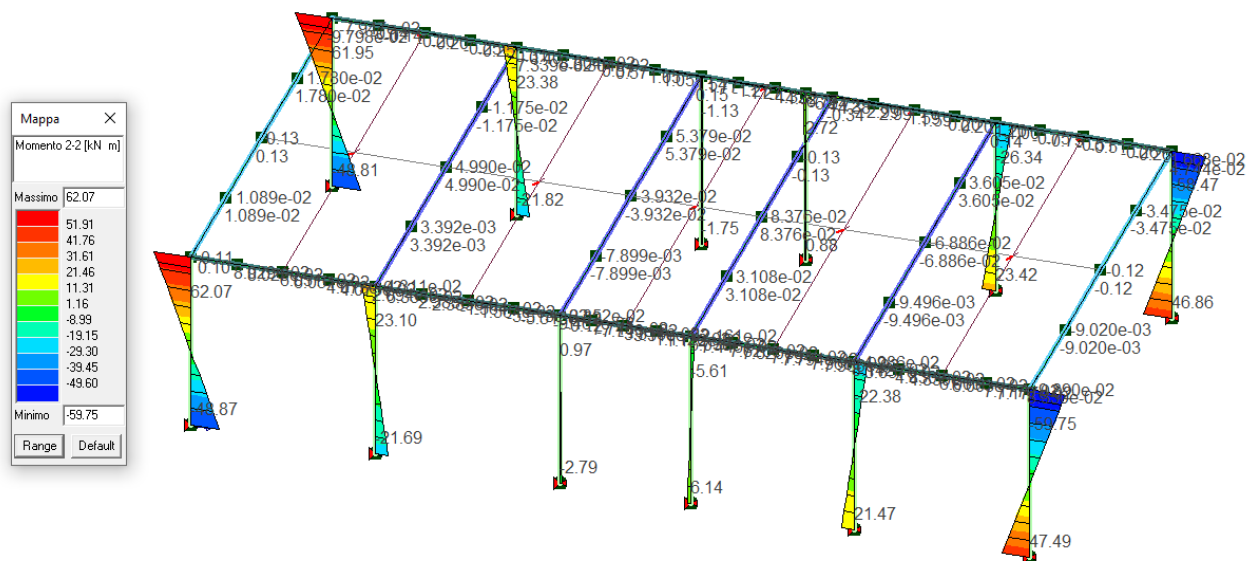
Verifica pilastri in c.a.

10.1.1. Grafici delle Sollecitazioni

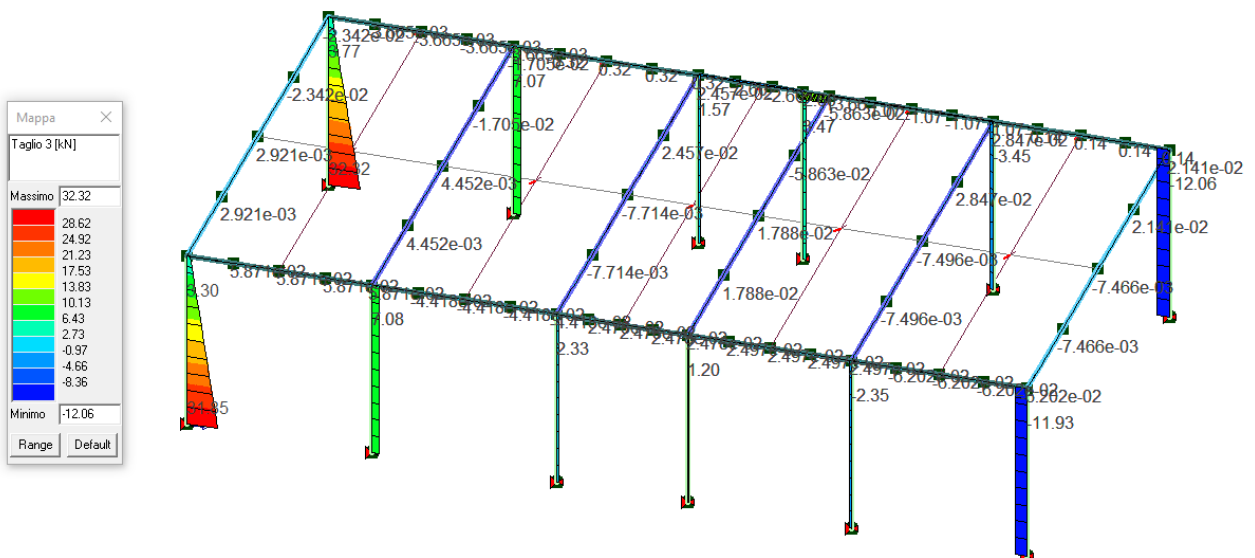
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime su tutti gli elementi:



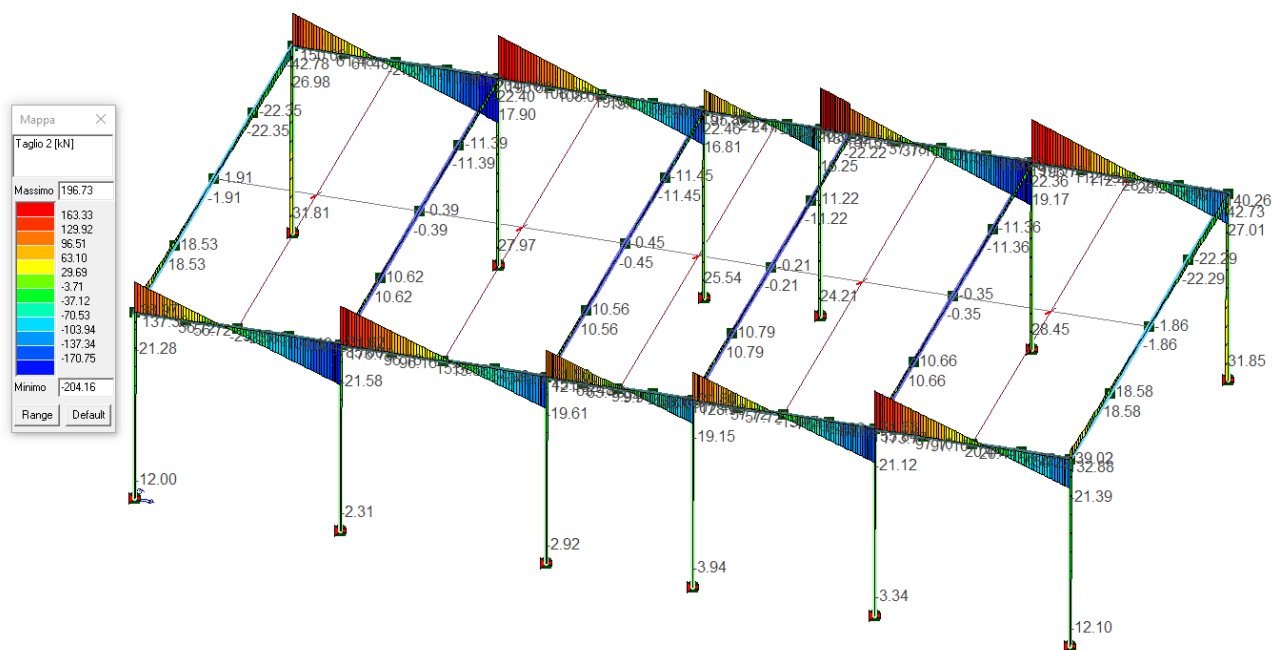
Andamento del momento massimo M3-3 SLU



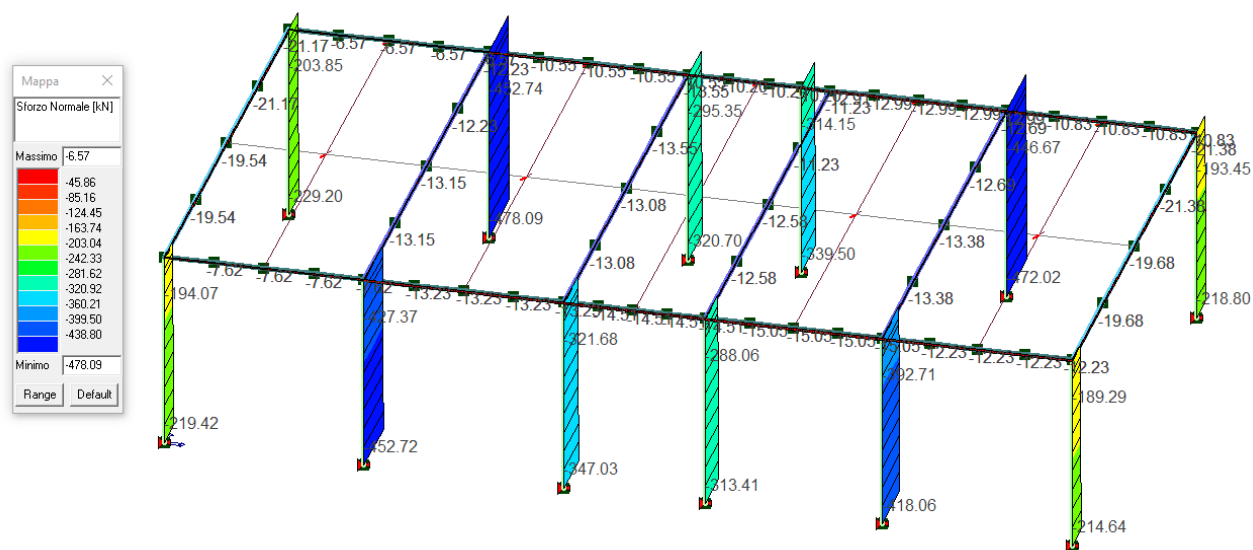
Andamento del momento massimo M2-2 SLU



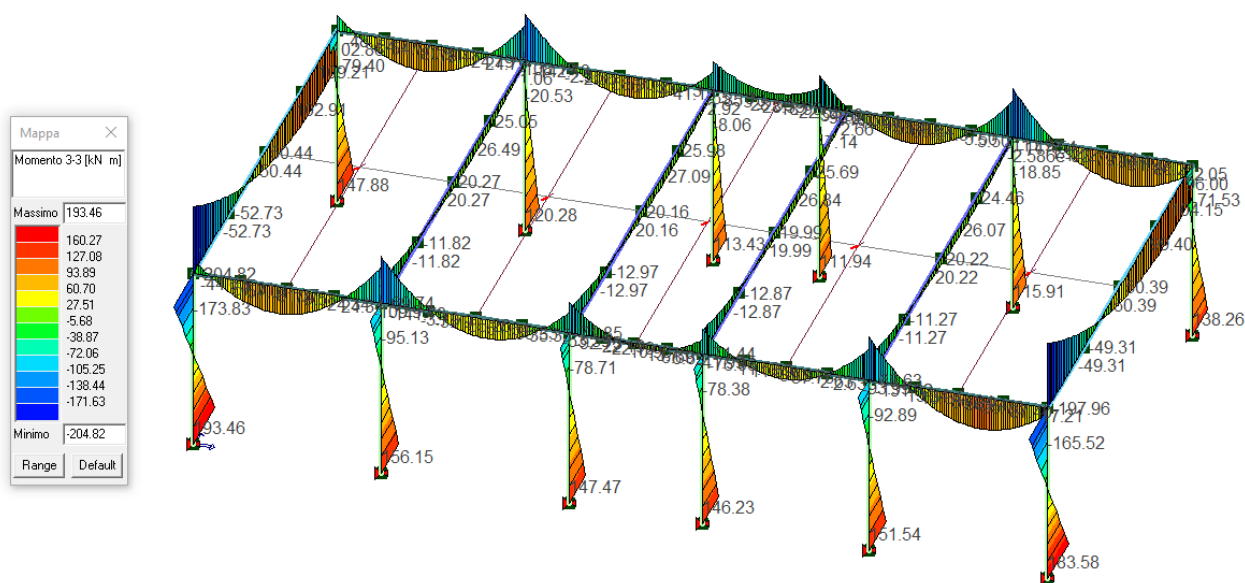
Andamento del taglio massimo T3 SLU



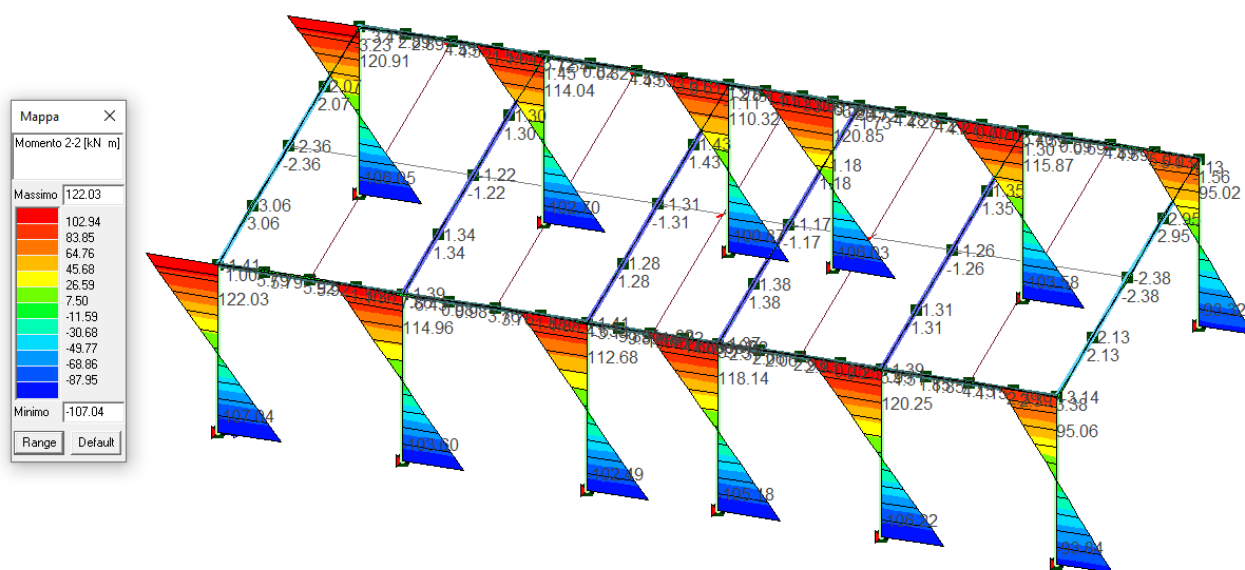
Andamento del taglio massimo T2 SLU



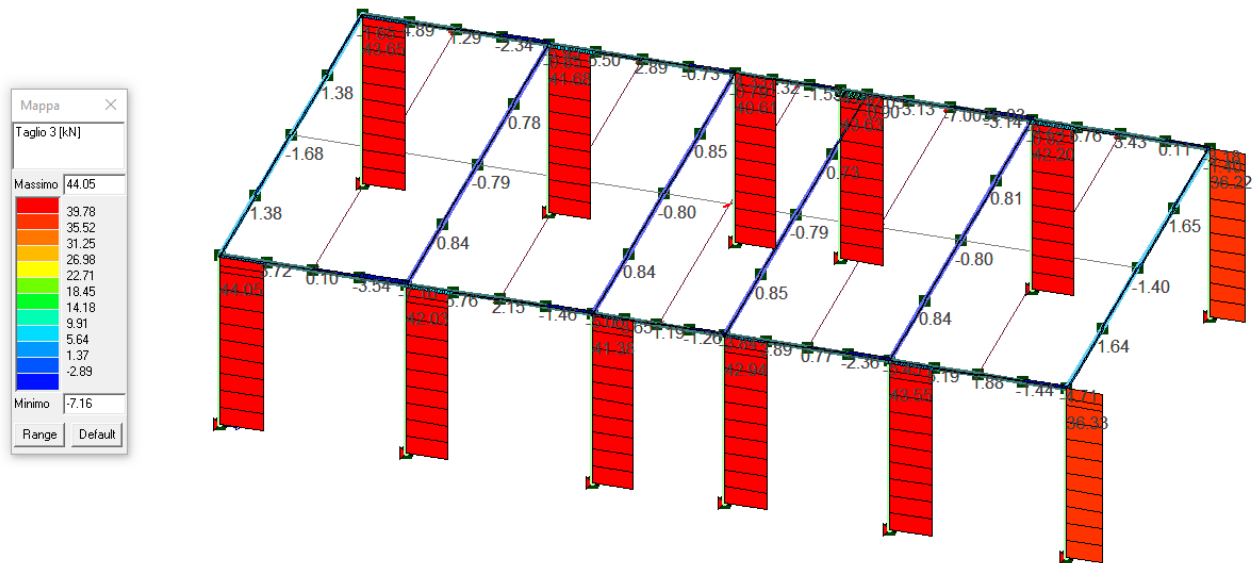
Andamento dello sforzo normale massimo SLU



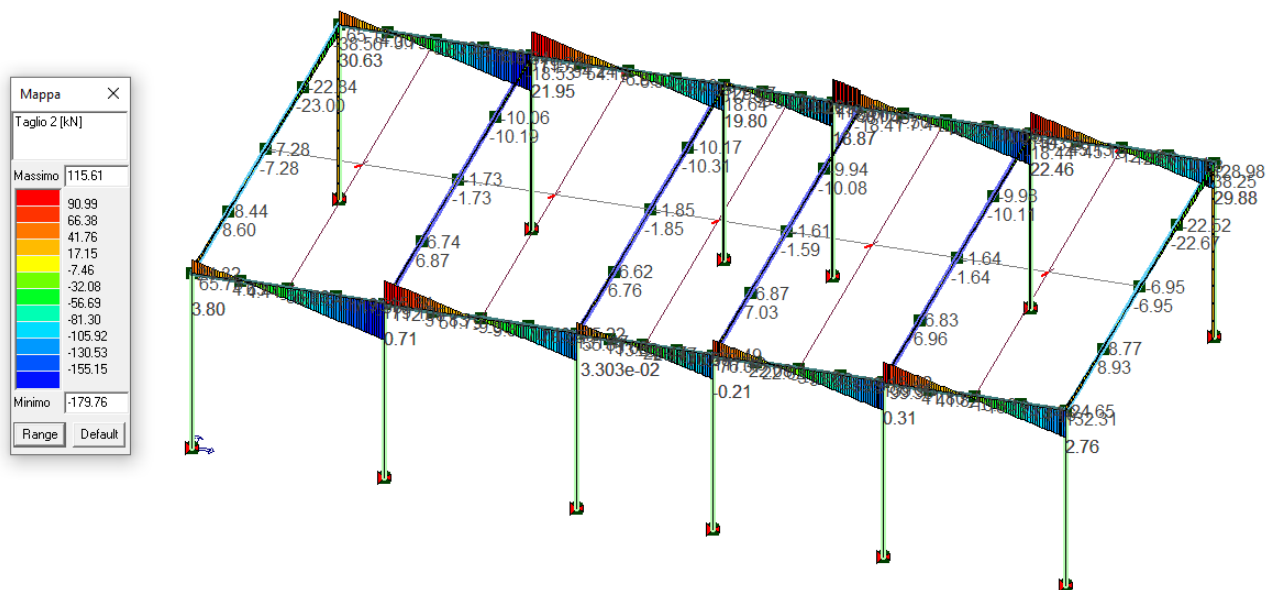
Andamento del momento massimo M3-3 SLV



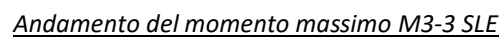
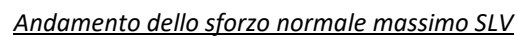
Andamento del momento massimo M2-2 SLV

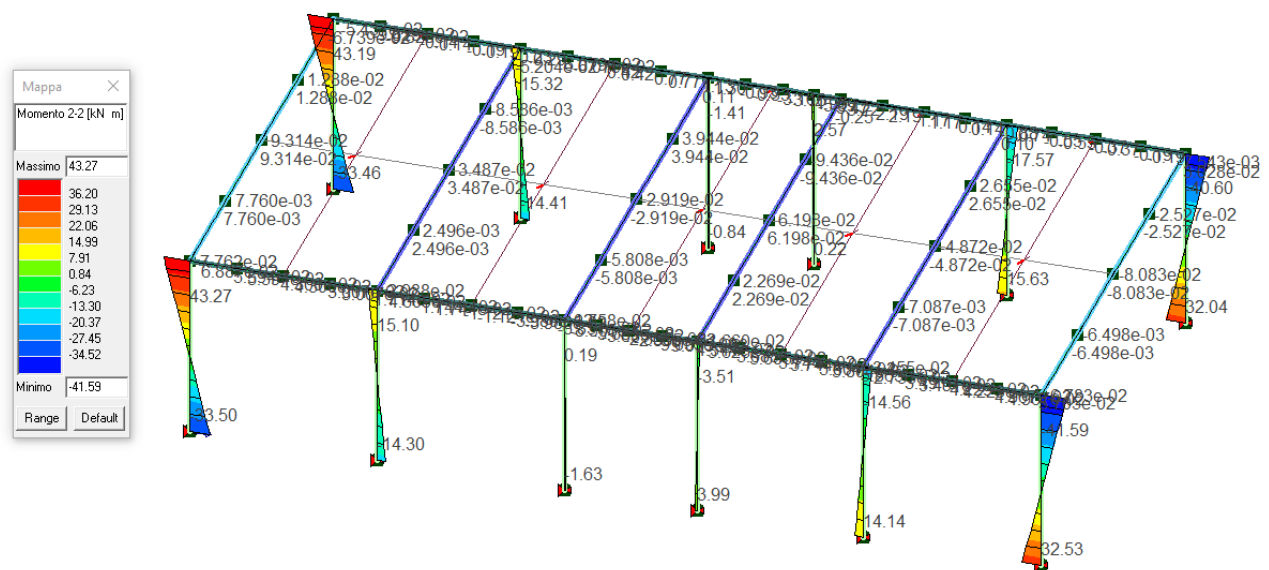


Andamento del taglio massimo T3 SLV

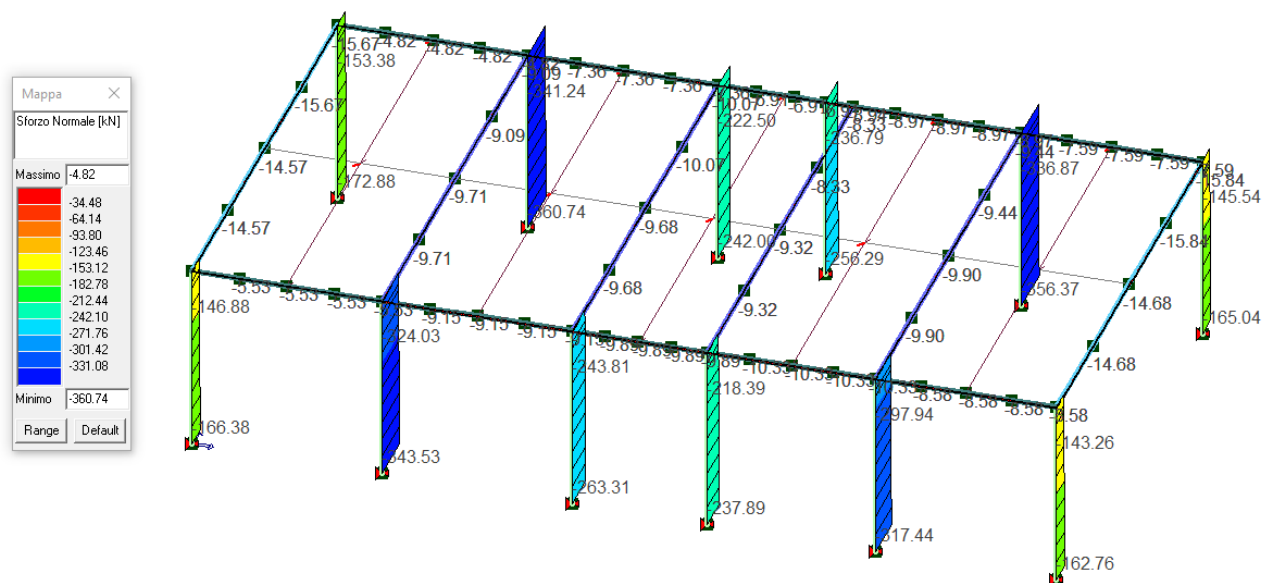


Andamento del taglio massimo T2 SLV





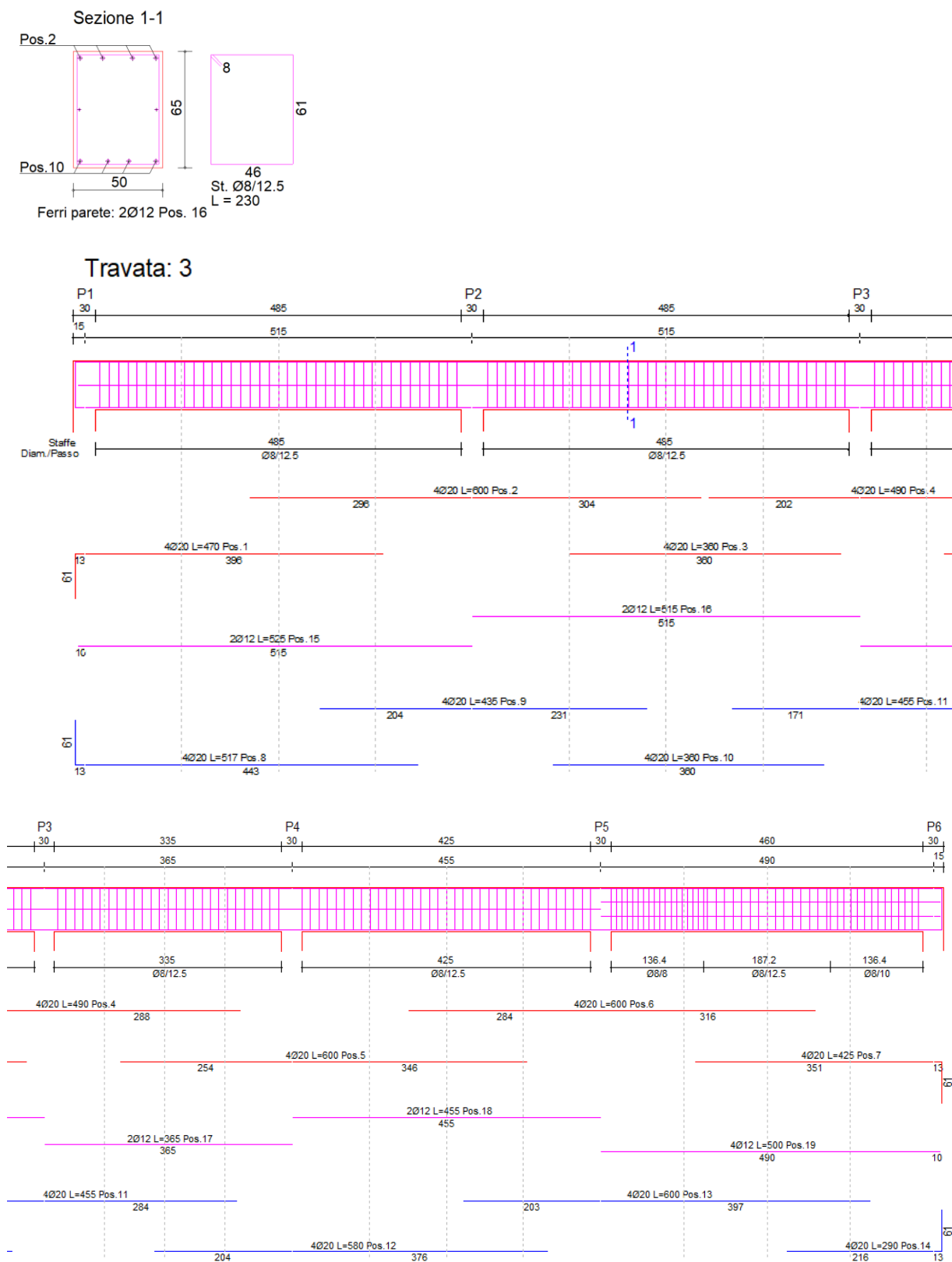
Andamento del momento massimo M2-2 SLE

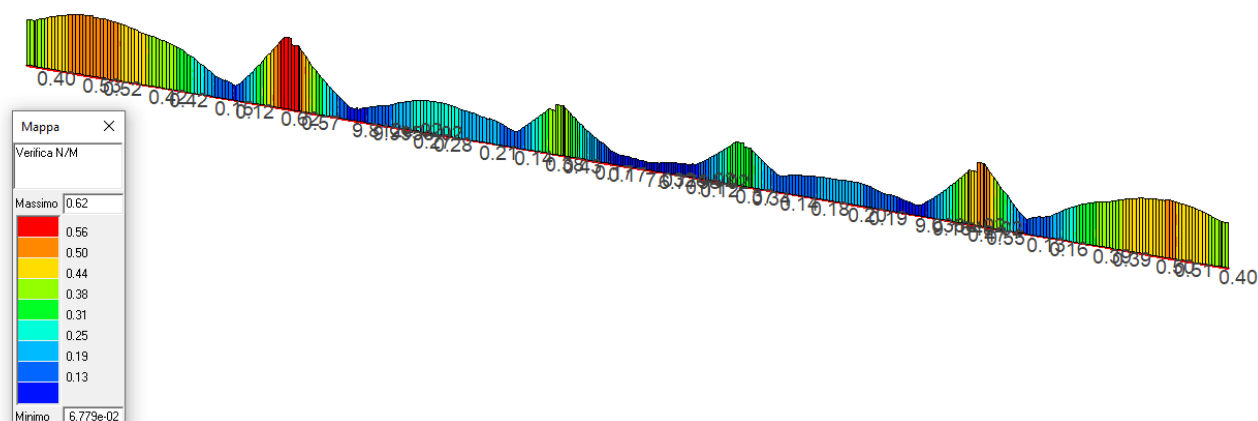


Andamento dello sforzo normale massimo SLE

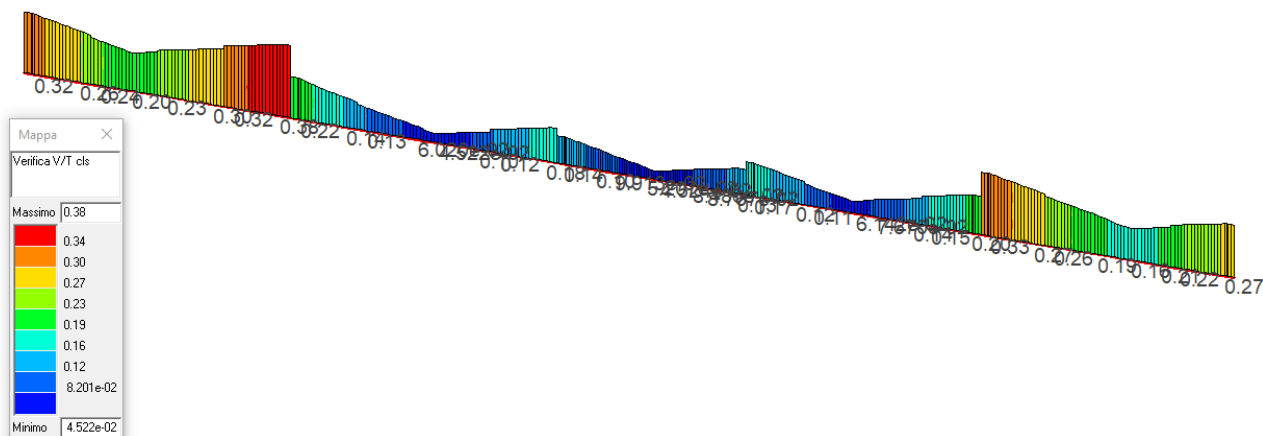
10.1.2. Verifiche travi 50x65

Di seguito si riporta l'armatura della travata e il report della verifica nella sezione maggiormente sollecitata.

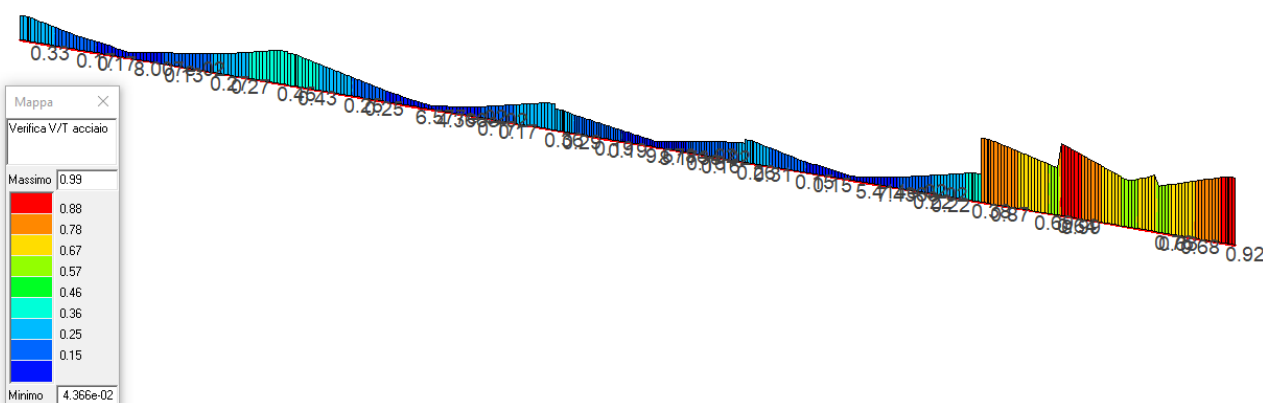




Verif. N/M: Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1



Verifica per taglio-torsione lato calcestruzzo: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)



Verifica per taglio-torsione lato acciaio: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)

Nella sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione la verifica estesa è la seguente:

[-] Stato di progetto e verifica

... Stato trave :OK (verifica)
... Stato trave V :OK (verifica)
... Stato sezione :OK (verifica)
... Stato sezione V :OK (verifica)

[-] Armatura longitudinale

... Af sup. = 12.57 (4 d20 + 0 d0 + 0 d0 + 0 d0 ...)
... Af inf. = 12.57 (4 d20 + 0 d0 + 0 d0 + 0 d0 ...)
... Af tors. = 2.26 (es. 2 diam. 12)
... Fattore redistribuzione: 0.0

[-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)

... Verifica: 0.62 in cmb: 24 (N/M2/M3) = -7.62 6.84 -174.08
... Verifica (compress.): 3.324e-03 in cmb: 5 per N = -18.51
... x/d ; fatt. mu = 7.297e-02 0.0 (x/d per rottura lato acciaio < 0.26)

[-] Armatura trasversale

... L= 114.00 staffe 2d8/12.50 (prog: OK (passo corrente)) (sag.= 0.0)

[-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)

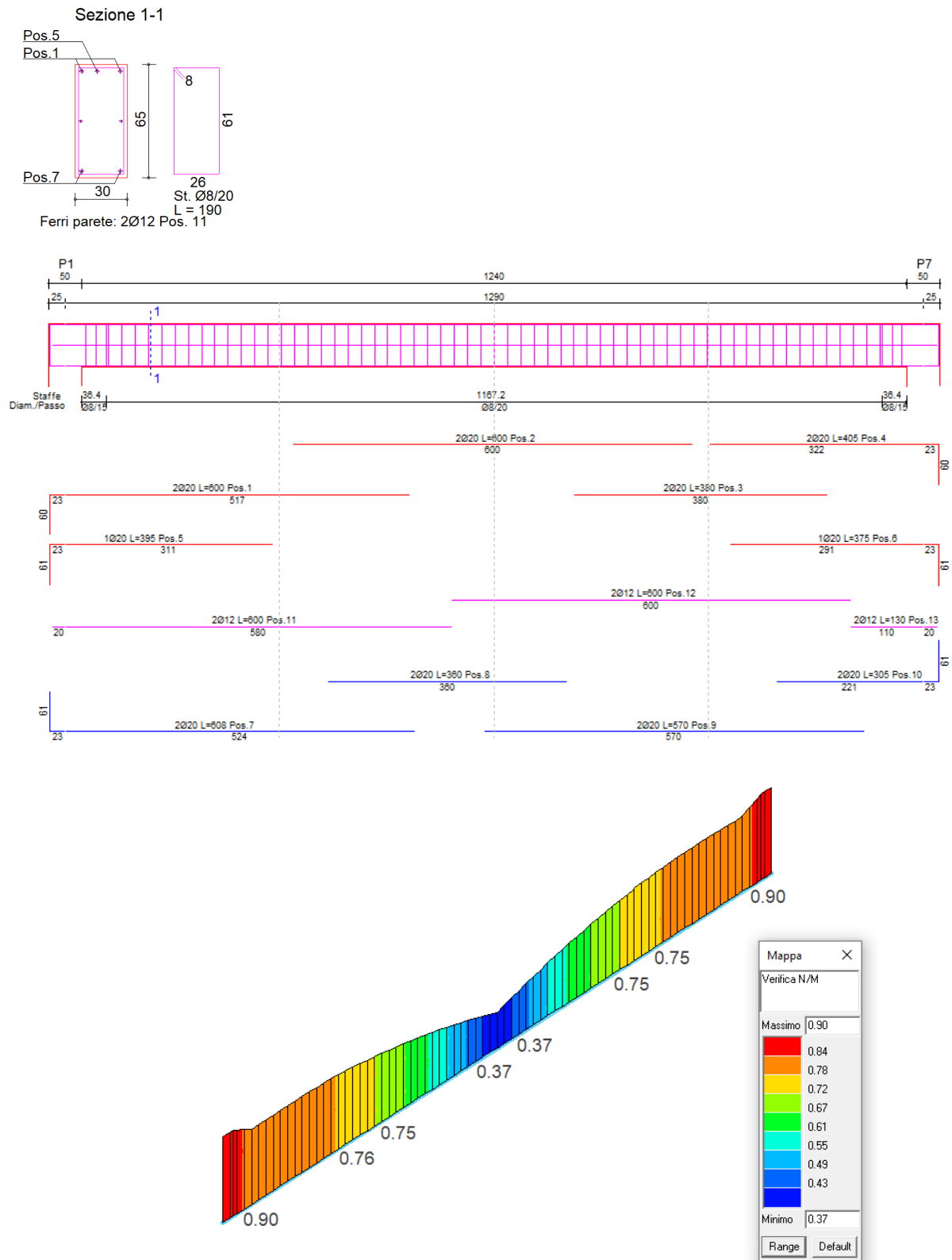
... Verifica cls: 0.38 in cmb: 40 (T/V2/V3) = 31.00 -148.58 21.95
... Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 0.19 0.17 2.497e-02
... Verifica acciaio = 0.45 in cmb: 15 (Vrcd,Vrsd,V2,ctgT,alfaC) = 896.27 434.22 -197.45 2.50 1.00
... (Trcd,Trsd,T) = 167.27 143.55 6.40

[-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)

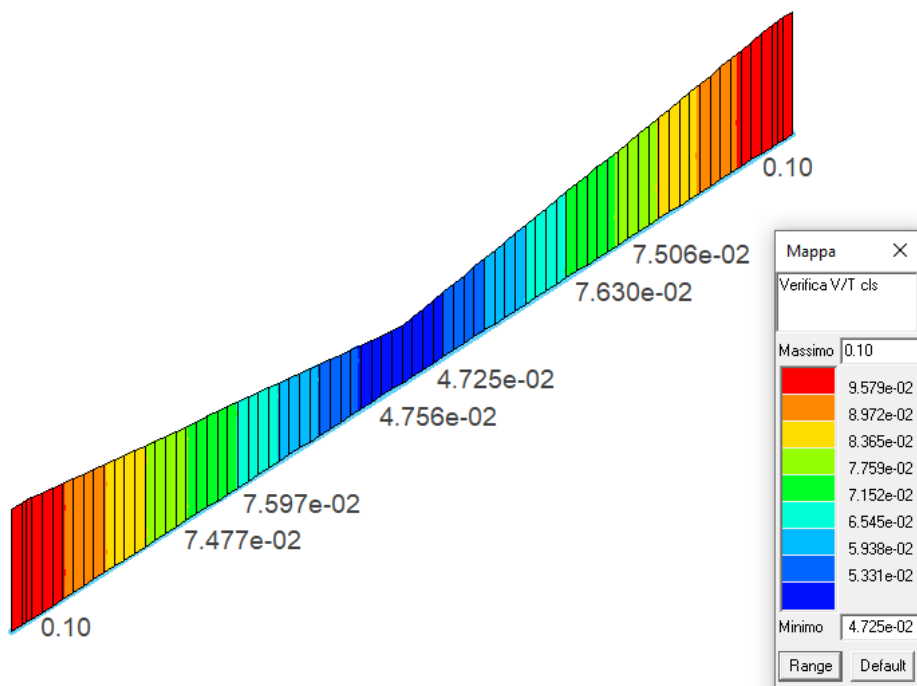
... Tens cls: 0.17 0.21 (valori normalizzati per rare/perm.)
... Tens acc.: 0.45 (valore normalizzato per rare)
... Fess. wk [mm] : 0.11 0.12 0.12 (rare/freq./perm.)
... Deform. fk : -0.15 -0.14 -0.13 (rare/freq./perm.)

10.1.3. Verifiche travi 30x65

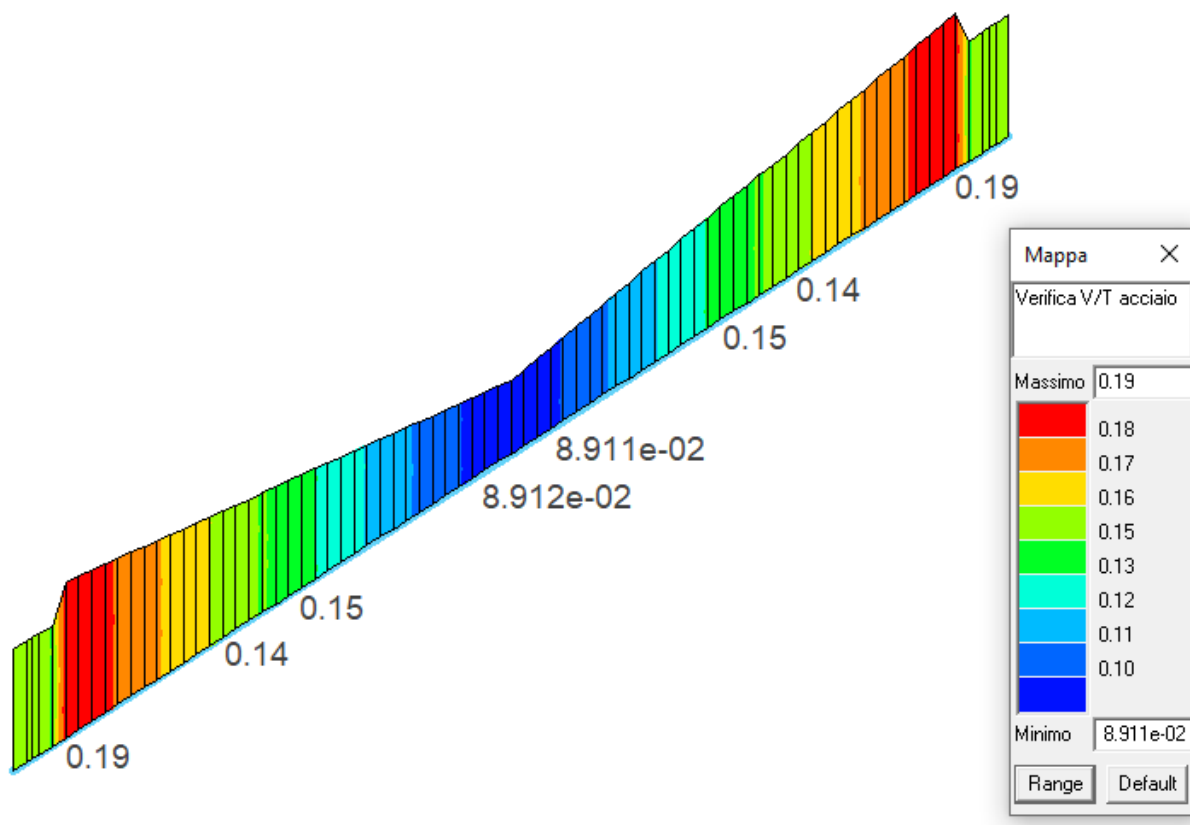
Di seguito si riporta l'armatura della travata e il report della verifica nella sezione maggiormente sollecitata.



Verif. N/M: Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1



Verifica per taglio-torsione lato calcestruzzo: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)



Verifica per taglio-torsione lato acciaio: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come

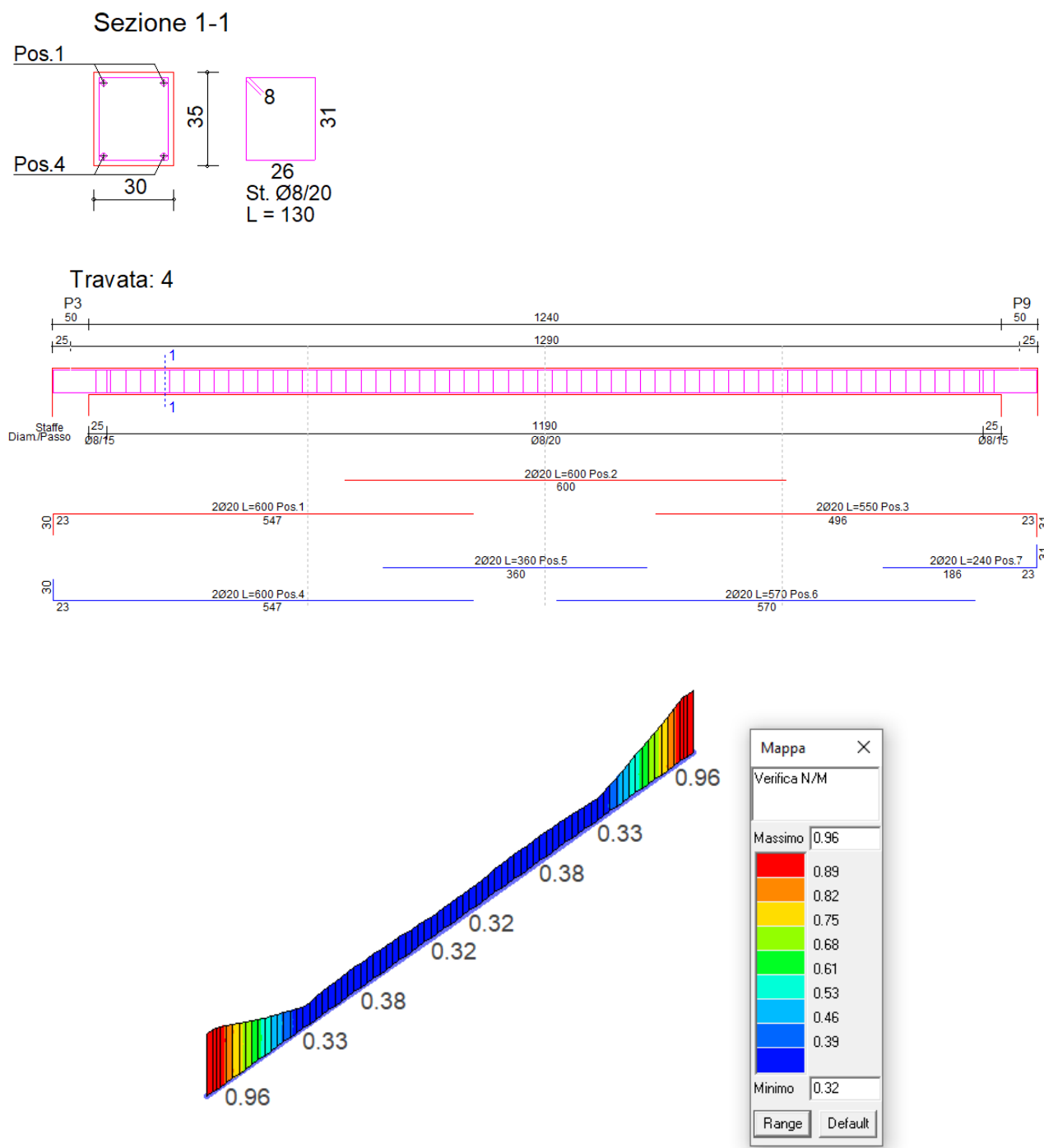
rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)

Nella sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione la verifica estesa è la seguente:

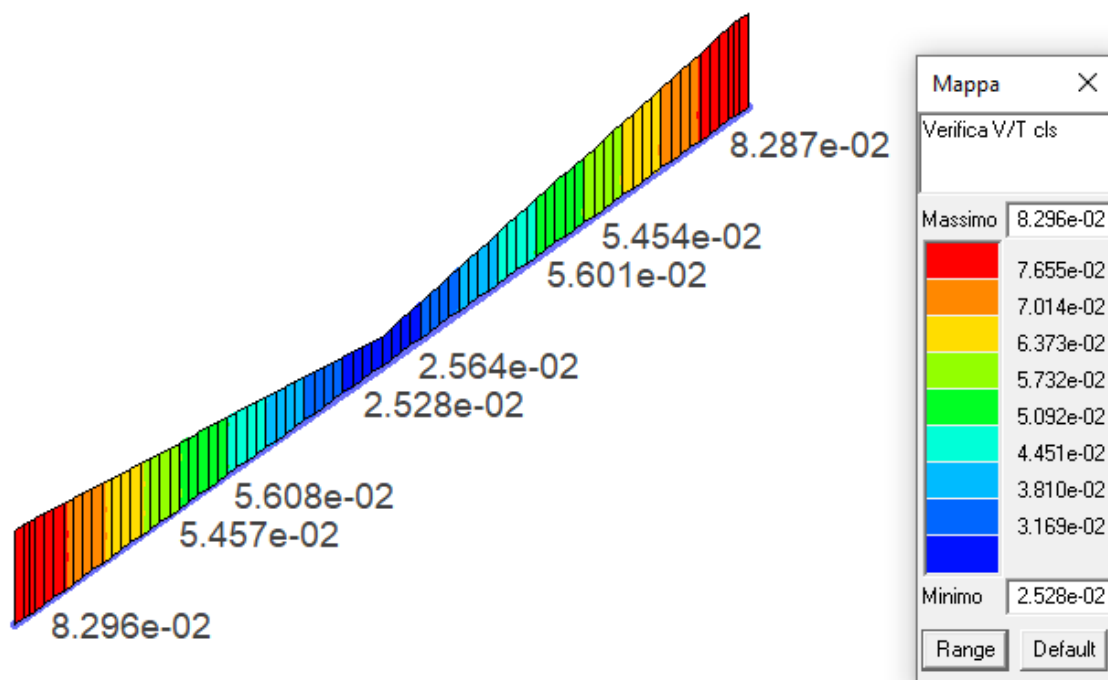
- ☐ Stato di progetto e verifica
 - Stato trave :OK (verifica)
 - Stato trave V :OK (verifica)
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V :OK (verifica)
- ☐ Armatura longitudinale
 - Af sup. = 9.42 (3 d20 + 0 d0 + 0 d0 + 0 d0 ...)
 - Af inf. = 6.28 (2 d20 + 0 d0 + 0 d0 + 0 d0 ...)
 - Af tors. = 2.26 (es. 2 diam. 12)
 - Fattore redistribuzione: 0.0
- ☐ Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.90 in cmb: 41 (N/M2/M3) = -28.78 -3.53 -191.52
 - Verifica (compress.): 7.230e-03 in cmb: 13 per N = -24.33
 - x/d ; fatt. mu = 8.539e-02 0.0 (x/d per rottura lato acciaio < 0.26)
- ☐ Armatura trasversale
 - L= 261.00 staffe 2d8/20.00 (prog: OK (passo corrente)) (sag.= 0.0)
 - L= 36.00 staffe 2d8/15.00 (prog: OK (passo raffittito)) (sag.= 0.0)
- ☐ Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.10 in cmb: 41 (T/V2/V3) = -4.384e-02 -53.84 -0.90
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 6.095e-04 9.946e-02 1.785e-03
 - Verifica acciaio = 0.15 in cmb: 51 (Vrzd,Vrzd,V2.ctgT,alfaC) = 541.50 361.85 -53.85 2.50 1.01
 - (Trcd,Trsd,T) = 71.93 70.83 -4.427e-02
- ☐ Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.15 0.14 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 0.30 (valore normalizzato per rare)
 - Fess. wk [mm] : 0.0 0.0 0.0 (rare/freq./perm.)
 - Deform. fk : -0.58 -0.73 -0.72 (rare/freq./perm.)

10.1.4. Verifiche travi 30x35

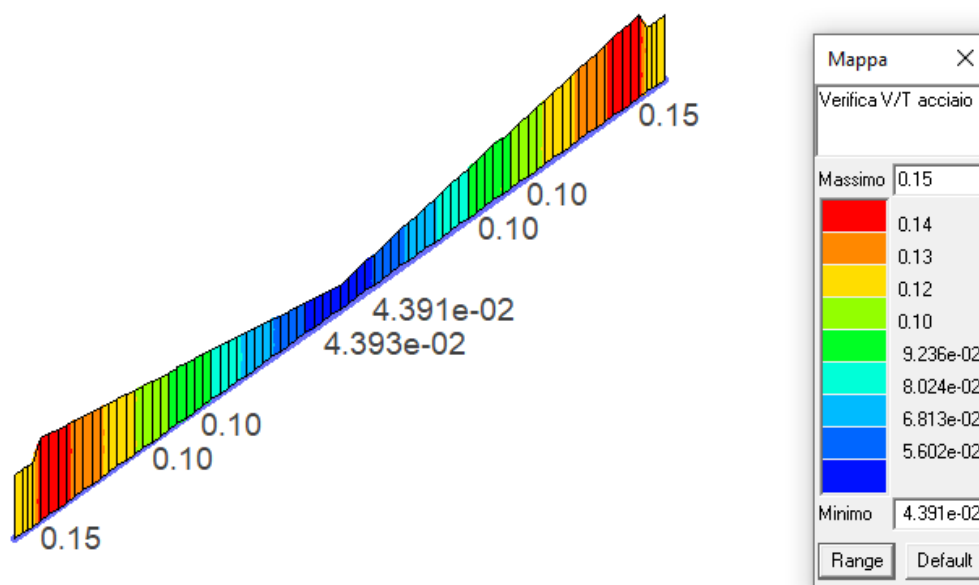
Di seguito si riporta l'armatura della travata e il report della verifica nella sezione maggiormente sollecitata.



Verif. N/M: Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1



Verifica per taglio-torsione lato calcestruzzo: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)



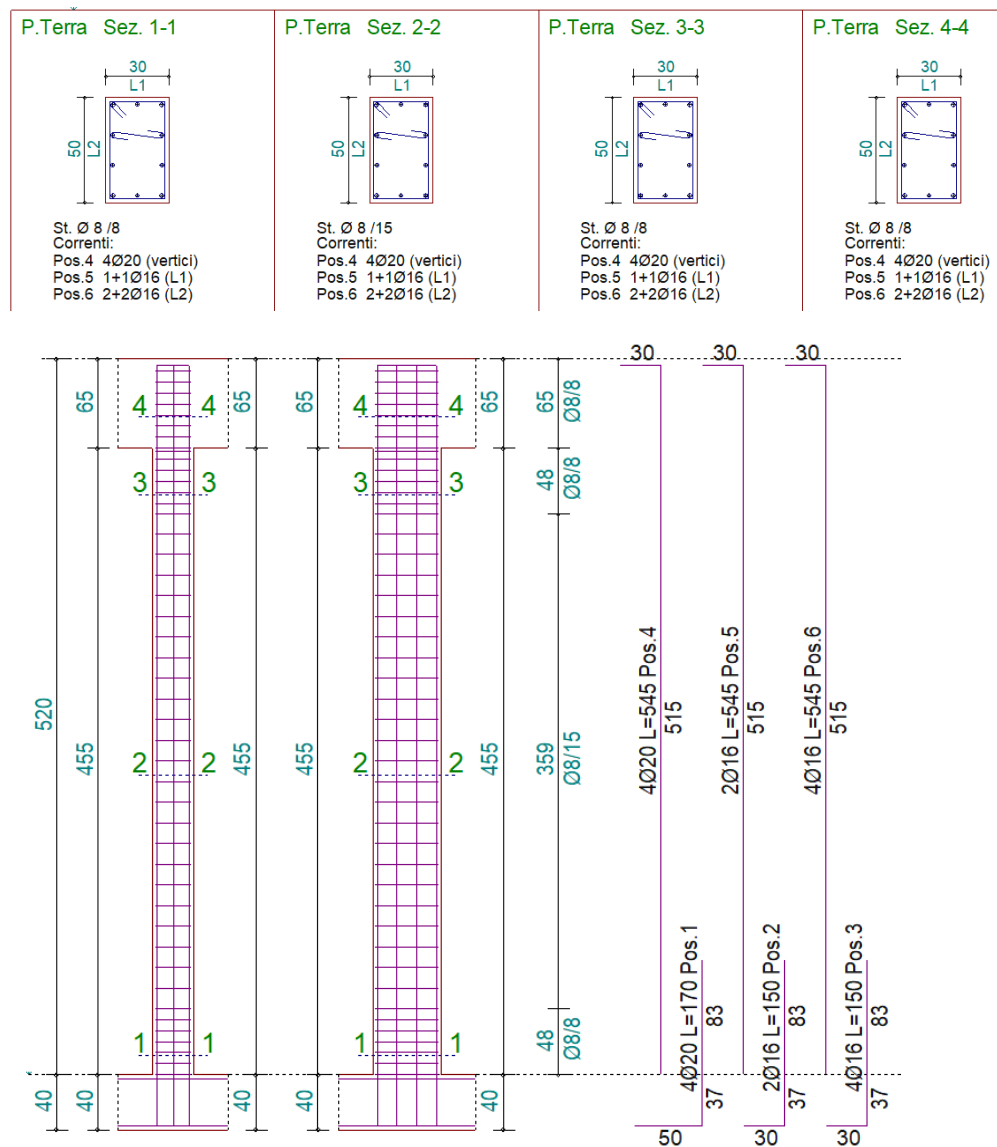
Verifica per taglio-torsione lato acciaio: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)

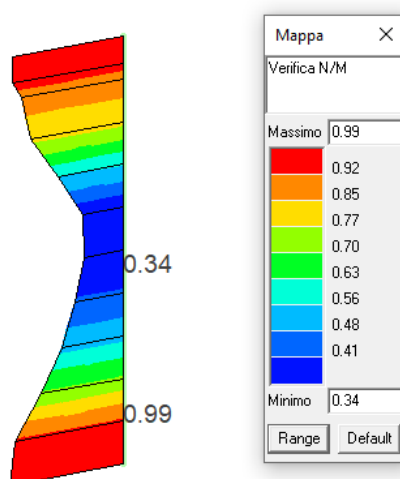
Nella sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione la verifica estesa è la seguente:

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato trave :OK (verifica)
 - Stato trave V :OK (verifica)
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V :OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Af sup. = 6.28 (es. 2 diam. 20 + 0 diam. 0)
 - Af inf. = 6.28 (es. 2 diam. 20 + 0 diam. 0)
 - Af tors. = 0.0 (es. 0 diam. 12)
 - Fattore redistribuzione: 0.0
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.96 in cmb: 39 (N/M2/M3) = -8.86 0.96 -66.63
 - Verifica (compress.): 7.916e-03 in cmb: 13 per N = -15.62
 - x/d ; fatt. mu = 0.13 0.0 (x/d per rottura lato acciaio < 0.26)
- [-] Armatura trasversale
 - L= 272.00 staffe 2d8/20.00 (prog: OK (passo corrente)) (sag.= 0.0)
 - L= 25.00 staffe 2d8/15.00 (prog: OK (passo raffittito)) (sag.= 0.0)
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 8.287e-02 in cmb: 39 (T/V2/V3) = -6.567e-02 -21.88 0.37
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 2.123e-03 7.939e-02 1.359e-03
 - Verifica acciaio = 0.12 in cmb: 51 (Vrcd,Vrsd,V2,ctgT,alfaC) = 275.58 184.83 -21.88 2.50 1.00
 - (Trcd,Trsd,T) = 30.93 38.70 -6.567e-02
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.27 0.32 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 0.52 (valore normalizzato per rare)
 - Fess. wk [mm] : 0.13 0.14 0.14 (rare/freq./perm.)
 - Deform. fk : -1.41 -1.82 -1.81 (rare/freq./perm.)

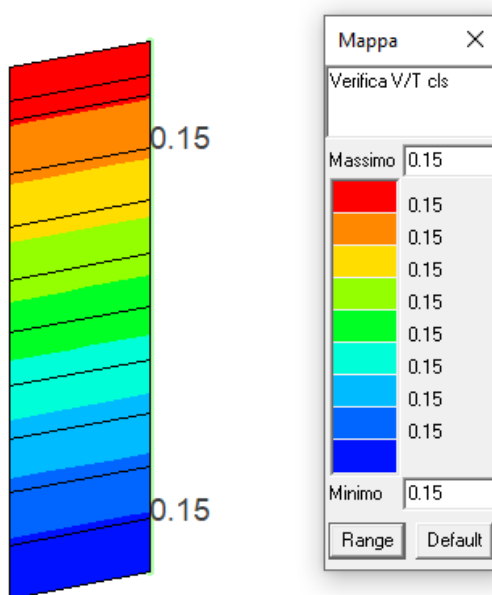
10.1.5. Verifiche pilastri

Di seguito si riporta l'armatura dei pilastri e il report della verifica nella sezione maggiormente sollecitata.

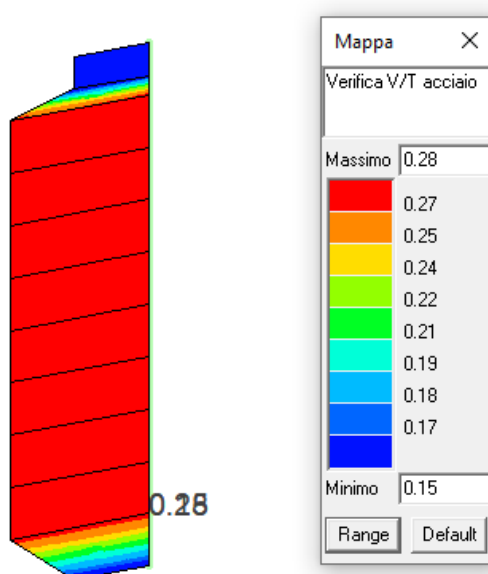




Verif. N/M: Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1



Verifica per taglio-torsione lato calcestruzzo: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)



Verifica per taglio-torsione lato acciaio: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)

Nella sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione la verifica estesa è la seguente:

☐ Stato di progetto e verifica

- ... Stato pilastro :OK (verifica)
- ... Stato pilastro V :OK (verifica)
- ... Stato pilastro G :OK (non richiesta)
- ... Stato pilastro D :OK (non richiesta)
- ... Stato nodo :OK (verifica)
- ... Stato sezione :OK (verifica)
- ... Stato sezione V :OK (verifica)

☐ Armatura longitudinale

- ... Ferri di vertice = 4 diam. 20
- ... Ferri di lato (1) = 2 diam. 16 (totale)
- ... Ferri di lato (2) = 4 diam. 16 (totale)

☐ Tensioni normali (verifica s.l.u.)

- ... Verifica: 0.99 in cmb: 24 (N/M2/M3) = -277.85 103.67 57.86
- ... Verifica (compress.): 0.17 in cmb: 38 per N = -306.30
- ... Rapporto snellezza: 0.92
- ... Sovreresist.: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- ... Dutt. base: nid=0.0 aomega=0.0 V22=0.0 V33=0.0 [V22=0.0 V33=0.0]
- ... Dutt. cima: nid=0.0 aomega=0.0 V22=0.0 V33=0.0 [V22=0.0 V33=0.0]

☐ Armatura trasversale

- ... Tratto 1 L= 48.00 staffe 2+2 d8/8.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- ... Tratto 2 L= 424.00 staffe 2+2 d8/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))
- ... Tratto 3 L= 48.00 staffe 2+2 d8/8.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))

☐ Armatura trasversale (per confinamento)

- ... Staffe 2+2 d8/8.00 - B 30.00 50.00 (Non confinato)

☐ Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)

- ... Verifica cls: 0.15 in cmb: 26 (T/V2/V3) = 7.750e-02 -21.56 43.10
- ... Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 1.521e-03 4.807e-02 0.10
- ... Verifica acciaio = 0.15 in cmb: 25 (Vrcd,Vrsd,V2.ctgT,alfaC) = 448.10 511.13 0.26 2.50 1.11
- ... [Vrcd,Vrsd,V3] = 423.53 289.86 43.55
- ... [Trcd,Trsd,T] = 50.96 103.00 7.247e-02

☐ Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)

- ... Tens cls: 0.29 0.18 (valori normalizzati per rare/perm.)
- ... Tens acc.: 0.20 (valore normalizzato per rare)

10.1.6. Verifiche spostamenti e deformazioni

In accordo con quanto riportato al #4.2.4.2.2 NTC2018, negli edifici gli spostamenti laterali alle sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del confort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli **spostamenti orizzontali** indicati in Tab.4.2.XI (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano – Fig.4.2.2).

Tabella 4.2.XI Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

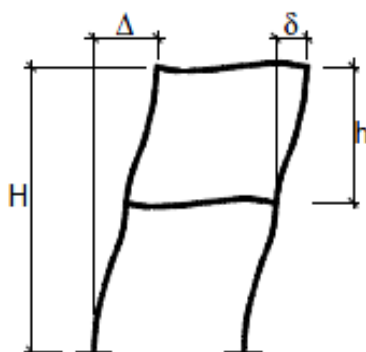
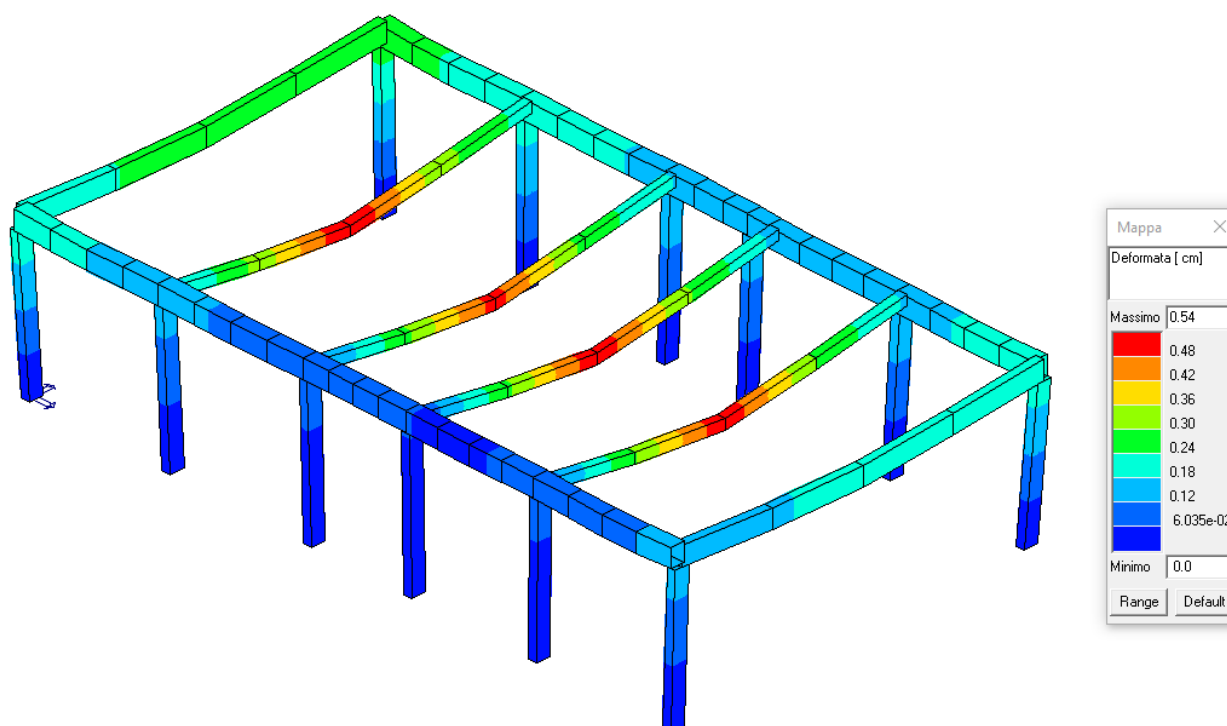


Figura 4.2.2 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

Valori limite nel caso in esame:

$$\Delta/H < 1/500 \quad \text{da cui} \quad \Delta < H/500 = 520\text{cm} / 500 = 1.04 \text{ cm}$$

Dalla mappa di cui alla figura seguente risulta che per lo spostamento orizzontale e l'inflessione delle travi in c.a. le **verifiche sono soddisfatte**.



Mapa di colore della deformata massima agli SLE

Per gli **spostamenti verticali** si hanno le seguenti limitazioni:

4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

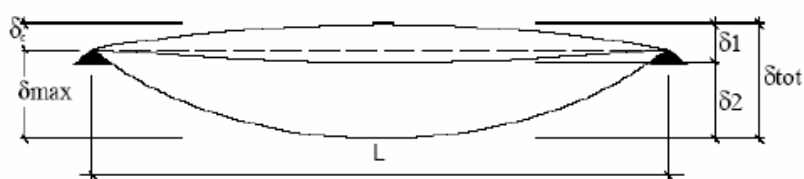


Fig. 4.2.3 -Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_c la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$.

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Valori limite nel caso in esame:

$$\delta/L < 1/250 \quad \text{da cui} \quad \delta < L/250 = 1290\text{cm} / 250 = 5.2 \text{ cm}$$

Nel caso in esame si ha:

- Freccia SL_{Er} $d_r = 0.24 \text{ cm}$

10.2. Verifica di rigidità struttura

In base a quanto riportato al par. 7.3.6.1. la condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora lo spostamento di interpiano rispetti la seguente condizione:

$$q \cdot d_r < 0.0050 \cdot h \text{ per tamponature fragili}$$

Nel caso in esame, per CU III e IV ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti di interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti precedentemente indicati.

Nel caso in esame si ha:

$$(2/3) \cdot 0.005 \cdot h / q = 1.16 \text{ cm}$$

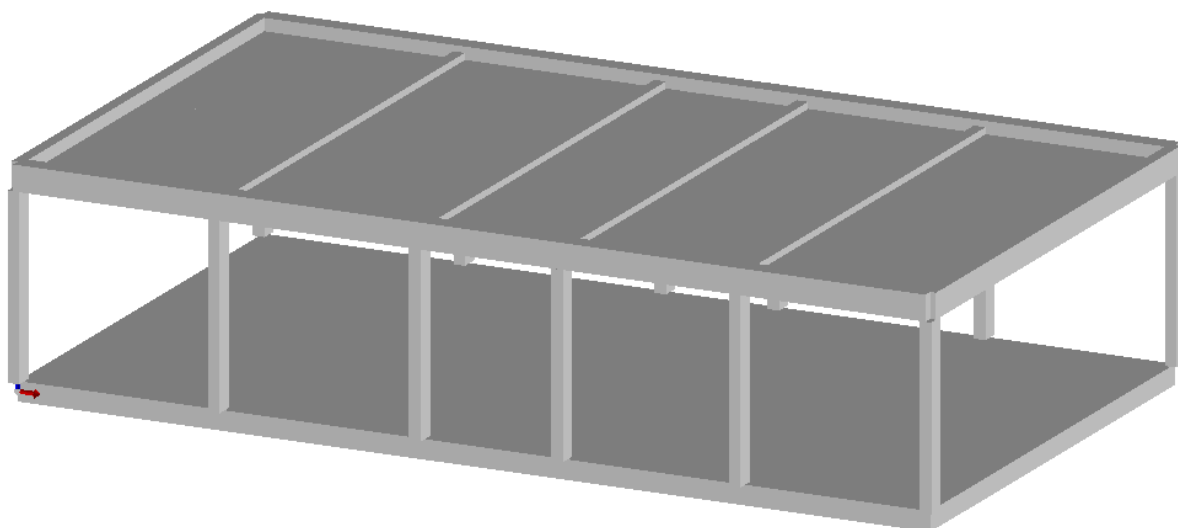
Dai modelli di calcolo si ricavano:

- Spostamento SLO Corpo 1: $d_r = 0.60 \text{ cm}$

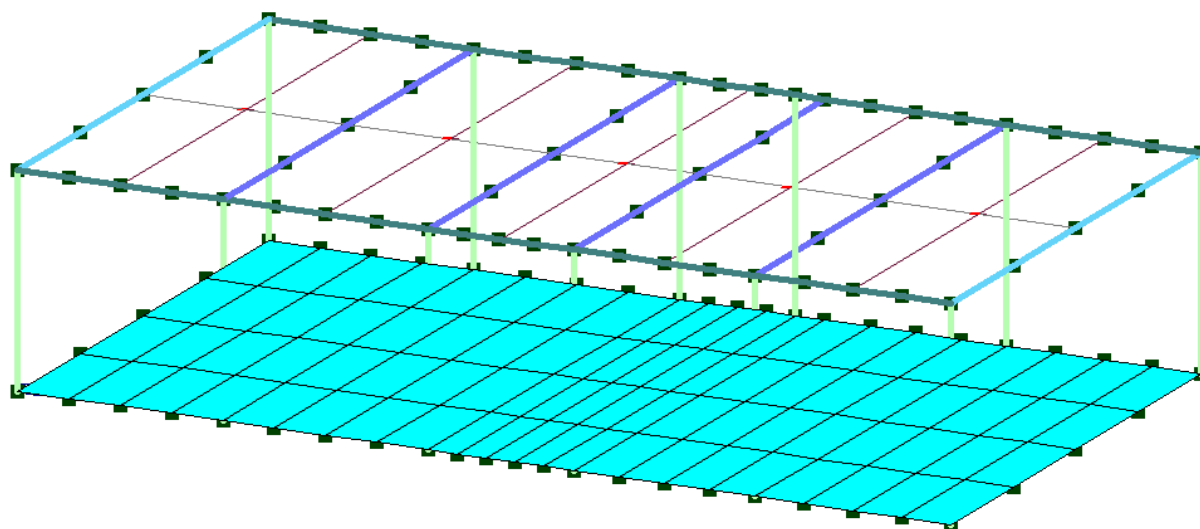
Verifica soddisfatta.

11. FONDAZIONE CORPO 1

Per la verifica delle fondazioni si adotta un modello aggiuntivo nel quale sono state inserite la geometria della soletta e la caratterizzazione geotecnica dei terreni.



Di seguito si riportano i grafici ove la colorazione indica se gli elementi in c.a. sono verificati (di colore ciano) o no (colore rosso) o se il programma non ha effettuato le verifiche (giallo):



11.1. Verifiche armatura di fondazione

Si dispone come armatura maglia orizzontale inferiore e superiore di $\phi 20/20$. Di seguito si riporta la verifica di uno degli elementi di fondazione:

[-] Stato di progetto e verifica	
[-] Stato D3	:OK (verifica)
[-] Stato D3 V	:OK (verifica)
[-] Stato nodo	:OK (verifica)
[-] Stato nodo V	:OK (armatura non richiesta)
[-] Armatura longitudinale	
[-] Af princ. 3+	= 15.71 (d20/20 + d 0/0)
[-] Af princ. 3-	= 15.71 (d20/20 + d 0/0)
[-] Af sec. 3+	= 15.71 (d20/20 + d 0/0)
[-] Af sec. 3-	= 15.71 (d20/20 + d 0/0)
[-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)	
[-] Verifica	: 0.66 in cmb: 39
[-] Verifica (compress.)	: 1.288e-02 in cmb: 6
[-] Rapporto x/d	= 0.13 (rottura lato acciaio < 0.26)
[-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)	
[-] Max tau3	: 0.0 in cmb: 0
[-] Ver. princ.	: 0.0 in cmb: 0 V=0.0 Av pr=0.0
[-] Ver. sec.	: 0.0 in cmb: 0 V=0.0 Av sec=0.0
[-] Check punz.	: 3.155e-02 in cmb: 50 N=111.14
[-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)	
[-] Tens cls.	: 9.810e-02 0.12 (valori normalizzati per rare/perm.)
[-] Tens acc.	: 0.22 (valore normalizzato per rare)
[-] Fess. wk [mm]	: 0.0 0.0 0.0 (rare/freq./perm.)

11.2. Criteri generali di calcolo fondazioni e basi teoriche

11.2.1. Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

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 " $I_{r,crit}$ ":

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

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 :

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

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

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

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

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione

- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' 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_γ fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_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_f) 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, nel caso presente si adotta quella di Brinch Hansen:

Formulazione di Brinch-Hansen

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

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

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

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

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

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

- se $\phi = 0$ si ha:

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

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

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

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \tan\left(\frac{90 + \phi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

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 determina 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:

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

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

11.2.2. 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% che nel cso in esame non si è tenuta in conto. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

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

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)

- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- 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 che per quelle ortogonali.

11.2.3. Determinazione delle tensioni indotte nel terreno

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si utilizza il metodo di Boussinesq basato sulla teoria del continuo elastico.:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo

consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

11.2.4. *Calcolo dei cedimenti della fondazione*

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico aggiuntivo applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel caso in esame si è adottato il seguente metodo:

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "zi" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

11.2.5. Simbologia

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.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento

- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali
per tipologie travi e plinti 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

per tipologia platea:

- 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
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- 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)

- $Q_{res P}$ 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)
- Q_{max} / Q_{lim} 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).
- T_{Blim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- T_B / T_{Blim} 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)
- T_{Llim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- T_L / T_{Llim} 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)
- $S_{gm. Lt.}$ tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- C_{mb} numero della combinazione di carico e tipologia
- $Nodo$ vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- $Car. Netto$ valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno

- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

11.3. Verifiche geotecniche

Per i criteri generali di calcolo delle fondazioni e le basi teoriche si rimanda al par. 5.3.

Metodo di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Brinch-Hansen

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1

- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante: 2.30
- Coeff. R3 scorrimento: 1.10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 0.00 %

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti elastici

11.3.1. Stratigrafie

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 3

Profondità falda: assente

Strato n. Neg.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
1	da 0.0 a -340.0 cm	340.0 cm	001 / Riporto	Assente
2	da -340.0 a -1190.0 cm	850.0 cm	002 / Ghiaia in matrice sabbiosa	Assente
3	da -1190.0 a -3190.0 cm	2000.0 cm	003 / Sabbia media	Assente

ARCHIVIO TERRENI

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

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1.900 E-3	1.900 E-3	22.000	0.000	103.594	200.000	50.0	0.385	1.00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Ghiaia in matrice sabbiosa**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	

2.000 E-3 2.200 E-3 35.000 0.000 156.436 210.000 60.0 0.299 1.00

Indice / Descrizione terreno: **003 / Sabbia media**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2.000 E-3	2.000 E-3	39.000	0.000	168.058	210.000	50.0	0.270	0.00

11.3.2. Dati geometrici

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm ²	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 1	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 2	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 3	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 4	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 5	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 6	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 7	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 8	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 9	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 10	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 11	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 12	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 13	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 14	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 15	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 16	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 17	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 18	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 19	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 20	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 21	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 22	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 23	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 24	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 25	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 26	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 27	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 28	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 29	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 30	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 31	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 32	Platea	001	25.000	229.929	50.000	41521.880	4	1
Platea n. 33	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 34	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 35	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 36	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 37	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 38	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 39	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 40	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 41	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 42	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 43	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 44	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 45	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 46	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 47	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 48	Platea	001	25.000	224.279	50.000	39506.250	4	1
Platea n. 49	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 50	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 51	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 52	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 53	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 54	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 55	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 56	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 57	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 58	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 59	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 60	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1

Platea n. 61	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 62	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 63	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 64	Platea	001	25.000	172.540	50.000	23381.250	4	1
Platea n. 65	Platea	001	25.000	175.489	50.000	24187.500	4	1
Platea n. 66	Platea	001	25.000	175.489	50.000	24187.500	4	1
Platea n. 67	Platea	001	25.000	175.489	50.000	24187.500	4	1
Platea n. 68	Platea	001	25.000	175.489	50.000	24187.500	4	1
Platea n. 69	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 70	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 71	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 72	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 73	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 74	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 75	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 76	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 77	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 78	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 79	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 80	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 81	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 82	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 83	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Platea n. 84	Platea	001	25.000	216.120	50.000	36684.380	4	1
Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm	
Macro n. 1	Macro-Platea	001	25.000	1290.000	50.000	2340.000	2340.000	

11.3.3. Risultati di portanza

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00047500 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00179882 + 0.04130175 + 0.00000000

Qmax / Qlim = 0.01055092 / 0.04310057 = 0.245 Ok (Cmb. n. 001)

TB / TBlim = 133.224 / 2110.419 = 0.063 Ok (Cmb. n. 010)

TL / TLLim = 57.095 / 2110.419 = 0.027 Ok (Cmb. n. 010)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
001	SLU STR	No	6.785	0.023	79.935	34.257	-11283.330	-0.00152632	-0.01055092
010	SLU STR	No	10.634	0.959	133.224	57.095	-8428.012	-0.00118415	-0.00791069

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00047500 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00163518 + 0.03406118 + 0.00000000

Qmax / Qlim = 0.00963175 / 0.03569635 = 0.270 Ok (Cmb. n. 040)

TB / TBlim = 502.363 / 2078.466 = 0.242 Ok (Cmb. n. 039)

TL / TLLim = 504.248 / 2078.549 = 0.243 Ok (Cmb. n. 023)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
023	SLV A1	Si	9.929	-33.457	150.757	-504.248	-8300.736	-0.00114652	-0.00964762
039	SLV A1	Si	33.081	-10.570	502.363	-151.280	-8300.404	-0.00117278	-0.00958576
040	SLV A1	Si	-33.073	-10.612	-502.332	-151.268	-8301.893	-0.00117354	-0.00963175

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00047500 kN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.00000000 + 0.00169150 + 0.03652588 + 0.00000000

Qmax / Qlim = 0.00894883 / 0.03821738 = 0.234 Ok (Cmb. n. 072)

TB / TBlim = 348.352 / 2078.526 = 0.168 Ok (Cmb. n. 071)

TL / TLLim = 344.922 / 2078.583 = 0.166 Ok (Cmb. n. 055)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
055	SLD	Si	6.882	-23.137	104.544	-344.922	-8300.875	-0.00115853	-0.00893926
071	SLD	Si	22.930	-7.482	348.352	-103.481	-8300.645	-0.00117649	-0.00890808
072	SLD	Si	-22.925	-7.507	-348.326	-103.471	-8301.694	-0.00117702	-0.00894883

11.3.4. Risultati dei cedimenti

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
126	SLE rare	No	5.914	-0.081	53.290	22.838	-8629.050	-0.00117548	-0.00801933
128	SLE rare	No	10.096	0.380	88.816	38.063	-8424.991	-0.00118381	-0.00782156

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.854 cm in Cmb n. 126

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.222 cm in Cmb n. 128

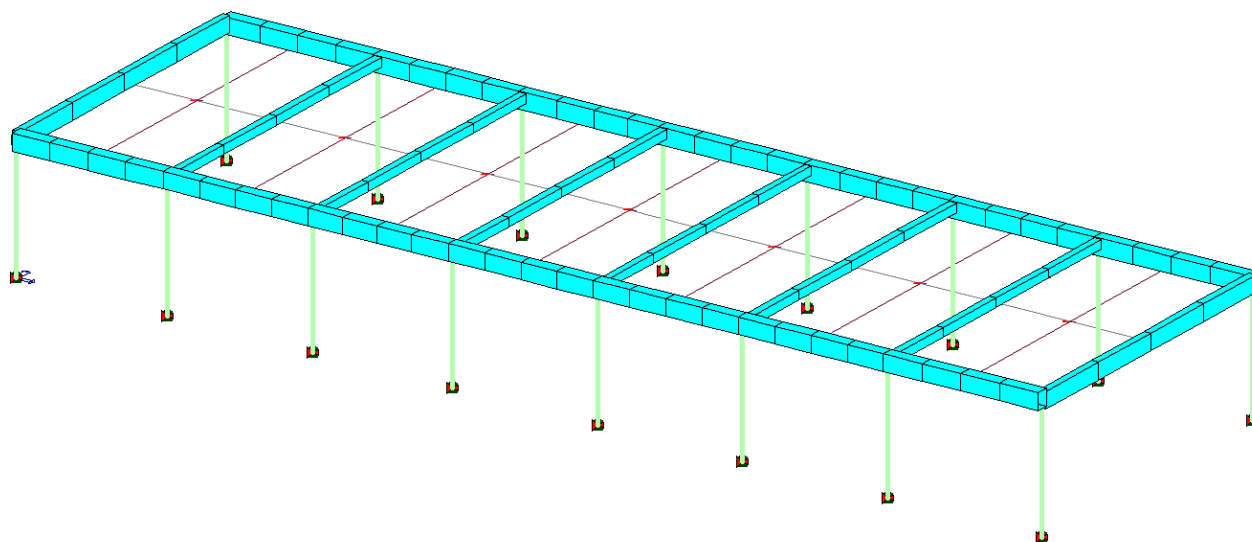
Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.982 cm in Cmb n. 126

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.254 cm in Cmb n. 128

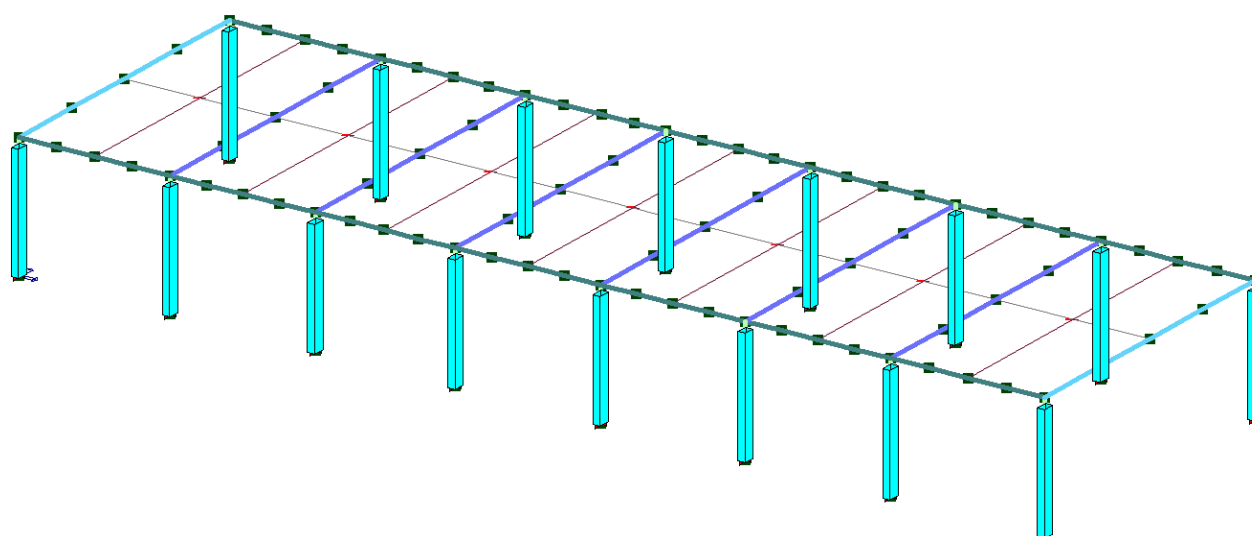
12. SOLLECITAZIONI E VERIFICHE CORPO 2

12.1. Stato di progetto elementi in c.a.

Di seguito si riportano i grafici ove la colorazione indica se gli elementi in c.a. sono verificati (di colore ciano) o no (colore rosso) o se il programma non ha effettuato le verifiche (giallo):



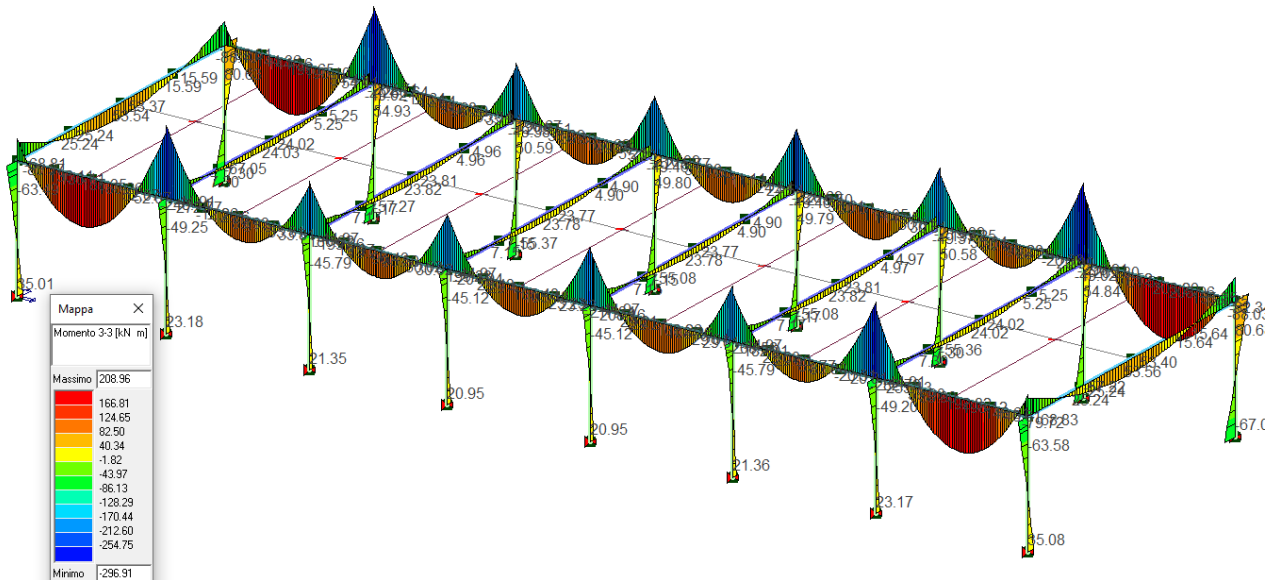
Verifica travi in c.a.



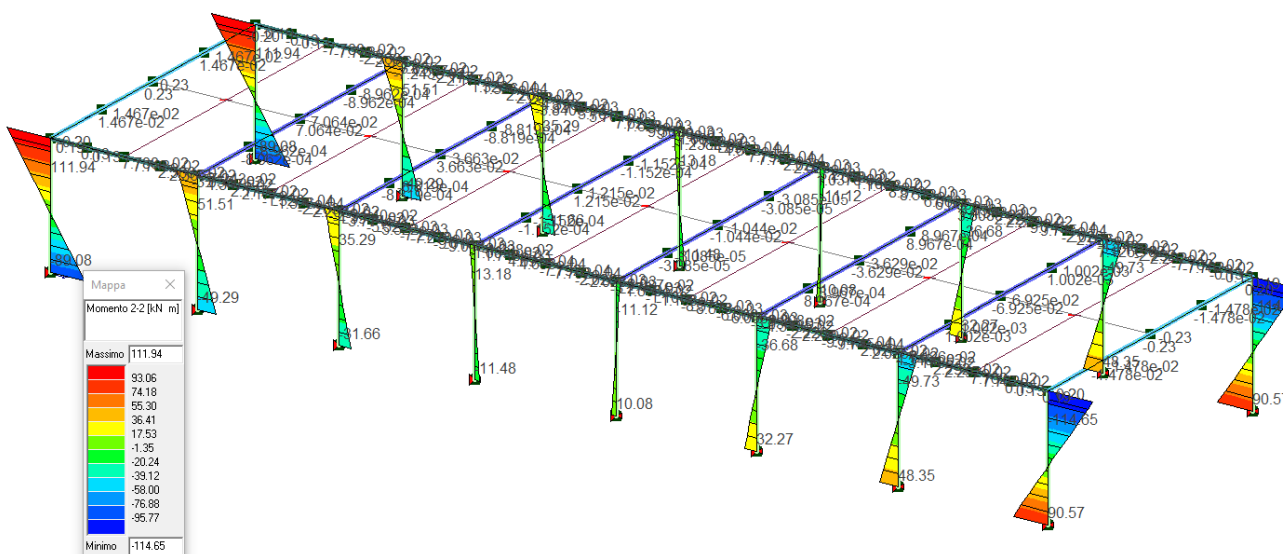
Verifica pilastri in c.a.

12.1.1. Grafici delle Sollecitazioni

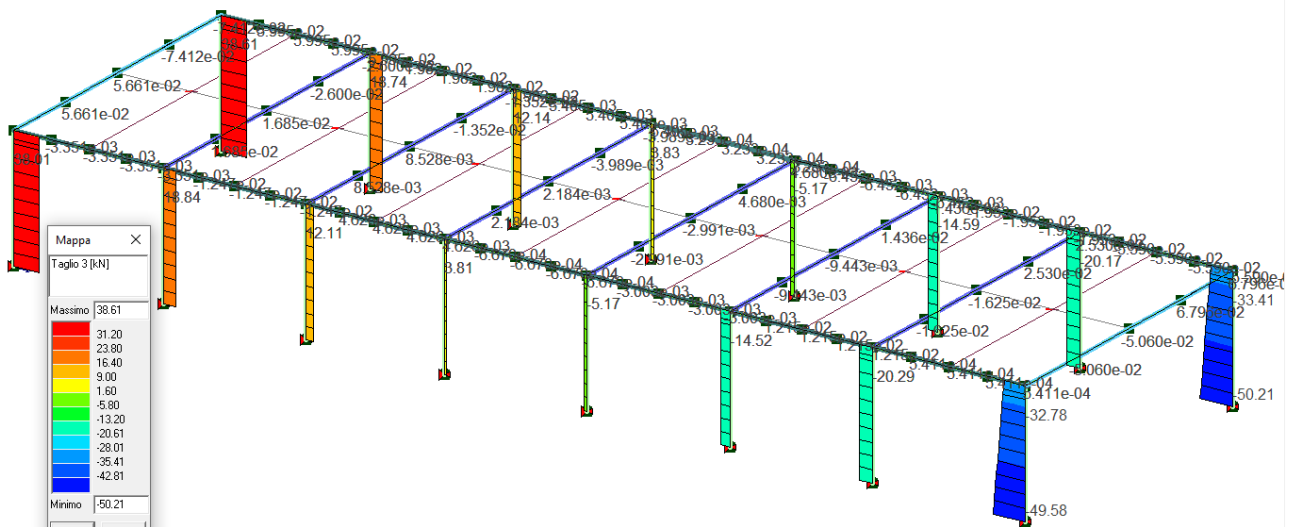
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime su tutti gli elementi:



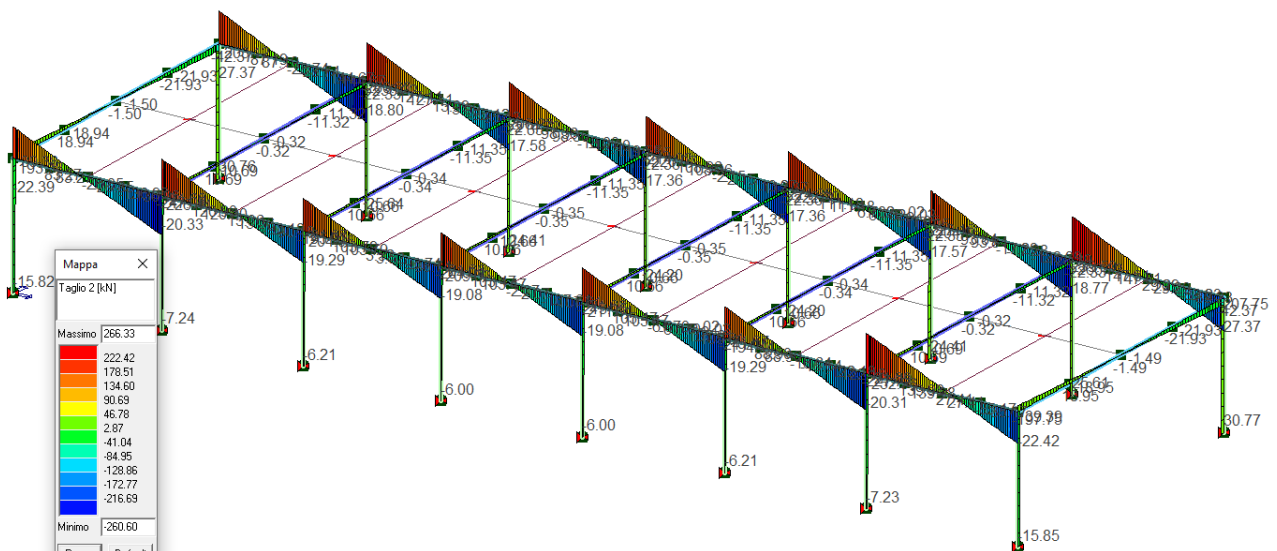
Andamento del momento massimo M_{3-3} SLU



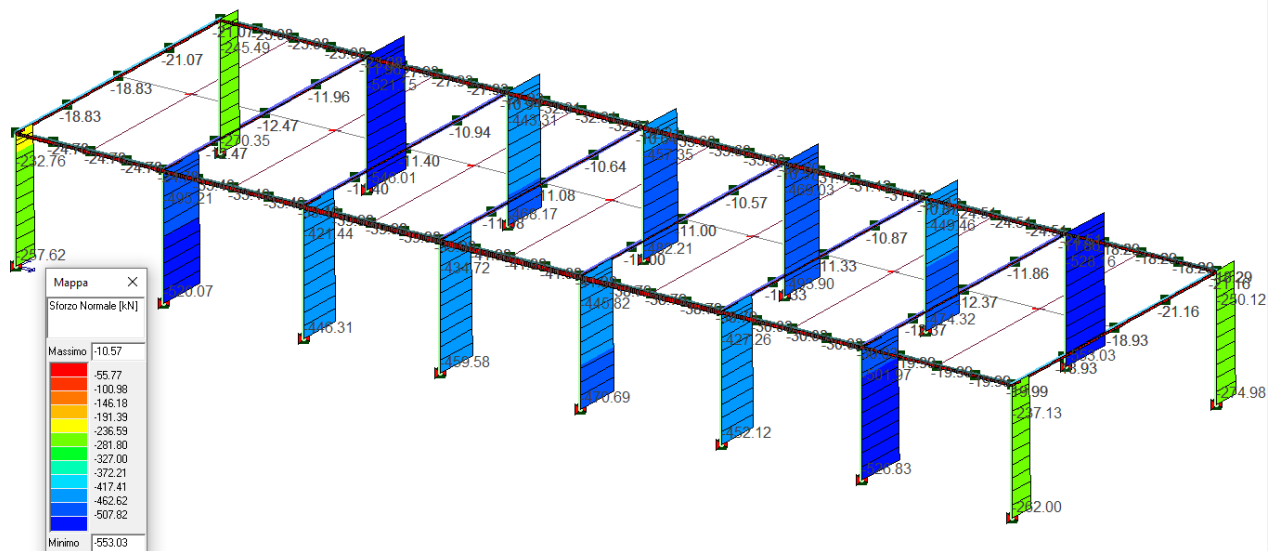
Andamento del momento massimo M_{2-2} SLU



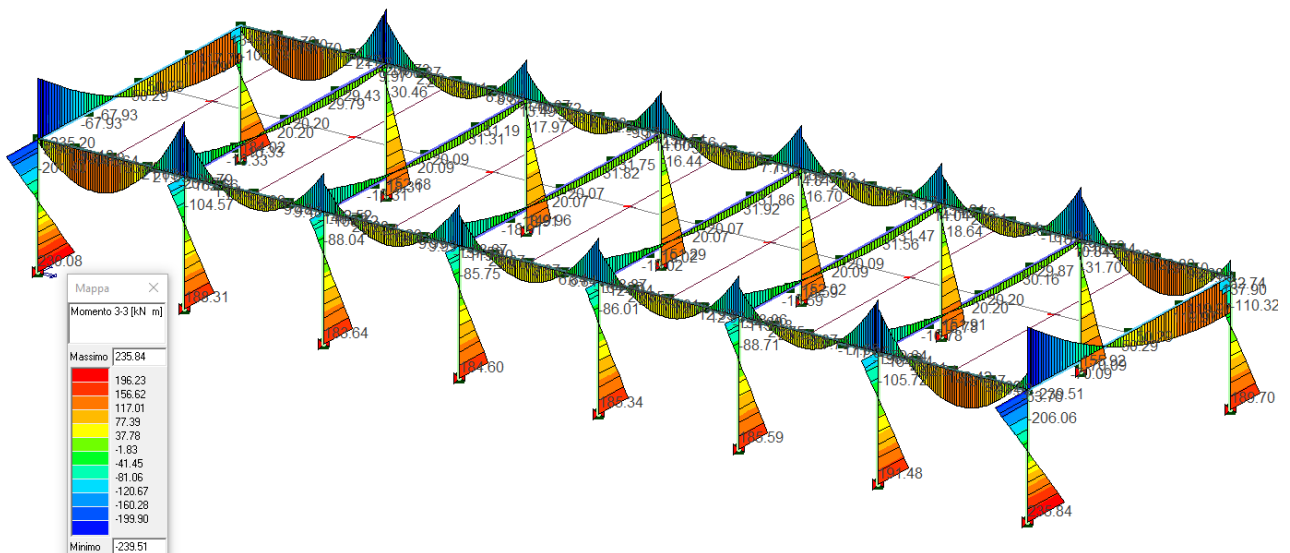
Andamento del taglio massimo T3 SLU



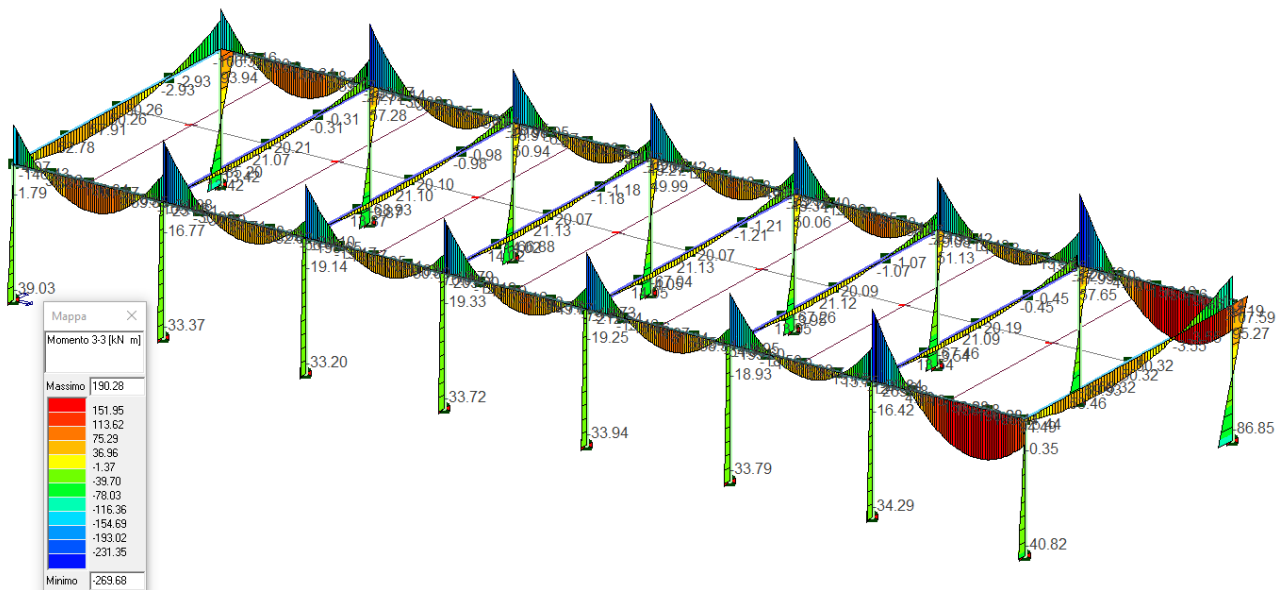
Andamento del taglio massimo T2 SLU



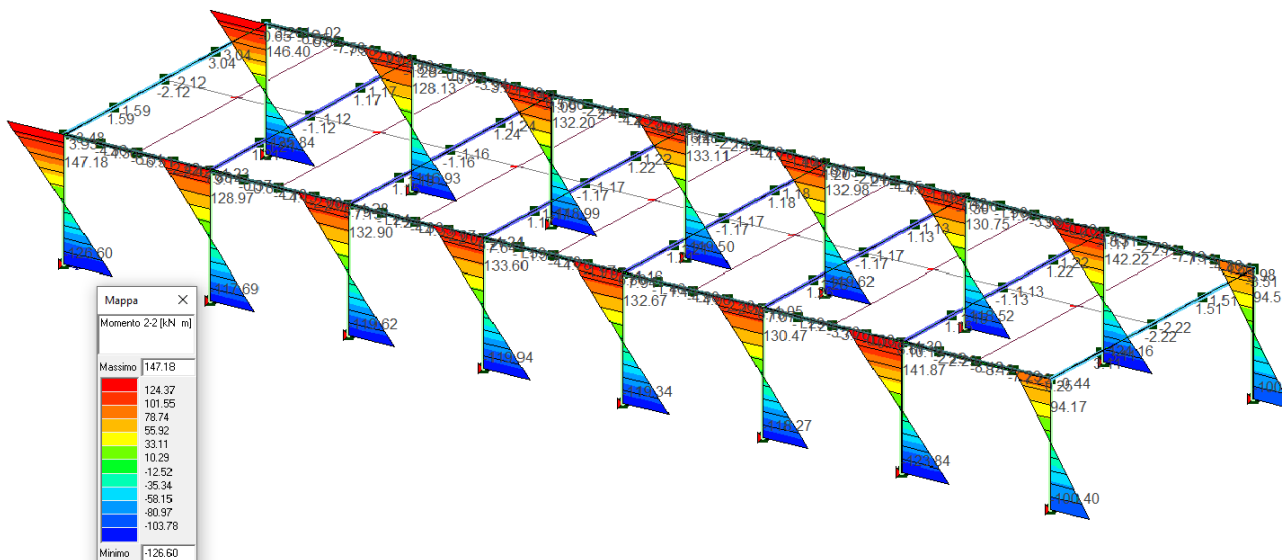
Andamento dello sforzo normale massimo SLU



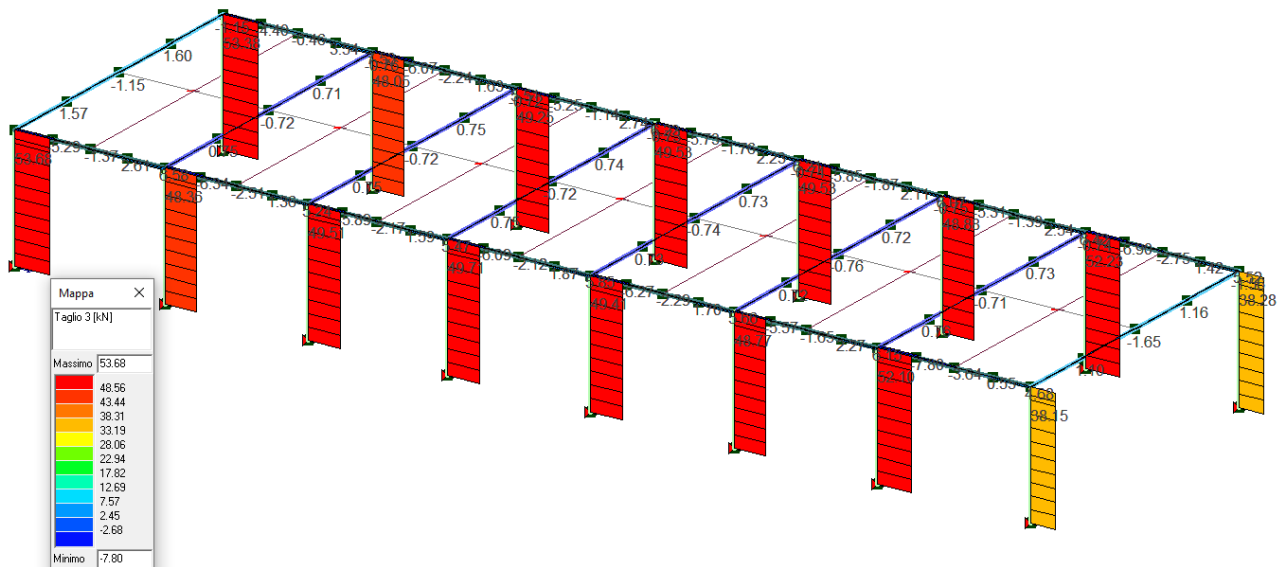
Andamento del momento massimo M3-3 SLVmax



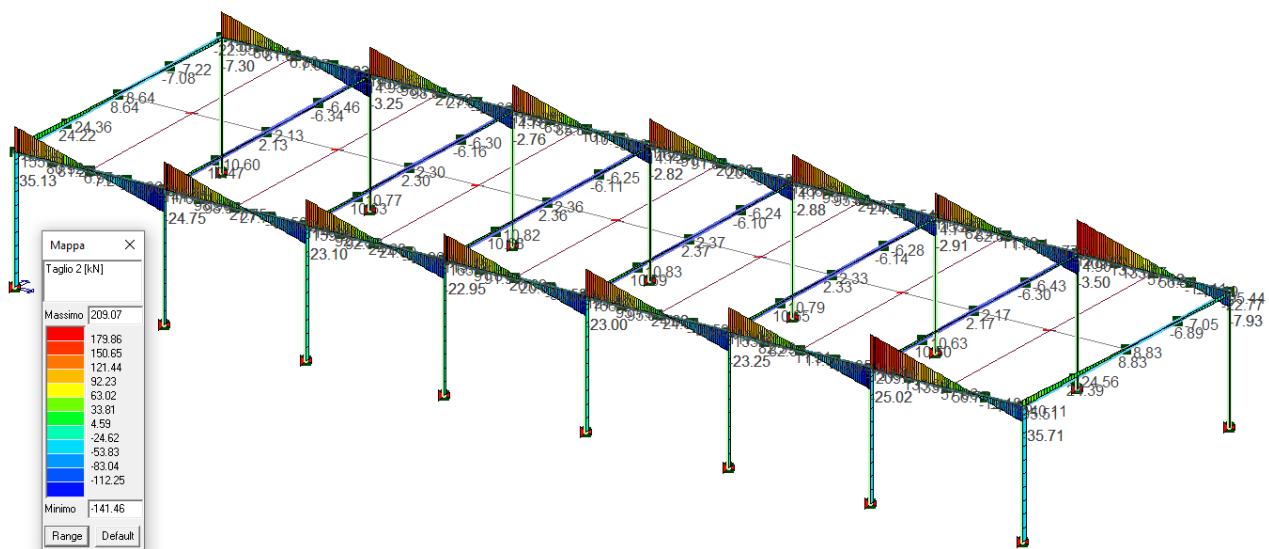
Andamento del momento massimo M3-3 SLVmin



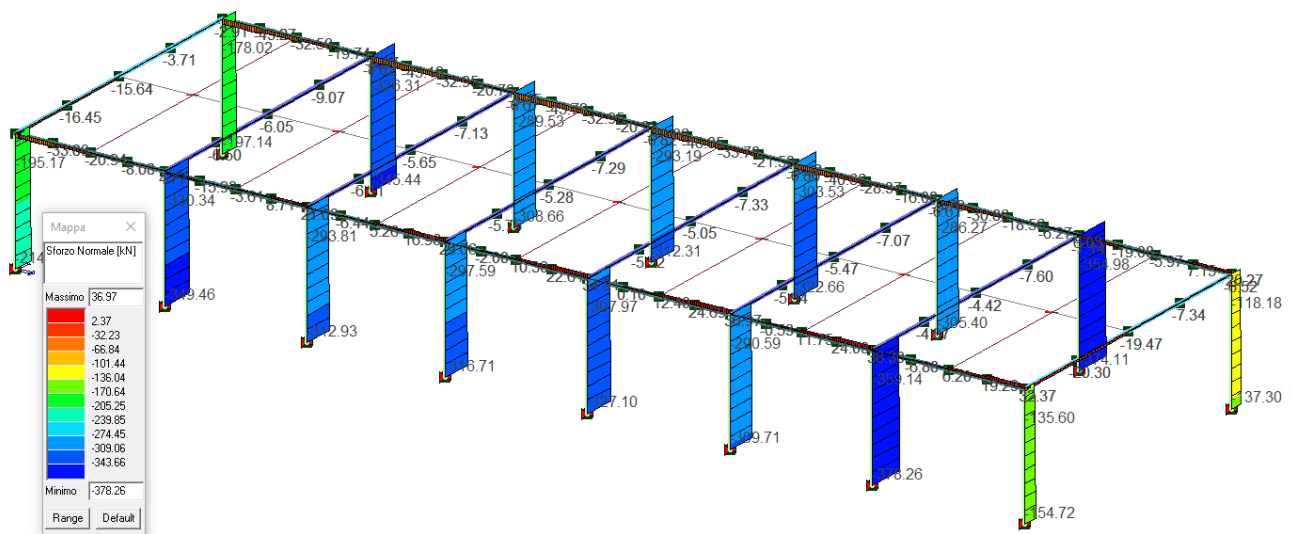
Andamento del momento massimo M2-2 SLV



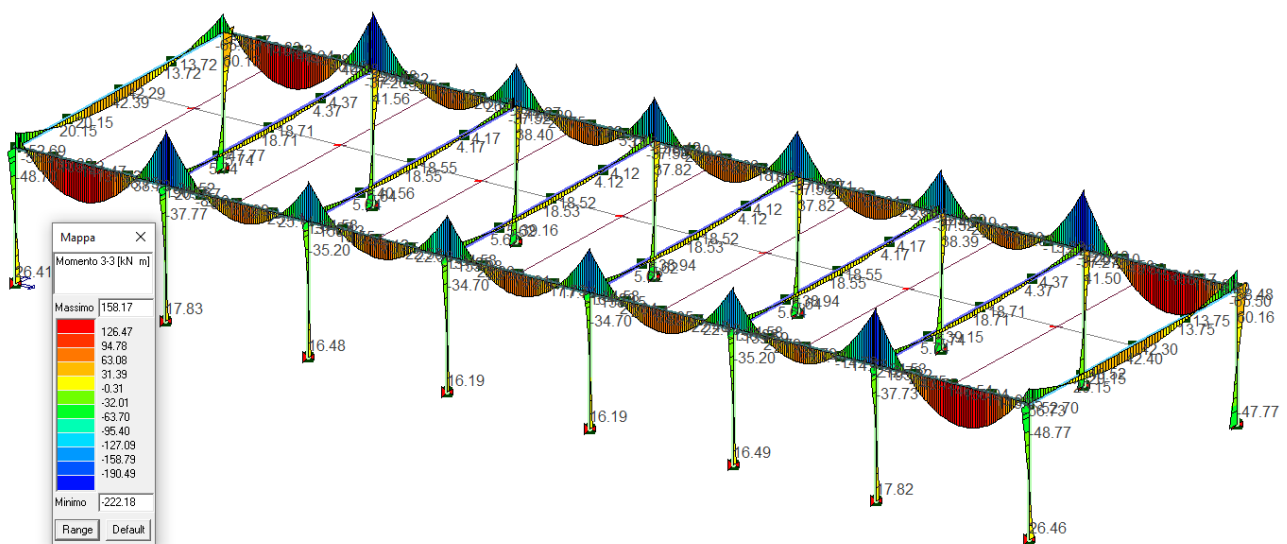
Andamento del taglio massimo T3 SLV



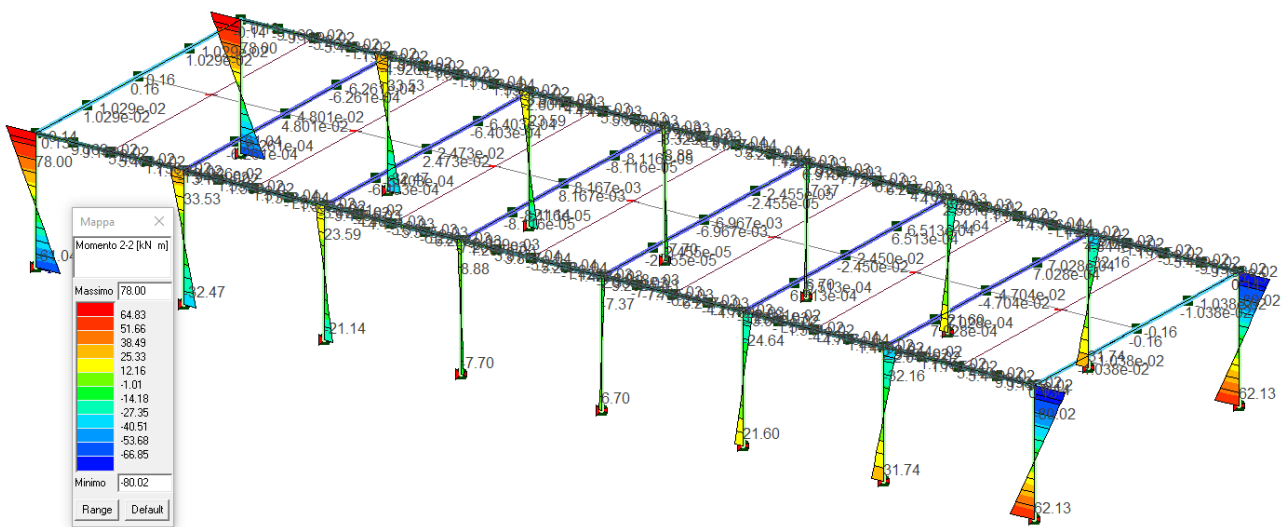
Andamento del taglio massimo T2 SLV



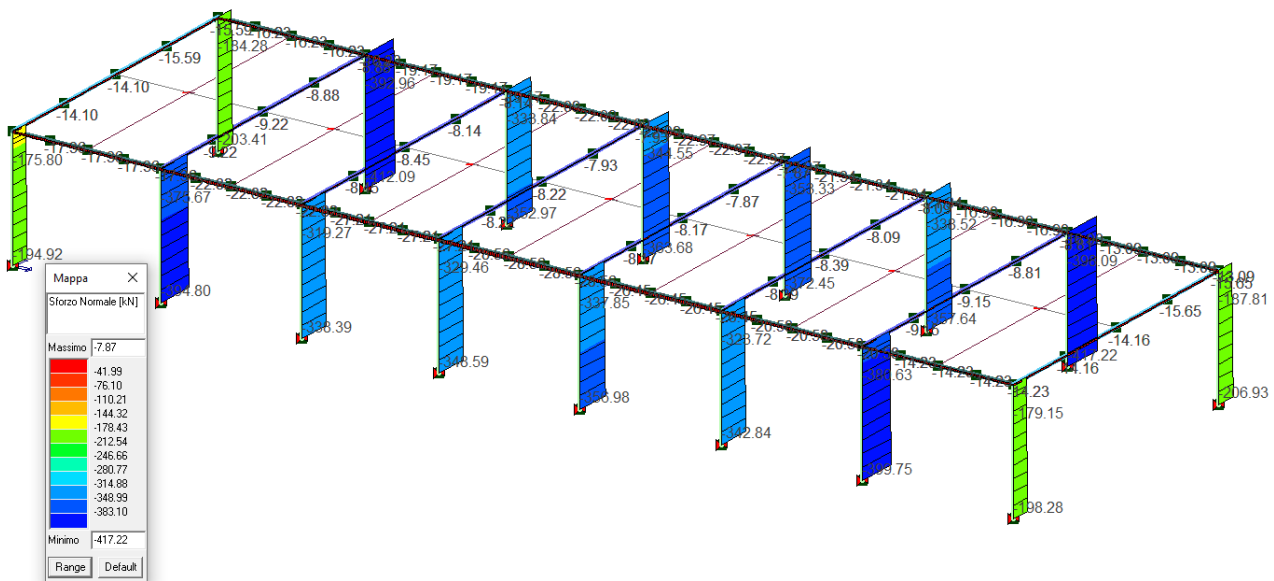
Andamento dello sforzo normale massimo SLV



Andamento del momento massimo M3-3 SLE



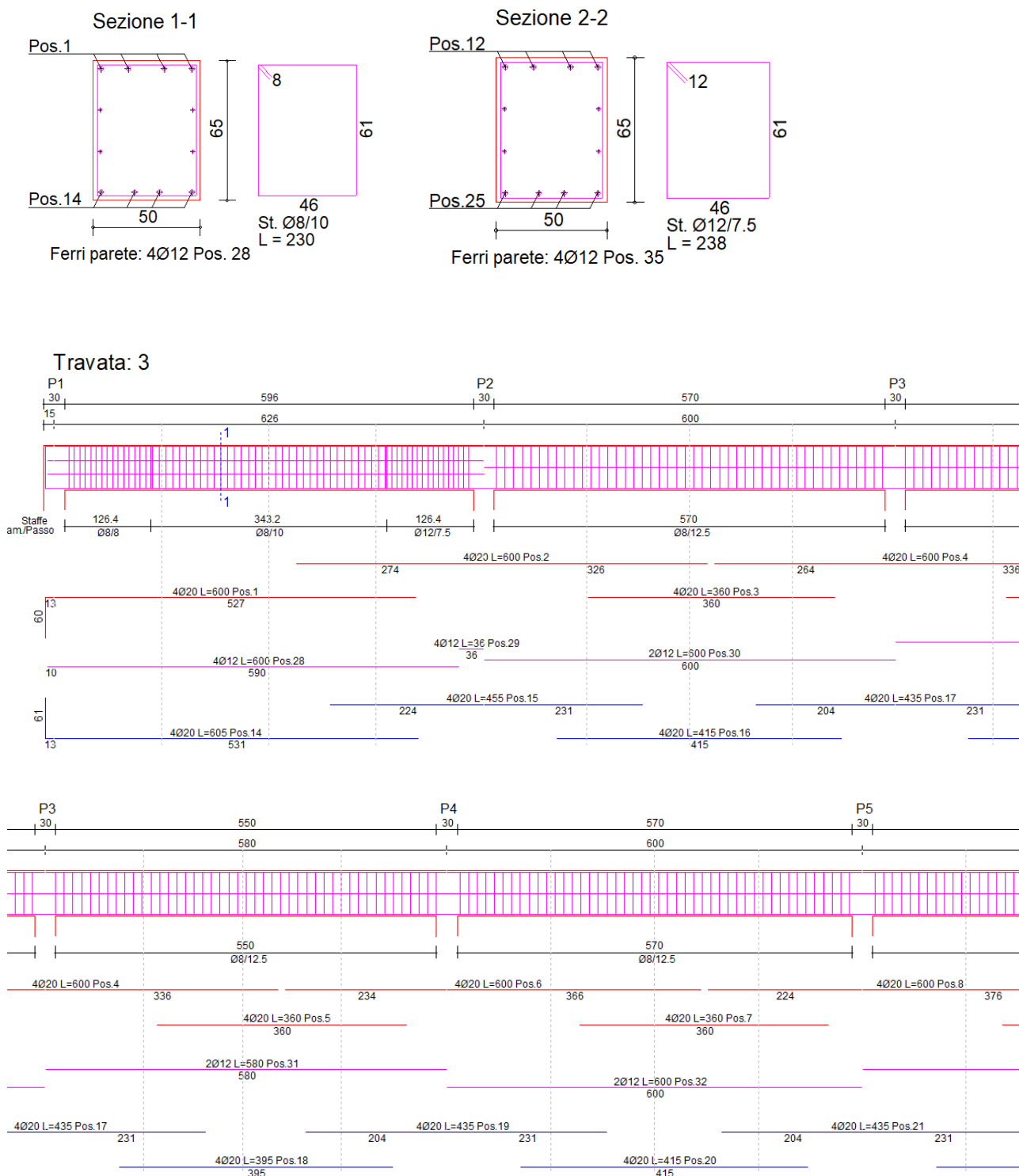
Andamento del momento massimo M2-2 SLE

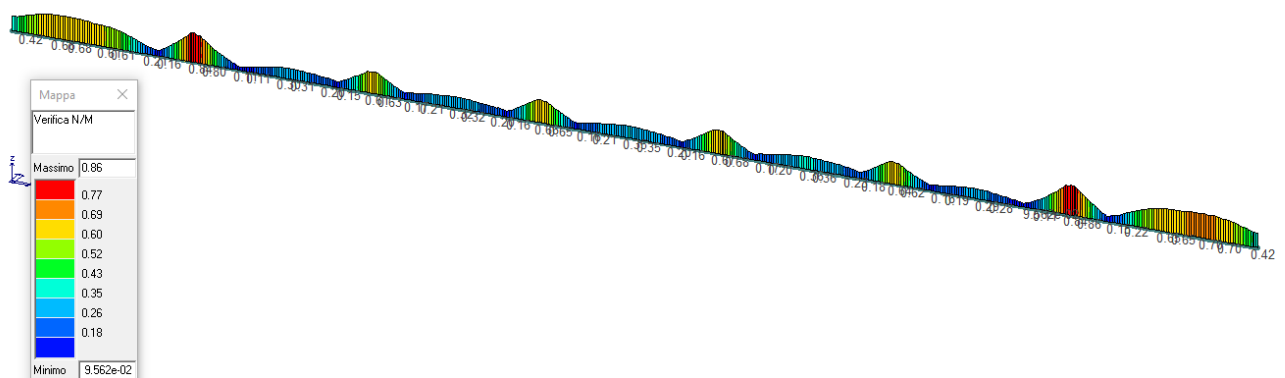
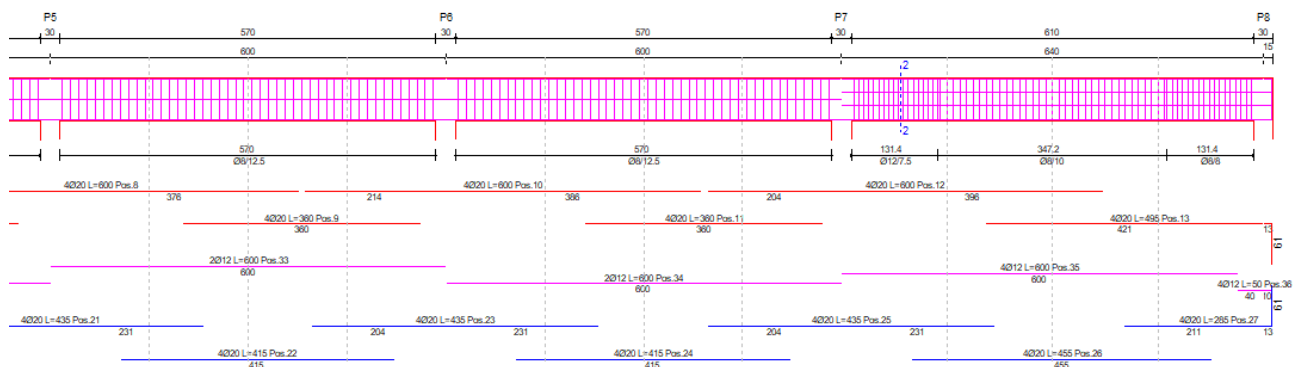


Andamento dello sforzo normale massimo SLE

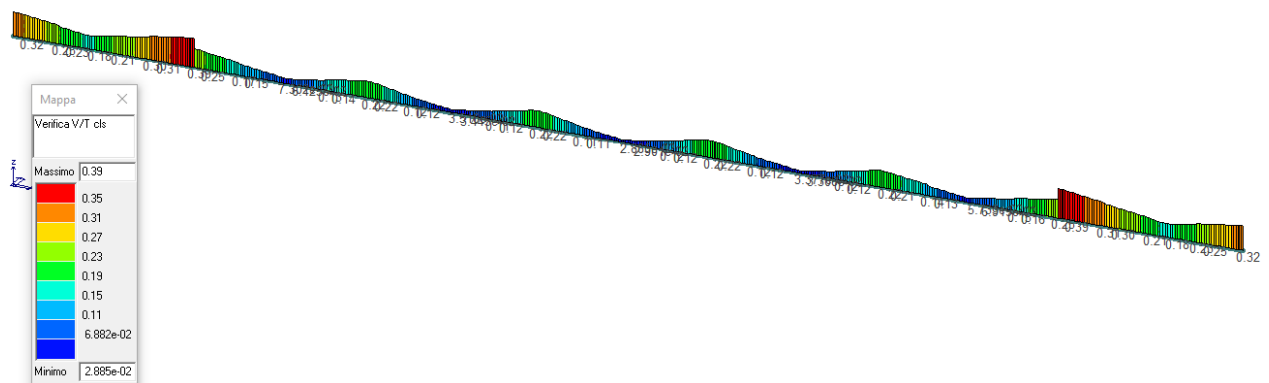
12.1.2. Verifiche travi 50x65

Di seguito si riporta l'armatura della travata e il report della verifica nella sezione maggiormente sollecitata.

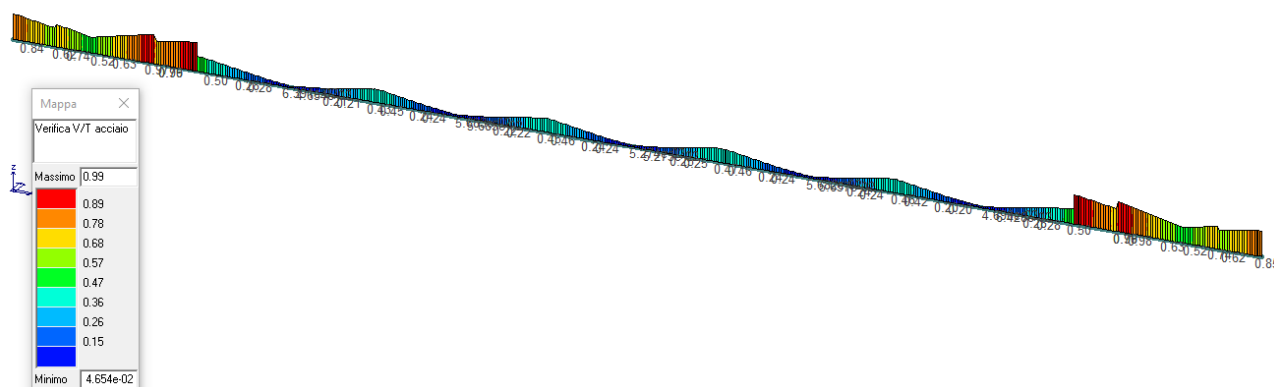




Verif. N/M: Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1



Verifica per taglio-torsione lato calcestruzzo: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)



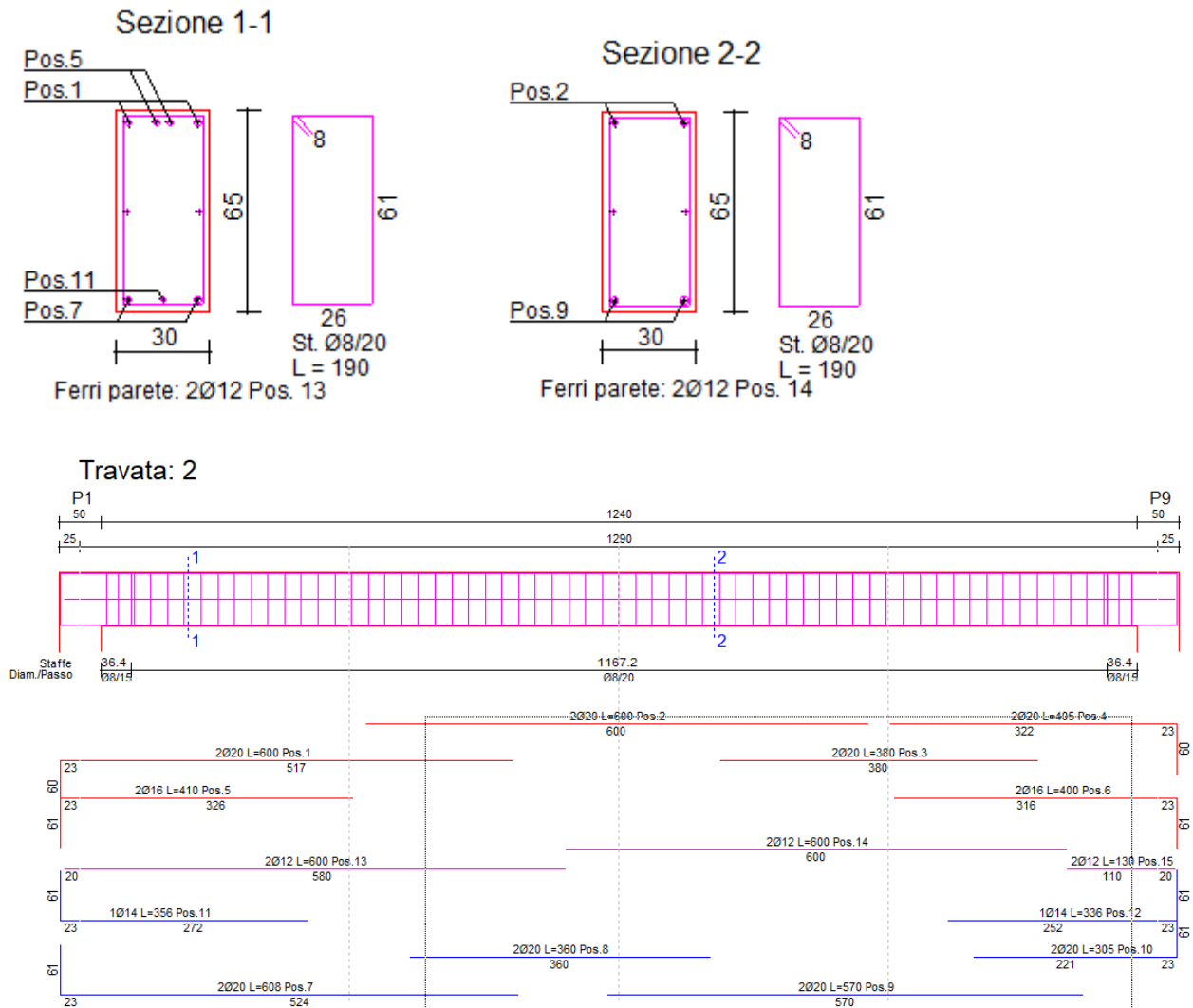
Verifica per taglio-torsione lato acciaio: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)

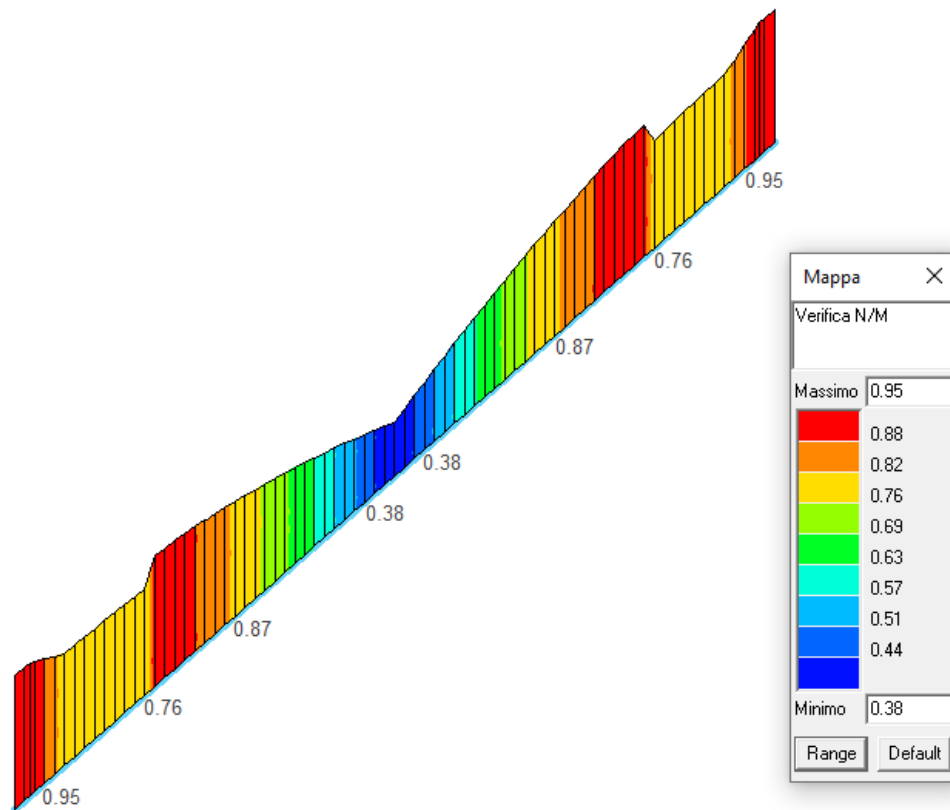
Nella sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione la verifica estesa è la seguente:

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato trave :OK (verifica)
 - Stato trave V :OK (verifica)
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V :OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Af sup. = 12.57 (4 d20 + 0 d0 + 0 d0 + 0 d0 ...)
 - Af inf. = 12.57 (4 d20 + 0 d0 + 0 d0 + 0 d0 ...)
 - Af tors. = 4.52 (es. 4 diam. 12)
 - Fattore redistribuzione: 0.0
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.86 in cmb: 26 (N/M2/M3) = -6.88 9.02 -238.70
 - Verifica (compress.): 6.257e-03 in cmb: 5 per N = -34.85
 - x/d ; fatt. mu = 7.297e-02 0.0 (x/d per rottura lato acciaio < 0.26)
- [-] Armatura trasversale
 - L= 131.00 staffe 2d12/7.50 (prog: OK (passo calcolato)) (sag = 0.0)
 - L= 14.00 staffe 2d8/10.00 (prog: OK (passo calcolato)) (sag = 0.0)
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.39 in cmb: 41 (T/V2/V3) = 26.94 179.79 24.36
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 0.16 0.20 2.759e-02
 - Verifica acciaio = 0.97 in cmb: 54 (Vrzd,Vrzd,V2,ctgT,alfaC) = 1297.94 289.49 179.58 1.00 1.00
 - (Trcd,Trsd,T) = 242.54 95.71 -33.45
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.26 0.32 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 0.66 (valore normalizzato per rare)
 - Fess. wk [mm] : 0.19 0.21 0.20 (rare/freq./perm.)
 - Deform. fk : -0.48 -0.49 -0.46 (rare/freq./perm.)

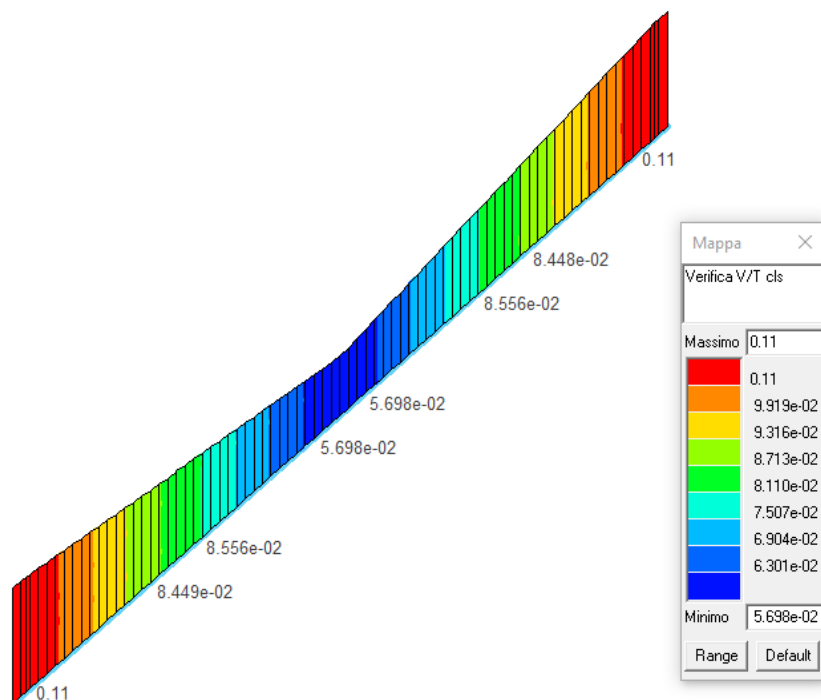
12.1.3. Verifiche travi 30x65

Di seguito si riporta l'armatura della travata e il report della verifica nella sezione maggiormente sollecitata.

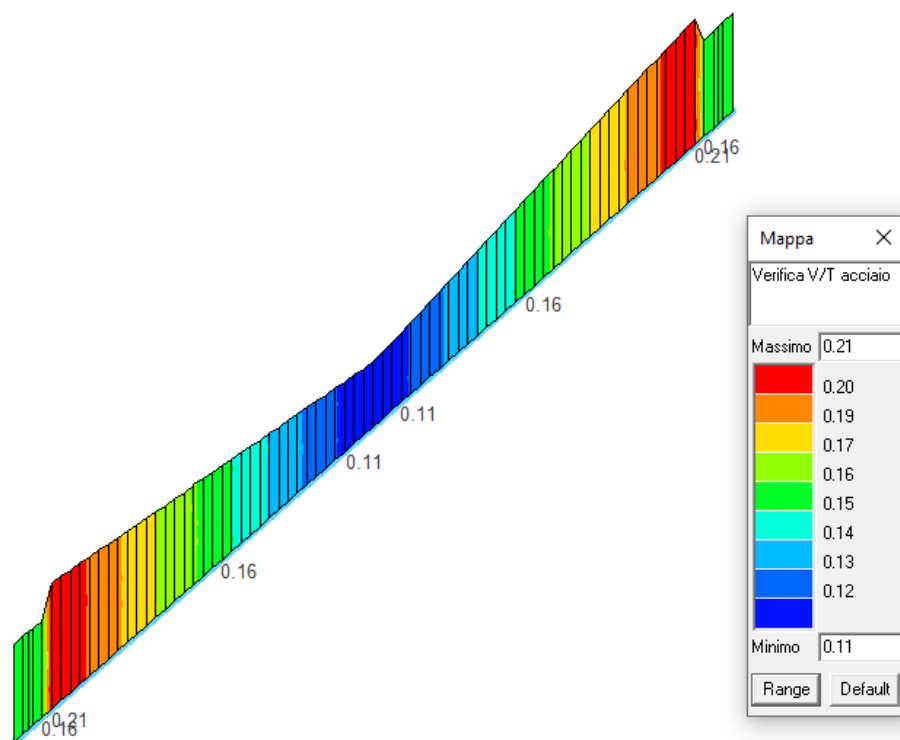




Verif. N/M: Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1



Verifica per taglio-torsione lato calcestruzzo: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)



Verifica per taglio-torsione lato acciaio: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)

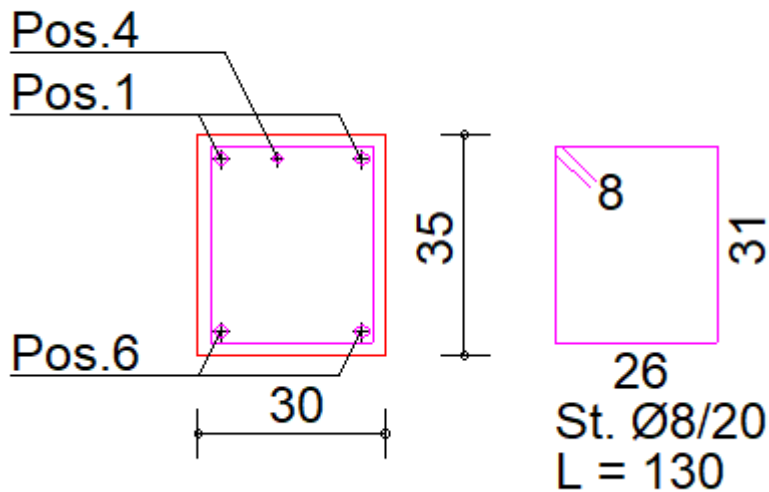
Nella sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione la verifica estesa è la seguente:

- [-] Stato di progetto e verifica
 - ... Stato trave :OK (verifica)
 - ... Stato trave V :OK (verifica)
 - ... Stato sezione :OK (verifica)
 - ... Stato sezione V :OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - ... Af sup. = 10.30 (2 d20 + 2 d16 + 0 d0 + 0 d0 ...)
 - ... Af inf. = 7.82 (2 d20 + 1 d14 + 0 d0 + 0 d0 ...)
 - ... Af tors. = 2.26 (es. 2 diam. 12)
 - ... Fattore redistribuzione: 0.0
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - ... Verifica: 0.95 in cmb: 41 (N/M2/M3) = -33.59 -5.07 -220.44
 - ... Verifica (compress.): 8.073e-03 in cmb: 39 per N = -34.74
 - ... x/d ; fatt. mu = 8.539e-02 0.0 (x/d per rottura lato acciaio < 0.26)
- [-] Armatura trasversale
 - ... L= 261.00 staffe 2d8/20.00 (prog: OK (passo corrente)) (sag.= 0.0)
 - ... L= 36.00 staffe 2d8/15.00 (prog: OK (passo raffittito)) (sag.= 0.0)
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - ... Verifica cls: 0.11 in cmb: 41 (T/V2/V3) = -7.553e-02 -58.51 -1.13
 - ... Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 1.050e-03 0.11 2.232e-03
 - ... Verifica acciaio = 0.16 in cmb: 51 (Vrcd,Vrsd,V2,ctgT,alfaC) = 542.18 361.85 -58.52 2.50 1.01
 - ... (Trcd,Trsd,T) = 71.93 70.83 -7.553e-02
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - ... Tens cls: 0.14 0.13 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - ... Tens acc.: 0.28 (valore normalizzato per rare)
 - ... Fess. wk [mm] : 0.0 0.0 0.0 (rare/freq./perm.)
 - ... Deform. fk : -0.57 -0.70 -0.70 (rare/freq./perm.)

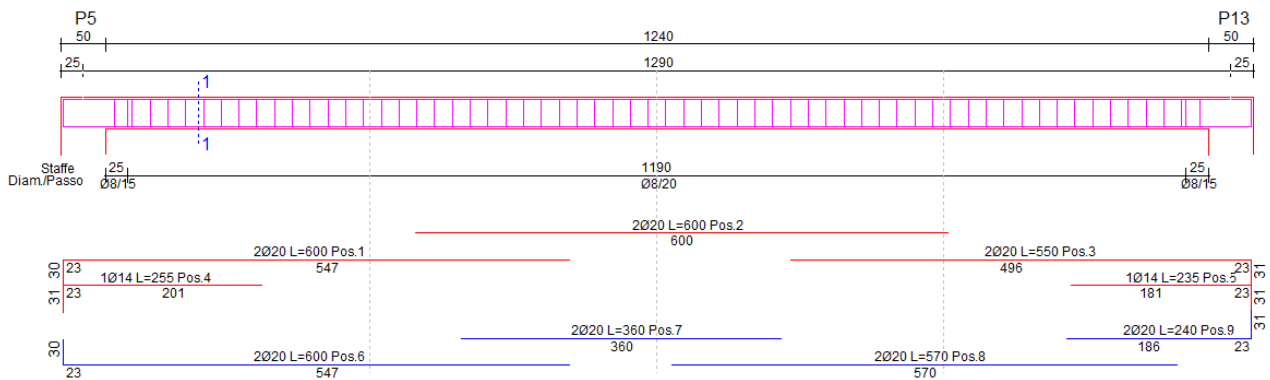
12.1.4. Verifiche travi 30x35

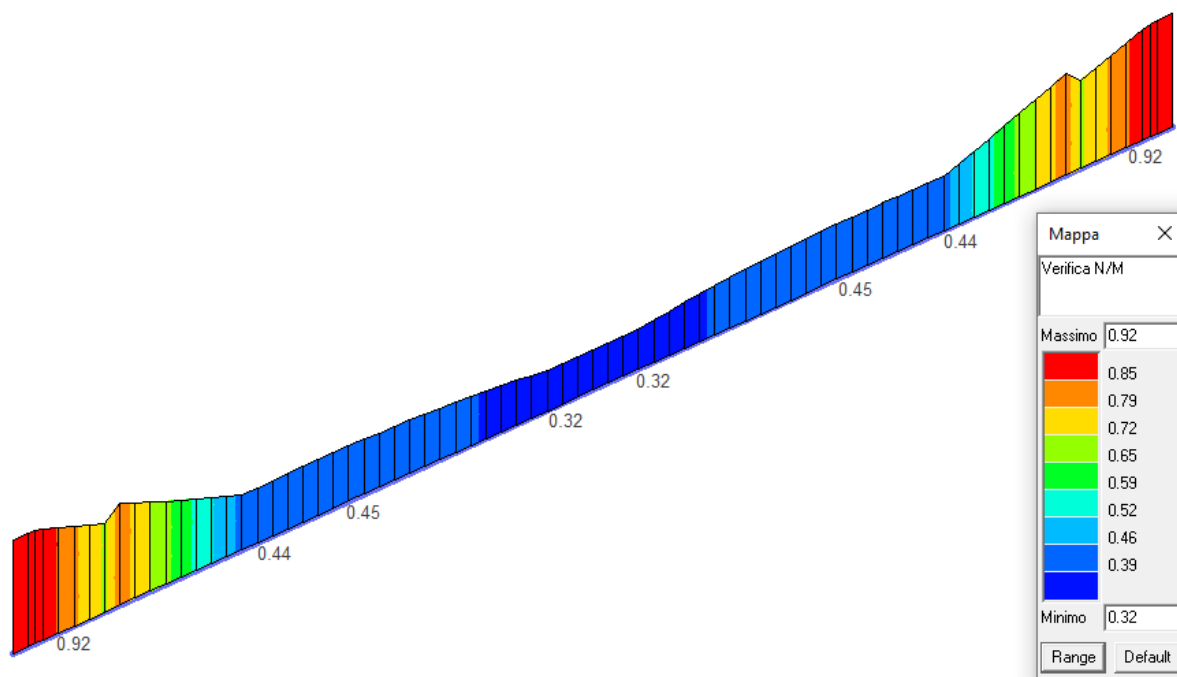
Di seguito si riporta l'armatura della travata e il report della verifica nella sezione maggiormente sollecitata.

Sezione 1-1

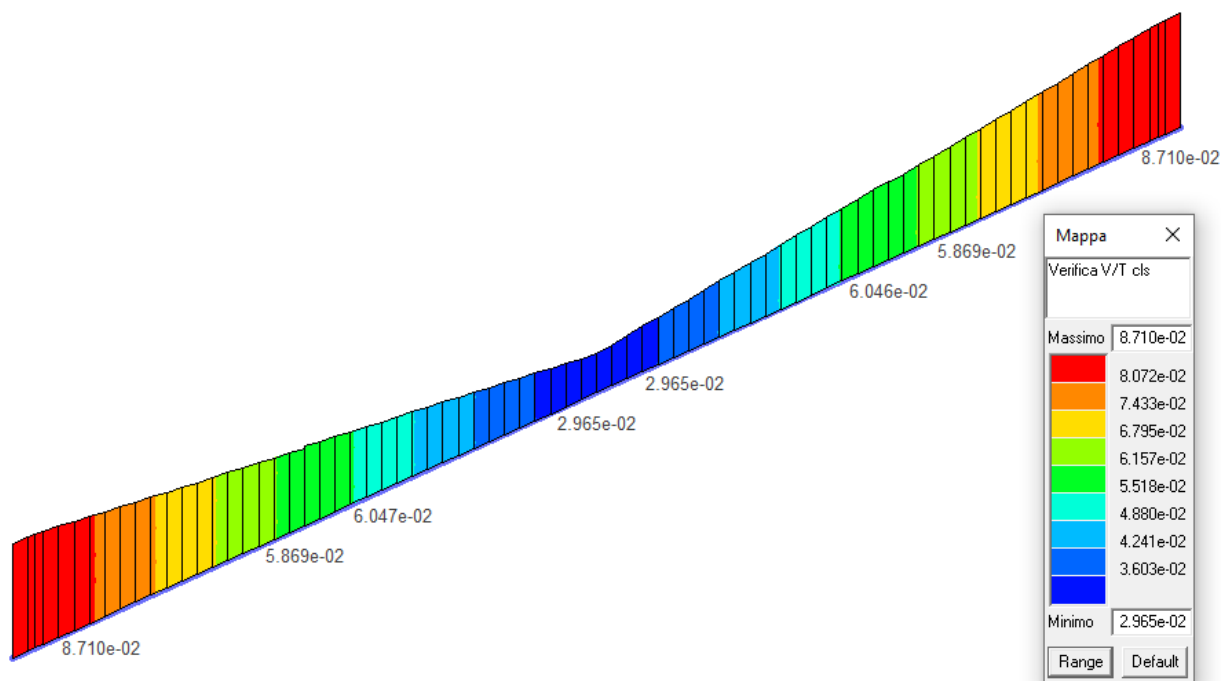


Travata: 7

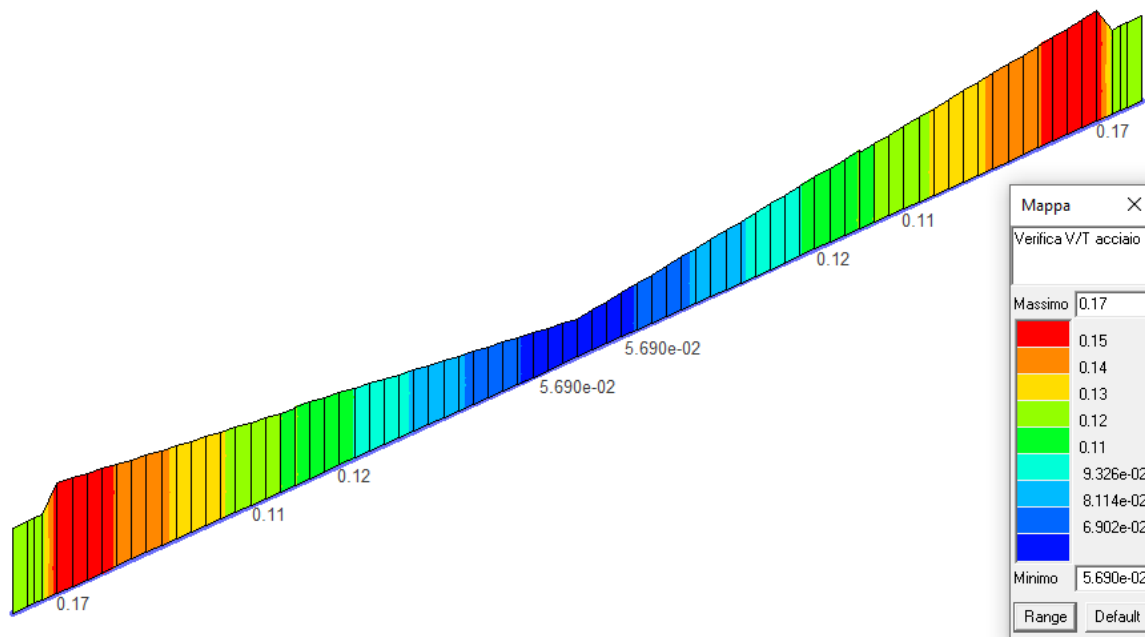




Verif. N/M: Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1



Verifica per taglio-torsione lato calcestruzzo: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)



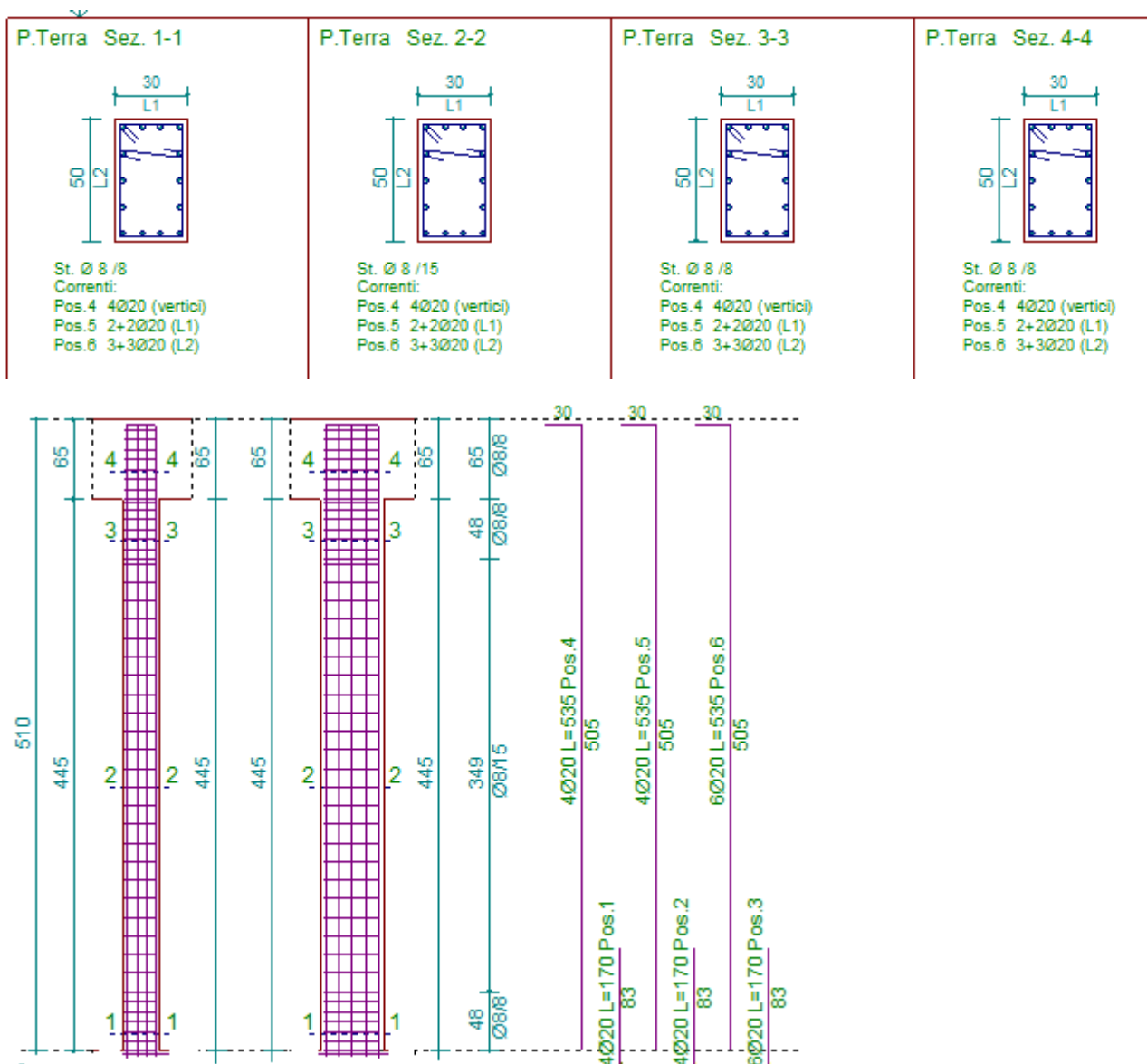
Verifica per taglio-torsione lato acciaio: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)

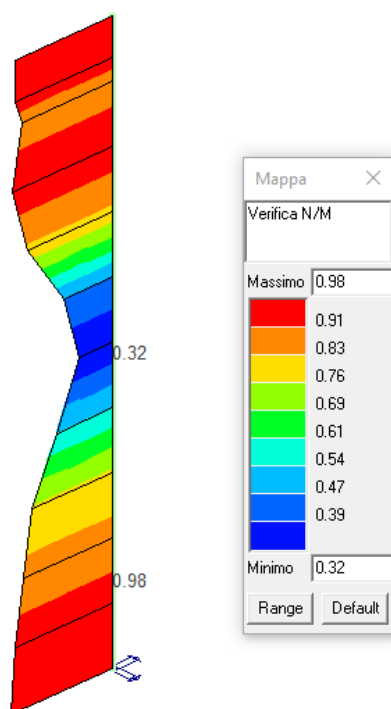
Nella sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione la verifica estesa è la seguente:

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato trave :OK (verifica)
 - Stato trave V :OK (verifica)
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V :OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Af sup. = 7.82 (es. 2 diam. 20 + 1 diam. 14)
 - Af inf. = 6.28 (es. 2 diam. 20 + 0 diam. 0)
 - Af tors. = 0.0 (es. 0 diam. 12)
 - Fattore redistribuzione: 0.0
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.92 in cmb: 41 (N/M2/M3) = -3.99 -0.24 -77.87
 - Verifica (compress.): 5.856e-03 in cmb: 13 per N = -11.91
 - x/d ; fatt. mu = 0.15 0.0 (x/d per rottura lato acciaio < 0.26)
- [-] Armatura trasversale
 - L= 272.00 staffe 2d8/20.00 (prog: OK (passo corrente)) (sag.= 0.0)
 - L= 25.00 staffe 2d8/15.00 (prog: OK (passo raffittito)) (sag.= 0.0)
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 8.710e-02 in cmb: 39 (T/V2/V3) = 2.136e-03 -23.69 0.23
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 6.907e-05 8.617e-02 8.536e-04
 - Verifica acciaio = 0.13 in cmb: 53 (Vrzd,Vrsd,V2.ctgT,alfaC) = 274.90 184.83 -23.69 2.50 1.00
 - (Trcd,Trsd,T) = 30.93 38.70 2.133e-03
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.25 0.30 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 0.43 (valore normalizzato per rare)
 - Fess. wk [mm] : 9.292e-02 9.863e-02 9.388e-02 (rare/freq./perm.)
 - Deform. fk : -1.35 -1.69 -1.68 (rare/freq./perm.)

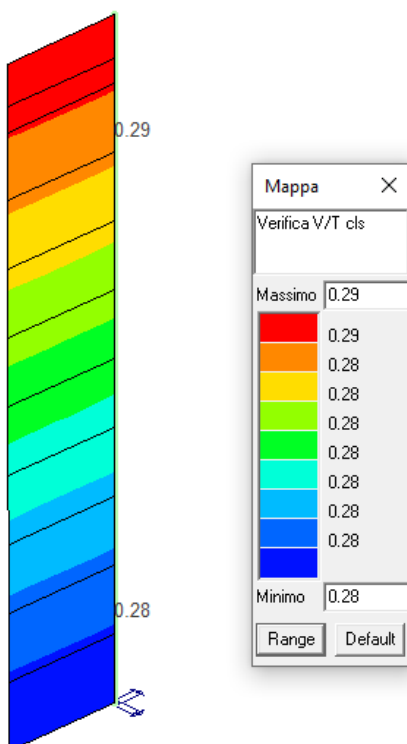
12.1.5. Verifiche pilastri

Di seguito si riporta l'armatura dei pilastri e il report della verifica nella sezione maggiormente sollecitata.

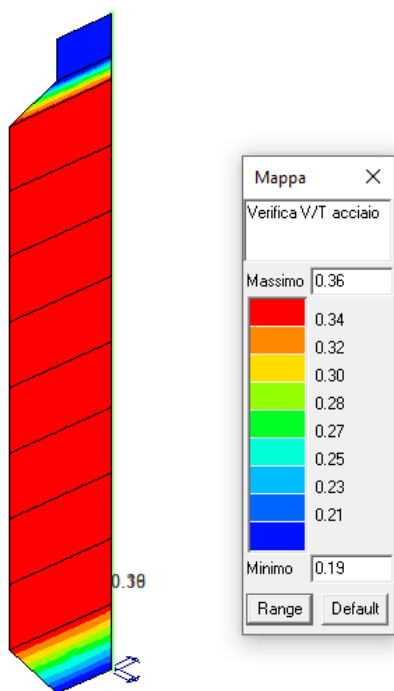




Verif. N/M: Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a Flessione e forza assiale degli elementi. La verifica è da considerarsi soddisfatta se il valore è inferiore a 1



Verifica per taglio-torsione lato calcestruzzo: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)



Verifica per taglio-torsione lato acciaio: Riporta il valore della verifica a taglio espressa come rapporto tra il taglio ultimo e quello di progetto (o torsione ultima/torsione di progetto)

Nella sezione maggiormente sollecitata a pressoflessione la verifica estesa è la seguente:

- [-] Stato di progetto e verifica
 - Stato pilastro :OK (verifica)
 - Stato pilastro V :OK (verifica)
 - Stato pilastro G :OK (non richiesta)
 - Stato pilastro D :OK (non richiesta)
 - Stato nodo :OK (verifica)
 - Stato sezione :OK (verifica)
 - Stato sezione V :OK (verifica)
- [-] Armatura longitudinale
 - Ferri di vertice = 4 diam. 20
 - Ferri di lato (1) = 4 diam. 20 (totale)
 - Ferri di lato (2) = 6 diam. 20 (totale)
- [-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)
 - Verifica: 0.98 in cmb: 42 (N/M2/M3) = -211.96 -47.81 230.10
 - Verifica (compress.): 0.12 in cmb: 38 per N = -214.30
 - Rapporto snellezza : 0.72
 - Sovraresist.: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
 - Dutt. base: nid=0.0 aomega=0.0 V22=0.0 V33=0.0 [V22=0.0 V33=0.0]
 - Dutt. cima: nid=0.0 aomega=0.0 V22=0.0 V33=0.0 [V22=0.0 V33=0.0]
- [-] Armatura trasversale
 - Tratto 1 L= 48.00 staffe 2+2 d8/8.00 (prog: OK (passo calcolato))
 - Tratto 2 L= 414.00 staffe 2+2 d8/15.00 (prog: OK (passo calcolato))
 - Tratto 3 L= 48.00 staffe 2+2 d8/8.00 (prog: OK (passo calcolato))
- [-] Armatura trasversale (per confinamento)
 - Staffe 2+2 d8/8.00 - B 30.00 50.00 (Non confinato)
- [-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)
 - Verifica cls: 0.28 in cmb: 42 (T/V2/V3) = -1.85 -84.61 21.73
 - Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 3.631e-02 0.19 5.285e-02
 - Verifica acciaio = 0.19 in cmb: 25 (Vrzd,Vrsd,V2,ctgT,alfaC) = 432.90 511.13 7.30 2.50 1.07
 - (Vrzd,Vrsd,V3) = 409.16 289.86 53.38
 - (Trzd,Trsd,T) = 50.96 103.00 0.69
- [-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)
 - Tens cls: 0.55 0.22 (valori normalizzati per rare/perm.)
 - Tens acc.: 0.43 (valore normalizzato per rare)

12.1.6. Verifiche spostamenti e deformazioni

In accordo con quanto riportato al #4.2.4.2.2 NTC2018, negli edifici gli spostamenti laterali alle sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del confort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli **spostamenti orizzontali** indicati in Tab.4.2.XI (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano – Fig.4.2.2).

Tabella 4.2.XI Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

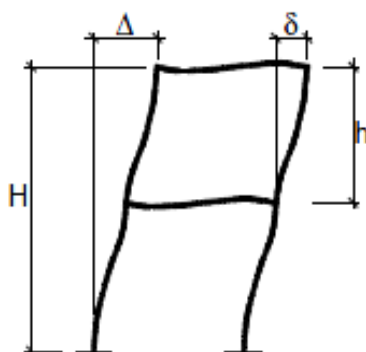
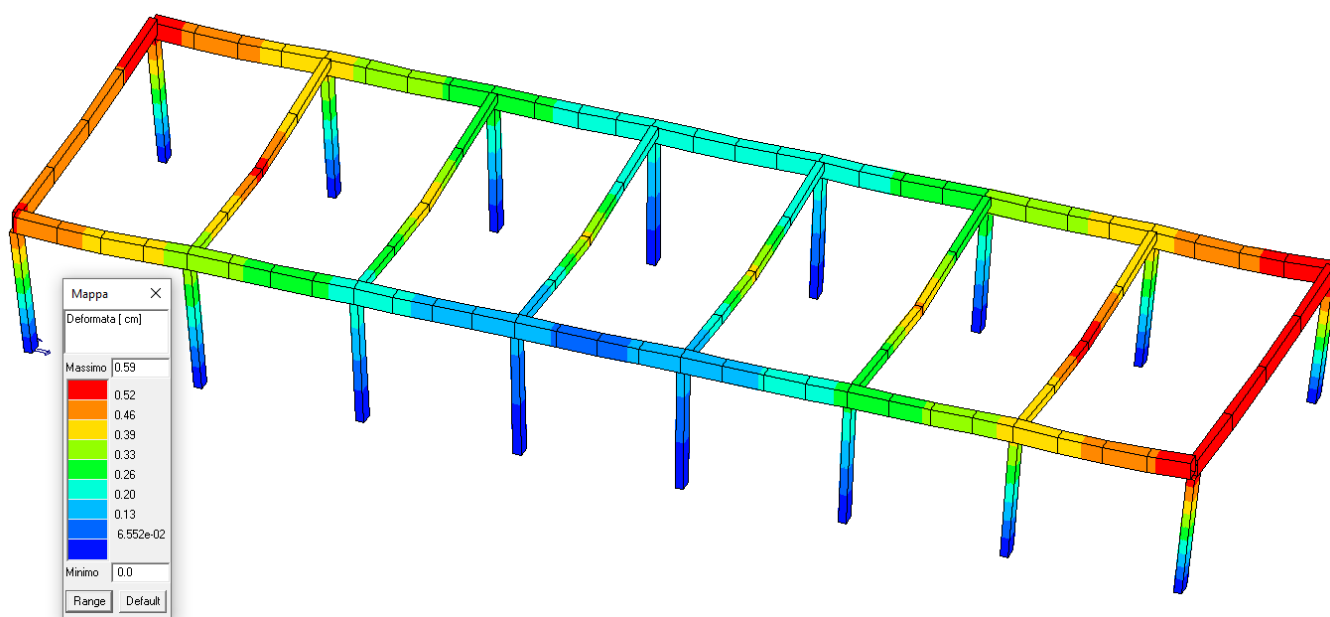


Figura 4.2.2 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

Valori limite nel caso in esame:

$$\Delta/H < 1/500 \quad \text{da cui} \quad \Delta < H/500 = 520\text{cm} / 500 = 1.04 \text{ cm}$$

Dalla mappa di cui alla figura seguente risulta che per lo spostamento orizzontale e l'inflessione delle travi in c.a. le **verifiche sono soddisfatte**.



Mapa di colore della deformata massima agli SLE

Per gli **spostamenti verticali** si hanno le seguenti limitazioni:

4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$



Fig. 4.2.3 -Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_C la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_C$.

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Valori limite nel caso in esame:

$$\delta/L < 1/250 \quad \text{da cui} \quad \delta < L/250 = 1290\text{cm} / 250 = 5.2 \text{ cm}$$

Nel caso in esame si ha:

- Freccia SL_{Er} $d_r = 0.21 \text{ cm}$

12.2. Verifica di rigidità struttura

In base a quanto riportato al par. 7.3.6.1. la condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora lo spostamento di interpiano rispetti la seguente condizione:

$$q \cdot d_r < 0.0050 \cdot h \text{ per tamponature fragili}$$

Nel caso in esame, per CU III e IV ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti di interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti precedentemente indicati.

Nel caso in esame si ha:

$$(2/3) \cdot 0.005 \cdot h / q = 1.16 \text{ cm}$$

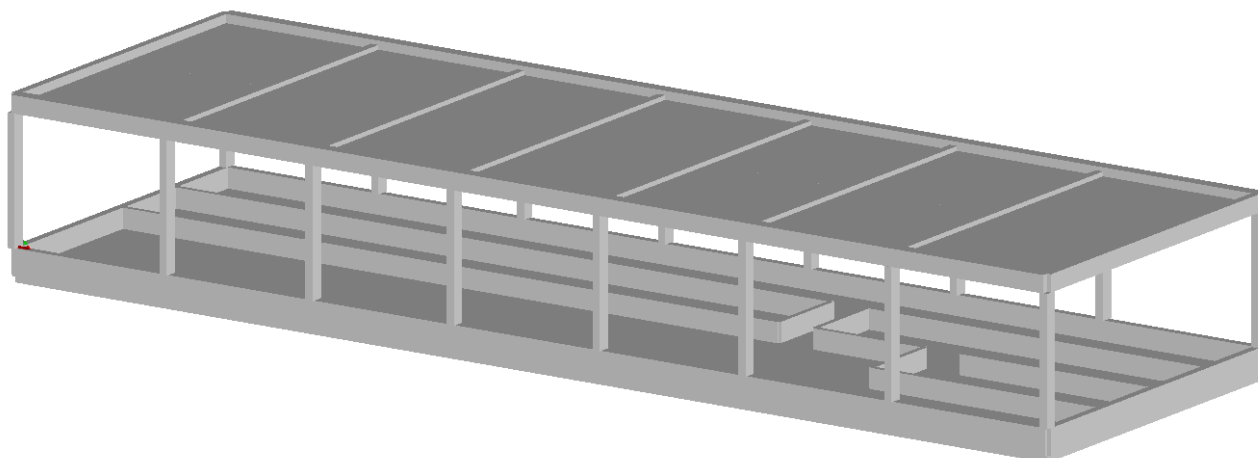
Dai modelli di calcolo si ricavano:

- Spostamento SLO Corpo 2: $d_r = 0.70 \text{ cm}$

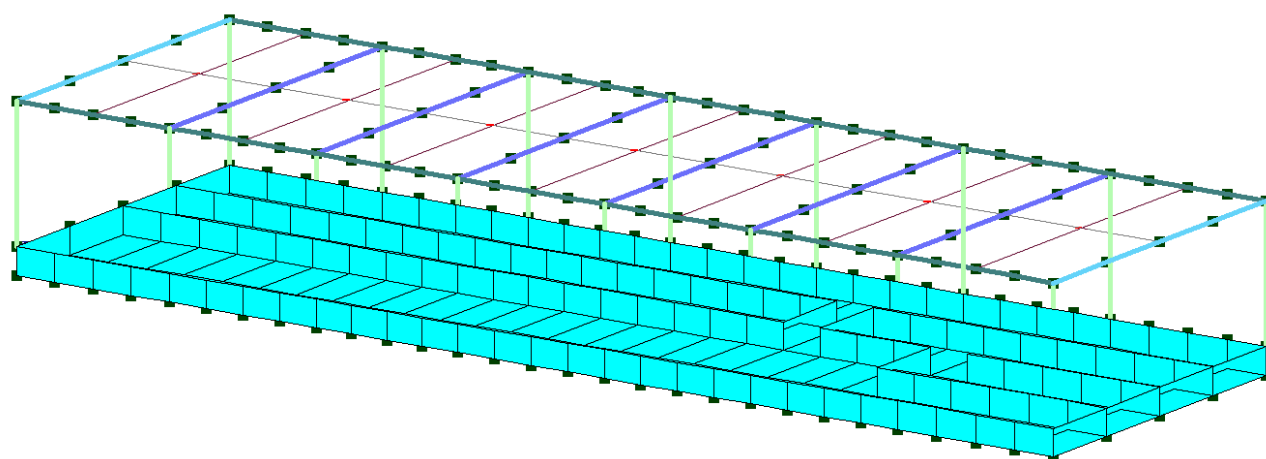
Verifica soddisfatta.

13. FONDAZIONE CORPO 2

Per la verifica delle fondazioni si adotta un modello aggiuntivo nel quale sono state inserite la geometria della soletta e la caratterizzazione geotecnica dei terreni.



Di seguito si riportano i grafici ove la colorazione indica se gli elementi in c.a. sono verificati (di colore ciano) o no (colore rosso) o se il programma non ha effettuato le verifiche (giallo):



13.1. Verifiche armatura di fondazione

Si dispone come armatura maglia orizzontale inferiore e superiore di $\phi 20/20$. Di seguito si riporta la verifica di uno degli elementi di fondazione:

[-] Stato di progetto e verifica	
Stato D3	:OK (verifica)
Stato D3 V	:OK (verifica)
Stato nodo	:OK (verifica)
Stato nodo V	:OK (armatura non richiesta)
[-] Armatura longitudinale	
Af princ. 3+	= 15.71 (d20/20 + d 0/0)
Af princ. 3-	= 15.71 (d20/20 + d 0/0)
Af sec. 3+	= 15.71 (d20/20 + d 0/0)
Af sec. 3-	= 15.71 (d20/20 + d 0/0)
[-] Tensioni normali (verifica s.l.u.)	
Verifica:	0.14 in cmb: 41
Verifica (compress.):	0.16 in cmb: 21
Rapporto x/d	= 0.13 (rottura lato acciaio < 0.26)
[-] Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)	
Max tau3	: 0.19 in cmb: 1
Ver. princ.	: 0.0 in cmb: 0 V=0.0 A _v pr=0.0
Ver. sec.	: 0.0 in cmb: 0 V=0.0 A _v sec=0.0
Check punz.	: 0.0 in cmb: 0 N=0.0
[-] Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)	
Tens cls:	9.192e-02 6.120e-02 (valori normalizzati per rare/perm.)
Tens acc.:	7.526e-02 (valore normalizzato per rare)
Fess. wk [mm]	: 0.0 0.0 0.0 (rare/freq./perm.)

13.2. Criteri generali di calcolo fondazioni e basi teoriche

13.2.1. Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

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 " $I_{r,crit}$ ":

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

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 :

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

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

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

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

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione

- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' 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_γ fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_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_f) 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, nel caso presente si adotta quella di Brinch Hansen:

Formulazione di Brinch-Hansen

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

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

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\phi))}{L \cdot (1 - \sin(\phi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\phi))}{L \cdot (1 - \sin(\phi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\phi))}{L \cdot (1 - \sin(\phi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan(\phi)}$$

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

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

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

- se $\phi = 0$ si ha:

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

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

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

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

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 determina 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:

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

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

13.2.2. 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% che nel cso in esame non si è tenuta in conto. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

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

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)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)

- 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 che per quelle ortogonali.

13.2.3. Determinazione delle tensioni indotte nel terreno

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si utilizza il metodo di Boussinesq basato sulla teoria del continuo elastico.:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D ".

del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

13.2.4. *Calcolo dei cedimenti della fondazione*

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel caso in esame si è adottato il seguente metodo:

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "zi" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{Imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

13.2.5. Simbologia

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.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali
per tipologie travi e plinti 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

per tipologia platea:

- 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

- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- 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)

- Q_{max} / Q_{lim} 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).
- T_{Blim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / T_{Blim} 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)
- T_{Llim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / T_{Llim} 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

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- C_{mb} numero della combinazione di carico e tipologia
- $Nodo$ vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- $Car. Netto$ valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- $Cedimento/i$ valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

13.3. Verifiche geotecniche

Per i criteri generali di calcolo delle fondazioni e le basi teoriche si rimanda al par. 5.3.

Metodo di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Brinch-Hansen

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u sismico): 1

- Coeff. R3 capacità portante: 2.30

- Coeff. R3 scorrimento: 1.10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8

- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7

- Frazione di spinta passiva fSp: 0.00 %

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq

- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi

- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti elastici

13.3.1. Stratigrafie

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 3

Profondità falda: assente

Strato n. Neg.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
1	da 0.0 a -340.0 cm	340.0 cm	001 / Riporto	Assente
2	da -340.0 a -1190.0 cm	850.0 cm	002 / Ghiaia in matrice sabbiosa	Assente
3	da -1190.0 a -3190.0 cm	2000.0 cm	003 / Sabbia media	Assente

ARCHIVIO TERRENI

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

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1.900 E-3	1.900 E-3	22.000	0.000	103.594	200.000	50.0	0.385	1.00

Indice / Descrizione terreno: **002 / Ghiaia in matrice sabbiosa**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2.000 E-3	2.200 E-3	35.000	0.000	156.436	210.000	60.0	0.299	1.00

Indice / Descrizione terreno: **003 / Sabbia media**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2.000 E-3	2.000 E-3	39.000	0.000	168.058	210.000	50.0	0.270	0.00

13.3.2. Dati geometrici

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat. cm	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm ²	Superficie n. per elem.	Vertici n.	Macro
Platea n. 1	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 5	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 8	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 9	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 12	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 13	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 14	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 15	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 16	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 17	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 18	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 19	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 20	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 21	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 22	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 23	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 24	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 25	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 26	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 27	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 28	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 29	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 30	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 31	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 32	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 33	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 34	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 35	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 36	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 37	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 38	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 39	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 40	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 41	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 42	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 43	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 44	Platea	001	125.000	253.500	50.000	50471.250	4	1
Platea n. 45	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 46	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 47	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 48	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 49	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 50	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 51	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 52	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 53	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 54	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 55	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 56	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 57	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 58	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 59	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 60	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 61	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 62	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 63	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 64	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 65	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 66	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 67	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1

Platea n. 68	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 69	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 70	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 71	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 72	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 73	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 74	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 75	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 76	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 93	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 94	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 126	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 127	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 207	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 208	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 209	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 210	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 211	Platea	001	125.000	244.008	50.000	46762.500	4	1
Platea n. 212	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 213	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 214	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 215	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 216	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 217	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 218	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 219	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 220	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 221	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 222	Platea	001	125.000	256.319	50.000	51600.000	4	1
Platea n. 223	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 224	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 225	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 226	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 227	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 228	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 229	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 230	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 231	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 232	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 233	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 234	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 235	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 236	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 237	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Platea n. 238	Platea	001	125.000	248.179	50.000	48375.000	4	1
Elemento n.	Tipologia	Id.Strat. cm	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq.	
Macro n. 1	Macro-Platea	001	125.000	1290.000	50.000	4246.000	4246.000	

13.3.3. Risultati di portanza

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00237500 kN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.00000000 + 0.00876845 + 0.03911836 + 0.00000000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.01431476 / 0.04788682 = 0.299$ Ok (Cmb. n. 021)

$TB / TBl_{lim} = 232.405 / 4095.908 = 0.057$ Ok (Cmb. n. 010)

$TL / TL_{lim} = 56.007 / 4095.908 = 0.014$ Ok (Cmb. n. 010)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
010	SLU STR	No	No	14.239	-6.919	232.405	-56.007	-16357.110	-0.00106634
021	SLU STR	No	No	10.228	-6.265	139.441	-33.614	-21364.470	-0.00133898

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00237500 kN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.00000000 + 0.00817286 + 0.03396018 + 0.00000000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.01152878 / 0.04213304 = 0.274$ Ok (Cmb. n. 041)

$TB / TBl_{lim} = 713.458 / 4038.280 = 0.177$ Ok (Cmb. n. 042)

$TL / TL_{lim} = 771.361 / 4038.273 = 0.191$ Ok (Cmb. n. 024)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
024	SLV A1 Si		-4.819	-34.938	-213.942	-771.361	-16126.940	-0.00115630	-0.01102418
041	SLV A1 Si		30.444	2.890	713.406	231.451	-16127.190	-0.00114061	-0.01152878
042	SLV A1 Si		-23.812	2.883	-713.458	231.357	-16126.970	-0.00108775	-0.01124681

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.00237500 kN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 0.00000000 + 0.00839537 + 0.03590292 + 0.00000000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.01050313 / 0.04429829 = 0.237$ Ok (Cmb. n. 073)

$TB / TBl_{lim} = 484.825 / 4038.287 = 0.120$ Ok (Cmb. n. 074)

$TL / TL_{lim} = 524.307 / 4038.282 = 0.130$ Ok (Cmb. n. 056)

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	kN	kN	kN	kN/cm ²	kN/cm ²
056	SLD	Si	-2.212	-25.619	-145.383	-524.307	-16126.980	-0.00115246	-0.01015431
073	SLD	Si	21.751	0.093	484.790	157.321	-16127.150	-0.00114179	-0.01050313
074	SLD	Si	-15.119	0.089	-484.825	157.258	-16127.000	-0.00112412	-0.01021615

13.3.4. Risultati dei cedimenti

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B kN	S. Taglio L kN	S. Normale kN	T.T. min kN/cm ²	T.T. max kN/cm ²
129	SLE rare	No	No	9.322	-6.210	92.961	-22.405	-16393.250	-0.00105184
134	SLE freq	No	No	5.377	-6.006	30.988	-7.466	-16106.250	-0.00114525

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.384 cm in Cmb n. 129

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.063 cm in Cmb n. 134

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.440 cm in Cmb n. 129

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.072 cm in Cmb n. 134