

COMUNE DI CETARA



TORRENTE CETUS VALLONE AFFLUENTE LAVORI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA 1° LOTTO



PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTA: Ing. Fabio Mastellone di Castelvetero

ELABORATO:

Relazione di Calcolo Strutturale

ALLEGATO:

A5

SCALA:

—

DATA:

DICEMBRE 2020

EMESSO PER: REV. —

REV.:

—

REDAZIONE:

Geom. D. Mele

VERIFICA:

Ing. P. Mastellone

APPROVAZIONE:

Ing. F. Mastellone

INTERVENTO n. 4:
CONFLUENZA IN DX TORRENTE CETUS

RELAZIONE STRUTTURALE
SCATOLARE

INDICE

1. INFORMAZIONI GENERALI	1
1.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	1
1.2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	1
1.3. MATERIALI IMPIEGATI	3
1.3.1. <i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>	4
1.3.2. <i>Classe di consistenza</i>	4
1.4. PARAMETRI GEOTECNICI	5
1.5. CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL SISTEMA	5
1.6. DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI	6
2. DEFINIZIONE DELLE AZIONI.....	7
2.1. CARICHI PERMANENTI	8
2.1.1. <i>Pressione del terreno all'esterno dello scatolare</i>	10
2.1.2. <i>Pressione del terreno all'interno dello scatolare</i>	10
2.2. CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO	10
2.2.1. <i>Gruppi di azioni</i>	11
2.3. CARICO DA NEVE	11
2.4. ALTRI CARICHI VARABILI	12
2.4.1. <i>Azione del terreno saturo</i>	12
2.4.2. <i>Azione del sovraccarico stradale</i>	13
2.4.3. <i>Carico della sovrastruttura stradale sul piedritto</i>	14
2.5. AZIONE SISMICA	14
2.5.1. <i>Analisi statica lineare</i>	14
2.5.2. <i>Peso della costruzione</i>	15
2.5.3. <i>Forza sismica orizzontale</i>	16
2.5.4. <i>Incremento dinamico di spinta del terreno di rinfilanco</i>	17
3. ANALISI STRUTTURALE	19
3.1. MODELLO DI CALCOLO	19
3.2. COMBINAZIONI DI CARICO	19
3.3. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	23
3.3.1. <i>Momento flettente</i>	23
3.3.2. <i>Taglio</i>	30
3.3.3. <i>Sforzo normale</i>	37
4. VERIFICHE DELLE MEMBRATURE	49

1. Informazioni generali

1.1. Normative di riferimento

- D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare esplicativa 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”.

1.2. Inquadramento territoriale

L’opera in progetto è costituita da un ponte carrabile, da realizzare su incarico *del Comune di Cetara* in Via Cannillo su impluvio affluente in destra idraulica del Torrente Cetus. L’intervento è finalizzato ad adeguare la sezione idraulica dell’attraversamento, che ad oggi risulta estremamente ridotta rispetto alle portate di piena attesa con periodo di ritorno di 200 anni. Questa criticità idraulica è stata peraltro riscontrata in occasione dell’alluvione del 21 dicembre 2019. Si riporta in *Figura 1.1* una planimetria generale, ove è individuata, in grigio scuro l’area oggetto di intervento.

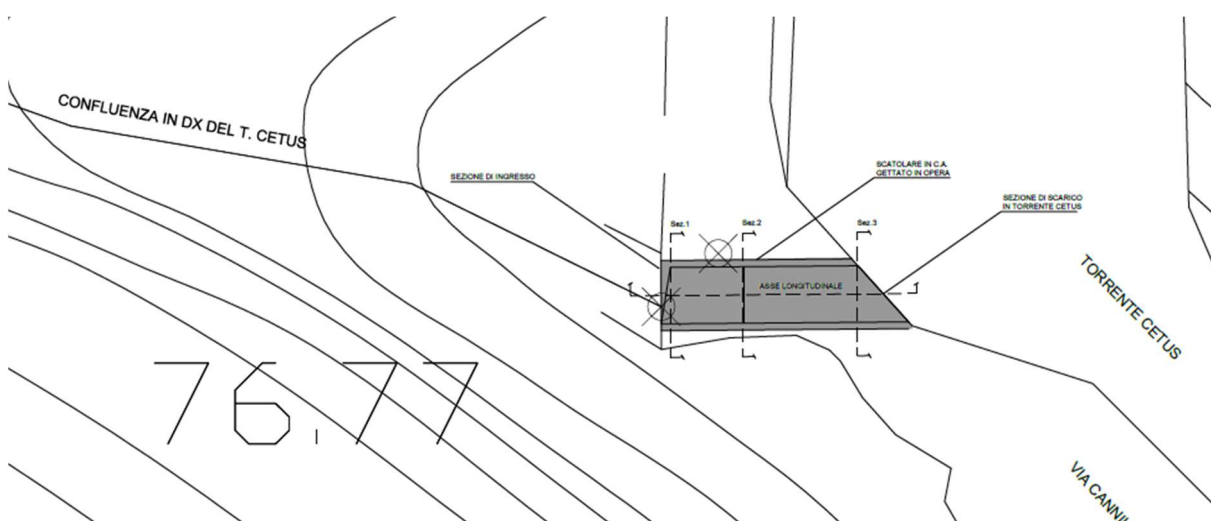


Figura 1.1 – Planimetria dell’area oggetto di intervento

Seguono delle fotografie delle sezioni di imbocco e sbocco del tombino attuale anche al fine di evidenziarne le criticità.



Figura 1.2 – Foto imbocco tombino esistente



Figura 1.3 – Foto sbocco tombino esistente

1.3.Materiali impiegati

Al fine di garantire la durabilità di una struttura in calcestruzzo armato, tipicamente vengono impiegati calcestruzzi di adeguata qualità, per evitare la corrosione delle armature metalliche, insieme alla predisposizione di un ricoprimento di calcestruzzo di spessore sufficientemente elevato. Nel caso specifico, le strutture del ponte in oggetto risultano esposte ciclicamente all'azione dell'acqua, dal momento che si trova in un impluvio.

Per tale motivo, in accordo con quanto previsto dalla norma UNI EN 206-1, si prevede l'impiego di calcestruzzo di **classe C32/40**, per una classe di esposizione XC4, per un ambiente ciclicamente bagnato – asciutto, come si evince in *Figura 1.4*.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione <small>Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.</small>						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	

Figura 1.4 – Classi di esposizione e relative classi di resistenza del calcestruzzo

Per quanto riguarda le armature, si prevede l'utilizzo di barre in acciaio **B450/C**, le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nel paragrafo 1.3.1.

1.3.1. Caratteristiche meccaniche dei materiali

È previsto l'impiego di calcestruzzo strutturale C32/40 per tutte le membrature da realizzare in opera. Il conglomerato cementizio sarà caratterizzato dai parametri riportati nella *Tabella 1.1*.

CALCESTRUZZO C32/40			
$R_{ck} =$	40	N/mm^2	Resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} =$	$0,83 R_{ck} = 33,2$	N/mm^2	Resistenza cilindrica caratteristica
$f_{cm} =$	$f_{ck} + 8 N/mm^2 = 41,20$	N/mm^2	Resistenza cilindrica media
$f_{cd} =$	$0,85 f_{ck}/\gamma_c = 18,81$	N/mm^2	Resistenza cilindrica di progetto
$f_{ctm} =$	$0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,10$	N/mm^2	Resistenza cilindrica media a trazione
$f_{ctk} =$	$0,7 f_{ctm} = 2,17$	N/mm^2	Resistenza caratteristica a trazione
$f_{ctd} =$	$f_{ctk}/\gamma_c = 1,45$	N/mm^2	Resistenza di progetto a trazione
$f_{ctm} =$	$1,2 f_{ctm} = 3,72$	N/mm^2	Resistenza media a trazione per flessione
$\sigma_t =$	$f_{ctm}/1,2 = 2,58$	N/mm^2	Tensione di trazione
$E =$	$22000(f_{cm}/10)^{0,3} = 33642,8$	N/mm^2	Modulo elastico
$\varepsilon_{cu} =$	0,0035		Deformazione ultima

Tabella 1.1 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

ACCIAIO B450/C			
$f_{sk} =$	540	N/mm^2	Tensione caratteristica a rottura
$f_{yk} =$	450	N/mm^2	Tensione caratteristica a snervamento
$f_{syd} =$	$f_{yk}/1,15 = 391,3$	N/mm^2	Tensione di snervamento di calcolo
$E_s =$	210000	N/mm^2	Modulo di elasticità normale
$\varepsilon_{su} =$	0,0675		Deformazione ultima

Tabella 1.2 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

1.3.2. Classe di consistenza

La consistenza è una proprietà del calcestruzzo allo stato fresco che ne indica la capacità a mobilitarsi e a compattarsi. Tale caratteristica, introdotta dalla norma UNI EN 206 – 1, influenza fortemente le proprietà del conglomerato indurito. La classe di consistenza, dunque, è un indice della lavorabilità del calcestruzzo, che risulta di fondamentale importanza per il trasporto, il getto e il convogliamento delle armature all'interno delle casseforme. La classe di consistenza si misura agevolmente in cantiere attraverso il cono di Abrams e proprio in riferimento a quest'ultimo, la suddetta norma indica le classi di abbassamento al cono, come riportato in *Figura 1.5*.

Per il caso in esame, la classe di consistenza scelta è la **S4**, più adeguata alla realizzazione degli elementi strutturali previsti in progetto. Tenuto conto degli spessori previsti in progetto, la dimensione massima dell'inerte è fissata a 25mm.

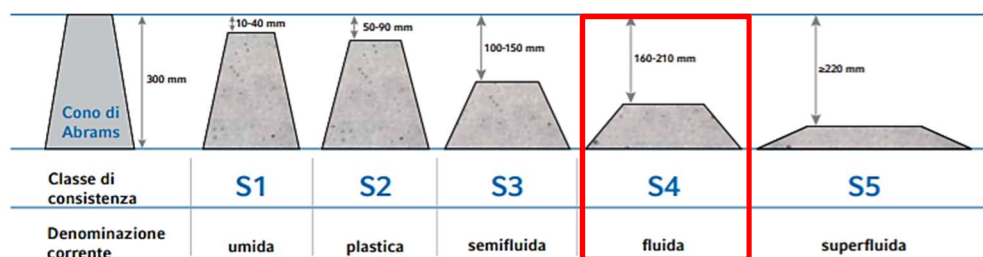


Figura 1.5 – Classi di consistenza del calcestruzzo

1.4. Parametri geotecnici

Si riportano, di seguito, i parametri geotecnici dei terreni con cui le membrature interagiscono, ovvero quello di rinfiando e quello di fondazione.

TERRENO DI RINFIANDO – Limo sabbioso			
$\gamma =$	19,00	kN/m^3	Peso dell'unità di volume di terreno
$\gamma_{\text{sat}} =$	23,50	kN/m^3	Peso dell'unità di volume di terreno saturo
$\gamma' =$	$\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 13,50$	kN/m^3	Peso "efficace" dell'unità di volume di terreno
$\varphi' =$	27	°	Angolo di attrito interno
$c' =$	0,00	kPa	Coesione efficace
$c_u =$	36,19	kPa	Coesione non drenata (Schmertmann)
$\delta =$	$2/3 \cdot \varphi' = 18$	°	Angolo di inclinazione della spinta
$K_0 =$	$1 - \sin \varphi' = 0,55$		Coefficiente di spinta a riposo
$k =$	10^{-6}	m/s	Coefficiente di permeabilità

Tabella 1.3 – Parametri geotecnici del terreno di rinfiando

TERRENO DI FONDAZIONE			
$\gamma =$	19,00	kN/m^3	Peso dell'unità di volume di terreno
$\gamma_{\text{sat}} =$	23,00	kN/m^3	Peso dell'unità di volume di terreno saturo
$\gamma' =$	$\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 13$	kN/m^3	Peso "efficace" dell'unità di volume di terreno
$\varphi' =$	29	°	Angolo di attrito interno
$c' =$	0,00	kPa	Coesione efficace
$K =$	3,00	kg/cm^3	Costante di sottofondo (Winkler)

Tabella 1.4 – Parametri geotecnici del terreno di fondazione

1.5. Caratterizzazione geometrica del sistema

Il sistema si configura come uno scatolare in calcestruzzo armato, che ha dimensione longitudinale, ovvero nella direzione di percorrenza del traffico veicolare, pari a 6,61 m, mentre dimensione trasversale al senso di marcia pari a 5,00 m. L'altezza dello scatolare, considerata la pendenza della strada di **Via Cannillo** pari al 5%, è di 4,21 m per la spalla di sinistra, e 4,54 m per quella di destra. Le dimensioni trasversali dello scatolare sono state proporzionate in modo da contenere sia la sezione efficace al deflusso sia eventuali sottoservizi che si sviluppano longitudinalmente all'alveo (trasversalmente alla strada).

L'impalcato è stato progettato per carichi conformi alla prima categoria stradale, ovvero quella relativa ai ponti per transito dei carichi mobili, ai sensi della definizione di cui al par. 5.1.3.3.4 delle N.T.C. 2018.

Le dimensioni caratteristiche dell'impalcato, riferite al manufatto al rustico, sono le seguenti:

– lunghezza dell'impalcato in direzione parallela al senso di marcia	$L = 6,61 \text{ m}$
– larghezza complessiva della sezione trasversale al senso di marcia	$B = 5,00 \text{ m}$
– spessore dell'impalcato	$s = 0,35 \text{ m}$
– spessore dell'impalcato in corrispondenza del marciapiede	$s = 0,35 \text{ m}$
– larghezza del marciapiede	$1,50 \text{ m}$
– altezza del marciapiede dalla sede carrabile	$0,15 \text{ m}$
– spessore delle spalle	$0,30 \text{ m}$
– numero massimo di corsie convenzionali	1
– larghezza della corsia convenzionale	$w = 3,00 \text{ m}$

1.6. Definizione delle corsie convenzionali

Definite le grandezze puramente geometriche dell'impalcato, si passa alla definizione del numero di corsie convenzionali in accordo con il paragrafo. 5.1.3.3.2 del D.M. del 17/01/2018.

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel seguente prospetto (*Figura 1.9 e Tabella 1.5*).

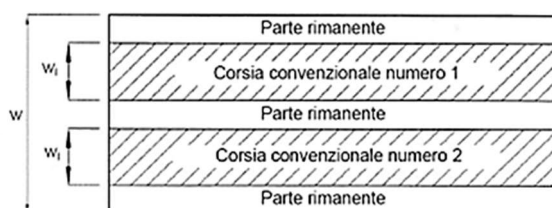


Figura 1.9 – Definizione delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_i = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

Tabella 1.5 – Definizione di numero e larghezza delle corsie

Nel caso in esame, la larghezza della carreggiata w , pari a 5,00 m, consente di poter definire una sola corsia convenzionale, pari a 3,00 m, ottenendo i seguenti risultati:

Numero di corsie convenzionali			
w	5,00	m	Larghezza carreggiata
w_i	3,00	m	Larghezza corsia convenzionale
n_i	1	adim	Numero di corsie convenzionali
$w - (3 \times n_i)$	1,50	m	Larghezza della zona rimanente

Tabella 1.6– Calcolo numero corsie convenzionali

2. Definizione delle azioni

Le azioni cui il ponte è soggetto sono:

- carichi permanenti strutturali;
- carichi permanenti non strutturali;
- carichi variabili da traffico;
- carico da neve;
- altri carichi variabili (tra cui spinte del terreno)
- azione sismica.

I suddetti carichi vengono amplificati allo S.L.U. per mezzo dei coefficienti parziali di sicurezza γ individuati dalla Normativa di riferimento, riportati nella seguente tabella:

Coefficienti parziali di sicurezza per le comb. allo SLU			
		Coefficiente	STRU (A1)
azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	1,00
	sfavorevoli		1,35
azioni permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0,00
	sfavorevoli		1,50
azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00
	sfavorevoli		1,35

Tabella 2.1 – Coefficienti parziali di sicurezza allo SLU

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dagli Schemi di Carico riportati nelle N.T.C. 2018, al paragrafo 5.1.3.3.3. In particolare, in riferimento al caso in oggetto, si prenderà in considerazione lo **Schema di Carico 1**.

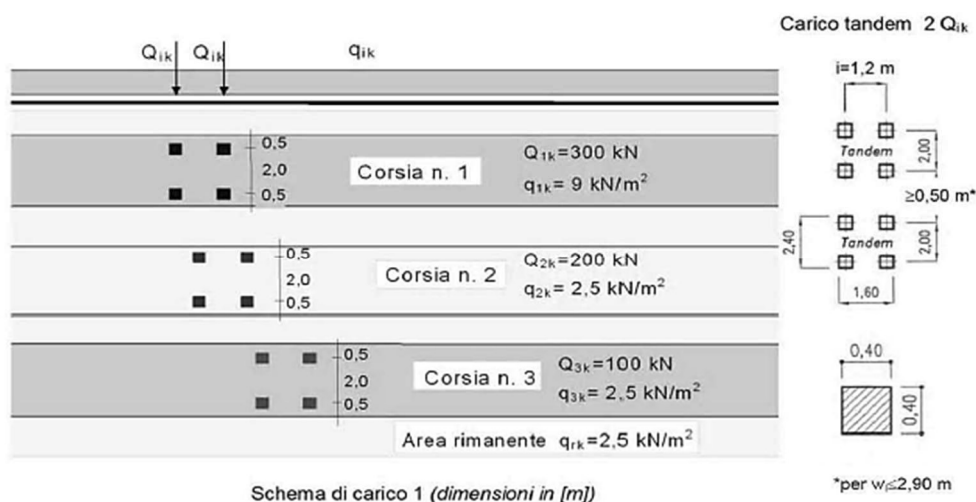


Figura 2.1 – Schema di Carico 1

Tale schema è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti, come mostrato in Figura 2.1. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche

locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m. La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Si considerano le seguenti intensità dei carichi, riportate in *Tabella 2.2*.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 2.2 – Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Si considera il carico associato allo **Schema di Carico 5**, applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche. Tale schema è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza.

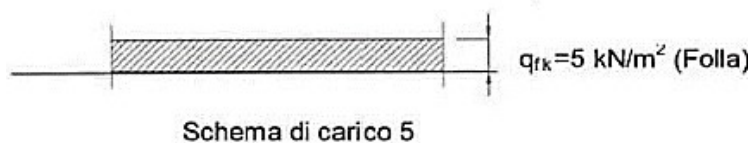


Figura 2.2 – Schema di Carico 5

2.1. Carichi permanenti

I carichi permanenti possono essere strutturali o non strutturali. Per quanto riguarda i primi, l'unico carico permanente strutturale è costituito dal peso proprio della soletta, mentre fra i carichi permanenti non strutturali rientrano la pavimentazione e la sottofondazione stradale. Le azioni permanenti prese in considerazione nel dimensionamento strutturale sono riportate in *Tabella 2.3*.

Carichi permanenti strutturali	Larghezza [m]	Lunghezza [m]	Spessore [m]	Volume per m ² [m ³ /m ²]	P.u.V. [kN/m ³]	g_1 [kN/m ²]
Soletta	1,00	1,00	0,30	0,30	25,00	8,75
Carichi permanenti non strutturali	Larghezza [m]	Lunghezza [m]	Spessore [m]	Volume per m ² [m ³ /m ²]	P.u.V. [kN/m ³]	g_2 [kN/m ²]
Pavimentazione	1,00	1,00	0,03	0,03	24,00	0,72
Sottofondazione	1,00	1,00	0,12	0,12	22,67	2,72
Totale	-	-	-	-	-	3,44

Tabella 2.3 – Analisi dei carichi per l'ipotesi fatta sulle azioni permanenti

In corrispondenza dei rilevati di avvicinamento alla struttura, si prevede una pavimentazione stradale di spessore pari a 10 cm, che sovrasta un sottofondo realizzato in pietrisco, determinando il sovraccarico permanente riportato in *Tabella 2.4*.

Sovraccarichi permanenti	Larghezza [m]	Lunghezza [m]	Spessore [m]	Volume per m ² [m ³ /m ²]	P.u.V. [kN/m ³]	g ₂ [kN/m ²]
Pavimentazione	1,00	1,00	0,05	0,05	16,00	0,80
Massetto	1,00	1,00	0,10	0,10	25,00	2,50
Totale	-	-	-	-	-	3,30

Tabella 2.4 – Analisi dei carichi per l'ipotesi sulle azioni permanenti agenti sul rilevato

Si predisporre, inoltre, un parapetto costituito da una ringhiera in ferro pesante, che produce un carico di 0,30 kN/m. Infine per il sicurvita si è supposto un peso di 1 kN/m.

Per quanto attiene al peso dell'unità di volume del calcestruzzo alleggerito e per la pavimentazione del marciapiede, si è fatto riferimento alla tabella 3.1.I delle N.T.C. 2018 (*Tabella 2.5*).

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Tabella 2.5 – Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

2.1.1. Pressione del terreno all'esterno dello scatolare

Come prescritto dalle N.T.C. 2018, tra i carichi permanenti va inclusa la pressione esercitata dal **terreno di rinfiamento** in condizioni geostatiche, considerata solo per la frazione relativa al terreno secco. La presenza di una eventuale falda viene considerata come condizione accidentale, per cui la tensione da essa esercitata va considerata come carico accidentale.

Per quanto riguarda il materiale di rinfiamento, a rigore bisognerebbe considerare sia la presenza del terreno adiacente, che quella del pietrame con cui verrà riempita un'aliquota della stessa zona. Tuttavia, a vantaggio di statica, il calcolo della massima pressione viene effettuato in relazione al solo terreno secco, essendo il peso dell'unità di volume di quest'ultimo maggiore di quello del pietrame. Inoltre, si considera l'altezza massima tra quelle dei due piedritti costituenti lo scatolare.

$$\sigma_{t,secco} = K_0 \cdot \gamma \cdot H_d = 0,55 \cdot 19,00 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 4,54 \text{ m} = 47,10 \text{ kN} / \text{m}^2$$

2.1.2. Pressione all'interno dello scatolare

Si considera, tra i carichi permanenti, anche quello dei materiali di posa per la formazione della sezione idrica efficace ai fini del deflusso all'interno dello scatolare. A tale riguardo, si prende a riferimento, nel calcolo, il peso del terreno in condizioni sature.

$$p_{t,max} = \gamma_{sat} \cdot h = 23,50 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 2,00 \text{ m} = 47,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

2.2. Carichi variabili da traffico

In relazione ai carichi mobili, o viaggianti, con i quali si fa riferimento ai carichi variabili stradali, come detto in precedenza nelle analisi globali si è preso in considerazione lo **Schema di Carico 1**, mentre al marciapiede è stata considerata applicata l'azione relativa allo **Schema di Carico 5**, con il competente valore di combinazione, pari a 2,5 kN/m².

Inoltre, è stata considerata un'azione longitudinale **di frenamento e di accelerazione**, conforme alle prescrizioni di cui al paragrafo 5.1.3.5 delle N.T.C. 2018:

$$q_3 = 0,6(2Q_{lk}) + 0,10 \cdot q_{lk} \cdot w_l \cdot L = 377,85 \text{ kN}.$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione e agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata ed include gli effetti di interazione. Considerando una diffusione del carico tandem a 30°, su un'impronta di 1,60 m (si veda N.T.C. 2018, par. 5.1.3.3.5), si ottiene:

$$q_{3,dist} = \frac{q_3}{L \cdot l} = \frac{377,85 \text{ kN}}{6,61 \text{ m} \cdot 1,98 \text{ m}} = 28,94 \text{ kN} / \text{m}^2$$

dove l è la dimensione maggiore del cono di diffusione, calcolata come:

$$l = d + 2a = 1,98 \text{ m}$$

$$a = \left(h_{sovr} + \frac{s}{2} \right) \cdot \tan(30^\circ) = 0,19m$$

h_{sovr} rappresenta l'altezza della sovrastruttura stradale, costituita dalla pavimentazione (pietra), dall'allettamento, dal massetto di calcestruzzo non solidale, per un totale di 15 cm. Tale azione, in questo modo, viene ripartita uniformemente sulla lunghezza del ponte.

2.2.1. Gruppi di azioni

Definiti i carichi dovuti al traffico veicolare, in ottemperanza a quanto stabilito dalla norma, si determinano le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche, stabilite in modo da garantire la sicurezza, in conformità con quanto descritto dal Cap. 2 del D.M. 17/01/2018. I gruppi di azioni (N.T.C. 2018, tabella 5.1.IV) sono da intendersi come un insieme di azioni caratteristiche da combinare, con opportuni coefficienti di combinazione, (tabella 5.1.VI della stessa norma) con le altre azioni variabili e permanenti. Si prendono in considerazione i seguenti gruppi, definiti a partire dagli Schemi di Carico precedentemente descritti.

Gruppi di azioni	
Gruppo 1	Azioni relative al modello principale (Schema di Carico 1) considerate con il loro valore caratteristico, in posizione centrale o decentrata.
	Azione della folla compatta sul marciapiede (Schema di Carico 5) considerata con il valore di combinazione (2,5 kN/m ²)
Gruppo 2a	Azioni relative al modello principale (Schema di Carico 1) considerate con il loro valore frequente ($\psi_1=0,75$ per i carichi tandem; $\psi_1=0,40$ per i carichi uniformemente distribuiti)
	Azione longitudinale di frenamento e di accelerazione considerata con il valore caratteristico

Tabella 2.6 – Definizione dei Gruppi di azioni

2.3. Carico da neve

In aggiunta ai carichi descritti in precedenza, è stata valutata l'azione della **neve**, in accordo a quanto indicato nella normativa di riferimento. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è calcolato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel paragrafo 3.4.2 delle N.T.C. 2018, cui corrispondono valori associati ad un periodo di

ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. della stessa normativa. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

Nel caso in esame, il ponte è ubicato a Cetara, comune della provincia di Salerno, la quale ricade in **Zona III**.

Essendo tale comune situato a **70 m s.l.m.**, per un'altezza $a_s \leq 200$ m, il carico da neve al suolo è pari:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN} / \text{m}^2$$

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_1 delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II delle N.T.C. 2018. Nel caso in esame, risulta $\mu_1 = 0,8$.

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I della normativa di riferimento, per diverse classi di esposizione. Nel caso specifico, si assumerà $C_E = 1$.

Da quanto sopra indicato, il carico da neve q_s risulta:

$$q_s = 0,8 \cdot 0,60 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,48 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

Infine, si specifica che il carico da neve verrà considerato non concomitante con i carichi da traffico, così come indicato nel paragrafo 5.1.3.7 del suddetto riferimento normativo.

2.4. Altri carichi variabili

2.4.1. Azione del terreno saturo

La tensione esercitata dal terreno sul piedritto è, come detto in precedenza, da considerarsi permanente per la sola frazione relativa allo stato secco; come tale, ad essa vanno applicati i relativi coefficienti parziali previsti dalle N.T.C. 2018 (tab.6.2.I). L'incremento di tensione relativo ad una condizione di totale saturazione, invece, viene considerato come carico variabile, così come l'incremento di spinta legato al sovraccarico stradale agente sul terreno di rinfiacco, (nella configurazione del gruppo 1 o 2, con posizione tale da massimizzare tale effetto).

In condizioni geostatiche, la tensione totale del terreno sui piedritti vale:

$$\sigma_{t,sat} = \sigma'_t + u.$$

La pressione esercitata dall'acqua che riempie i pori del terreno, in condizioni di totale saturazione, è pari a:

$$u = \gamma_w H_{max} = 10 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 4,54 \text{ m} = 45,40 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

la tensione orizzontale efficace esercitata dal terreno risulta:

$$\sigma'_t = k_0 \cdot \sigma'_v = k_0 \cdot \gamma' \cdot H_{max} = 33,46 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

Si ricava, così, la pressione totale esercitata dal terreno di rinfiacco sui piedritti, in condizioni sature, è:

$$\sigma_{t,sat} = 78,86 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

L'incremento di pressione massimo, dovuta alla presenza di falda, individuato come carico variabile, vale:

$$\Delta_{t,falda} = \sigma_{t,sat} - \sigma_{t,sec co} = 78,86 \text{ kN} / \text{m}^2 - 47,10 \text{ kN} / \text{m}^2 = 31,77 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

2.4.2. Azione del sovraccarico stradale

Per quanto riguarda l'azione del sovraccarico stradale, si considera, in una opportuna combinazione di carico, l'incremento di spinta su una sola delle pareti dello scatolare, dovuta alla presenza del sovraccarico stradale in posizione esterna alla soletta dell'impalcato.

A tale riguardo, la Circolare esplicativa 21/01/2019 delle N.T.C. 2018, al par. C5.1.3.3.5.1 consente di considerare applicato lo Schema di Carico 1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 (l) m e lunga 2,20 (b) m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Al tandem, si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico, pari a $q_{ik} = 9,00 \text{ kN/m}^2$.

Il carico tandem è pari a:

$$Q_{tandem} = 2Q_{ik} = 2 \cdot 300 \text{ kN} = 600 \text{ kN};$$

il carico uniforme equivalente al tandem vale:

$$q'_{ik} = \frac{Q_{tandem}}{l \cdot b} = \frac{600 \text{ kN}}{3,00 \text{ m} \cdot 2,20 \text{ m}} = 90,91 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

Considerando una diffusione del carico con un angolo di 30° e tenendo conto che lo spessore della massicciata stradale in corrispondenza del rilevato in avvicinamento allo scatolare è pari a 0,15 m ($h_{m, ril}$), si calcolano la larghezza minima e massima del cuneo:

$$L_{min} = b + 2 \cdot \left(h_{m, ril} + \frac{s}{2} \right) \cdot \tan(30^\circ) = 2,55 \text{ m};$$

$$L_{max} = b + \left(h_{m, ril} + \frac{s}{2} \right) \cdot \tan(30^\circ) + (h_{m, ril} + H_d) \cdot \tan(30^\circ) = 5,10 \text{ m}$$

dove s è lo spessore della soletta e H_d è l'altezza massima della parete dello scatolare.

Si calcola, così, il carico uniforme equivalente sulla sommità del cuneo, per 1 m di larghezza:

$$Q = \frac{q'_{ik} \cdot b}{L_{max}} + q_{ik} = 48,25 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

Di conseguenza, l'incremento di pressione sulla parete dello scatolare dovuto al traffico veicolare vale:

$$\Delta_{pr} = k_0 \cdot Q = 26,35 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

Per quanto riguarda le azioni derivanti dalla spinta del terreno, avendo scelto di riferirsi, per lo Stato Limite Ultimo STR, all'approccio progettuale 2 (A2) (definito per le opere di sostegno cui si assimilano

le pareti dello scatolare, al 6.5.3.1.1) si è fatto riferimento al gruppo di coefficienti parziali definito da $A1+M1+(R3)$. I coefficienti parziali necessari si attingono dalla tabella 6.2.II delle NTC. I coefficienti $M1$ in questo caso sono tutti unitari, per cui i parametri geotecnici del terreno da utilizzare per il calcolo delle azioni sono corrispondenti a quelli caratteristici.

2.4.3. Carico della sovrastruttura stradale sul piedritto

Ai carichi precedentemente calcolati, si aggiunge il carico esercitato dal peso della sovrastruttura stradale sul piedritto. Tale azione si calcola come segue:

$$\Delta_{sovr} = k_0 \cdot g_2 = 0,55 \cdot 3,44 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1,89 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

2.5. Azione sismica

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, si assimila la struttura ad un ponticello con la travata collegata a due spalle che sostengono il terreno naturale per più dell'80% della loro altezza. In tal caso, come indicato al paragrafo 7.9.5.4.2 delle NTC 2018, si ammette che lo scatolare si muova insieme al terreno. Le forze di inerzia di progetto possono essere determinate considerando un'accelerazione pari a $S_d(T_1) = a_g \cdot S$.

Inoltre, si modella la struttura affinché essa abbia un comportamento elastico. Questo implica che essa avrà comportamento non dissipativo anche allo S.L.U., per cui non vanno realizzati dettagli costruttivi atti a garantire la duttilità (di cui al par. 7.9.6 del riferimento normativo). Pertanto, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ viene a coincidere con quello di risposta elastico $S_e(T)$ oppure sostanzialmente elastico, come appresso specificato, secondo la relazione:

$$S_d(T) = \frac{S_e(T)}{q}$$

dove T è il periodo naturale di vibrazione della struttura.

2.5.1. Analisi statica lineare

Come indicato dalle N.T.C. 2018 al paragrafo 7.2.6, le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate sia attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia attraverso storie temporali del moto del terreno, opportunamente selezionate. I metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato. Nel caso di **analisi lineare**, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Al paragrafo 7.3 della normativa, viene illustrata una tabella nella quale sono riportati i valori che assume il fattore di comportamento per i vari stati limite, di esercizio ed ultimi, sia che si consideri un comportamento dissipativo, sia che la struttura venga modellata con un comportamento non dissipativo, come nel caso in esame.

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

Tabella 2.7 – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

Come si evince dalla Tabella 2.7, anche per un comportamento non dissipativo, ovvero sostanzialmente elastico, la norma in generale consente una riduzione delle azioni sismiche tramite l'utilizzo di un fattore di comportamento lievemente maggiore dell'unità, vale a dire $1.0 \leq q \leq 1.5$, sia per le verifiche allo Stato Limite di Danno (S.L.D.) che per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.). Si deduce, inoltre, che l'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo. Nel caso specifico, con riguardo anche alle indicazioni formulate nella Tab. 7.3.II delle NTC 2018, si è adottato un valore $q=1.0$.

Nel caso in esame l'azione sismica verrà modellata per il tramite dell'**analisi statica lineare**, che consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica. La forza da applicare alla massa della costruzione è data dalla seguente relazione:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

dove W è il peso della costruzione, λ è un coefficiente che vale 1 nel caso in esame, $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta (in questo caso pari ad $a_g S$) e g è l'accelerazione di gravità.

2.5.2. Peso della costruzione

Ai fini del calcolo della massa sismica del ponte, si considera il peso della soletta, della sovrastruttura e della metà superiore delle pareti, coerentemente con quanto indicato al par. 3.2 delle N.T.C. 2018 e nello specifico, in relazione ai ponti, al par. 5.1.3.12 dello stesso riferimento, ove viene specificato che si assume un coefficiente di combinazione $\Psi_{2j} = 0$ per i carichi dovuti al traffico.

Per una striscia di ponte larga 1 metro, trasversalmente alla direzione del traffico, si calcolano rispettivamente il peso della soletta, della sovrastruttura stradale e quello delle pareti in c.a.:

$$W_{sol} = s \cdot L \cdot \gamma_{cls} \cdot 1m = 0,30m \cdot 6,61m \cdot 25kN / m^3 \cdot 1m = 57,84kN ;$$

$$W_{sov} = g_{2,tot} \cdot L \cdot 1m = 3,44kN / m^2 \cdot 6,61m \cdot 1m = 22,74kN ;$$

$$W_{pareti} = 2 \cdot \gamma_{cls} \cdot s_p \cdot \frac{H_d}{2} \cdot 1m = 2 \cdot 25kN / m^2 \cdot 0,30m \cdot 4,54m \cdot 1m = 34,05kN ;$$

$$W_{tot} = W_{sol} + W_{sov} + W_{pareti} = 114,63kN .$$

2.5.3. Forza sismica orizzontale

In accordo con le N.T.C. 2018, l'azione orizzontale da applicare alla struttura deve essere valutata tenendo conto di alcuni fattori, come la localizzazione del sito, la vita nominale dell'opera (V_N), la classe d'uso e il corrispettivo coefficiente (C_u), il periodo di riferimento (V_R), la categoria di sottosuolo e categoria topografica. Note tali quantità, è necessario definire il livello di protezione sismica di riferimento sulla base della prestazione attesa dalla costruzione.

Nel caso in esame, si tratta di una struttura di tipo ordinario, caratterizzata da una classe d'uso II e un coefficiente d'uso pari a 1,00. Dal punto di vista stratigrafico, si può attribuire al sottosuolo la **categoria C**, mentre la categoria topografica è di tipo **T1**. I parametri necessari alla valutazione dell'azione orizzontale, riferiti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.V.), sono riportati in *Tabella 2.9*, quelli riferiti allo Stato Limite di Danno (S.L.D.) si trovano in *Tabella 2.10*.

Il coefficiente S , che tiene conto sia della categoria di sottosuolo che delle condizioni topografiche, si valuta come segue:

$$S = S_s \cdot S_T = 1,00 \cdot 1,50 = 1,50.$$

Di conseguenza, si può procedere con il calcolo della forza sismica orizzontale agente sullo scatolare. Allo Stato Limite di salvaguardia della Vita si avrà:

$$F_h = \frac{S_d(T_l) \cdot W \cdot \lambda}{g} = \frac{S \cdot a_g \cdot W \cdot \lambda}{g} = \frac{1,50 \cdot 0,084 g \cdot 106,36 kN \cdot 1,00}{g} = 14,44 kN.$$

Allo Stato Limite di Danno:

$$F_h = \frac{S_d(T_l) \cdot W \cdot \lambda}{g} = \frac{S \cdot a_g \cdot W \cdot \lambda}{g} = \frac{1,50 \cdot 0,037 g \cdot 106,36 kN \cdot 1,00}{g} = 6,36 kN.$$

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

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

Tabella 2.8 – Categorie di sottosuolo e categorie topografiche riportate nelle N.T.C. 2018

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,084 g
F_0	2,640
T_C^*	0,496 s
S_S	1,500
C_C	1,323
S_T	1,000
q	1,500

Tabella 2.9 – Parametri indipendenti allo S.L.V. per il sito in esame

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,037 g
F_0	2,476
T_C^*	0,323 s
S_S	1,500
C_C	1,524
S_T	1,000
q	1,500

Tabella 2.10 – Parametri indipendenti allo S.L.D. per il sito in esame

2.5.4. Incremento dinamico di spinta del terreno di rinfilanco

In aggiunta alle forze di inerzia determinate nel paragrafo precedente, occorre considerare un incremento di spinta del terreno di rinfilanco sulle pareti dello scatolare, assimilate ad opere di sostegno (come indicato nel paragrafo 7.11.6.2.1 delle N.T.C. 2018). Tale incremento di spinta, viene considerato agente a metà altezza delle pareti.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, il valore assunto dal coefficiente sismico orizzontale k_h può essere valutato tramite la seguente espressione:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

dove

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g.$$

Tali valori saranno distinti in funzione dello Stato Limite considerato. Allo S.L.V. si avrà:

$$a_{max} = S \cdot a_g = 1,50 \cdot 0,084 g = 0,126 g ;$$

allo S.L.D. analogamente si ottiene:

$$a_{max} = S \cdot a_g = 1,50 \cdot 0,037 g = 0,056 g ;$$

In generale, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

- $\beta_m = 0,38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (S.L.V.)
- $\beta_m = 0,47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (S.L.D.).

Nel caso in esame, come indicato dal suddetto riferimento normativo, considerando il muro non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore unitario. Pertanto, si procede al calcolo del coefficiente k_h . Per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita si ha:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 1,00 \cdot \frac{0,126 g}{g} = 0,126 ;$$

per lo Stato Limite di Danno:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 1,00 \cdot \frac{0,056 g}{g} = 0,056 ;$$

Si calcola, dunque, l'incremento di pressione per metro di larghezza, considerato costante lungo l'altezza della parete. Allo S.L.V. si ottiene:

$$\Delta_{ps} = k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot H_d \cdot 1m = 0,126 \cdot 23,50 kN / m^3 \cdot 4,54 m \cdot 1m = 13,44 kN / m ;$$

analogamente, per lo S.L.D.:

$$\Delta_{ps} = k_h \cdot \gamma_{sat} \cdot H_d \cdot 1m = 0,056 \cdot 23,50 kN / m^3 \cdot 4,54 m \cdot 1m = 5,92 kN / m .$$

A vantaggio di statica, il terreno è stato considerato in condizioni di totale saturazione.

Si precisa, infine, che non viene calcolato l'incremento dinamico di spinta del terreno all'interno dello scatolare, dal momento che, sebbene sia stata calcolata la pressione da esso derivante anche in condizioni statiche (si veda paragrafo 2.1.2), la sua presenza può essere trascurata, siccome, per una fase temporanea di lungo termine, si considera assenza di riempimento.

3. Analisi strutturale

3.1. Modello di calcolo

Per il calcolo delle strutture in esame è stato ipotizzato uno stato piano di deformazione, considerando una "striscia" di ponte larga 1 m, sulla quale sono stati applicati i carichi previsti dalle norme. Lo scatolare è stato schematizzato da un insieme di elementi monodimensionali, corrispondenti alla soletta superiore (l'impalcato), alla soletta inferiore (la fondazione) e ai due piedritti laterali.

Lo schema statico considerato è, dunque, di portale chiuso alla base dalla trave di fondazione su suolo elastico alla Winkler. L'azione del terreno di rinfilanco è stata considerata come un carico permanente, mentre la spinta esercitata sulle pareti dello scatolare è stata calcolata facendo riferimento ad uno stato di equilibrio a riposo. Inoltre, è stata considerata la presenza di falda fino alla quota del piano medio della soletta, inquadrata come carico variabile e, come previsto dalla normativa di riferimento, l'azione sismica. Infine, è stata considerata anche l'azione esercitata dal sovraccarico stradale, con il conseguente incremento di spinta sulle pareti laterali. Il terreno di fondazione è stato schematizzato alla Winkler, ovvero con un letto di molle, il cui modulo di reazione verticale (o costante di Winkler) è stato imposto pari a 30000 kN/m^3 .

Il modello di calcolo è stato implementato tramite il software Pro-Sap, al fine di effettuare l'analisi e ottenere le caratteristiche della sollecitazione, così da effettuare le verifiche di resistenza e di fessurazione delle varie membrature.



Figura 3.1 – Modello di calcolo adottato

3.2. Combinazioni di carico

Dopo aver definito le azioni agenti e, dunque, i vari casi di carico, sono state considerate un totale di 17 combinazioni di carico, conformemente a quanto previsto dalla normativa vigente. A tale riguardo, si tenga conto che le verifiche agli Stati Limite Ultimi di tipo STR sono state effettuate mediante l'approccio progettuale A2, per cui si è fatto riferimento ai relativi coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione (riportati nelle tabelle a seguire).

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Tabella 3.1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli S.L.U.

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 3.2 – Coefficienti Ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Le combinazioni di carico adottate hanno lo scopo di massimizzare, una per volta, le sollecitazioni nei singoli elementi strutturali. Le massime sollecitazioni di calcolo si ottengono attraverso l'involuppo dei diagrammi relativi alle singole combinazioni. I casi di carico permanenti, quali il peso proprio strutturale, il peso proprio non strutturale e la spinta del terreno allo stato secco, compaiono evidentemente in ogni combinazione di carico, ma con coefficienti parziali differenziati.

- COMB. 1 – S.L.U. massimizza la flessione nella soletta superiore, considerando il carico viaggiante come carico variabile principale;

- COMB. 2 – S.L.U. mantiene inalterata la parte relativa ai carichi permanenti agenti sulla soletta, non considerando il carico viaggiante come carico variabile principale (per cui compariranno i coefficienti Ψ);
- COMB. 3 – S.L.U. mantiene inalterata la parte relativa ai carichi permanenti agenti sulla soletta, considerando l'incremento di spinta del terreno saturo in condizioni statiche come carico prevalente rispetto all'incremento di spinta sul parapetto di sinistra, dovuto al carico viaggiante;
- COMB. 4 – S.L.U. mantiene inalterata la parte relativa ai carichi permanenti agenti sulla soletta, considerando la prevalenza dell'incremento di spinta sul parapetto di sinistra, dovuto al carico viaggiante, rispetto alla spinta del terreno in condizioni sature;
- COMB. 5 – S.L.U. mantiene inalterata la parte relativa ai carichi permanenti agenti sulla soletta, considerando l'incremento di spinta del terreno saturo in condizioni statiche come carico prevalente rispetto all'incremento di spinta sul parapetto di destra, dovuto al carico viaggiante;
- COMB. 6 – S.L.U. mantiene inalterata la parte relativa ai carichi permanenti agenti sulla soletta, considerando la prevalenza dell'incremento di spinta sul parapetto di destra, dovuto al carico viaggiante, rispetto alla spinta del terreno in condizioni sature;
- COMB. 7 – S.L.V. è la combinazione sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, considerando il sisma agente da sinistra verso destra;
- COMB. 8 – S.L.V. è la combinazione sismica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, considerando il sisma agente da destra verso sinistra;
- COMB. 9 – S.L.U. mantiene inalterata la parte relativa ai carichi permanenti agenti sulla soletta, considerando la presenza del carico tandem decentrato a sinistra;
- COMB. 10 – S.L.U. mantiene inalterata la parte relativa ai carichi permanenti agenti sulla soletta, considerando la presenza del carico tandem decentrato a destra;
- COMB. 11 – S.L.E.(r) considera i valori caratteristici delle azioni che producono le massime sollecitazioni nella soletta superiore;
- COMB. 12 – S.L.E. (r) considera i valori caratteristici delle azioni che producono le massime sollecitazioni nelle pareti laterali;
- COMB. 13 – S.L.E. (f) considera i valori frequenti delle azioni che producono le massime sollecitazioni nella soletta superiore;
- COMB. 14 – S.L.E. (f) considera i valori frequenti delle azioni che producono le massime sollecitazioni nelle pareti laterali;
- COMB. 15 – S.L.E. (p) considera i valori quasi permanenti delle azioni che producono le massime sollecitazioni nella soletta superiore;
- COMB. 16 – S.L.D. è la combinazione sismica allo Stato Limite di Danno, considerando il sisma agente da sinistra verso destra;
- COMB. 17 – S.L.D. è la combinazione sismica allo Stato Limite di Danno, considerando il sisma agente da destra verso sinistra.

Si riportano, nelle tabelle a seguire, i casi di carico e i coefficienti adottati nelle combinazioni.

CDC	Tipo	Sigla Identificativa	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (spinta terreno secco statica)	Azioni applicate: D2 : 2 Azione : Parete Sinistra_Pressione_TerrenoSecco-DG:Fxi=33.46 D2 : 3 Azione : Parete Destra_Pressione_TerrenoSecco-DG:Fxi=-33.46
3	Qk	CDC=Qk (incremento spinta terreno saturo cond. statiche)	Azioni applicate: D2 : 2 Azione : Delta_Falda_Sin.-DG:Fxi=31.78 D2 : 3 Azione : Delta_Falda_Destra-DG:Fxi=-31.78
4	Gk	CDC=G1k (spinta sovrastruttura sul parapetto)	Azioni applicate: D2 : 2 Azione : Parete_Sin_Incr_Spinta_Rinfianco-DG:Fxi=1.89 Fxf=1.89 D2 : 3 Azione : Parete_Dest_Incr_Spinta_Rinfianco -DG:Fxi=-1.89 Fxf=-1.89
5	Qk	CDC=Qk (carico viaggiante parapetto sinistra)	Azioni applicate: D2 : 2 Azione : Delta_Traffico_Sinistra-DG:Fxi=26.35 Fxf=26.35
6	Qk	CDC=Qk (carico viaggiante parapetto destra)	Azioni applicate: D2 : 3 Azione : Delta_Traffico_Destra-DG:Fxi=-26.35 Fxf=-26.35
7	Gk	CDC=G1k (peso sovrastruttura)	Azioni applicate: D2 : 4 Azione : Peso_Sovrastruttura-DG:Fzi=-3.44 Fzf=-3.44
8	Qk	CDC=Qk (neve)	Azioni applicate: D2 : 4 Azione : CDC_Neve-DG:Fzi=-0.48 Fzf=-0.48
9	Qk	CDC=Qk (folla)	Azioni applicate: D2 : 4 Azione : CDC_Folla-DG:Fzi=-2.50 Fzf=-2.50
10	Qk	CDC=Qk (carico viaggiante distribuito)	Azioni applicate: D2 : 4 Azione : Viag_Distr.-DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
11	Qk	CDC=Qk (tandem)	Azioni applicate: D2 : 4 Azione : Tandem_Distr.-DG:xi=265.20 xf=365.02 Fzi=-95.24 Fzf=-95.24
12	Qk	CDC=Qk (frenatura)	Azioni applicate: D2 : 4 Azione : Frenatura.-DG:Fzi=-28.94 Fzf=-28.94
13	Qk	CDC=Qk (incremento dovuto al sisma sinistra)	Azioni applicate: D2 : 2 Azione : Delta_Sisma_Sinistra-DG:Fxi=13.44 Fxf=13.44
14	Qk	CDC=Qk (incremento dovuto al sisma destra)	Azioni applicate: D2 : 3 Azione : Delta_Sisma_Destra-DG:Fxi=-13.44 Fxf=-13.44
15	Qk	CDC=Qk (tandem decentrato sinistra)	Azioni applicate: D2 : 4 Azione : Tandem_Decentrato_Sinistra-DG:xi=0.0 xf=100.00 Fzi=-95.24 Fzf=-95.24
16	Qk	CDC=Qk (tandem decentrato destra)	Azioni applicate: D2 : 4 Azione : Tandem_Decentrato_Destra-DG:xi=529.40 xf=630.20 Fzi=-95.24 Fzf=-95.24
17	Qk	CDC=Qk (incremento dovuto al sisma sinistra SLD)	Azioni applicate: D2 : 2 Azione : DeltaSisma_SinistraSLD-DG:Fxi=5.92 Fxf=5.92
18	Qk	CDC=Qk (incremento dovuto al sisma destra SLD)	Azioni applicate: D2 : 3 Azione : DeltaSisma_DestraSLD-DG:Fxi=-5.92 Fxf=-5.92

Tabella 3.3 – Casi di carico

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	1.50	0.75	1.00	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
2	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	1.50	0.75	1.00	0.54	1.01	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
3	1.35	1.35	1.50	1.35	1.01	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
4	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
5	1.35	1.35	1.50	1.35	0.0	1.01	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
6	1.35	1.35	1.00	1.35	0.0	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
7	1.00	1.00	0.30	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
8	1.00	1.00	0.30	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.30	0.30	0.30	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0										
9	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	1.50	0.75	1.00	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.35	0.0	0.0	0.0										
10	1.35	1.35	0.0	1.35	0.0	0.0	1.50	0.75	1.00	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.35	0.0	0.0										
11	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	0.40	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.40	0.40	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
13	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.40	0.40	0.40	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
14	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
15	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
16	1.00	1.00	0.30	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0										
17	1.00	1.00	0.30	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.30	0.30	0.30	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0										

Tabella 3.4 – Combinazioni di carico

3.3. Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

3.3.1. Momento flettente

Si riportano, di seguito, i diagrammi del momento flettente (in kNm) ottenuti per le varie combinazioni di carico considerate.

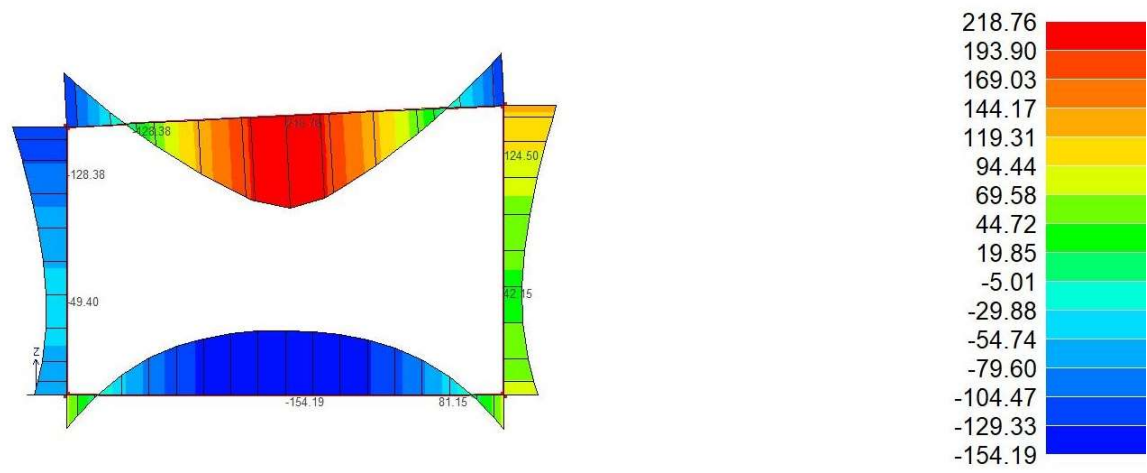


Figura 3.2 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.1

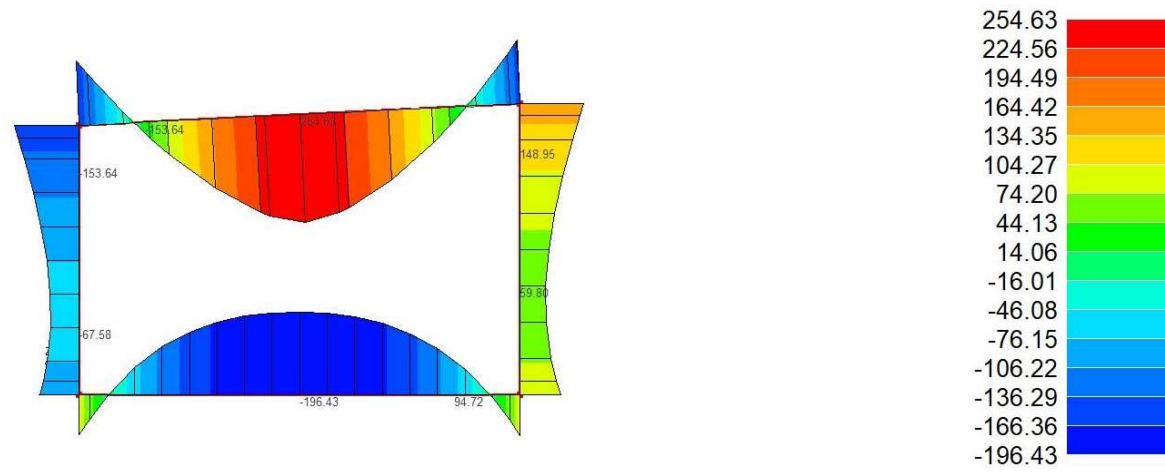


Figura 3.3 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.2

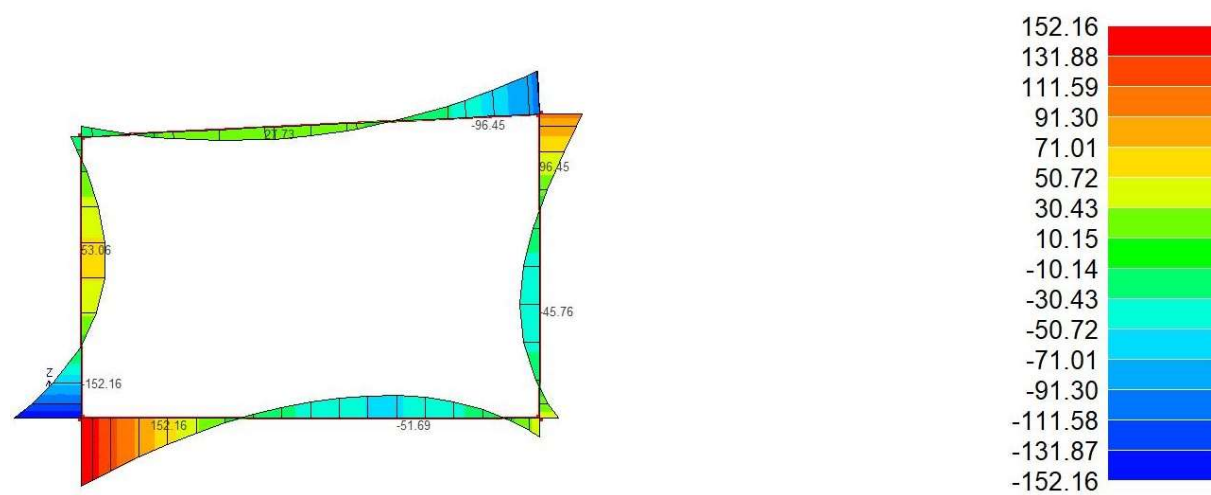


Figura 3.4 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.3

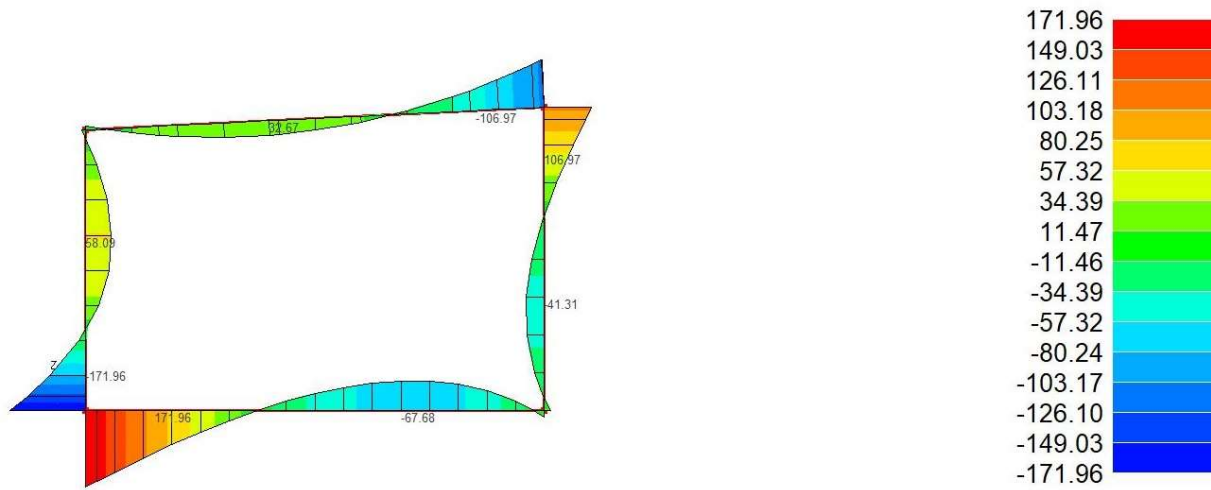


Figura 3.5 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.4

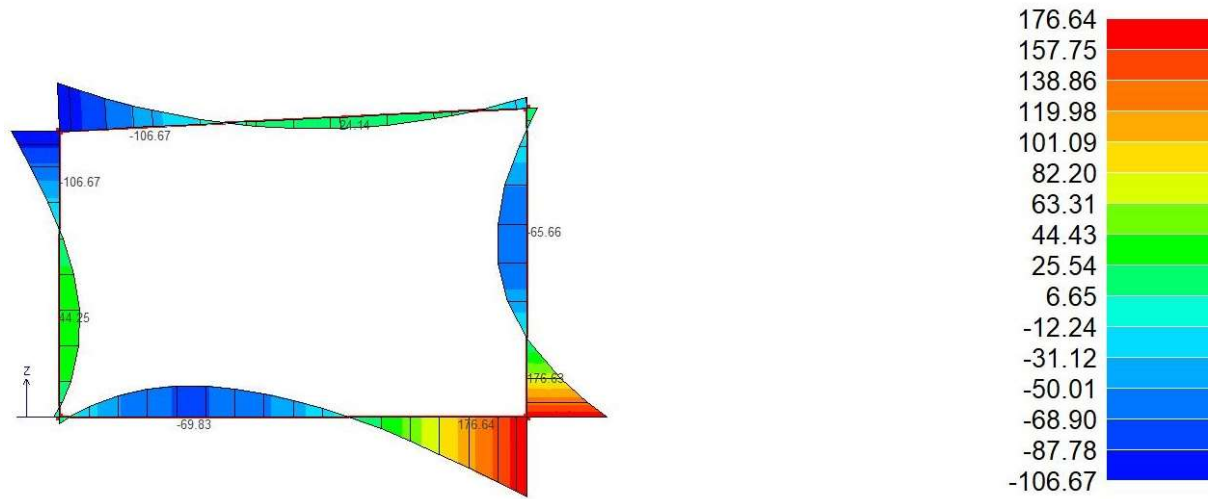


Figura 3.6 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.5

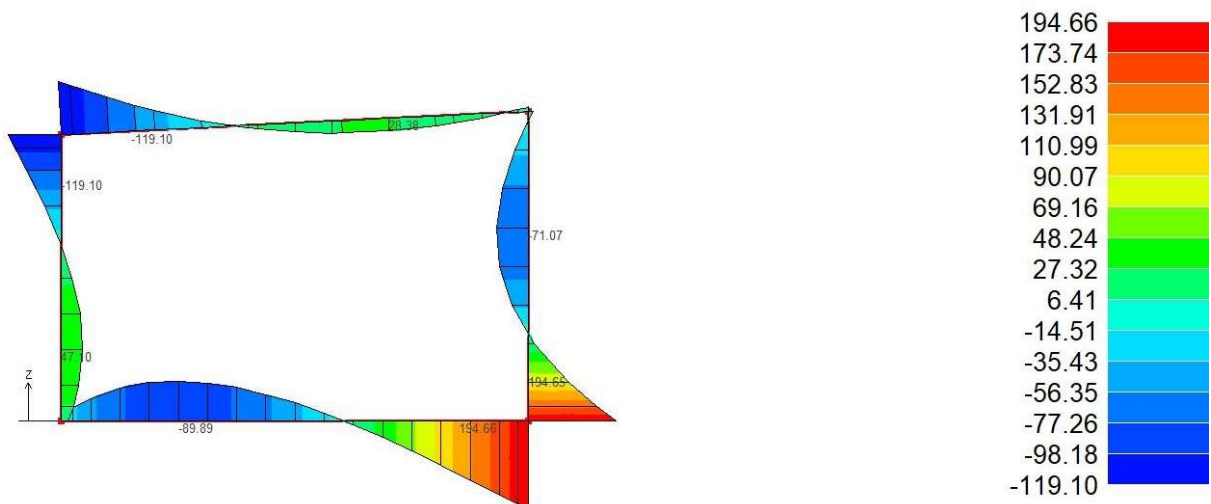


Figura 3.7 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.6

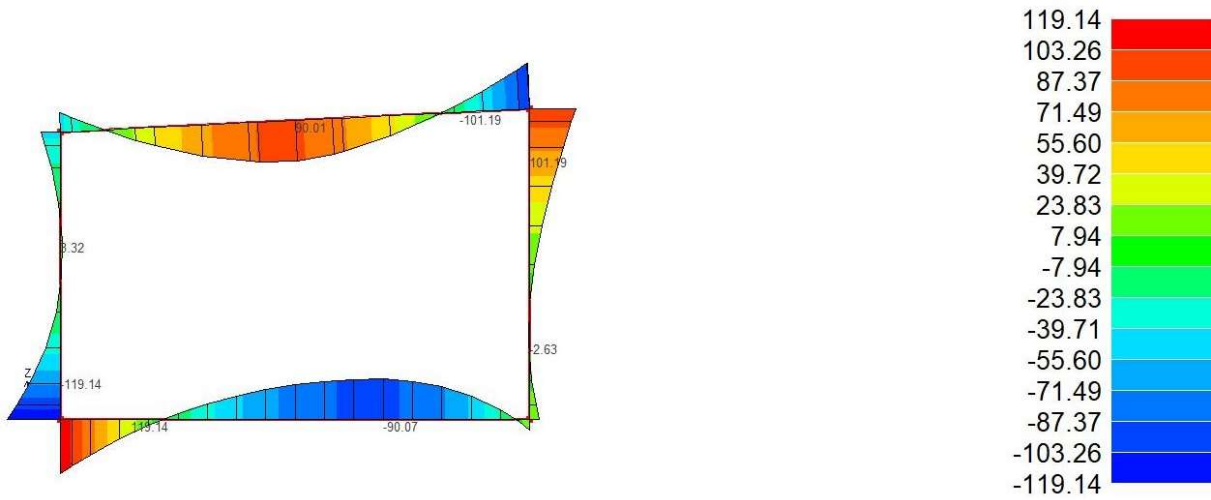


Figura 3.8 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.7

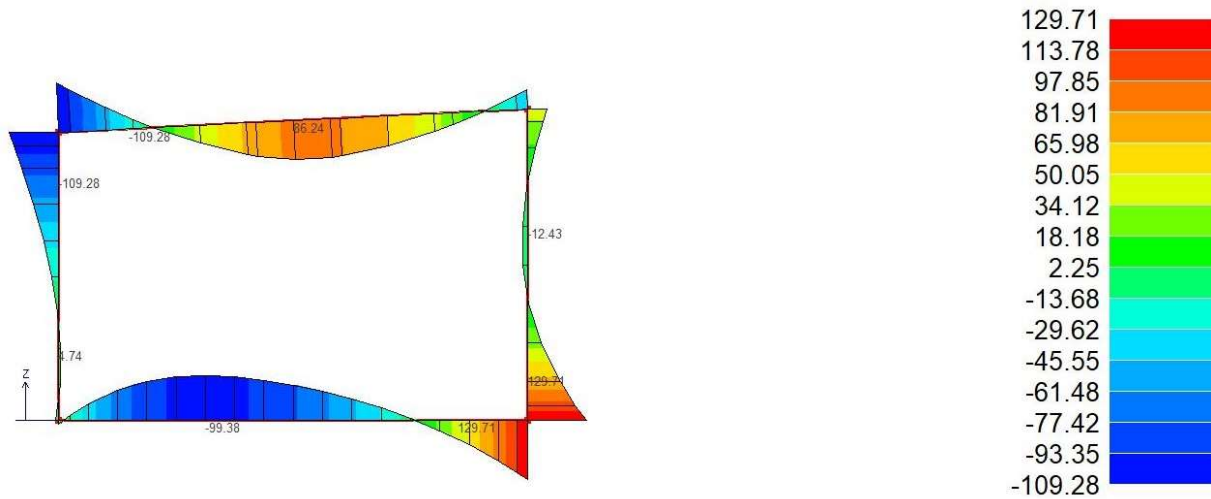


Figura 3.9 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.8

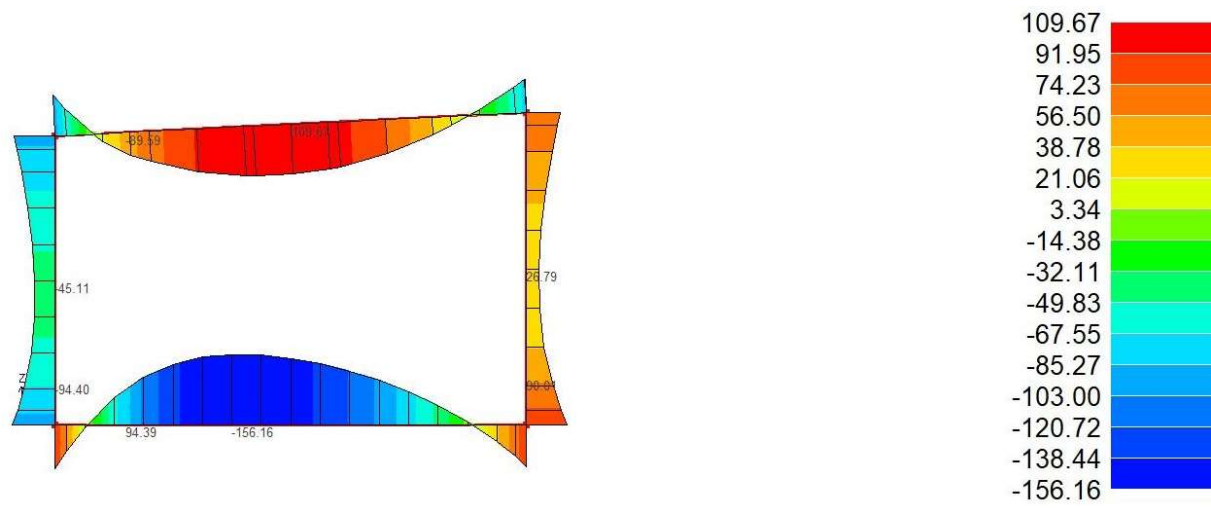


Figura 3.10 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.9

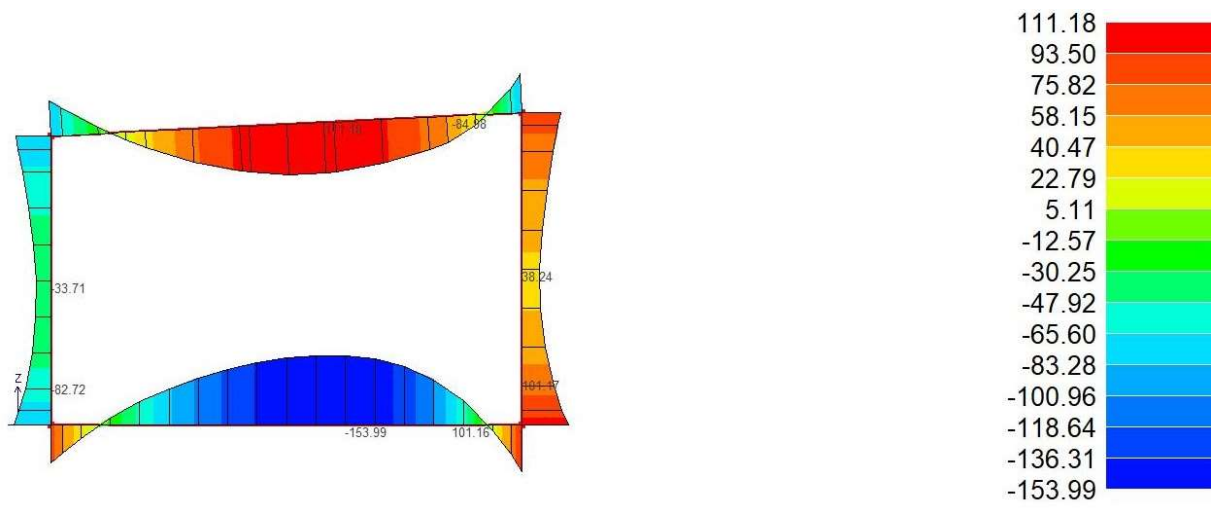


Figura 3.11 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.10

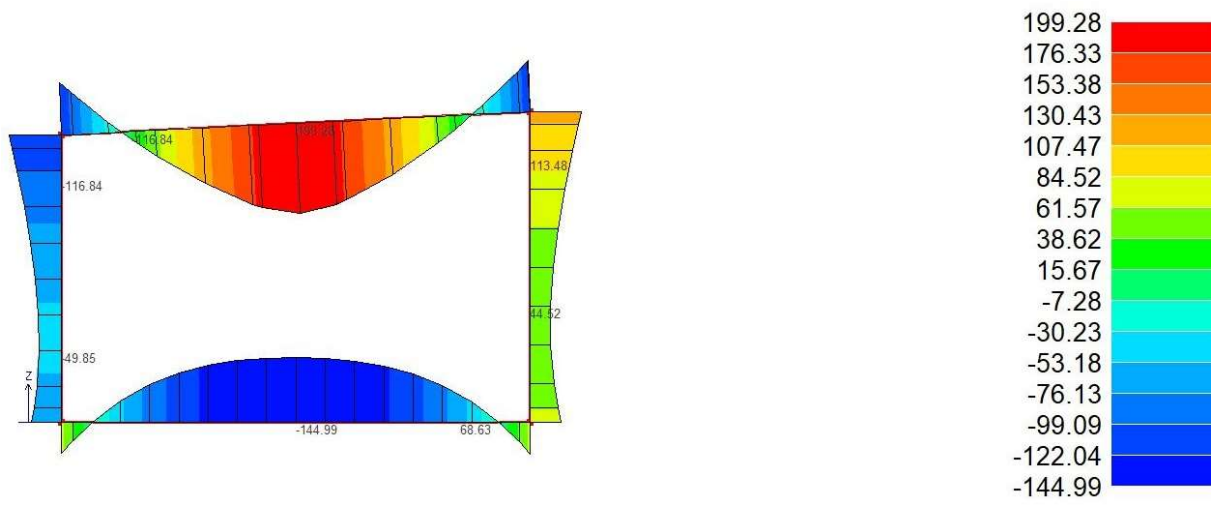


Figura 3.12 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.11

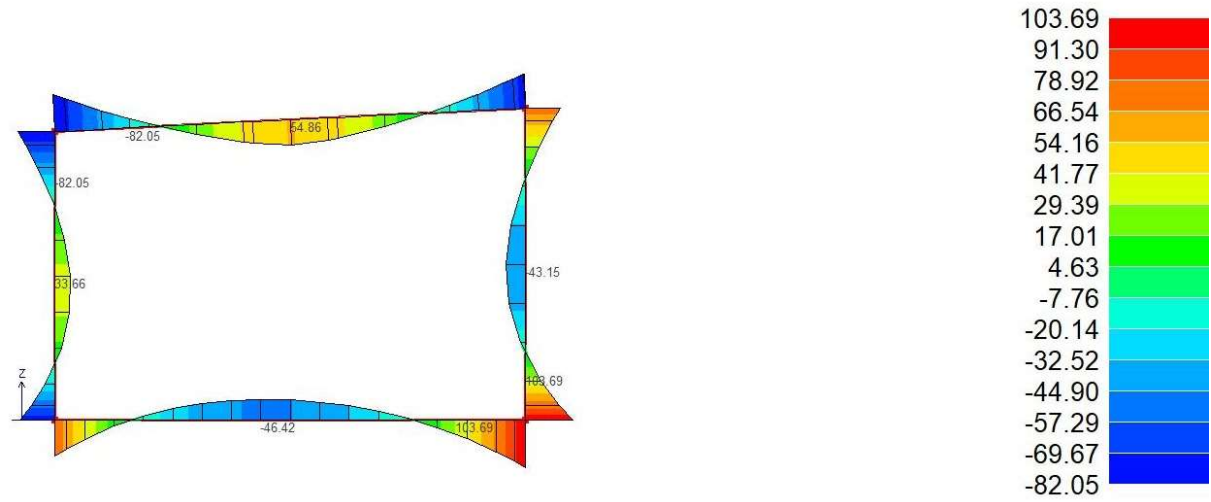


Figura 3.13 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.12

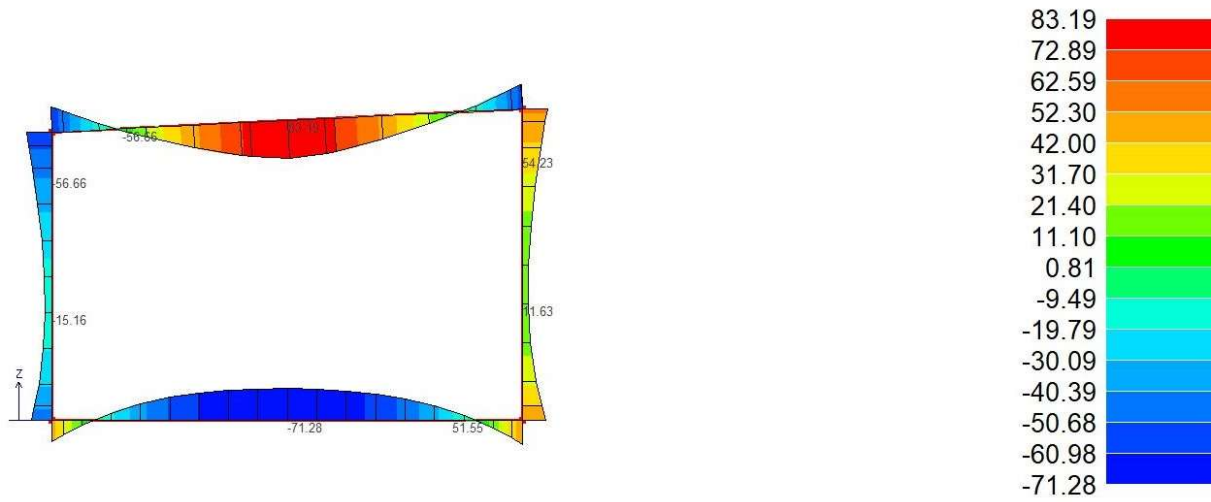


Figura 3.14 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.13

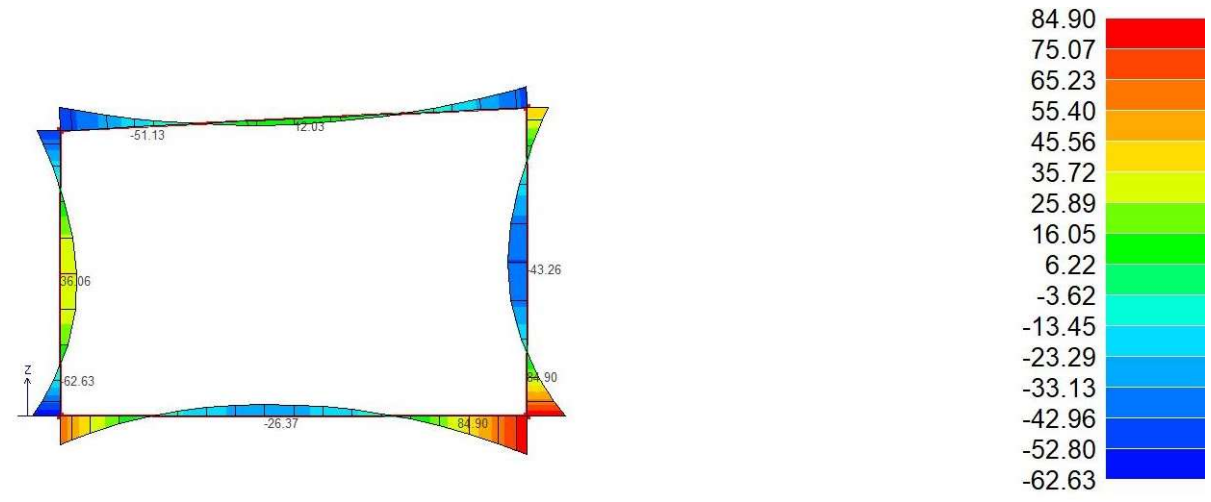


Figura 3.15 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.14

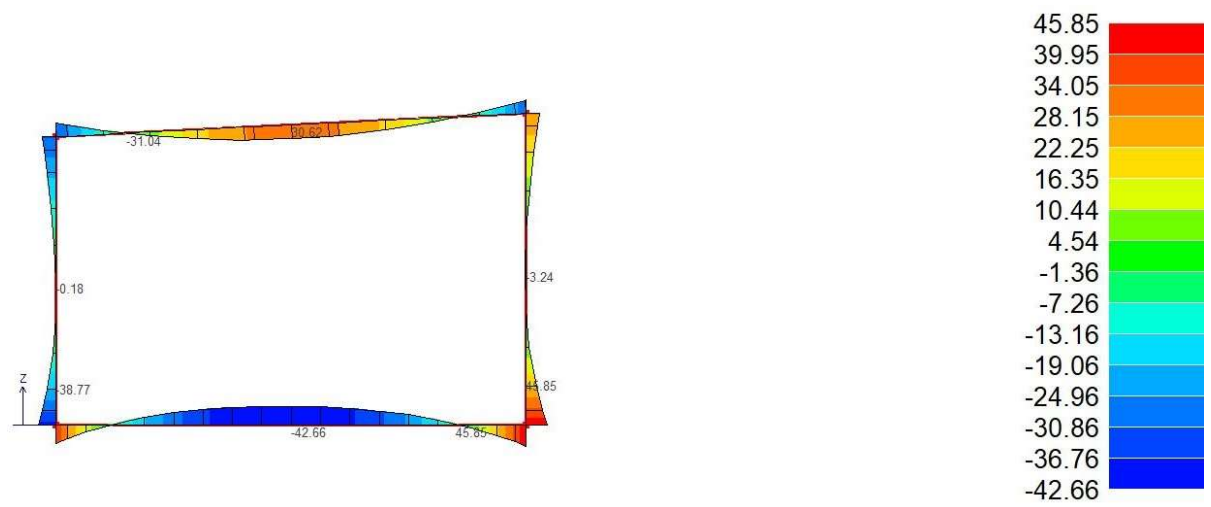


Figura 3.16 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.15

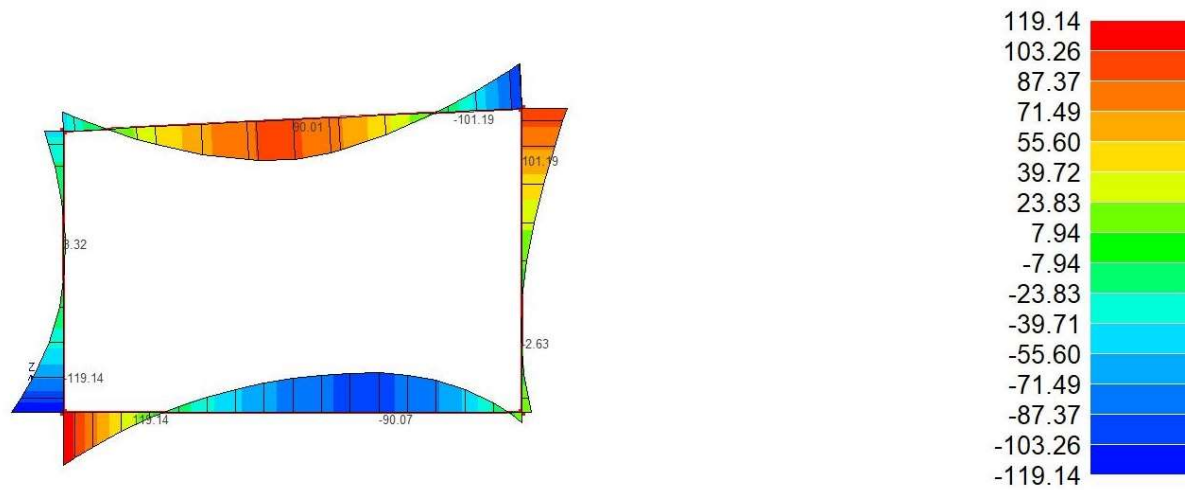


Figura 3.17 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.16

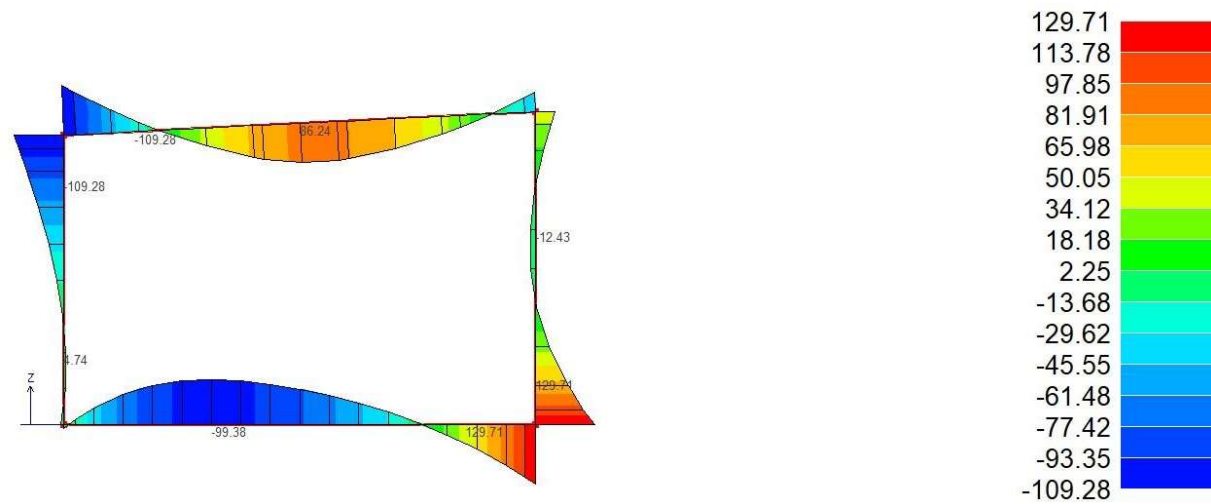


Figura 3.18 – Diagramma del momento flettente 3-3 per la COMB.17

Si riportano, di seguito, i diagrammi degli involuipi del momento flettente allo Stato Limite Ultimo, per tutte le membrature costituenti lo scatolare.

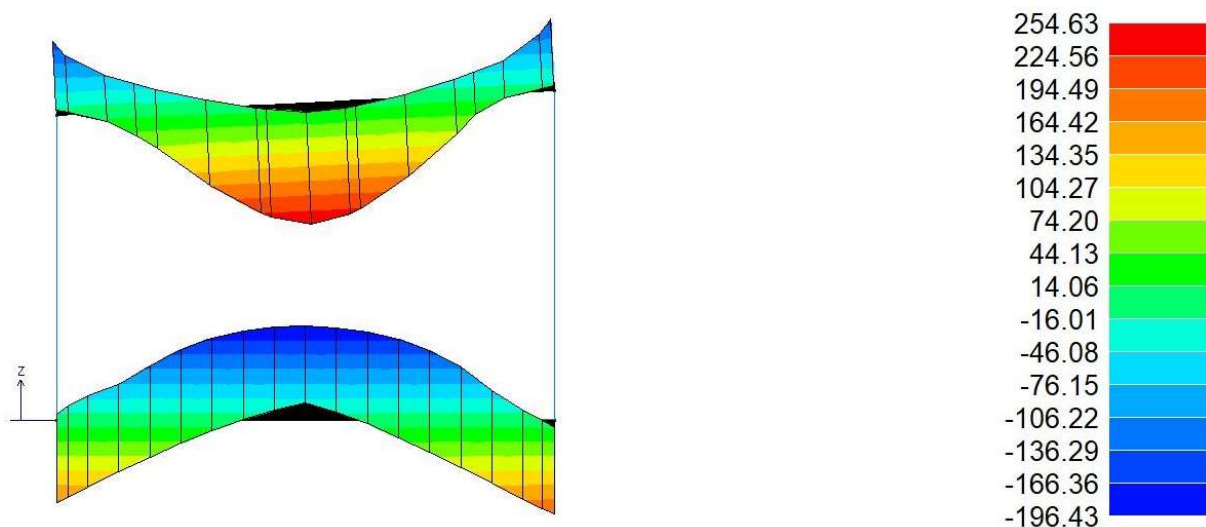


Figura 3.19 – Involuppo allo S.L.U. del momento flettente 3-3 per la soletta e la fondazione

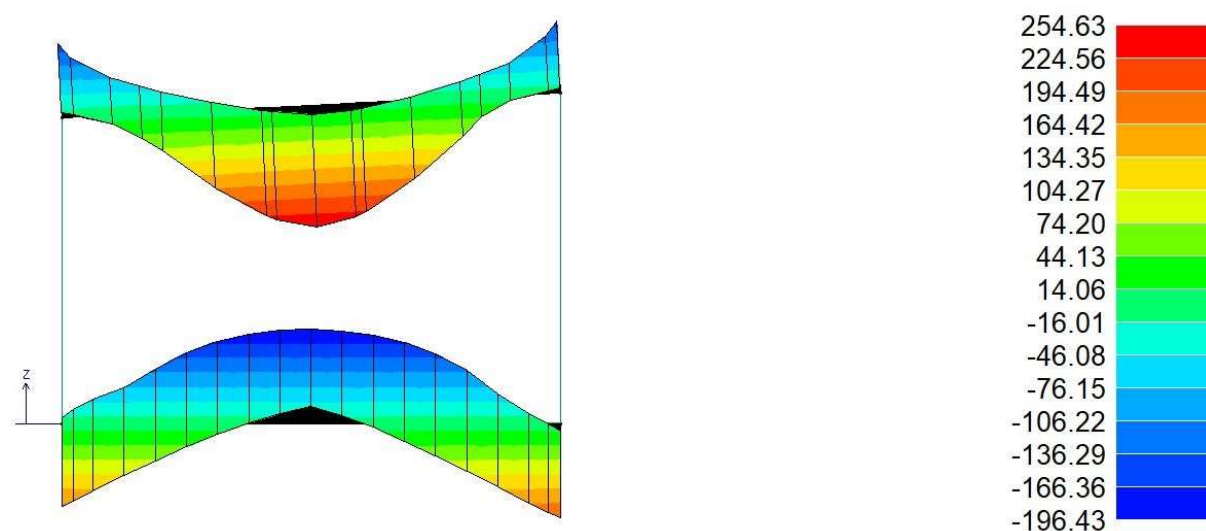


Figura 3.20 – Involuppo allo S.L.U. del momento flettente 3-3 per i piedritti laterali

3.3.2. Taglio

Si riportano, di seguito, i diagrammi del taglio (in kN) ottenuti per le varie combinazioni di carico.

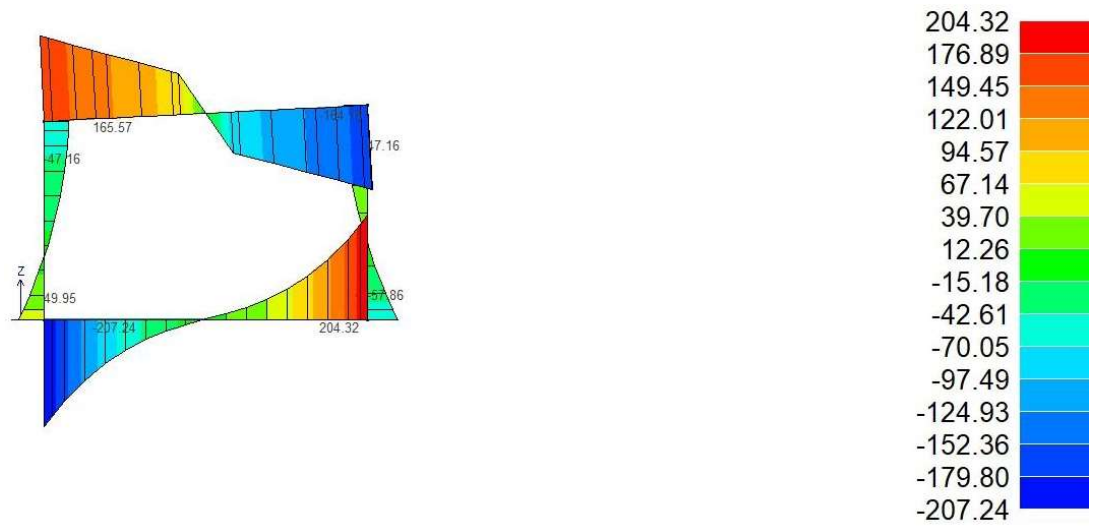


Figura 3.21 – Diagramma del taglio per la COMB.1

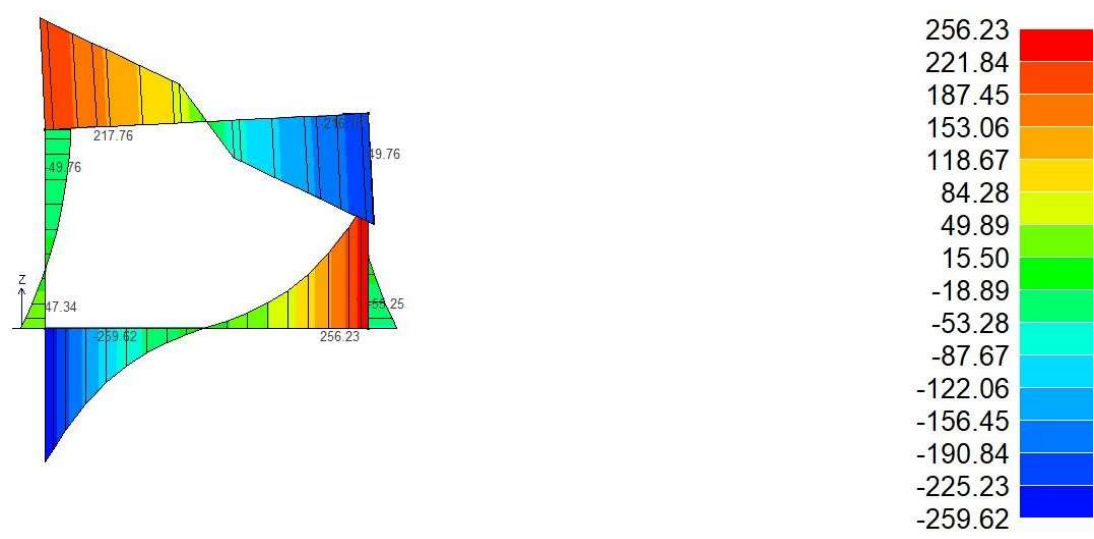


Figura 3.22 – Diagramma del taglio per la COMB.2

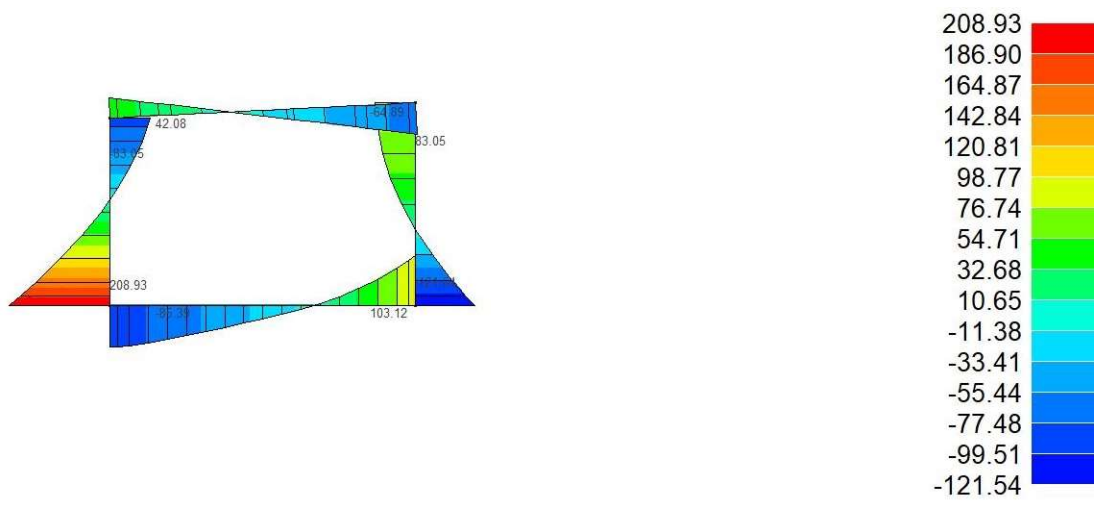


Figura 3.23 – Diagramma del taglio per la COMB.3

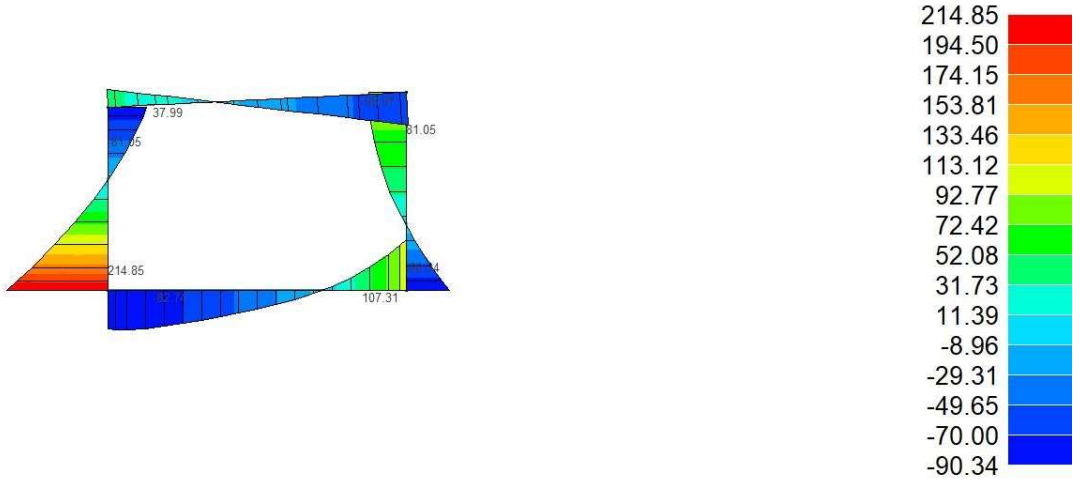


Figura 3.24 – Diagramma del taglio per la COMB.4

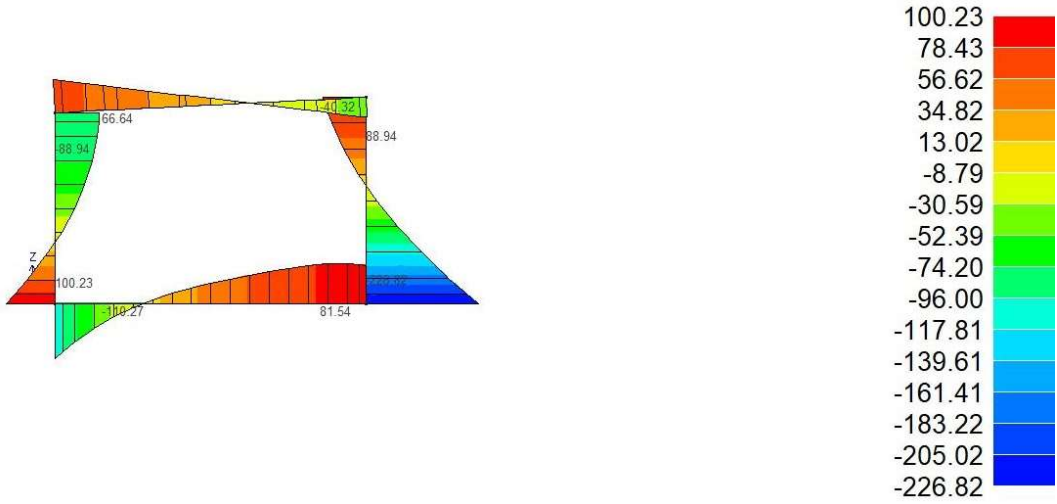


Figura 3.25 – Diagramma del taglio per la COMB.5

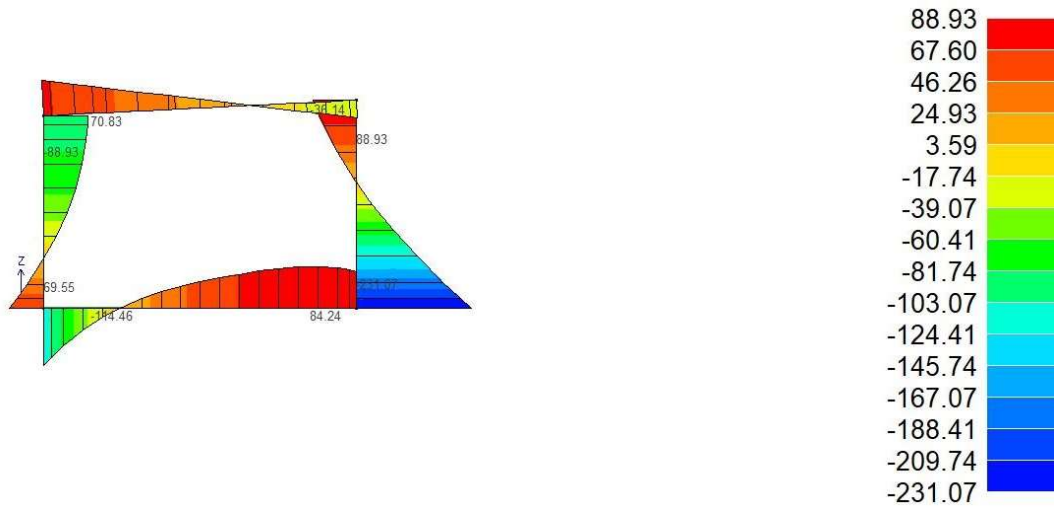


Figura 3.26 – Diagramma del taglio per la COMB.6

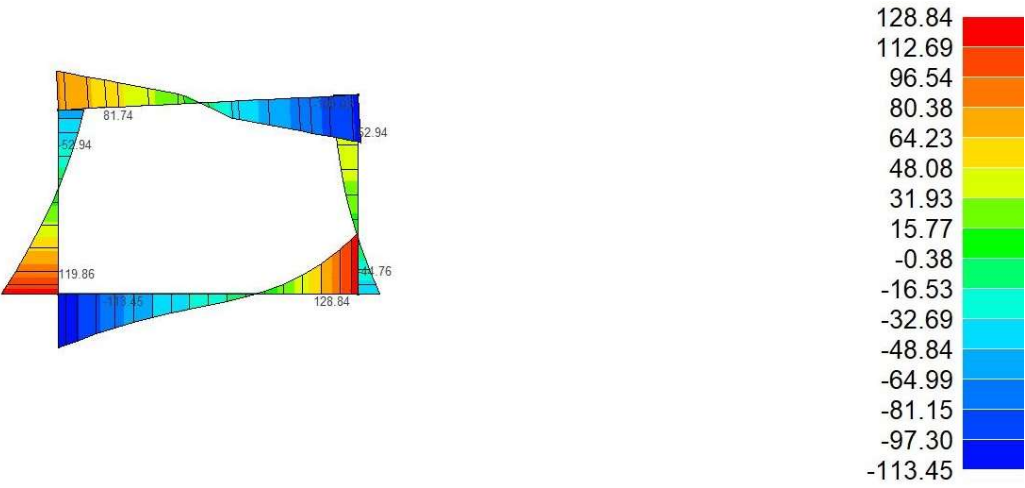


Figura 3.27 – Diagramma del taglio per la COMB.7

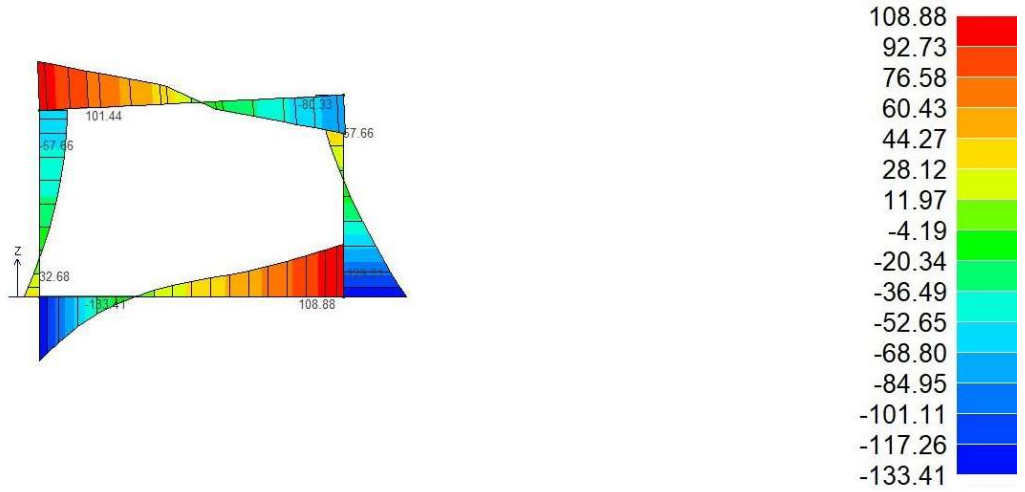


Figura 3.28 – Diagramma del taglio per la COMB.8

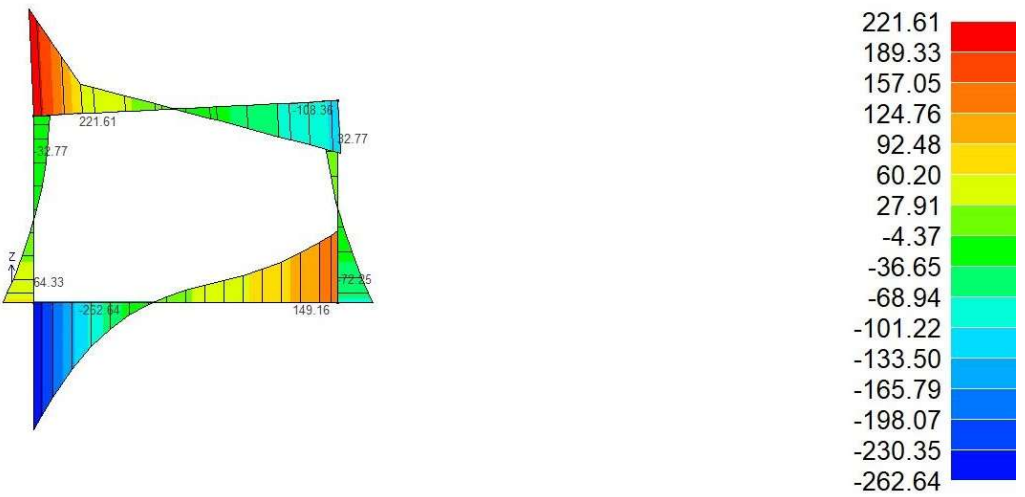


Figura 3.29 – Diagramma del taglio per la COMB.9

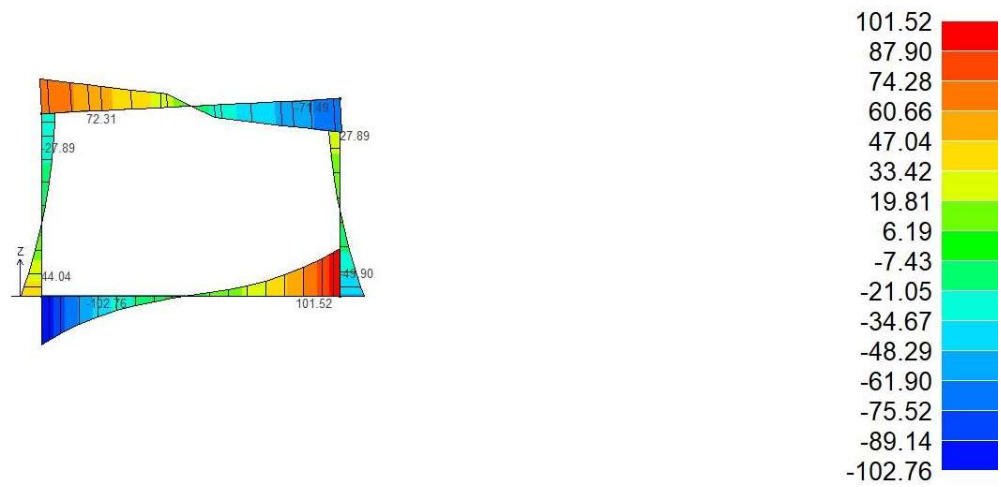


Figura 3.33 – Diagramma del taglio per la COMB.13

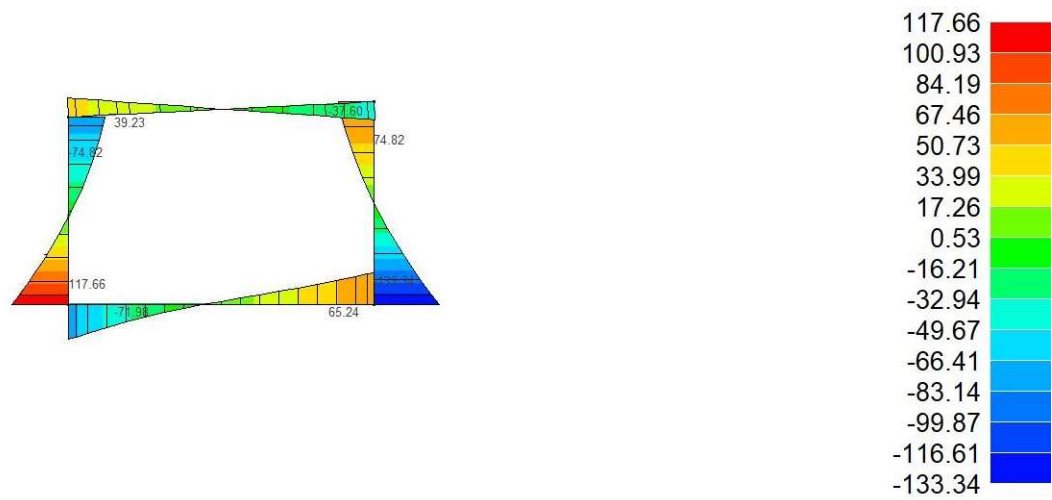


Figura 3.34 – Diagramma del taglio per la COMB.14

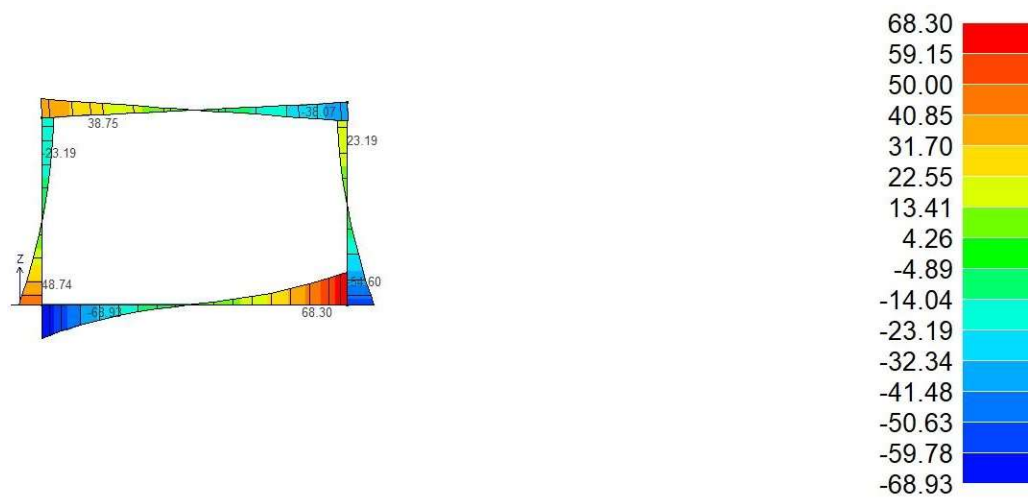


Figura 3.35 – Diagramma del taglio per la COMB.15

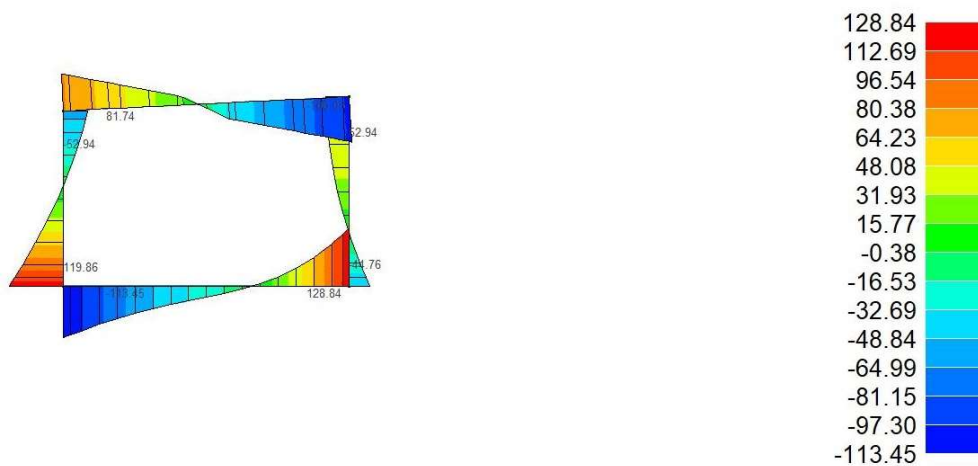


Figura 3.36 – Diagramma del taglio per la COMB.16

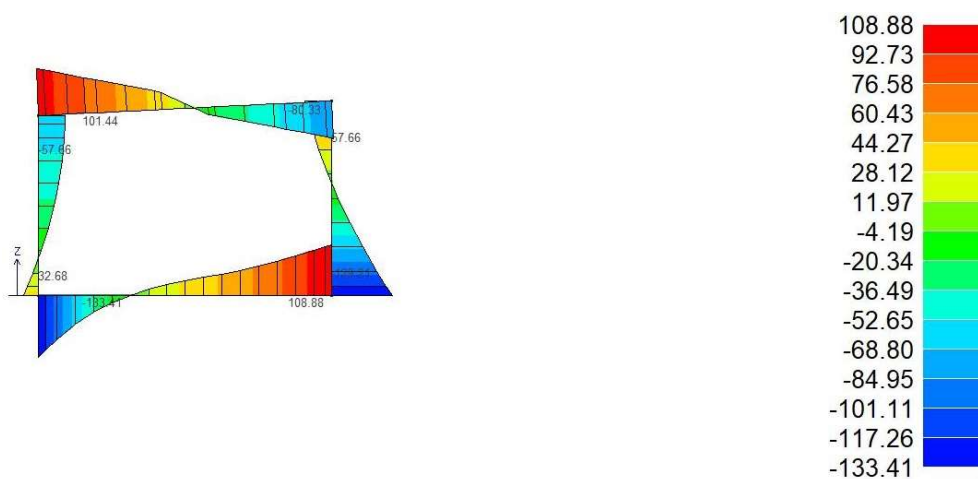


Figura 3.37 – Diagramma del taglio per la COMB.17

Si riportano di seguito i diagrammi degli involuipi del taglio allo Stato Limite Ultimo, per tutte le membrature costituenti lo scatolare.

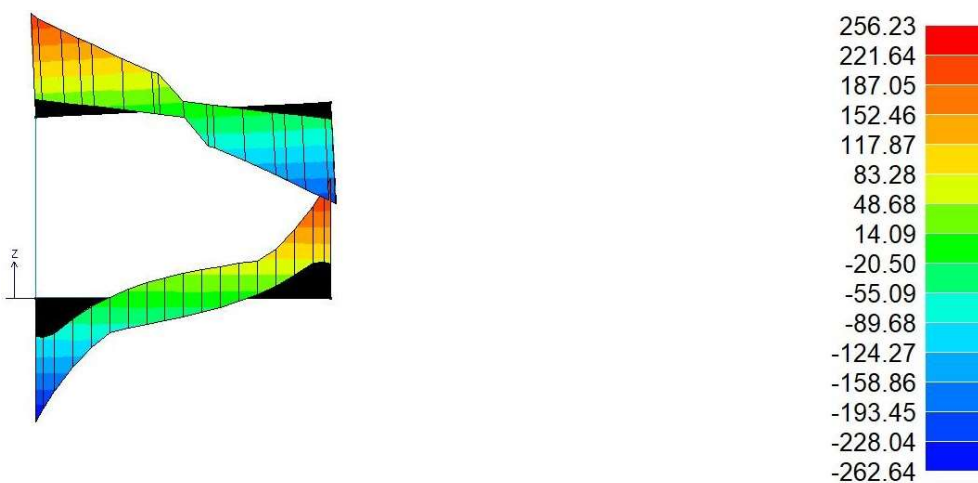


Figura 3.38 – Involuppo allo S.L.U. del taglio per la soletta e la fondazione

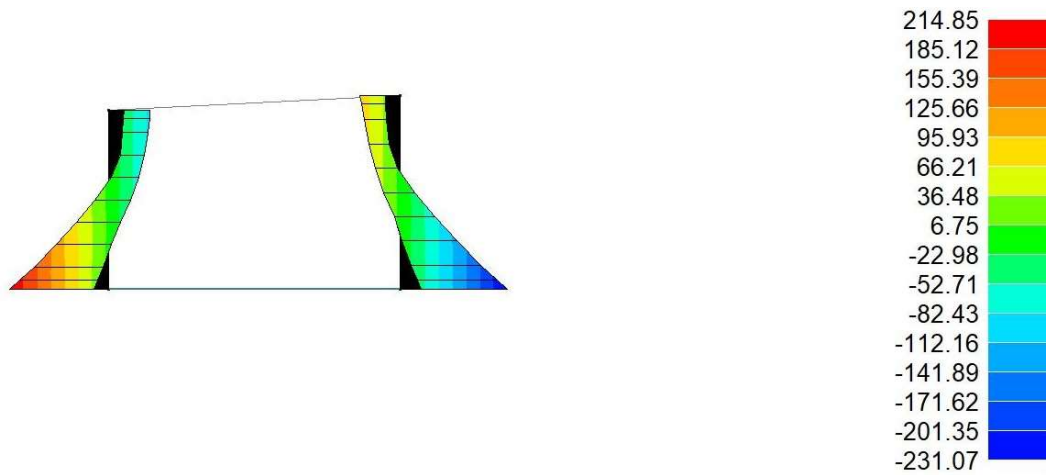


Figura 3.39 – Involuppo allo S.L.U. del taglio per i piedritti laterali

3.3.3. Sforzo normale

Si riportano i diagrammi dello sforzo normale (in kN) ottenuti per le varie combinazioni di carico.

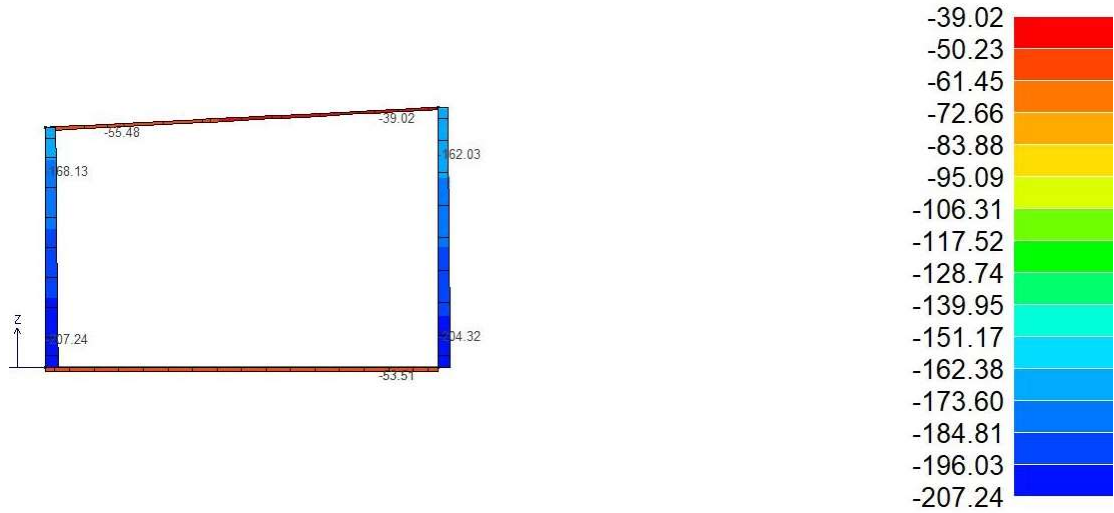


Figura 3.40 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.1

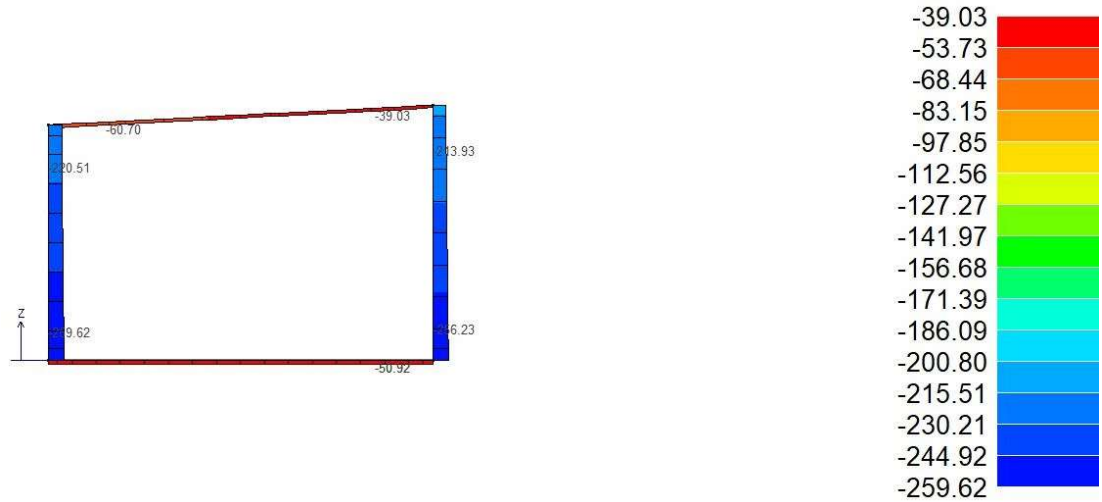


Figura 3.41 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.2

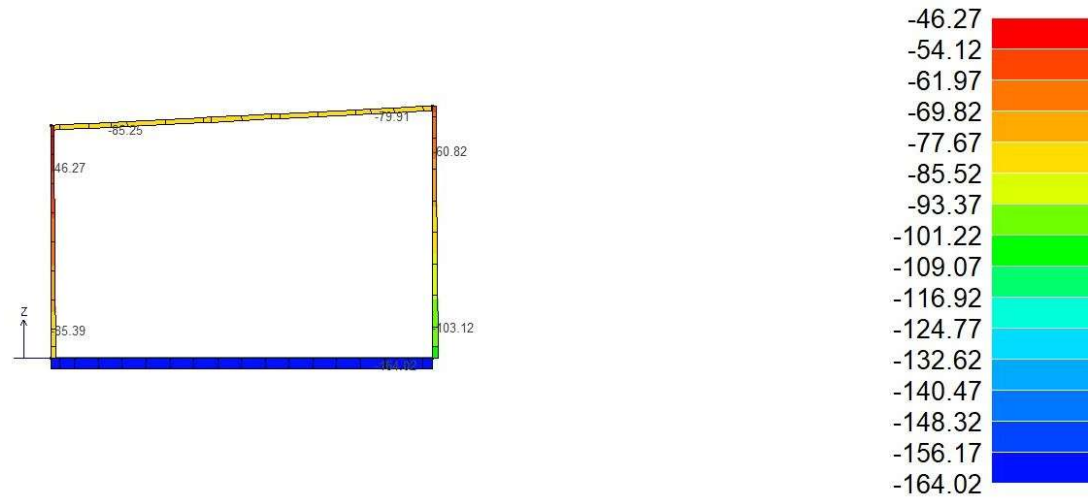


Figura 3.42 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.3

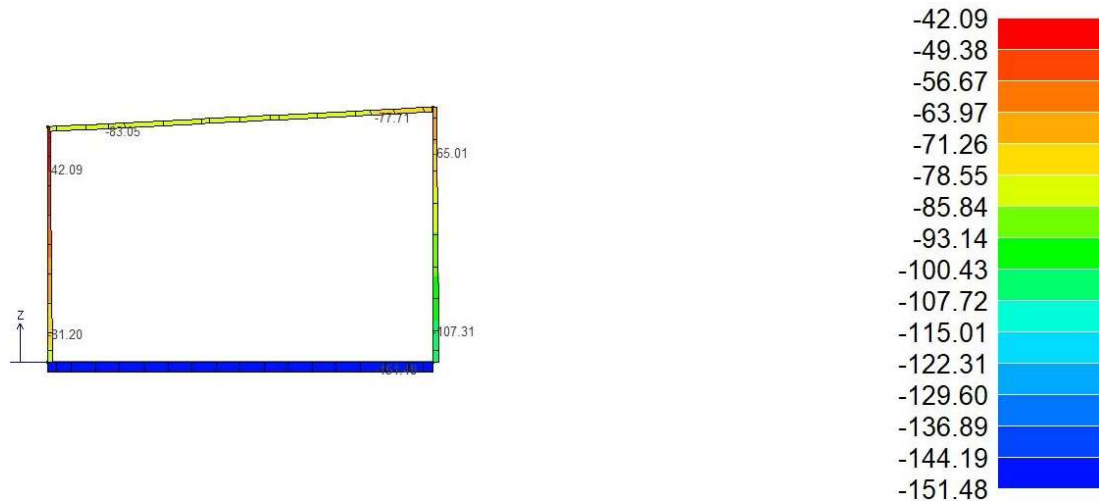


Figura 3.43 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.4

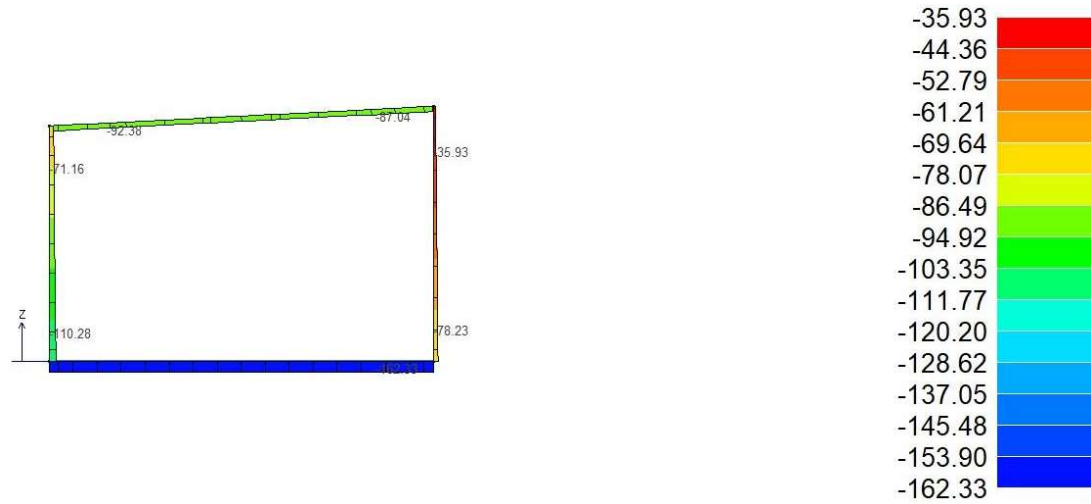


Figura 3.44 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.5

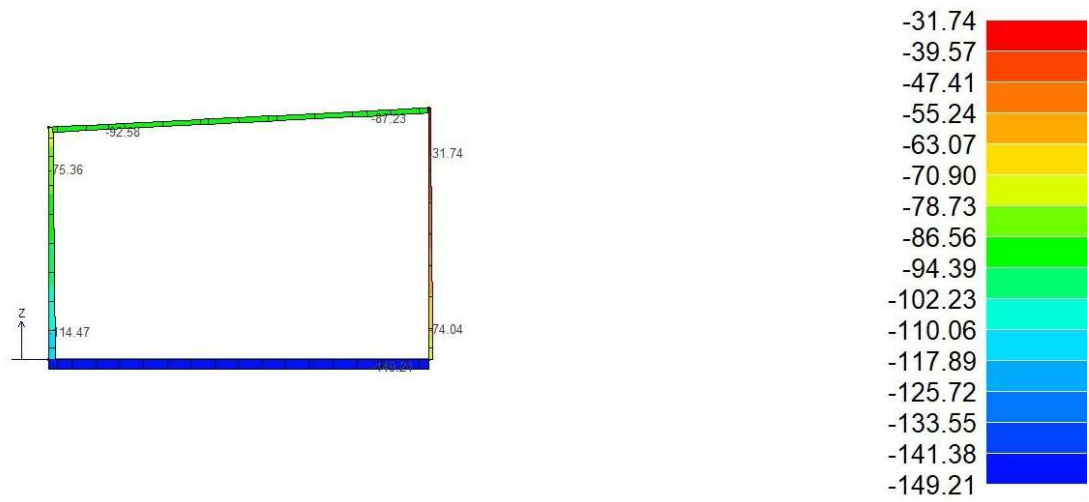


Figura 3.45 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.6

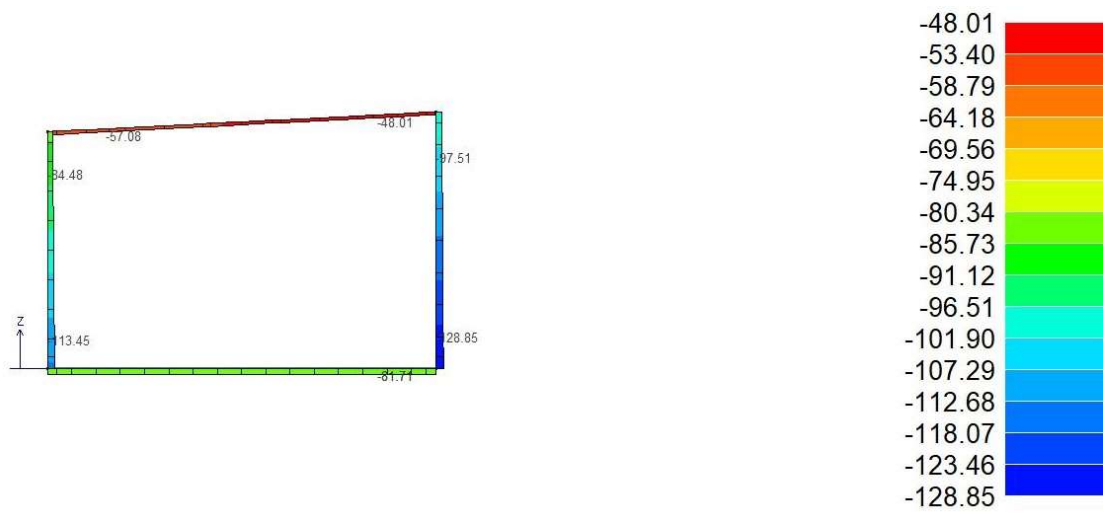


Figura 3.46 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.7

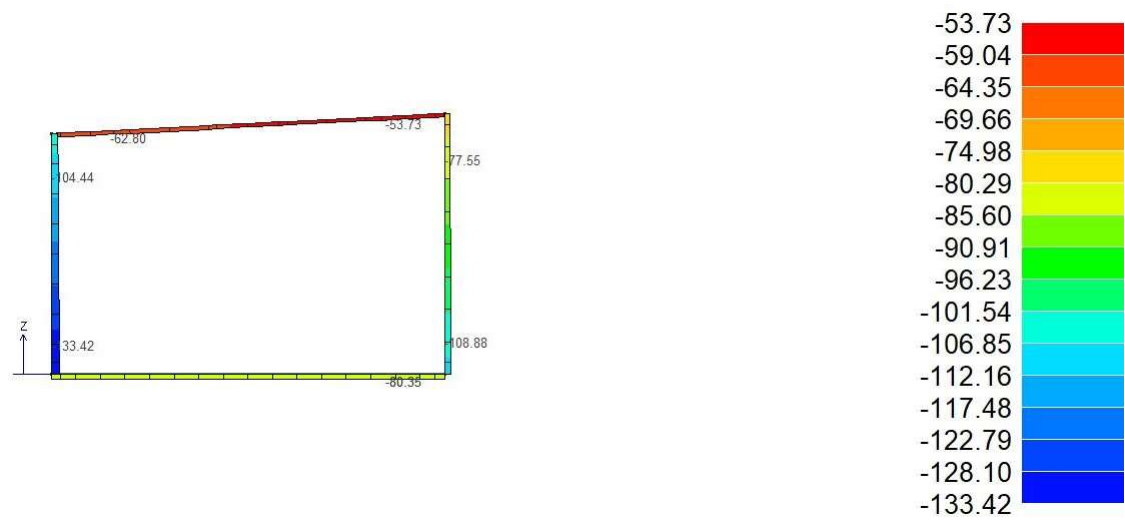


Figura 3.47 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.8

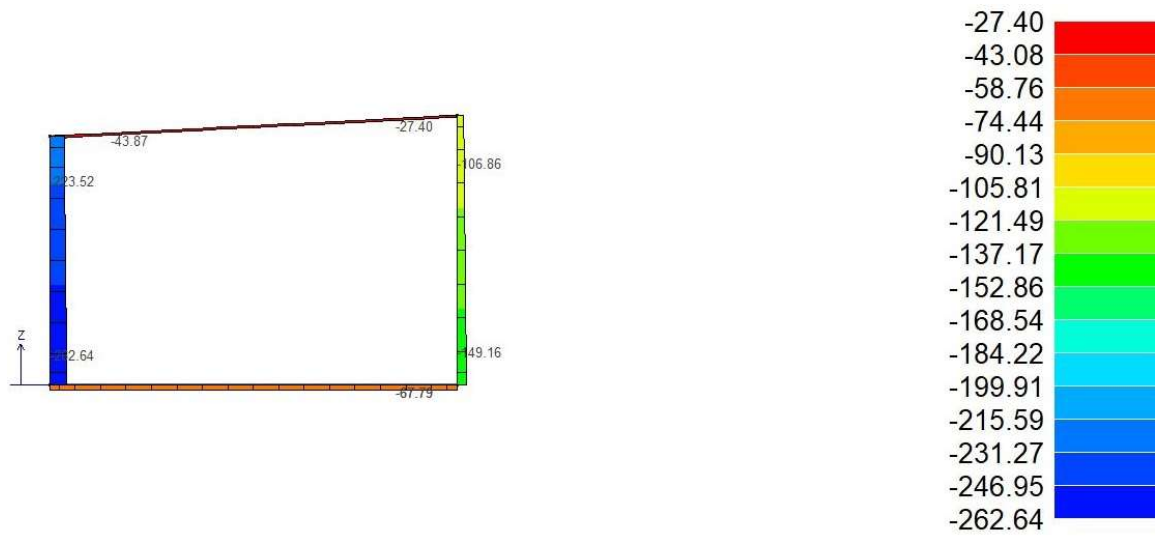


Figura 3.48 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.9

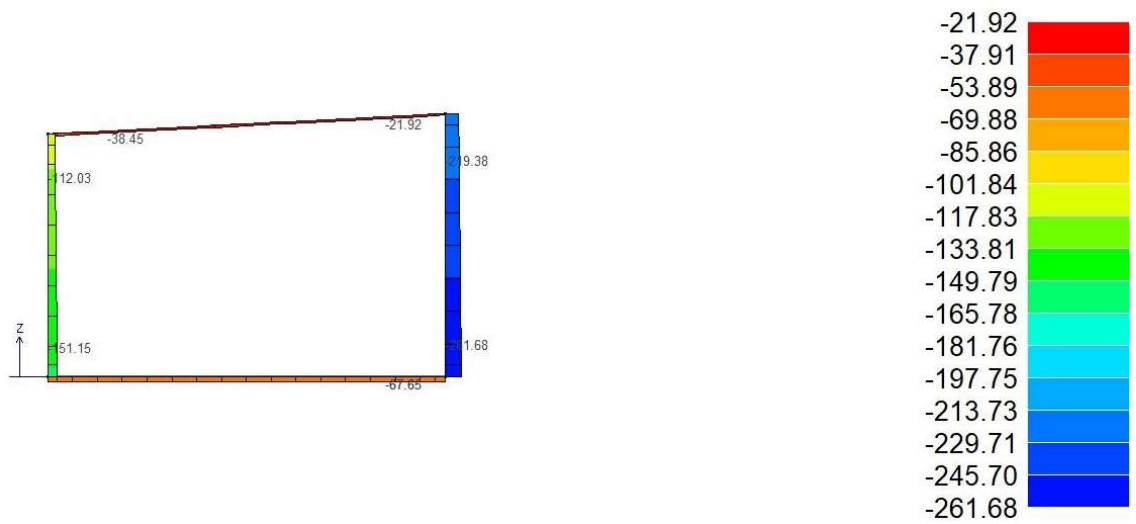


Figura 3.49 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.10

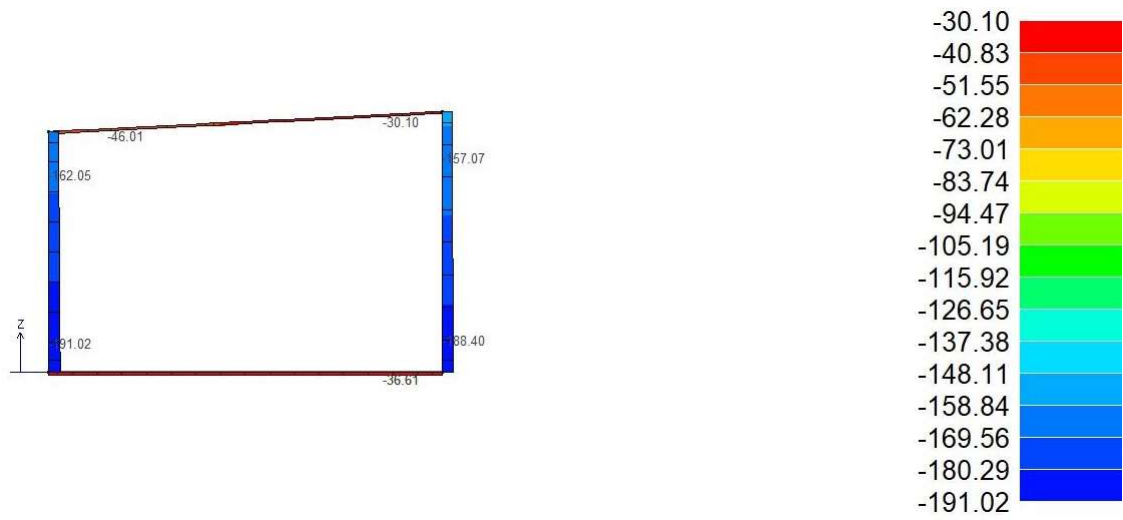


Figura 3.50 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.11

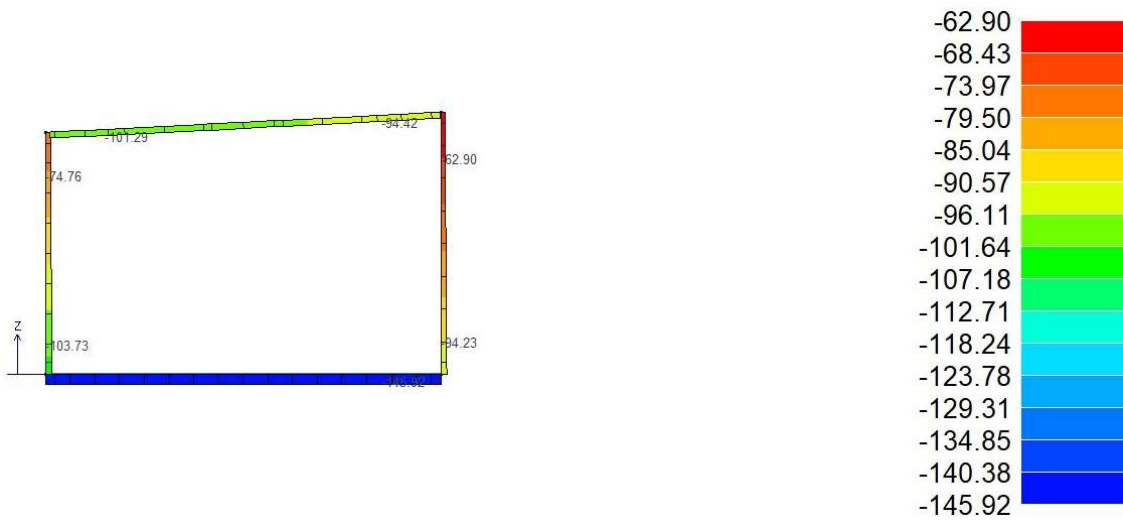


Figura 3.51 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.12

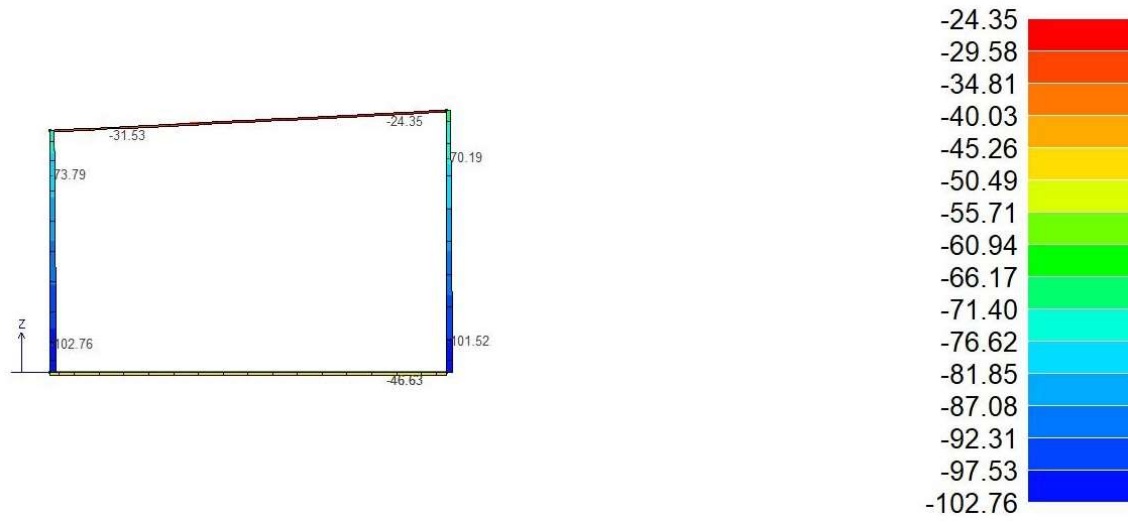


Figura 3.52 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.13

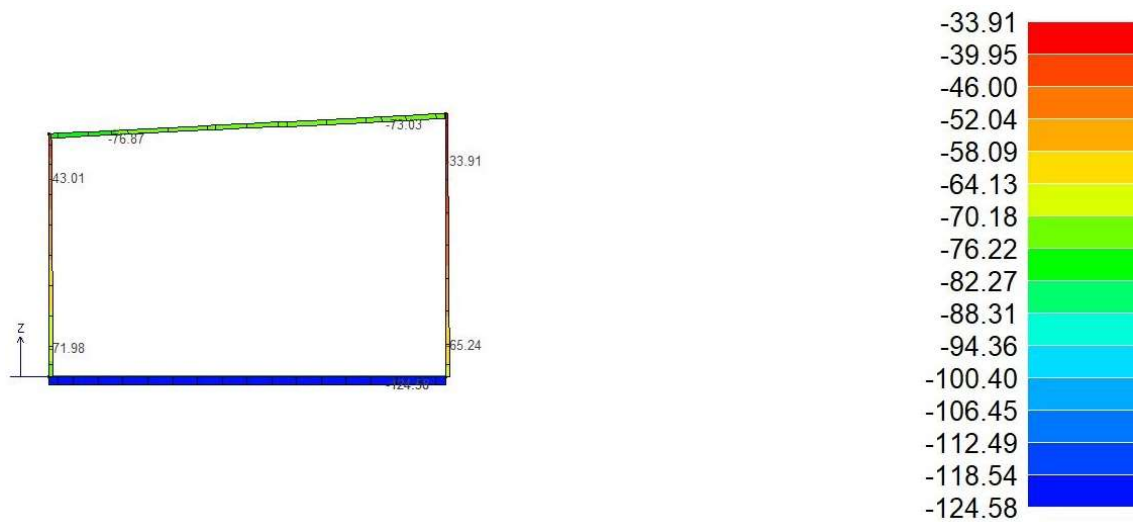


Figura 3.53 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.14

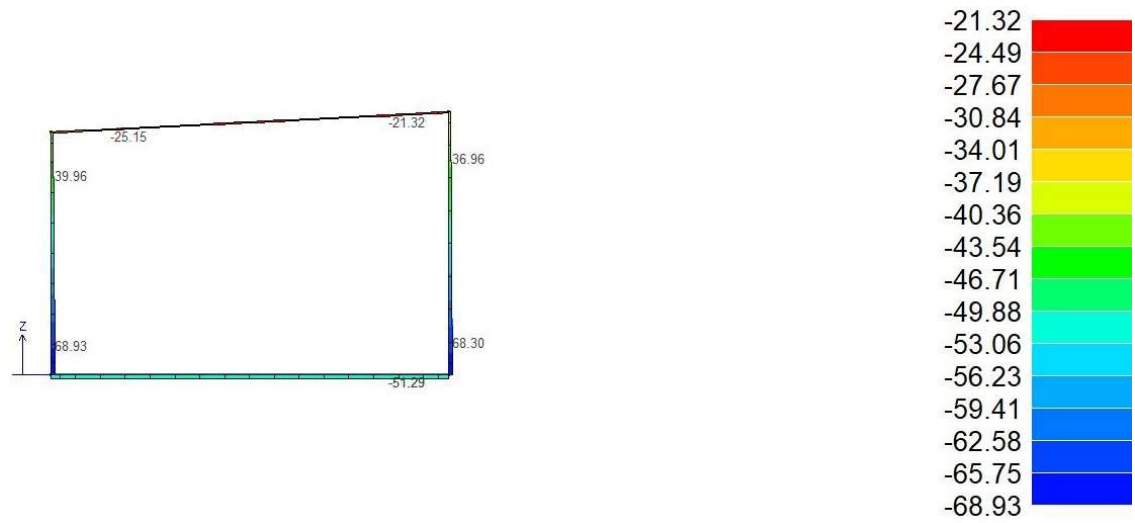


Figura 3.54 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.15

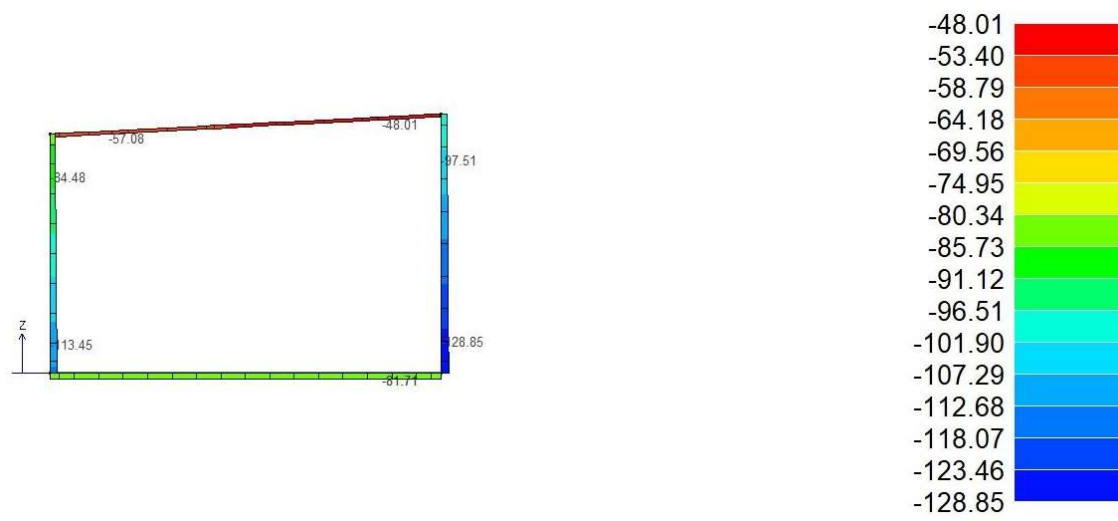


Figura 3.55 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.16

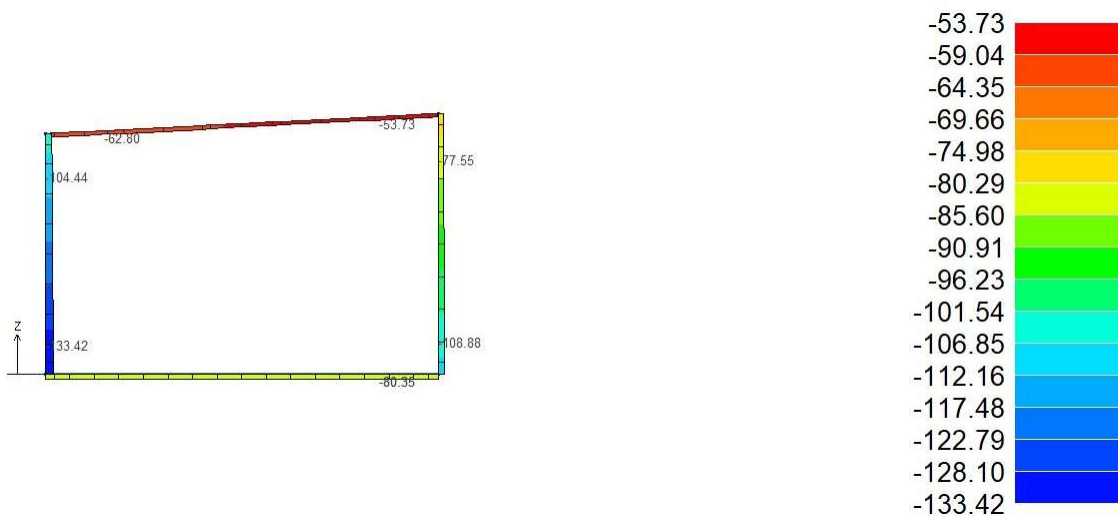


Figura 3.56 – Diagramma dello sforzo normale per la COMB.17

Si riportano di seguito i diagrammi degli involuipi dello sforzo normale allo Stato Limite Ultimo, per tutte le membrature costituenti lo scatolare.

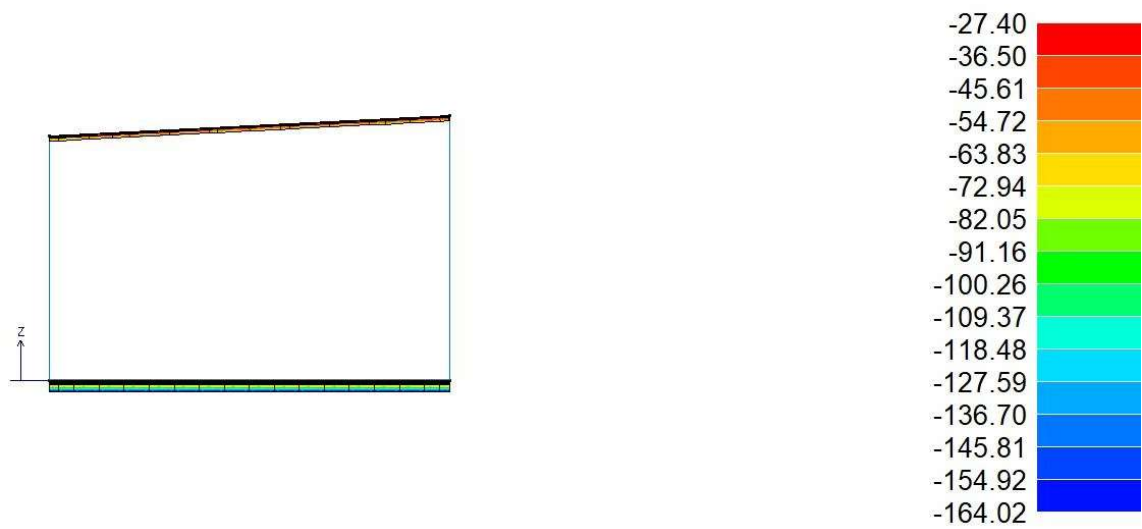


Figura 3.57 – Involuppo allo S.L.U. dello sforzo normale per la soletta e la fondazione

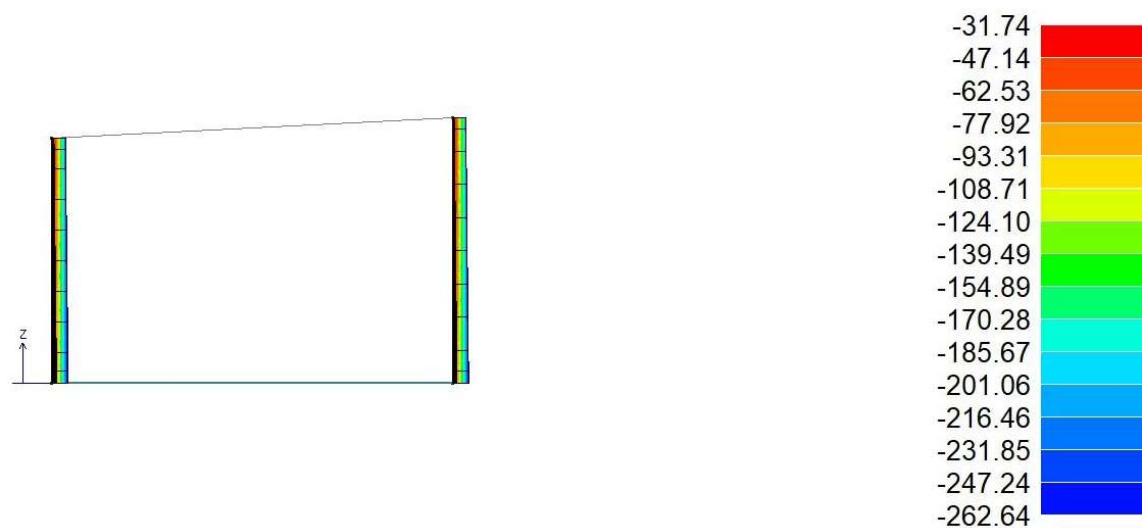


Figura 3.58 – Involuppo allo S.L.U. dello sforzo normale per i piedritti laterali

Parap.	Comb.	M3 Max/Min kN m	M2 Max/Min kN m	D 2 / D 3 m	Q 2 / Q 3 kN	Pos. cm	N kN	V 2 kN	V 3 kN	T kN m	M 2 kN m	M 3 kN m
2 (Sx)	2	-67.58	0.0	2.16e-03	-97.10	0.0	-259.62	47.34	0.0	0.0	0.0	-92.80
		-153.64	0.0	0.0	0.0	386.3	-220.51	-49.76	0.0	0.0	0.0	-153.64
2 (Sx)	4	58.09	0.0	-6.32e-03	-295.90	0.0	-81.20	214.85	0.0	0.0	0.0	-171.96
		-171.96	0.0	0.0	0.0	386.3	-42.09	-81.05	0.0	0.0	0.0	-9.22
2 (Sx)	6	47.10	0.0	8.13e-03	-158.48	0.0	-114.47	69.55	0.0	0.0	0.0	14.01
		-119.10	0.0	0.0	0.0	386.3	-75.36	-88.93	0.0	0.0	0.0	-119.10
2 (Sx)	9	-45.11	0.0	2.99e-03	-97.10	0.0	-262.64	64.33	0.0	0.0	0.0	-94.40
		-94.40	0.0	0.0	0.0	386.3	-223.52	-32.77	0.0	0.0	0.0	-89.59
2 (Sx)	10	-33.71	0.0	-2.02e-03	-97.10	0.0	-151.15	64.19	0.0	0.0	0.0	-82.72
		-82.72	0.0	0.0	0.0	386.3	-112.03	-32.91	0.0	0.0	0.0	-78.46
2 (Sx)	11	-49.85	0.0	1.61e-03	-71.93	0.0	-191.02	33.95	0.0	0.0	0.0	-67.45
		-116.84	0.0	0.0	0.0	386.3	-162.05	-37.98	0.0	0.0	0.0	-116.84
2 (Sx)	12	33.66	0.0	9.77e-04	-235.10	0.0	-103.73	137.42	0.0	0.0	0.0	-77.67
		-82.05	0.0	0.0	0.0	386.3	-74.76	-97.68	0.0	0.0	0.0	-82.05
2 (Sx)	14	36.06	0.0	8.07e-04	-192.48	0.0	-71.98	117.66	0.0	0.0	0.0	-62.63
		-62.63	0.0	0.0	0.0	386.3	-43.01	-74.82	0.0	0.0	0.0	-51.13
2 (Sx)	15	-0.18	0.0	3.16e-04	-71.93	0.0	-68.93	48.74	0.0	0.0	0.0	-38.77
		-38.77	0.0	0.0	0.0	386.3	-39.96	-23.19	0.0	0.0	0.0	-31.04
2 (Sx)	16	3.32	0.0	-3.86e-03	-172.79	0.0	-113.45	119.86	0.0	0.0	0.0	-119.14
		-119.14	0.0	0.0	0.0	386.3	-84.48	-52.94	0.0	0.0	0.0	-43.35
2 (Sx)	17	4.74	0.0	4.81e-03	-90.34	0.0	-133.42	32.68	0.0	0.0	0.0	-7.56
		-109.28	0.0	0.0	0.0	386.3	-104.44	-57.66	0.0	0.0	0.0	-109.28
3 (Dx)	2	148.95	0.0	-2.13e-03	105.01	0.0	-256.23	-55.25	0.0	0.0	0.0	94.73
		59.80	0.0	0.0	0.0	417.8	-213.93	49.76	0.0	0.0	0.0	148.95
3 (Dx)	6	194.65	0.0	8.33e-03	320.00	0.0	-74.04	-231.07	0.0	0.0	0.0	194.65
		-71.07	0.0	0.0	0.0	417.8	-31.74	88.93	0.0	0.0	0.0	9.66
3 (Dx)	10	101.17	0.0	-2.75e-03	105.01	0.0	-261.68	-72.11	0.0	0.0	0.0	101.17

		38.24	0.0	0.0	0.0	417.8	-219.38	32.91	0.0	0.0	0.0	84.98
3 (Dx)	11	113.48	0.0	-1.61e-03	77.79	0.0	-188.40	-39.81	0.0	0.0	0.0	68.63
		44.52	0.0	0.0	0.0	417.8	-157.07	37.98	0.0	0.0	0.0	113.48
3 (Dx)	12	103.69	0.0	1.13e-03	254.25	0.0	-94.23	-156.57	0.0	0.0	0.0	103.69
		-43.15	0.0	0.0	0.0	417.8	-62.90	97.68	0.0	0.0	0.0	75.56
3 (Dx)	13	54.23	0.0	-4.66e-04	77.79	0.0	-101.52	-49.90	0.0	0.0	0.0	51.55
		11.63	0.0	0.0	0.0	417.8	-70.19	27.89	0.0	0.0	0.0	54.23
3 (Dx)	14	84.90	0.0	1.15e-03	208.16	0.0	-65.24	-133.34	0.0	0.0	0.0	84.90
		-43.26	0.0	0.0	0.0	417.8	-33.91	74.82	0.0	0.0	0.0	45.99
3 (Dx)	15	45.85	0.0	2.19e-04	77.79	0.0	-68.30	-54.60	0.0	0.0	0.0	45.85
		-3.24	0.0	0.0	0.0	417.8	-36.96	23.19	0.0	0.0	0.0	28.91
3 (Dx)	16	101.19	0.0	-3.99e-03	97.70	0.0	-128.85	-44.76	0.0	0.0	0.0	21.59
		-2.63	0.0	0.0	0.0	417.8	-97.51	52.94	0.0	0.0	0.0	101.19
3 (Dx)	17	129.71	0.0	4.93e-03	186.87	0.0	-108.88	-129.21	0.0	0.0	0.0	129.71
	-12.43	0.0	0.0	0.0	417.8	-77.55	57.66	0.0	0.0	0.0	42.80	-12.43
Parap.		M3 Max/Min	M2 Max/Min	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3		N	V 2	V 3	T		
		-171.96	0.0	-6.32e-03	-295.90		-262.64	-231.07	0.0	0.0		
		194.65	0.0	8.33e-03	320.00		-31.74	214.85	0.0	0.0		

Tabella 3.5 – Caratteristiche della sollecitazione relative ai piedritti laterali

Trave (Soletta)	Cmb	M3 mx/mn kN m	M2 Max/Min kN m	D 2 / D 3 m	Q 2 / Q 3 kN	Pos. cm	N kN	V 2 kN	V 3 kN	T kN m	M 2 kN m	M 3 kN m
4	2	254.63	0.0	-6.95e-03	-433.91	0.0	-60.70	217.76	0.0	0.0	0.0	-153.64
		-153.64	0.0	0.0	0.0	631.0	-39.03	-216.15	0.0	0.0	0.0	-148.95
4	3	27.73	0.0	-2.24e-03	-106.97	0.0	-85.25	42.08	0.0	0.0	0.0	-24.47
		-96.45	0.0	0.0	0.0	631.0	-79.91	-64.89	0.0	0.0	0.0	-96.45
4	6	28.38	0.0	4.47e-03	-106.97	0.0	-92.58	70.83	0.0	0.0	0.0	-119.10
		-119.10	0.0	0.0	0.0	631.0	-87.23	-36.14	0.0	0.0	0.0	-9.66
4	9	109.67	0.0	3.94e-03	-329.98	0.0	-43.87	221.61	0.0	0.0	0.0	-89.59

		-89.59	0.0	0.0	0.0	631.0	-27.40	-108.36	0.0	0.0	0.0	-73.24
4	10	111.18	0.0	-5.51e-03	-331.00	0.0	-38.45	110.25	0.0	0.0	0.0	-78.46
		-84.98	0.0	0.0	0.0	631.0	-21.92	-220.75	0.0	0.0	0.0	-84.98
4	11	199.28	0.0	-5.33e-03	-318.72	0.0	-46.01	159.95	0.0	0.0	0.0	-116.84
		-116.84	0.0	0.0	0.0	631.0	-30.10	-158.77	0.0	0.0	0.0	-113.48
4	12	54.86	0.0	7.16e-04	-137.49	0.0	-101.29	69.80	0.0	0.0	0.0	-82.05
		-82.05	0.0	0.0	0.0	631.0	-94.42	-67.69	0.0	0.0	0.0	-75.56
4	13	83.19	0.0	-2.15e-03	-143.79	0.0	-31.53	72.31	0.0	0.0	0.0	-56.66
		-56.66	0.0	0.0	0.0	631.0	-24.35	-71.49	0.0	0.0	0.0	-54.23
4	14	12.03	0.0	5.75e-04	-76.82	0.0	-76.87	39.23	0.0	0.0	0.0	-51.13
		-51.13	0.0	0.0	0.0	631.0	-73.03	-37.60	0.0	0.0	0.0	-45.99
4	15	30.62	0.0	-7.82e-04	-76.82	0.0	-25.15	38.75	0.0	0.0	0.0	-31.04
		-31.04	0.0	0.0	0.0	631.0	-21.32	-38.07	0.0	0.0	0.0	-28.91
4	16	90.01	0.0	-3.38e-03	-181.77	0.0	-57.08	81.74	0.0	0.0	0.0	-43.35
		-101.19	0.0	0.0	0.0	631.0	-48.01	-100.03	0.0	0.0	0.0	-101.19
Trave		M3 Max/Min	M2 Max/Min	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3		N	V 2	V 3	T		
		-153.64	0.0	-6.95e-03	-433.91		-101.29	-220.75	0.0	0.0		
		254.63	0.0	4.47e-03	0.0		-21.32	221.61	0.0	0.0		

Tabella 3.6 – Caratteristiche della sollecitazione relative alla soletta di impalcato

Trave Fond.	Cmb	M3 mx/mn kN m	M2 Max/Min kN m	D 2 / D 3 m	Pt kN/ m2	Pos. cm	N kN	V 2 kN	V 3 kN	T kN m	M 2 kN m	M 3 kN m
1	2	94.72	0.0	4.44e-03	-182.03	0.0	-50.92	-259.62	0.0	0.0	0.0	92.80
		-196.43	0.0	0.0		630.2	-50.92	256.23	0.0	0.0	0.0	94.72
1	3	152.16	0.0	-2.23e-03	-83.67	0.0	-164.02	-85.39	0.0	0.0	0.0	152.16
		-51.69	0.0	0.0		630.2	-164.02	103.12	0.0	0.0	0.0	41.82
1	6	194.66	0.0	4.45e-03	-119.60	0.0	-149.21	-114.46	0.0	0.0	0.0	-14.02
		-89.89	0.0	0.0		630.2	-149.21	74.04	0.0	0.0	0.0	194.66
1	10	101.16	0.0	3.92e-03	-193.92	0.0	-67.65	-151.15	0.0	0.0	0.0	82.72

		-153.99	0.0	0.0		630.2	-67.65	261.68	0.0	0.0	0.0	101.16
1	11	68.63	0.0	3.29e-03	-134.33	0.0	-36.61	-191.02	0.0	0.0	0.0	67.44
		-144.99	0.0	0.0		630.2	-36.61	188.40	0.0	0.0	0.0	68.63
1	12	103.69	0.0	7.46e-04	-63.55	0.0	-145.92	-103.73	0.0	0.0	0.0	77.67
		-46.42	0.0	0.0		630.2	-145.92	94.23	0.0	0.0	0.0	103.69
1	13	51.55	0.0	1.54e-03	-73.17	0.0	-46.63	-102.76	0.0	0.0	0.0	46.26
		-71.28	0.0	0.0		630.2	-46.63	101.52	0.0	0.0	0.0	51.55
1	15	84.90	0.0	-5.60e-04	-43.95	0.0	-124.58	-71.98	0.0	0.0	0.0	62.63
		-26.37	0.0	0.0		630.2	-124.58	65.24	0.0	0.0	0.0	84.90
1	16	45.85	0.0	8.60e-04	-49.48	0.0	-51.29	-68.93	0.0	0.0	0.0	38.77
		-42.66	0.0	0.0		630.2	-51.29	68.30	0.0	0.0	0.0	45.85
1	17	119.14	0.0	-1.96e-03	-107.43	0.0	-81.71	-113.45	0.0	0.0	0.0	119.14
		-90.07	0.0	0.0		630.2	-81.71	128.84	0.0	0.0	0.0	21.59
Trave f.		M3 Max/Min	M2 Max/Min	D 2 / D 3	Pt		N	V 2	V 3	T		
		-196.43	0.0	-2.64e-03	-193.92		-164.02	-259.62	0.0	0.0		
		194.66	0.0	4.45e-03	-43.95		-36.61	261.68	0.0	0.0		

Tabella 3.7 – Caratteristiche della sollecitazione relative alla trave di fondazione

4. Verifiche delle membrature

In funzione delle sollecitazioni desunte dall'analisi, è stato possibile eseguire le verifiche di resistenza (allo Stato Limite Ultimo) e di fessurazione (allo Stato Limite di Esercizio) per le membrature costituenti lo scatolare.

Per ciascuna membratura, nel capitolo 3, sono stati riportati i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione interna e gli involuppi, in funzione dei quali viene effettuato il progetto/verifica.

La soletta superiore, ovvero quella di impalcato, è sollecitata a pressoflessione e taglio, i piedritti laterali sono sollecitati a pressoflessione e a taglio, mentre la fondazione, schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler, è sollecitata essenzialmente a flessione e a taglio. Per cui vengono effettuate le verifiche di resistenza nei confronti delle suddette sollecitazioni, che consentono di progettare opportunamente la generica sezione resistente in c.a. con i dovuti quantitativi di armatura.

Tutte le membrature, inoltre, devono soddisfare lo Stato Limite di Fessurazione, in relazione alle combinazioni di carico Frequente e Quasi Permanente (COMB. 13, COMB. 14 e COMB. 15), dal momento che sono “aggressive” le condizioni ambientali in cui sono configurate (come già definito nel Capitolo 1).

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Nello specifico, come riportato nella Tabella 4.1, si fa riferimento allo stato limite di Apertura delle Fessure, dal momento che l'armatura è del tipo “poco sensibile”, gruppo cui appartiene l'acciaio ordinario. Per il soddisfacimento di tale verifica, occorre controllare che l'ampiezza caratteristica delle fessure w_k , in relazione alle suddette combinazioni di carico, sia inferiore al corrispondente valore limite di apertura della fessura (con $w_1 = 0,2$ mm; con $w_2 = 0,3$ mm; con $w_3 = 0,4$ mm).

Infine, vengono effettuate le verifiche delle tensioni in esercizio, considerate in fase fessurata, per le combinazioni di carico Rara (COMB. 11 e COMB. 12) e Quasi Permanente (COMB. 15), controllando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per la combinazione Quasi Permanente;
- $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$; $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$ per la combinazione Rara, rispettivamente in relazione al calcestruzzo e all'acciaio.

In Tabella 4.2 si riportano i risultati del progetto/verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo per le membrature costituenti lo scatolare, con i relativi quantitativi di armatura longitudinale e trasversale.

M_P= 1 X=45.0 Y=40.8												
Parapetto Sx.	Note	Stato	Quota cm	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe L=cm	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
2	s=2,m=5	ok,ok	0.0	1.26	0.38	5+5d20(L1) 1+1d20(L2)	0.93	0.0	d12/15 L=45	0.28	0.63	4,0,4,4
			193.1	1.26	0.38	5+5d20(L1) 1+1d20(L2)	0.38	0.0	d12/20 L=296	0.06	0.18	2,0,6,6
	[b=1.0;1.0]		386.3	1.26	0.38	5+5d20(L1) 1+1d20(L2)	0.77	0.0	d12/15 L=45	0.12	0.26	2,0,5,5
					M_P= 2	X=675.2	Y=40.8					
Parapetto Dx.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
3	s=2,m=5	ok,ok	0.0	1.26	0.41	6+6d20(L1) 2+2d20(L2)	0.82	0.0	d12/15 L=45	0.30	0.67	6,0,6,6
			208.9	1.26	0.41	6+6d20(L1) 2+2d20(L2)	0.36	0.0	d12/20 L=328	0.05	0.14	2,0,4,4
	[b=1.0;1.0]		417.8	1.26	0.41	6+6d20(L1) 2+2d20(L2)	0.75	0.0	d12/15 L=45	0.12	0.26	2,0,6,5
Parap.				%Af	r. snell.		V N/M	V N sis		V V/T cls	V V/T acc	
				1.68	0.41		0.93	0.0		0.30	0.67	
M_T= 1 Z=0.0 P=1 P=2												
Trave Fond.	Note/Stato	Pos. (cm)	%Af	Af inf.	Af. sup	Armat. long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe L=cm	Rif. cmb
1	ok,ok	0.0	0.39	15.7	15.7	5+5d20	0.12	0.73	0.25	0.55	d12/15 L=50	4,9,9
	s=3,m=5	315.1	0.39	15.7	15.7	5+5d20	0.12	0.90	0.05	0.11	d12/15 L=500	2,6,6
		630.2	0.39	15.7	15.7	5+5d20	0.12	0.83	0.24	0.54	d12/15 L=50	6,2,2
M_T= 2 Z=402.0 P=1 P=2												
Soletta	Note/ Stato	Pos.	%Af	Af inf.	Af. sup	Armat. long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe	Rif. cmb
4	ok,ok	0.0	0.45	15.7	15.7	8(inf.)+5(sup.)d20	0.13	0.81	0.24	0.26	d12/20 L=50	2,9,9
	s=1,m=5	315.5	0.72	25.1	15.7	8(inf.)+5(sup.)d20	0.17	0.87	0.02	0.03	d12/20 L=501	2,6,6
		631.0	0.45	15.7	15.7	8(inf.)+5(sup.)d20	0.13	0.81	0.24	0.26	d12/20 L=50	2,2,2
Trave			%Af	Af inf.	Af. sup		x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc		
			0.72	25.13	15.70		0.17	0.90	0.25	0.55		

Tabella 4.2 – Progetto/Verifica di resistenza allo S.L.U. delle membrature

In relazione alla verifica a pressoflessione, sono stati raggiunti i coefficienti di sicurezza riportati in *Figura 4.1* e in *Figura 4.2*, espressi in funzione del rapporto N/M . In *Tabella 4.4* e in *Tabella 4.5* si riportano i risultati ottenuti per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio, con le convenzioni esplicitate in *Tabella 4.3*.

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

Tabella 4.3 – Valori di interesse per le verifiche agli S.L.E.

Per ognuno dei valori sopra riportati, viene indicata (Rif.cmb) la combinazione in cui si è verificato. Si precisa che i valori di massima deformazione per travi sono riferiti al piano verticale (piano locale 1-2 con momenti flettenti 3-3).

In relazione al tipo di elemento strutturale i valori sono selezionati nel modo seguente:

pilastr	rRfck	rRfyk	rPfck	per sezioni significative
travi	rRfck	rRfyk	rPfck	per sezioni significative
	wR	wF	wP	per sezioni significative
	dR	dF	dP	massimi in campata

Parap.	Pos. cm	rRfck	rRfyk	rPfck	Rif. cmb	Pos. cm	rRfck	rRfyk	rPfck	Rif. cmb
2 (Sx)	0.0	0.37	0.49	0.23	10,10,15	193.1	0.26	0.29	0.01	11,11,15
	386.3	0.51	0.72	0.18	11,11,15					
3 (Dx)	0.0	0.41	0.44	0.24	10,10,15	208.9	0.23	0.24	0.02	11,11,15
	417.8	0.50	0.70	0.17	11,11,15					
Parap.		rRfck	rRfyk	rPfck			rRfck	rRfyk	rPfck	
		0.51	0.72	0.24						

Tabella 4.4 – Verifiche agli S.L.E. per i parapetti laterali

Trave	Pos. cm	rRfck	rRfyk	rPfck	Rif. cmb	wR mm	wF mm	wP mm	Rif. cmb	dR mm	dF mm	dP mm	Rif. cmb
1 (Fondaz.)	0.0	0.19	0.40	0.12	10,10,15	0.13	0.0	0.0	0,0,0	16.69	3.78	2.11	10,13,15
	315.1	0.34	0.77	0.13	10,11,15	0.27	0.0	0.0	11,0,0				
	630.2	0.23	0.50	0.14	10,10,15	0.17	0.15	0.0	10,12,0				
4 (Soletta)	0.0	0.34	0.72	0.12	11,11,15	0.24	0.14	0.0	11,12,0	-12.78	-7.35	-1.95	10,13,15
	315.5	0.49	0.80	0.10	11,11,15	0.25	0.09	0.0	11,13,0				
	631.0	0.33	0.71	0.11	11,11,15	0.24	0.13	0.0	11,12,0				
Trave		rRfck	rRfyk	rPfck		wR	wF	wP		dR	dF	dP	
		0.49	0.80	0.14		0.27	0.15	0.0		16.69	3.78	2.11	

Tabella 4.5 – Verifiche agli S.L.E. per soletta superiore e fondazione