

1. INTRODUZIONE	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	9
3. MATERIALI	10
4. MODELLO TRASVERSALE	12
5. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	15
6. COMBINAZIONI DI CARICO	24
7. RISULTATI E VERIFICHE	28
8. PRESSIONI SULLE FONDAZIONI	45
9. ALLEGATO A - ELENCO COMPLETO COMBINAZIONI DI CARICO	51
10. ALLEGATO B - GRAFICI DI SOLLECITAZIONE	55

1. INTRODUZIONE

Con riferimento ai lavori previsti lungo l'autostrada A13 Bologna-Padova, la presente relazione tratta il prolungamento di Tombini Scatolari, aventi sezione rettangolare a canna singola, e circolari.

Per quanto riguarda gli scatolari, essi presentano una struttura di calcestruzzo armato ordinario gettato in opera sottoposto alle azioni permanenti e variabili, così come previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C) di cui al D.M. 14/01/2008, mentre, per quanto riguarda quelli a sezione circolare sono presenti 2 tipologie, di calcestruzzo armato e di polipropilene.

Entrambe le tipologie di tombino si configurano come prolungamento dell'esistente sia all'imbocco sia all'uscita dello stesso; le tre strutture (quella esistente e i due prolungamenti) saranno strutturalmente indipendenti. Al fine di limitare gli spostamenti relativi tra strutture nuove ed esistente si realizza comunque una connessione tramite l'inserimento di barre di acciaio disposte in asse alle sezioni degli elementi collegati (pareti, solette e fondazioni).

Avendo un numero elevato di tombini lungo la tratta in oggetto, si provvede ad una classificazione in base ai ricoprimenti, alle dimensioni globali del tombino e agli spessori delle componenti. Nelle tabelle qui riportate si evidenziano le 4 tipologie scelte e gli scatolari rappresentativi di ciascuna categoria.

Le opere nuove sono costituite da elementi prefabbricati in c.a. (nuovi tombini con spingitubo) oppure in PP corrugato ad alta resistenza.

Per l'individuazione delle tipologie impiegate per i singoli tombini nuovi si fa riferimento ai cataloghi di produttori standard presenti sul mercato italiano. Nella presente fase progettuale si omettono ulteriori verifiche di dettaglio rimandandole al progetto esecutivo in quanto, tali analisi, sono eseguite direttamente a carico del prefabbricatore e allegate ai documenti in fase più avanzata.

Si rimanda alle tavole grafiche per maggiori dettagli relativi alla tipologia di tombino ed alle lavorazioni necessarie per le singole opere.

CAT	wbs	Ricoprimento	Hsez	largh. Sez	t sol,sup	t sol,inf	t pied
		m	h m	Ln m	Ss m	Si m	PI m

CAT	wbs	Ricoprimento	Hsez	largh. Sez	t sol,sup	t sol,inf	t pied
		m	h m	Ln m	Ss m	Si m	PI m
A1	carreggiata nord						
	AU-CS002-T012	0.16	4.50	5.92	0.50	0.60	0.66
	AU-CS003-T014	0.14	3.66	3.00	0.40	0.40	0.40
	AU-CS003-T016	0.15	3.08	3.00	0.34	0.40	0.40
	AU-CS005-T025	0.15	2.53	1.50	0.24	0.80	1.00
	AU-CS005-T026	0.15	2.98	2.80	0.30	0.40	0.50
	AU-CS005-T027	0.15	2.80	2.42	0.25	0.75	1.21
	AU-CS005-T032	0.20	3.36	3.00	0.30	0.40	0.62
	AU-CS007-T041	0.15	3.00	2.00	0.35	0.90	1.05
	AU-CS007-T042	0.20	2.70	3.00	0.40	0.40	0.53
	AU-CS007-T044	0.76	3.00	2.00	0.50	0.80	1.07
	AU-CS007-T048	1.41	2.70	2.00	0.35	0.75	0.95
	carreggiata sud						
	AU-CS002-T012	0.16	4.35	5.92	0.50	0.60	0.66
	AU-CS003-T014	0.14	3.66	3.00	0.40	0.40	0.40
	AU-CS003-T016	0.15	3.42	3.00	0.45	0.40	0.40
	AU-CS005-T025	0.15	2.81	1.50	0.24	0.80	1.00
	AU-CS005-T026	0.15	3.36	2.80	0.40	0.40	0.50
	AU-CS005-T027	0.15	2.80	2.42	0.25	0.75	1.21
	AU-CS005-T032	0.20	3.36	3.00	0.30	0.40	0.62
	AU-CS007-T041	0.15	3.00	2.00	0.35	0.90	1.05
	AU-CS007-T042	0.20	3.00	3.00	0.40	0.40	0.53
	AU-CS007-T044	0.76	2.70	2.00	0.35	0.80	1.07
	AU-CS007-T048	1.41	2.70	2.00	0.35	0.75	0.95

CAT	wbs	Ricoprimento	Hsez	largh. Sez	t sol,sup	t sol,inf	t pied
		m	h m	Ln m	Ss m	Si m	PI m

CAT	wbs	Ricoprimento	Hsez	largh. Sez	t sol,sup	t sol,inf	t pied
		m	h m	Ln m	Ss m	Si m	PI m
A2	carreggiata nord						
	AU-CS001-T004	0.16	2.57	2.00	0.27	0.82	0.90
	AU-CS003-T018	0.15	3.18	2.00	0.27	0.85	1.12
	AU-CS007-T037	0.41	3.37	2.50	0.30	0.90	1.25
	AU-CS007-T038	0.60	3.45	2.00	0.27	0.95	1.20
	AU-CS007-T039	0.54	3.25	1.50	0.24	0.85	1.15
	AU-CS007-T046	0.20	3.04	1.50	0.24	0.81	1.10
	carreggiata sud						
	AU-CS001-T004	0.16	2.57	2.00	0.27	0.82	0.90
	AU-CS003-T018	0.15	3.18	2.00	0.27	0.85	1.12
	AU-CS007-T037	0.41	3.37	2.50	0.30	0.90	1.25
	AU-CS007-T038	0.60	3.45	2.00	0.27	0.95	1.20
	AU-CS007-T039	0.54	3.25	1.50	0.24	0.85	1.15
	AU-CS007-T046	0.20	3.10	1.50	0.24	0.81	1.10

CAT	wbs	Ricoprimento	Hsez	largh. Sez	t sol,sup	t sol,inf	t pied
		m	h m	Ln m	Ss m	Si m	PI m

B1	carreggiata nord						
	AU-CS001-T001	0.69	2.66	2.00	0.25	0.70	0.90
	AU-CS001-T002	0.92	2.70	2.50	0.30	0.75	0.95
	AU-CS001-T007	2.99	2.50	1.50	0.35	0.35	0.35
	AU-CS001-T008	5.86	2.50	2.00	0.40	0.40	0.40
	AU-CS001-T009	5.86	2.00	1.50	0.35	0.35	0.35
	AU-CS003-T022	1.03	2.50	2.00	0.27	0.70	0.90
	AU-CS005-T024	1.47	3.30	4.50	0.50	0.50	0.60
	AU-CS007-T049	1.04	2.83	2.00	0.27	0.80	1.00
	AU-CS007-T052	0.74	2.80	2.00	0.27	0.80	1.00
	carreggiata sud						
	AU-CS001-T001	0.69	2.60	2.00	0.25	0.70	0.90
	AU-CS001-T002	0.92	2.70	2.50	0.30	0.75	0.95
	AU-CS001-T007	2.99	2.50	1.50	0.35	0.35	0.35
	AU-CS001-T008	5.86	2.50	2.00	0.40	0.40	0.40
	AU-CS001-T009	5.86	2.00	1.50	0.35	0.35	0.35
	AU-CS003-T022	1.03	2.50	2.00	0.27	0.70	0.90
AU-CS005-T024	1.47	3.30	4.50	0.50	0.50	0.60	
AU-CS007-T049	1.04	2.78	2.00	0.27	0.80	1.00	
AU-CS007-T052	0.74	2.80	2.00	0.27	0.80	1.00	

CAT	wbs	Ricoprimento	Hsez	largh. Sez	t sol,sup	t sol,inf	t pied
		m	h m	Ln m	Ss m	Si m	PI m

CAT	wbs	carreggiata nord						
		Ricoprimento	Hsez	largh. Sez	t sol,sup	t sol,inf	t pied	
		m	h m	Ln m	Ss m	Si m	PI m	
B2	AU-CS001-T010	5.15	2.00	2.00	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS002-T013	1.79	3.50	3.00	0.40	0.40	0.50	
	AU-CS004-T020	4.11	4.30	4.00	0.60	0.60	0.60	
	AU-CS005-T021	1.85	3.07	3.00	0.40	0.40	0.50	
	AU-CS005-T029	0.15	3.25	4.50	0.60	0.60	0.50	
	AU-CS005-T030	0.68	2.50	2.50	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS005-T031	0.84	2.50	2.50	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS005-T033	0.86	3.00	3.00	0.40	0.40	0.50	
	AU-CS005-T035	4.98	2.00	2.00	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS007-T036	1.86	3.00	1.50	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS007-T056	2.20	5.00	4.50	0.50	0.40	0.50	
	carreggiata sud							
	AU-CS001-T010	5.15	2.00	2.00	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS002-T013	1.79	3.50	3.00	0.40	0.40	0.50	
	AU-CS004-T020	4.11	4.30	4.00	0.60	0.60	0.60	
	AU-CS005-T021	1.85	3.07	3.00	0.40	0.40	0.50	
	AU-CS005-T029	0.15	3.25	4.50	0.60	0.60	0.50	
	AU-CS005-T030	0.68	2.50	2.50	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS005-T031	0.84	2.50	2.50	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS005-T033	0.86	3.00	3.00	0.40	0.40	0.50	
	AU-CS005-T035	4.98	2.00	2.00	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS007-T036	1.86	3.00	1.50	0.40	0.40	0.40	
	AU-CS007-T056	2.20	5.00	4.50	0.50	0.40	0.50	
unico								
RC006-T321	-	2.50	2.00	0.40	0.40	0.40		
RC008-T331	-	2.00	1.50	0.40	0.40	0.40		

Nella tabella seguente, invece, sono schematizzate le 2 differenti tipologie di tombini a sezione circolare studiati, basandosi, come già visto per gli scatolari, sul ricoprimento e sullo spessore dell'elemento.

wbs	Ricoprimento	ϕ
	m	mm
AU-CS01-T003	1.74	1000
AU-CS01-T005	1.49	900
AU-CS03-T017	1.18	1000
AU-CS07-T055	0.98	2250
AU-CS07-T056	1.83	2250
RC010-T342	-	1000
SV2-T223	-	1000
SV2-T224	-	1000
AU-CS001-T006	2.07	1000
AU-CS003-T015	1.64	1000
AU-CS005-T023	2.11	1000
AU-CS005-T028	2.31	1000
AU-CS007-T040	2.46	1000
AU-CS007-T043	1.53	1000
AU-CS007-T045	1.52	1000
AU-CS007-T047	2.48	1000
AU-CS007-T051	1.83	1000
AU-CS007-T053	1.86	1000
AU-CS007-T054	2.23	1000

Nel seguito della presente relazione sarà esposta l'analisi dei carichi, saranno descritti il modello di calcolo, le condizioni elementari di carico e le loro combinazioni prima di procedere all'esposizione dei calcoli eseguiti e dei risultati ottenuti.

Si ritiene opportuno premettere che sono state omesse le verifiche sulle strutture esistenti poiché non sono sopravvenute su esse variazioni in termini di sovraccarichi permanenti tali da modificare il quadro tensionale degli elementi strutturali in misura maggiore del 10%; inoltre è stata mantenuta l'indipendenza strutturale tra la parte nuova e l'esistente.

Parametri utilizzati nella modellazioneCaratteristiche geotecniche dei terreni – terreno di fondazione

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 24^\circ$$

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

$$c_u = 20 \text{ kPa}$$

$$IP = 0.20$$

$$OCR < 3$$

$$Eu/c_u = 800$$

$$Eu = 16000 \text{ kPa}$$

Caratteristiche geotecniche dei terreni – terreno di riempimento laterale e superiore

$$\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

Parametri sismici

La tipologia di struttura in esame corrisponde ad una Classe d'Uso IV con vita nominale $V_N = 50$ anni.

Le azioni sismiche sono state valutate con riferimento al reticolo del DM 14/01/2008; le coordinate geografiche del sito sono le seguenti:

- Latitudine 45,269017° Nord;
- Longitudine 11,782786° Est;
- Altitudine 6 m s.l.m.

Categoria sottosuolo: D.

Categoria topografica: T1.

Si ottengono i seguenti parametri sismici:

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

$$c_U = 2.00$$

$$V_R = 100 \text{ anni}$$

Per Tr =101 (SLD)

$$a_g = 0.043g$$

$$F_0 = 2.52$$

$$T_c = 0.29 \text{ s}$$

Per Tr =949 (SLV)

$$a_g = 0.08g$$

$$F_0 = 2.805$$

$$T_c = 0.37 \text{ s}$$

$$\text{Per SLD} \rightarrow S_s = 1.8$$

$$\text{Per SLV} \rightarrow S_s = 1.8$$

$$S_t = 1 \rightarrow a_{mx} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

L'intero compendio della progettazione strutturale si basa sui principi fondamentali contenuti nel D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”. Le prestazioni e i requisiti di sicurezza relativi alle strutture sono stati pertanto valutati in relazione al complesso degli stati limite che verosimilmente possono verificarsi nel corso della vita utile di progetto degli edifici.

Per quanto attiene l'assegnazione dei carichi di progetto e le modalità di combinazione delle azioni e di conduzione delle verifiche agli stati limite ultimi e d'esercizio, si assumono come riferimento normativo principale i codici normativi riconosciuti a livello internazionale, gli EUROCODICI e le norme di calcolo nazionali contenute nel D.M. 14.01.2008.

Si riporta di seguito un elenco completo del corpo normativo cui si riferisce il progetto.

LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 14 Gennaio 2008 - *“Norme Tecniche per le costruzioni”*;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617: *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008*;
- Eurocodice 2 – Parte 1-1 – *“Progettazione delle strutture in calcestruzzo”*;
- Istruzioni C.N.R. 10024/86: *“Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”*;
- DM n. 2445, 23 FEBBRAIO 1971, *“Norme tecniche per gli attraversamenti e i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto”*

3. MATERIALI

I materiali utilizzati nella costruzione devono essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. Particolare attenzione viene inoltre dedicata alla valutazione delle problematiche connesse alla durabilità delle strutture, facendo riferimento ai più moderni orientamenti normativi.

Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo **B 450 C**:

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	540 MPa
Modulo elastico E	206000 MPa
SLE: in tutte le combinazioni	$\sigma_s < 0.8f_{yk} = 360$ MPa

Calcestruzzo per fondazioni

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 28/35
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 35$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 28$ MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 15.9$ MPa
Modulo elastico	$E_c = 32308$ MPa
Classe di esposizione	XC2
Copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40$ mm
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 16.8$ MPa
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 12.6$ MPa

Calcestruzzo per elevazioni

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32$ MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 18.1$ MPa
Modulo elastico	$E_c = 33346$ MPa
Classe di esposizione	XC2
Copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 35$ mm
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 19.2$ MPa
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 14.4$ MPa

Calcestruzzo per solette

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo

C 32/40

Resistenza cubica caratteristica a 28 gg

$R_{ck} \geq 40\text{MPa}$

Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg

$f_{ck} \geq 32\text{MPa}$

Resistenza di calcolo allo S.L.U.

$f_{cd} = 18.1\text{MPa}$

Modulo elastico

$E_c = 33346\text{MPa}$

Classe di esposizione

XC2 per altezze di ricoprimento > 1.00 m

Classe di esposizione

XF4 per altezze di ricoprimento < 1.00 m

Copriferro minimo

$c_{f,min} \geq 35\text{ mm}$

SLE: combinazione rara

$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 19.2\text{ MPa}$

SLE: combinazione quasi permanente

$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 14.4\text{Mpa}$

4. MODELLO TRASVERSALE

Il sottovia è stato esaminato mediante l'analisi di una striscia avente larghezza unitaria (1m) determinata sezionando idealmente la struttura con due piani verticali, distanti appunto 1 m l'uno dall'altro.

Le parti costituenti lo scatolare (soletta, piedritti, platea) sono state schematizzate attraverso elementi lineari costruiti sugli assi di questi; ciascun elemento è stato poi discretizzato in elementi finiti di dimensioni medie pari a 30 cm. Agli elementi finiti è stato assegnato lo spessore reale dell'elemento e le caratteristiche del materiale di cui lo scatolare è composto.

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, saranno analizzate impiegando schemi statici semplificati o simulazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software di calcolo utilizzato ai fini di estrarre i parametri di sollecitazione e di deformazione è il codice Straus 7 (release 2.3.7) prodotto dalla ditta Strand7 Software, Sydney, Australia e distribuito in Italia da HSH Srl.

La validazione di tale prodotto avviene a partire da una documentazione ("Verification manual") che attesta l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

Condizioni di vincolo

Il modello è stato vincolato a livello della fondazione attraverso il "classico" letto di molle alla Winkler attraverso il quale si è analizzata l'interazione terreno-struttura; ai fini dell'equilibrio statico alle molle è stata assegnata rigidità in direzione verticale ed in direzione orizzontale.

La rigidità del letto di molle su cui si è vincolata la struttura è stata determinata attraverso la formulazione di Vesic che permette una stima a partire dalle caratteristiche elastiche del terreno:

$$k_v = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} = 9,10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La rigidità orizzontale delle molle è stata determinata moltiplicando la rigidità verticale per il coefficiente 0.5: $k_h = 0.5 \times 9.10 = 4.55 \text{ kg/cm}^2$.

Condizioni di carico

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

- Azioni permanenti:
 - pesi propri strutturali, caratterizzati da una γ_{cls} di 25 kN/mc;

- pesi permanenti portati, quali il rinterro e la pavimentazione soprastante lo scatolare, caratterizzati da un peso volumetrico γ_r di 20 kN/mc;
- spinta delle terre, dovuta alla presenza del rilevato stradale, determinata attraverso il coefficiente di spinta a riposo;
- Azioni variabili:
 - Carico mobile da traffico, come definito nel §5 delle NTC relativo ai ponti stradali;
 - Sovrappinta sui piedritti dovuta ai carichi veicolari

E' stata inoltre presa in considerazione l'azione sismica ed in particolare:

- Masse inerziali degli elementi strutturali;
- Sovrappinta delle terre dovuta a sisma, calcolata tramite metodo di Wood.

Geometria del modello

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche della sezione trasversale, facenti riferimento all'asse del modello:

Ricoprimento	Hsez	largh. Sez	t sol,sup	t sol,inf	t pied
m	h	Ln	Ss	Si	PI
	m	m	m	m	m

0.16	4.50	5.92	0.50	0.60	0.66
0.20	3.36	3.00	0.30	0.40	0.62
1.41	2.70	2.00	0.35	0.75	0.95
5.86	2.50	2.00	0.40	0.40	0.40

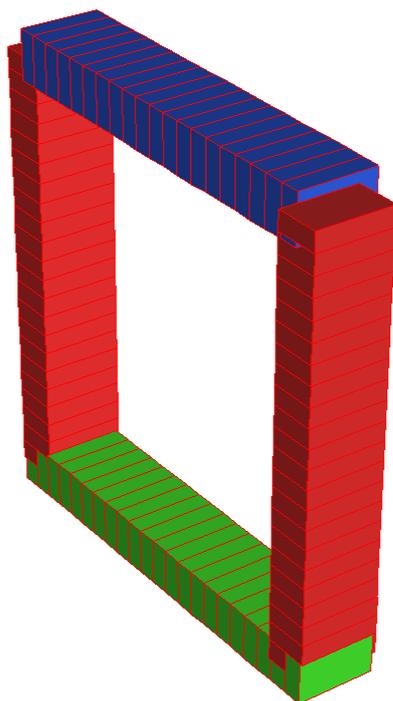


Figura 1. Immagine rappresentativa 3D del modello

5. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

CONDIZIONE DI CARICO 1 - CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Riguarda il peso proprio della struttura dello scatolare; tali carichi sono presi in conto automaticamente dal software di calcolo in funzione della geometria della struttura. Il peso per unità di volume del calcestruzzo armato è stato impostato pari a 25kN/mc.

CONDIZIONE DI CARICO 2 - CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Riguarda la presenza di rinterro e del manto stradale sopra la soletta dello scatolare; convenzionalmente si assume per essi un peso volumetrico di 20kN/mc. Lo spessore medio di ricoprimento della soletta, ricavato dagli elaborati grafici di progetto, permette di avere:

$$q = \gamma_r \times H_r$$

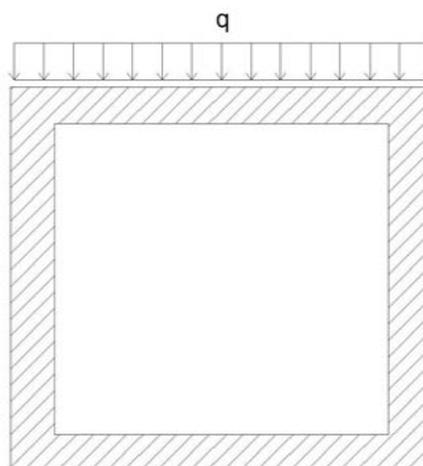
$$T 01 \quad q = 20 \times 0.16 = 3.2 \text{ kN/m}^2$$

$$T 02 \quad q = 20 \times 0.20 = 4.0 \text{ kN/m}^2$$

$$T 03 \quad q = 20 \times 1.41 = 28.2 \text{ kN/m}^2$$

$$T 04 \quad q = 20 \times 5.86 = 117.2 \text{ kN/m}^2$$

Esso viene applicato alla struttura secondo il seguente schema.



CONDIZIONE DI CARICO 3 e 4 – SPINTA A RIPOSO SUI PIEDRITTI

Attiene alla spinta, agente sui piedritti, esercitata dalla terra in condizioni di riposo e calcolata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del rilevato stradale:

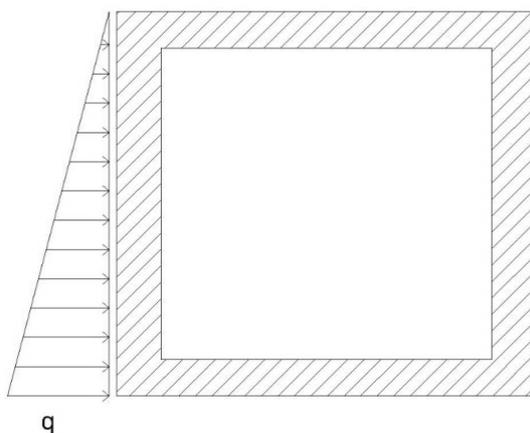
$$\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3 ; c' = 0 ; \varphi' = 35^\circ$$

determinando il coefficiente di spinta a riposo, secondo la formula:

$$K_o = 1 - \text{sen } \varphi' = 0.426$$

La spinta delle terre genera sui ritti un carico distribuito di forma trapezia, definito, in corrispondenza delle linee d'asse orizzontali della struttura in disamina, dalle seguenti relazioni. Tale carico può essere scomposto in una componente orizzontale costante, dovuta al "ricoprimento" presente al di sopra dell'estradosso della soletta e da una componente triangolare dovuta alla spinta del terreno a ridosso dei piedritti.

Così come già anticipato l'opera non è interessata dalla falda riscontrata al disotto della quota di imposta delle strutture.



Sommità)

$$p_{\text{sommità}} = K_o \times (\gamma_p \times H_p)$$

$$T 01 \quad p_{\text{sommità}} = 0.426 \times (20 \times 0.16) = 1.36 \text{ kN/m}^2$$

$$T 02 \quad p_{\text{sommità}} = 0.426 \times (20 \times 0.20) = 1.70 \text{ kN/m}^2$$

$$T 03 \quad p_{\text{sommità}} = 0.426 \times (20 \times 1.41) = 12.01 \text{ kN/m}^2$$

$$T 04 \quad p_{\text{sommità}} = 0.426 \times (20 \times 5.86) = 49.93 \text{ kN/m}^2$$

La spinta da applicare al modello di calcolo tiene conto del fatto che le dimensioni dei piedritti sono inferiori a quelle reali poiché gli elementi sono modellati sulla linea d'asse delle opere reali; si aggiunge di conseguenza una forza puntuale nel nodo in estremità:

$$P_{\text{sommità}} = p_{\text{sommità}} \times t_{\text{sol,sup}} / 2$$

$$T 01 \quad P_{\text{sommità}} = 1.36 \times 0.66 / 2 = 0.45 \text{ kN/m}$$

$$T 02 \quad P_{\text{sommità}} = 1.70 \times 0.62 / 2 = 0.53 \text{ kN/m}$$

$$T\ 03\ P_{\text{sommità}} = 12.01 \times 0.95 / 2 = 5.70\ \text{kN/m}$$

$$T\ 04\ P_{\text{sommità}} = 49.93 \times 0.40 / 2 = 9.99\ \text{kN/m}$$

Fondazione)

$$p_{\text{fond}} = K_o \times (\gamma_p \times (H_p + t_{\text{sol,sup}} + H_{\text{int}} + t_{\text{fond}} / 2))$$

$$T\ 01\ p_{\text{fond}} = 0.426 \times (20 \times (0.16 + 0.50 + 4.50 + 0.60 / 2)) = 46.5\ \text{kN/m}^2$$

$$T\ 02\ p_{\text{fond}} = 0.426 \times (20 \times (0.20 + 0.30 + 3.36 + 0.40 / 2)) = 34.6\ \text{kN/m}^2$$

$$T\ 03\ p_{\text{fond}} = 0.426 \times (20 \times (1.41 + 0.35 + 2.70 + 0.75 / 2)) = 41.2\ \text{kN/m}^2$$

$$T\ 04\ p_{\text{fond}} = 0.426 \times (20 \times (5.86 + 0.40 + 2.50 + 0.40 / 2)) = 76.3\ \text{kN/m}^2$$

La spinta da applicare al modello di calcolo tiene conto del fatto che le dimensioni della soletta superiore sono inferiori a quelle reali poiché gli elementi sono modellati sulla linea d'asse delle opere reali; si aggiunge di conseguenza una forze puntuale nel nodo in estremità:

$$P_{\text{fond}} = p_{\text{fond}} \times t_{\text{sol,sup}} / 2$$

$$T\ 01\ P_{\text{fond}} = 46.5 \times 0.50 / 2 = 11.6\ \text{kN/m}$$

$$T\ 02\ P_{\text{fond}} = 34.6 \times 0.30 / 2 = 5.2\ \text{kN/m}$$

$$T\ 03\ P_{\text{fond}} = 41.2 \times 0.35 / 2 = 7.2\ \text{kN/m}$$

$$T\ 04\ P_{\text{fond}} = 76.3 \times 0.40 / 2 = 15.3\ \text{kN/m}$$

Nelle combinazioni di calcolo, le spinte a riposo sui piedritti sono state assunte simmetriche.

SOVRACCARICHI VARIABILI

Carico stradale

Con riferimento al § 5 delle N.T.C. 2008 si è assunto lo Schema di Carico 1: 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 Fig. 3.

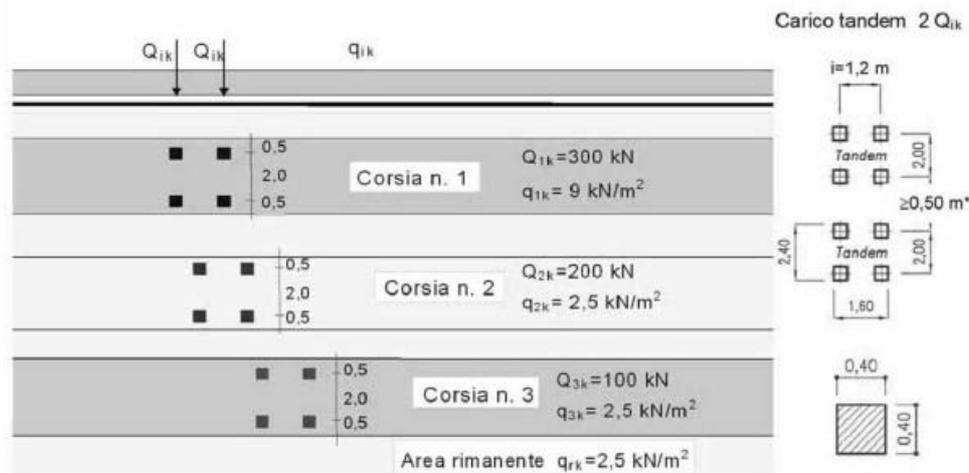


Figura 2. Schema di carico 1 (Dimensioni in metri).

Data la geometria del problema si è considerata unicamente la corsia n° 1 con il valore dei carichi indicato in figura; le impronte di carico sono state diffuse per riportarle in asse con il solettone superiore dello scatolare, con angolo di 30° nel riempimento e di 45° nel semispessore della soletta, ottenendo 4 impronte.

Nel caso in cui le impronte di carico si sovrappongono tra loro si dovrà considerare il carico gravante sulla stessa, ossia:

- se si sovrappongono 4 impronte di carico si considererà un carico concentrato pari a 600 kN
- se si sovrappongono 2 impronte di carico si considererà un carico concentrato pari a 300 kN
- se NON si sovrappongono le impronte di carico si considererà un carico concentrato pari a 150 kN

Il carico così determinato è stato fatto “correre” lungo l’autostrada soprastante generando le seguenti situazioni notevoli.

CONDIZIONE DI CARICO 5, 6 e 7 – SOVRACCARICO IN AVVICINAMENTO

Attiene all’incremento di spinta orizzontale sul ritto a seguito del sovraccarico stradale, agente ai lati della struttura,.

Incremento di spinta sul piedritto:

$$p = k_0 \times q$$

$$T 01 \quad p = 0.426 \times 150 \text{ kN} / 1.18 \text{ m}^2 = 54.3 \text{ kN/m}^2$$

$$T 02 \quad p = 0.426 \times 150 \text{ kN} / 0.86 \text{ m}^2 = 74.3 \text{ kN/m}^2$$

$$T 03 \quad p = 0.426 \times 600 \text{ kN} / 10.74 \text{ m}^2 = 23.8 \text{ kN/m}^2$$

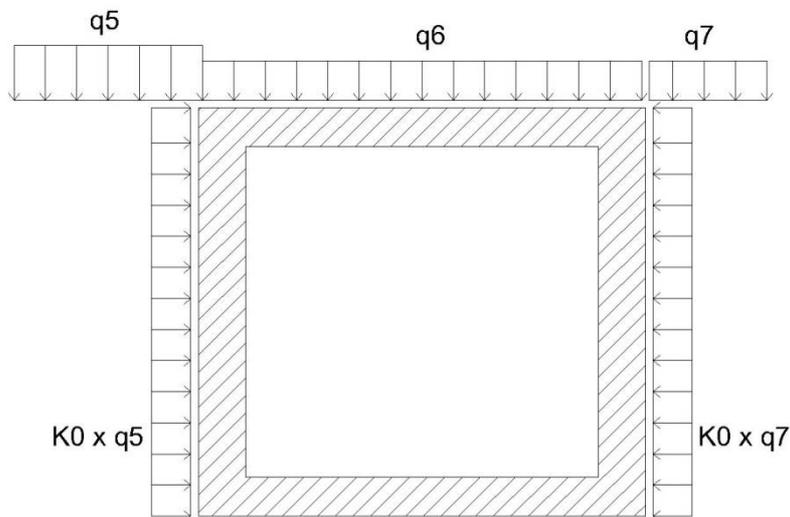
$$T 04 \quad p = 0.426 \times 600 \text{ kN} / 8.40 \text{ m}^2 = 30.4 \text{ kN/m}^2$$

Quando a sfavore di sicurezza, si è considerato agire sulla soletta, contemporaneamente al carico di cui sopra, un carico uniformemente distribuito di valore $q = 9.00 \text{ kN/m}^2$.

Inoltre, quando risulta essere a sfavore di sicurezza, si è considerato l'incremento di spinta sull'altro ritto dovuto al carico uniformemente distribuito di valore $q = 9.00 \text{ kN/m}^2$.

Incremento di spinta sull'altro piedritto:

$$p = k_0 \times q = 0.426 \times 9.00 = 3.83 \text{ kN/m}^2$$



CONDIZIONE DI CARICO 8, 9, 10 e 11 – CARICHI MOBILI DECENTRATI SULLA SOLETTA

Riguarda il transito del carico tandem da 600 kN su due assi e quattro impronte di carico da 40 x 40 cm sulla soletta della struttura scatolare; la geometria del carico è quella riportata nelle NTC per lo Schema di carico 1, corsia n.1 (di cui è stato ripreso un estratto all'inizio del presente capitolo).

Larghezza di ripartizione in senso trasversale e longitudinale

A favore di sicurezza, nella valutazione della larghezza di diffusione, si assume uno spessore di ricoprimento di 0.25 m quindi :

$$L_{\text{trasv}} = 0.40 + 2 \times (H_p \times \text{tg } 30^\circ) + 2 \times (t_{\text{sol,sup}} / 2 \times \text{tg } 45^\circ)$$

$$T 01 \quad L_{\text{trasv}} = 0.40 + 2 \times (0.16 \times \text{tg } 30^\circ) + 2 \times (0.50 / 2 \times \text{tg } 45^\circ) = 1.08 \text{ m}$$

$$T 02 \quad L_{\text{trasv}} = 0.40 + 2 \times (0.20 \times \text{tg } 30^\circ) + 2 \times (0.30 / 2 \times \text{tg } 45^\circ) = 0.93 \text{ m}$$

$$T\ 03 \quad L_{\text{trasv}} = 0.40 + 2 \times (1.41 \times \text{tg } 30^\circ) + 2 \times (0.35 / 2 \times \text{tg } 45^\circ) = 2.38 \text{ m}$$

$$T\ 04 \quad L_{\text{trasv}} = 0.40 + 2 \times (5.86 \times \text{tg } 30^\circ) + 2 \times (0.40 / 2 \times \text{tg } 45^\circ) = 7.57 \text{ m}$$

Nei casi in cui la diffusione del carico oltrepassa la larghezza della singola corsia (pari a 3.00 m), il carico concentrato viene distribuito su un'area pari a

$$T\ 01 \quad 1.08 \text{ m} \times 1.08 \text{ m} = 1.17 \text{ m}^2.$$

$$T\ 02 \quad 0.93 \text{ m} \times 0.93 \text{ m} = 0.86 \text{ m}^2.$$

$$T\ 03 \quad 3.00 \text{ m} \times 3.58 \text{ m} = 10.74 \text{ m}^2.$$

$$T\ 04 \quad 3.00 \text{ m} \times 2.80 \text{ m} = 8.40 \text{ m}^2.$$

Ne risulta quindi che il carico distribuito (Condizione 9) sarà pari a:

$$T\ 01 \quad q = Q / A = 150 / 1.17 \text{ m}^2 = 128.2 \text{ kN/m}^2$$

$$T\ 02 \quad q = Q / A = 150 / 0.86 \text{ m}^2 = 174.4 \text{ kN/m}^2$$

$$T\ 03 \quad q = Q / A = 600 / 10.74 \text{ m}^2 = 55.9 \text{ kN/m}^2$$

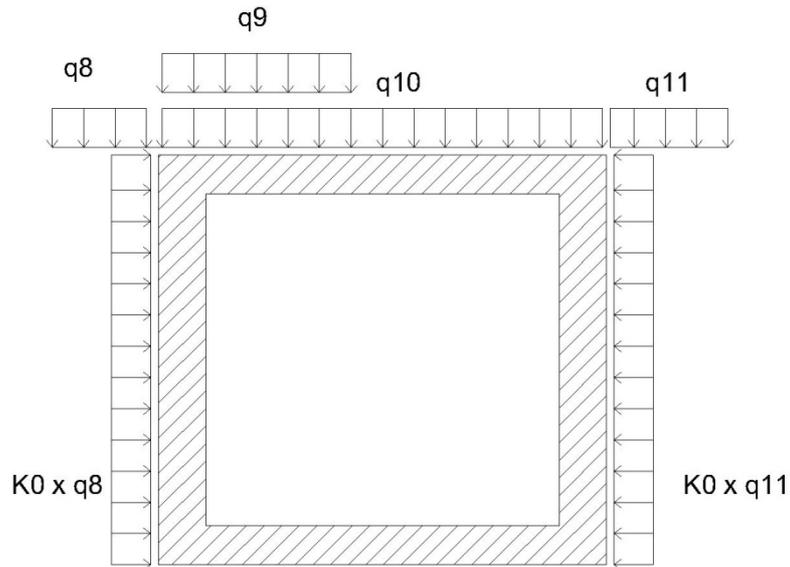
$$T\ 04 \quad q = Q / A = 600 / 8.40 \text{ m}^2 = 71.4 \text{ kN/m}^2$$

Si è considerato agire sulla soletta, contemporaneamente al carico di cui sopra, un carico uniformemente distribuito di valore $q = 9.00 \text{ kN/m}^2$.

Inoltre, quando risulta essere a sfavore di sicurezza, si è considerato l'incremento di spinta sui ritti dovuto al carico uniformemente distribuito di valore $q = 9.00 \text{ kN/m}^2$.

Incremento di spinta sui piedritti:

$$p = k_0 \times q = 0.426 \times 9 = 3.83 \text{ kN/m}^2$$



CONDIZIONE DI CARICO 12 – CARICHI MOBILI CENTRATI IN SOLETTA

Tale azione di entità uguale a quella precedente considera i carichi mobili in posizione centrata rispetto alla mezzeria della soletta.

CONDIZIONE DI CARICO 13 e 14 – AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche consistono in incremento di spinta del terreno e forze d'inerzia delle masse strutturali; esse si valutano facendo riferimento al reticolo sismico delle NTC (DM 14/01/2008) nel quale per il sito in esame si associano i seguenti parametri (SLV):

$$a_g = 0.080 \text{ g}$$

$$F_0 = 2.807$$

$$T_C^* = 0.370 \text{ s}$$

$$S_S = 1.800$$

$$C_C = 2.054$$

$$S_T = 1.00$$

Per il calcolo della sovraspinta sismica ΔS dei terreni, si adotta la formula proposta da Wood:

$$\Delta P_d = k_n \times \gamma_r \times H$$

$$T \ 01 \quad \Delta P_d = 0.144 \times 20 \times 5.05 = 14.54 \text{ kN/m}$$

$$T \ 02 \quad \Delta P_d = 0.144 \times 20 \times 3.71 = 10.68 \text{ kN/m}$$

$$T \ 03 \quad \Delta P_d = 0.144 \times 20 \times 3.25 = 9.36 \text{ kN/m}$$

$$T\ 04 \quad \Delta P_d = 0.144 \times 20 \times 2.90 = 8.35 \text{ kN/m}$$

dove

$$k_h = a_g/g \times S_s \times S_T = 0.08 \times 1.80 \times 1.00 = 0.144$$

Sotto l'azione sismica si suppone scarica dal sisma la parete opposta a quella su cui la spinta è applicata.

L'azione sismica dovuta alle inerzie delle masse strutturali vale:

$$F_i = k_h \times W$$

dove W è il peso dell'elemento strutturale considerato (soletta, piedritti, platea di fondazione). Si ha perciò:

$$T\ 01 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.50 = 5.33 \text{ kN/m}^2 \quad \text{soletta superiore}$$

$$T\ 01 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.66 = 7.03 \text{ kN/m}^2 \quad \text{piedritti}$$

$$T\ 01 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.60 = 6.39 \text{ kN/m}^2 \quad \text{fondazione}$$

$$T\ 02 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.30 = 3.20 \text{ kN/m}^2 \quad \text{soletta superiore}$$

$$T\ 02 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.62 = 6.60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{piedritti}$$

$$T\ 02 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.40 = 4.26 \text{ kN/m}^2 \quad \text{fondazione}$$

$$T\ 03 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.35 = 3.73 \text{ kN/m}^2 \quad \text{soletta superiore}$$

$$T\ 03 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.95 = 10.12 \text{ kN/m}^2 \quad \text{piedritti}$$

$$T\ 03 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.75 = 7.99 \text{ kN/m}^2 \quad \text{fondazione}$$

$$T\ 04 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.40 = 10.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{soletta superiore}$$

$$T\ 04 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.40 = 10.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{piedritti}$$

$$T\ 04 \quad F_i = 0.144 \times 25 \times 0.40 = 10.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{fondazione}$$

CONDIZIONE DI CARICO 15 – FRENATURA

L'azione di frenatura non viene considerata significativa ai fini delle verifiche strutturali dello scatolare.

CONDIZIONE DI CARICO 16 – VARIAZIONI TERMICHE

Verranno trascurate le azioni di origine termica.

CONDIZIONE DI CARICO 17 – RITIRO

Verranno trascurate le azioni dovute alle deformazioni da ritiro sulle nuove solette superiori.

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite.

Le condizioni di carico elementari sopra descritte sono state cumulate in modo da determinare situazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni, con i rispettivi valori più sfavorevoli, come previsto dalle norme vigenti.

Tale operazione è stata condotta ricercando **tutte le possibili combinazioni** tra i carichi, tenendo conto che alcuni carichi sono tra loro incompatibili (ad esempio: la sovraspinta sui piedritti dovuta al carico stradale 20 kN/mq è incompatibile con la presenza sulla soletta del carico tandem). Così facendo si sono ottenute 153 combinazioni di carico; l'elenco completo di queste è riportato in appendice.

Tra i carichi presi in esame si distinguono i permanenti, costituiti dal peso proprio, il permanente portato, le spinte litostatiche, i carichi variabili quali quelli da traffico (carichi mobili e incremento di spinta per sovraccarico in avvicinamento) e l'azione sismica. Nelle combinazioni di carico non sono inclusi gli effetti della variazione termica (con gradiente estradosso-intradosso della soletta) né quelli del ritiro.

In particolare, nelle combinazioni sismiche implementate, si fa riferimento ad entrambe le possibili direzioni per il sisma (ovvero la direzione sx-dx e dx-sx). Per massimizzare le sollecitazioni sui piedritti, il contributo sismico alla spinta delle terre è assegnato alternativamente ad un solo piedritto.

La sovraspinta per sovraccarico in avvicinamento è stata assegnata ipotizzando un carico mobile viaggiante da sinistra verso destra, considerando anche la condizione in cui il carico mobile ha superato lo scatolare.

Si riassumono le condizioni elementari di carico con riportata la notazione utilizzata nel software di calcolo, per una migliore comprensione delle tabelle presentate, anche in appendice.

- C1 Pesi strutturali: peso proprio della struttura
- C2 Pesi strutturali: carichi permanenti non strutturali
- C3 Pesi strutturali: spinta a riposo sul piedritto di sinistra
- C4 Pesi strutturali: spinta a riposo sul piedritto di destra
- C5 Tandem sx: sovraspinta sul piedritto di sinistra per carico stradale in avvicinamento
- C6 Stradale: carico stradale uniforme sulla soletta
- C7 Stradale dx: sovraspinta sul piedritto di destra per carico stradale uniformemente distribuito
- C8 Stradale sx: sovraspinta sul piedritto di sinistra per carico stradale uniformemente distribuito
- C9 Tandem: carico tandem transitante sulla soletta
- C10 Stradale: carico stradale uniforme sulla soletta
- C 11 Stradale dx: sovraspinta sul piedritto di destra per carico stradale uniformemente distribuito

C 12 Tandem: carico tandem transitante sulla soletta (posizione centrale)

C 13 Sovrappinte sismiche sx e Sovrappinte sismiche dx: sovrappinte sismiche sul piedritto di sinistra e su quello di destra

C 14 Masse inerziali sx e Masse inerziali dx: forze d'inerzia delle masse strutturali, agenti verso destra e verso sinistra

La tabella seguente riporta i valori dei coefficienti di combinazione impiegati nei calcoli per ciascuna condizione elementare; per quanto riguarda i carichi stradali sono stati adottati i coefficienti di cui alla tabella 5.1.VI delle N.T.C..

Descrizione	Psi0	Psi1	Psi2
Permanenti	0	0	0
Tandem	0.75	0.75	0
Stradale	0.4	0.4	0
Tandem sx	0.75	0.75	0
Tandem dx	0.75	0.75	0
Stradale dx	0.4	0.4	0
Stradale sx	0.4	0.4	0

L'elenco completo delle combinazioni di carico utilizzate nel dimensionamento sono riportate nel relativo appendice.

Per quanto riguarda i **tombini circolari** va fatto un discorso a parte e riportato nel seguito.

Per il calcolo del tubo si considerano i seguenti carichi, con riferimento al già citato D.M. 23-2 1971, N. 2445.(si veda la Figura 2):

A) Peso proprio della tubazione.

B) Carico ripartito superiore, corrispondente al peso del terrapieno sovrastante la tubazione (terreno + acqua) ed al carico mobile.

C) Carico ripartito laterale, corrispondente alla parte rettangolare del diagramma di spinta (terra + acqua + sovraccarico).

D) Carico triangolare laterale, corrispondente alla parte triangolare del diagramma di spinta (terra + acqua).

E) Reazione radiale costante in un settore corrispondente ad un angolo al centro di 60°, in funzione del carico Q pari alla somma di tutti i carichi verticali agenti sulla tubazione.

F) Carico idrostatico interno, corrispondente alla situazione in cui il tubo sia pieno d'acqua.

Sono state utilizzate le formule previste dal DM 2445/71, che permettono di calcolare direttamente la Forza assiale N ed il momento flettente M all'interno dello spessore del controtubo in acciaio nei tre punti significativi seguenti (si veda la Tabella 1), a partire dai contributi A, B, C, D, E:

- punto 0: sezione in chiave alla condotta;
- punti 1: sezioni in fianco alla condotta;
- punto 2: sezione sul fondo della condotta.

A) Peso proprio: somma di due termini: " γ_T " dovuto alla tubazione e " γ_W " dovuta all'acqua.

B) Carico ripartito superiore "p": somma di due termini: "pp" dovuto ai carichi permanenti e "pa" dovuto ai sovraccarichi mobili.

$$pp = (\gamma_d \times H_1) \quad T05 \quad pp = (20 \times 1.83) = 36.6 \text{ kN/m}^2$$

$$T06 \quad pp = (20 \times 2.48) = 49.6 \text{ kN/m}^2$$

$$pa = \text{carico veicolare} \quad T05 \quad pa = 33.95 \text{ kN/m}^2$$

$$T06 \quad pa = 24.45 \text{ kN/m}^2$$

$$p = pp + pa \quad T05 \quad p = 70.6 \text{ kN/m}^2$$

$$T06 \quad p = 74.1 \text{ kN/m}^2$$

C) Carico ripartito laterale "q": corrisponde alla parte rettangolare del diagramma di spinta e risulta somma di due termini dovuti rispettivamente ai carichi permanenti (acqua + terreno) ed ai sovraccarichi mobili.

$$q_w = 0$$

$$q_{\text{terreno}} = k_0 \times (\gamma_d \times H_1) \quad T05 \quad qt = 0.426 (20 \times 1.83) = 15.6 \text{ kN/m}^2$$

$$T06 \quad qt = 0.426 (20 \times 2.48) = 21.1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{sovracc}} = k_0 \times pa \quad T05 \quad qs = 0.426 \times 33.95 = 14.5 \text{ kN/m}^2$$

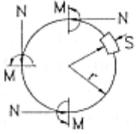
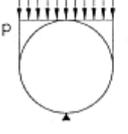
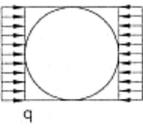
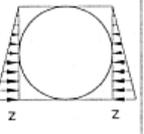
$$T06 \quad qs = 0.426 \times 24.45 = 10.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q = q_w + q_{\text{terreno}} + q_{\text{sovracc}} \quad T05 \quad q = 30.1 \text{ kN/m}^2$$

$$T06 \quad q = 31.5 \text{ kN/m}^2$$

dove:

- k_0 : coefficiente di spinta a riposo del terreno = $1 - \text{sen } 30^\circ = 0.426$

	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_s = 60^\circ$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2} \gamma_1 sr^2$ $N = -\frac{1}{2} \gamma_1 sr$	$M = (\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8})pr^2 = 0.29941 pr^2$ $N = -\frac{1}{3\pi} pr = -0.10610 pr$	$M = -\frac{1}{4} qr^2$ $N = qr$	$M = -\frac{5}{48} zr^2 = -0.10417 zr^2$ $N = \frac{5}{16} zr = 0.31250 zr$	(Q=reazione totale) $M = -0.0073038 Qr$ $N = 0.014817 Q$
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\frac{\pi-2}{2} \gamma_1 sr^2 = -0.57080 \gamma_1 sr^2$ $N = \frac{\pi}{2} \gamma_1 sr = 1.57080 \gamma_1 sr$	$M = (\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8})pr^2 = -0.30669 pr^2$ $N = pr$	$M = \frac{1}{4} qr^2$ $N = 0$	$M = \frac{1}{8} zr^2 = 0.125 zr^2$ $N = 0$	$M = 0.0075118 Qr$ $N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2} \gamma_1 sr^2$ $N = \frac{1}{2} \gamma_1 sr$	$M = (\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8})pr^2 = 0.58721 pr^2$ $N = \frac{1}{3\pi} pr = 0.10610 pr$	$M = -\frac{1}{4} qr^2$ $N = qr$	$M = -\frac{7}{48} zr^2 = -0.14583 zr^2$ $N = \frac{11}{16} zr = 0.68750 zr$	$M = -0.11165 Qr$ $N = 0.11916 Q$

Calcolo delle sollecitazioni M ed N nelle sezioni significative del contro tubo (DM 2445/71)

D) Pressione laterale variabile "z": corrisponde alla parte triangolare del diagramma di spinta ed è imputabile al solo carico permanente (terreno + acqua).

$$z_w = 0$$

$$z_{\text{terreno}} = (k_0 \times \gamma \times H_3) \quad T05 \quad z_t = 0.426 (20 \times 1.22) = 10.4 \text{ kN/m}^2$$

$$T06 \quad z_t = 0.426 (20 \times 2.75) = 23.4 \text{ kN/m}^2$$

$$z = z_w + z_{\text{terreno}} \quad T05 \quad z = 10.4 \text{ kN/m}^2$$

$$T06 \quad z = 23.4 \text{ kN/m}^2$$

E) Reazione totale "Q": è data dalla somma di tutti i carichi verticali agenti sulla tubazione.

$$Q = p \times D_e + \gamma_{cls} \times (D_e^2 - D_i^2) \times \pi/4 \quad T05 \quad Q = 101.2 \text{ kN/m}^2$$

$$T06 \quad Q = 337.9 \text{ kN/m}^2$$

7. RISULTATI E VERIFICHE

Le azioni descritte, applicate al modello di calcolo agli elementi finiti e combinate secondo le combinazioni di cui al punto precedente, hanno permesso di ricavare le sollecitazioni agenti sulla struttura in base alle quali è stato possibile eseguire il dimensionamento.

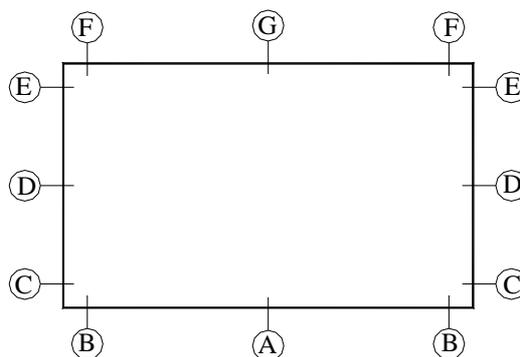
Data la geometria del problema e la forma e tipologia dei carichi applicati, ci si attende che le sezioni maggiormente sollecitate siano le seguenti:

- **Soletta:** sezione di mezzaria e sezione in prossimità degli appoggi sui piedritti;
- **Piedritti:** sezione centrale e sezioni in prossimità della soletta e della fondazione;
- **Fondazione:** sezione di mezzaria e sezioni in prossimità degli appoggi.

Ulteriori considerazioni possono essere fatte circa la simmetria della struttura:

- Esiste perfetta simmetria geometrica della struttura e dei carichi applicati secondo un piano verticale ideale che taglia virtualmente lo scatolare all'altezza della mezzaria di soletta e fondazione; tale simmetria è evidenziata anche dai diagrammi delle sollecitazioni sulla soletta, sulla fondazione e sui piedritti.
- Questo permette di dimensionare un unico piedritto, ritenendo certamente valide le verifiche effettuate anche per l'altro;
- Per quanto riguarda soletta e fondazione, è sufficiente l'analisi di una delle due metà dell'elemento, potendo poi "specchiare" i risultati ottenuti sull'altra metà.

Si sono scelte le sezioni di verifica rappresentate nella figura seguente.



Per lo Stato Limite Ultimo viene inoltre riportato il valore del coefficiente di sicurezza, calcolato come rapporto tra il momento resistente di calcolo ed il momento sollecitante.

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) ed il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d). Le verifiche sono state condotte confrontando tali valori con i seguenti limiti:

Tensioni nell'acciaio:	$\sigma_s < 0.8f_{yk} = 360 \text{ MPa}$	per tutte le combinazioni;
Tensioni nel calcestruzzo (platea)	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$	combinazione rara;
	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$	combinazione quasi permanente;
Tensioni nel calcestruzzo (piedritti, soletta)	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$	combinazione rara;
	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$	combinazione quasi permanente.

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, con riferimento alla tabella 4.1.IV delle N.T.C.2008, si sono adottati i seguenti limiti:

Platea e piedritti, classe di esposizione XC2:	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	combinazione frequente;
	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	combinazione quasi permanente;
Soletta, classe di esposizione XF4:	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$	combinazione frequente;
	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$	combinazione quasi permanente.

TOMBINO 1

sezione	verifica	azione	momento		base sez		altez sez		As		A's		wk		w max		σc		σs		cs1	cs2
			M [kNm]	az assiale N [kN]	bc [cm]	hc [cm]	d	s	d	s	[mm]	[mm]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]						
soletta superiore	mezzeria	SLE q perm	M-N	29.7		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.200	0.70	14.40	23.2	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	187.8		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	0.100	0.200	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	237.5		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	5.62	19.20	185.2	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	339.2		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	1.48	1.48	
		SLV	M-N	69.7		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	7.23	7.23	
soletta superiore	incastro	SLE q perm	M-N	54.5		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.200	1.29	14.40	42.5	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	200.0		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	0.116	0.200	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	238.0		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	5.63	19.20	185.5	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	358.5		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	1.41	1.41	
		SLV	M-N	169.0		100	50	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	2.98	2.98	
piedritti	mezzeria	SLE q perm	M-N	23.2	95.0	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	0.000	0.300	0.38	14.40	2.2	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	123.7	52.7	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	161.7	32.1	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	-	-	2.15	19.20	71.6	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	218.3	43.3	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	-	-	-	-	-	-	4.16	3.99	
		SLV	M-N	87.2	41.9	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	-	-	-	-	-	-	10.74	9.88	
piedritti	incastro	SLE q perm	M-N	80.4	133.8	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	0.000	0.300	1.19	14.40	22.7	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	289.6	113.1	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	0.054	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	358.3	102.2	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	-	-	4.81	19.20	154.9	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	490.2	162.0	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	-	-	-	-	-	-	1.89	1.84	
		SLV	M-N	259.8	100.1	100	66	φ	22	/10	φ	22	/10	-	-	-	-	-	-	3.59	3.41	
fondaz	mezzeria	SLE q perm	M-N	43.5		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	0.75	12.60	27.5	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	116.0		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	156.5		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	2.71	16.80	98.9	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	221.2		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	2.89	2.89	
		SLV	M-N	127.4		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	5.02	5.02	
fondaz	incastro	SLE q perm	M-N	82.2		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	1.42	12.60	51.9	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	288.4		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	0.143	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	356.0		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	6.16	16.80	224.9	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	487.6		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	1.31	1.31	
		SLV	M-N	258.7		100	60	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	2.47	2.47	

Note:

Il momento flettente è sempre preso con segno positivo, sia che tenda le fibre inferiori (o esterne) sia le fibre superiori (o interne).

Il segno dell'azione assiale è positivo se di compressione.

Le tensioni del calcestruzzo sono positive se di compressione e quelle dell'acciaio se di trazione.

TOMBINO 2

sezione		verifica	azione	momento		az assiale		base sez		altez sez		As		A's		wk		w max		σc		σc,max		σs		σs,max		cs1		cs2	
				M [kNm]	N [kN]			bc [cm]	hc [cm]	d	s	d	s	[mm]	[mm]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]												
soletta superiore	mezzeria	SLE q perm	M-N	7.1		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.200	0.44	14.40	10.4	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE freq	M-N	62.2		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	0.034	0.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	86.5		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	5.30	19.20	126.3	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLU STR	M-N	121.4		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.13	2.13		
		SLV	M-N	24.1		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10.70	10.70		
soletta superiore	incastro	SLE q perm	M-N	11.3		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.200	0.69	14.40	16.5	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE freq	M-N	96.3		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	0.106	0.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE rara	M-N	122.8		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	7.53	19.20	179.3	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLU STR	M-N	176.9		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.46	1.46		
		SLV	M-N	47.3		100	30	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.47	5.47		
piedritti	mezzeria	SLE q perm	M-N			100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	0.00	14.40	0.0	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE freq	M-N	77.4	118.5	100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	104.7	107.0	100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	1.80	19.20	48.0	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLU STR	M-N	143.0	88.3	100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23.70	48.00		
		SLV	M-N			100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	0.00		
piedritti	incastro	SLE q perm	M-N	65.3	199.9	100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	1.21	14.40	14.5	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE freq	M-N	212.1	168.7	100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	0.046	0.400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE rara	M-N	260.4	156.1	100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	4.37	19.20	134.4	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLU STR	M-N	355.0	223.9	100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.05	2.02		
		SLV	M-N	135.9	180.2	100	62	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.72	5.21		
fondaz	mezzeria	SLE q perm	M-N	42.0		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	1.48	12.60	42.7	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE freq	M-N	92.1		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	0.041	0.400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE rara	M-N	123.3		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	4.35	16.80	125.4	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLU STR	M-N	173.0		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.29	2.29		
		SLV	M-N	59.4		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.66	6.66		
fondaz	incastro	SLE q perm	M-N	67.0		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	2.37	12.60	68.1	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE freq	M-N	211.8		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	0.200	0.400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLE rara	M-N	259.4		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	9.16	16.80	263.8	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		SLU STR	M-N	353.8		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.12	1.12		
		SLV	M-N	136.6		100	40	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.90	2.90		

Note:

Il momento flettente è sempre preso con segno positivo, sia che tenda le fibre inferiori (o esterne) sia le fibre superiori (o interne).

Il segno dell'azione assiale è positivo se di compressione.

Le tensioni del calcestruzzo sono positive se di compressione e quelle dell'acciaio se di trazione.

TOMBINO 3

sezione	verifica	azione	caso	momento / az assiale		base sez		altez sez		As		A's		wk		w max		σc				cs1		cs2	
				M [kNm]	N [kN]	bc [cm]	hc [cm]	d	s	d	s	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]								
soletta superiore	mezzzeria	SLE q perm	M-N	1	a	1	17.4		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.300	1.18	14.40	41.6	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	1	a	1	44.2		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	1	a	1	52.4		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	3.56	19.20	125.2	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	1	a	1	75.0		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	2.07	2.07	
		SLV	M-N	1	a	1	27.3		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	5.67	5.67	
soletta superiore	incastro	SLE q perm	M-N	1	b	1	28.1		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.300	1.91	14.40	67.2	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	1	b	1	54.7		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	0.088	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	1	b	1	62.2		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	4.23	19.20	148.7	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	1	b	1	92.1		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.68	1.68	
		SLV	M-N	1	b	1	68.8		100	35	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	2.25	2.25	
piedritti	mezzzeria	SLE q perm	M-N	2	a	1	7.9	98.4	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	0.13	14.40	0.0	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	2	a	1	23.7	183.4	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	2	a	1	30.0	209.0	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	0.35	19.20	0.0	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	2	a	1	40.5	299.1	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	11.10	34.20	
		SLV	M-N	2	a	1	36.6	124.6	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	20.60	36.10	
piedritti	incastro	SLE q perm	M-N	2	b	1	30.9	127.5	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	0.30	14.40	0.5	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	2	b	1	71.3	212.6	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	2	b	1	84.4	238.1	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	0.70	19.20	5.2	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	2	b	1	115.9	388.4	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	7.10	12.00	
		SLV	M-N	2	b	1	98.3	153.8	100	95	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	11.00	13.50	
fondaz	mezzzeria	SLE q perm	M-N	3	a	1	21.8		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	0.26	12.60	10.7	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	3	a	1	46.7		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	3	a	1	54.3		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	0.60	16.80	26.8	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	3	a	1	77.5		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	10.60	10.60	
		SLV	M-N	3	a	1	48.5		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	16.90	16.90	
fondaz	incastro	SLE q perm	M-N	3	b	1	33.1		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.300	0.40	12.60	16.3	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	3	b	1	72.3		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	3	b	1	85.0		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	1.02	16.80	41.9	360.0	-	-	
		SLU STR	M-N	3	b	1	117.0		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	7.00	7.00	
		SLV	M-N	3	b	1	98.1		100	75	φ	20	/10	φ	20	/10	-	-	-	-	-	-	8.40	8.40	

Note:

Il momento flettente è sempre preso con segno positivo, sia che tenda le fibre inferiori (o esterne) sia le fibre superiori (o interne).

Il segno dell'azione assiale è positivo se di compressione.

Le tensioni del calcestruzzo sono positive se di compressione e quelle dell'acciaio se di trazione.

TOMBINO 4

sezione	verifica	azione	momento		base sez		altez sez		As		A's		wk [mm]	w max [mm]	σc [N/mm2]	σc,max [N/mm2]	σs [N/mm2]	σs,max [N/mm2]	cs1	cs2	
			M [kNm]	az assiale N [kN]	bc [cm]	hc [cm]	d	s	d	s											
soletta superiore	mezzzeria	SLE q perm	M-N	-		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	0.300	-	14.40	-	360.0	-	-
		SLE freq	M-N	18.6		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	27.2		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	1.42	19.20	55.1	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	43.3		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	4.29	4.29
		SLV	M-N	-		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	-	-
soletta superiore	incastro	SLE q perm	M-N	32.8		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.300	1.72	14.40	66.5	360.0	-	-
		SLE freq	M-N	60.9		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	69.9		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	3.66	19.20	141.7	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	96.2		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.93	1.93
		SLV	M-N	54.5		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	3.41	3.41
piedritti	mezzzeria	SLE q perm	M-N	37.4	78.0	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.300	2.04	14.40	52.6	360.0	-	-
		SLE freq	M-N	53.4	158.5	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	59.4	183.5	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	3.24	19.20	67.1	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	80.2	259.0	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	2.20	2.66
		SLV	M-N	46.7	97.2	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	4.21	4.27
piedritti	incastro	SLE q perm	M-N	35.5	92.7	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.300	1.94	14.40	44.7	360.0	-	-
		SLE freq	M-N	76.2	173.2	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	89.7	198.2	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	4.89	19.20	122.9	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	121.7	278.9	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.58	1.74
		SLV	M-N	70.0	111.9	100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	2.94	2.88
fondaz	mezzzeria	SLE q perm	M-N	-		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	0.300	-	12.60	-	360.0	-	-
		SLE freq	M-N	12.6		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	18.3		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	0.96	16.80	37.1	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	28.7		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	7.00	7.00
		SLV	M-N	-		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	-	-
fondaz	incastro	SLE q perm	M-N	37.2		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.300	1.96	12.60	75.4	360.0	-	-
		SLE freq	M-N	76.1		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	0.110	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	88.9		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	4.67	16.80	180.2	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	120.8		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.66	1.66
		SLV	M-N	69.8		100	40	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	2.88	2.88

Note:

Il momento flettente è sempre preso con segno positivo, sia che tenda le fibre inferiori (o esterne) sia le fibre superiori (o interne).

Il segno dell'azione assiale è positivo se di compressione.

Le tensioni del calcestruzzo sono positive se di compressione e quelle dell'acciaio se di trazione.

TOMBINO 5 – Circolare – Diametro 1000 mm

sezione	verifica	azione	momento		az assiale		base sez		altez sez		As		A's		wk	w max	σ_c	$\sigma_{c,max}$	σ_s	$\sigma_{s,max}$	cs1	cs2	
			M [kNm]	N [kN]	bc [cm]	hc [cm]	d	s	d	s	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-	-	-	-	-	-	
Sez 0	-	SLE rara	M-N	3.9	15.1	100	11	ϕ 12	/15	ϕ 12	/15	0.000	0.200	4.08	21.00	89.3	360.0	-	-	-	-	-	-
		SLU STR	M-N	5.1	20.6	100	11	ϕ 12	/15	ϕ 12	/15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.84	4.47
Sez 1	-	SLE rara	M-N	4.0	41.6	100	11	ϕ 12	/15	ϕ 12	/15	0.000	0.200	3.88	21.00	51.1	360.0	-	-	-	-	-	-
		SLU STR	M-N	5.3	55.3	100	11	ϕ 12	/15	ϕ 12	/15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.64	4.45
Sez 2	-	SLE rara	M-N	5.0	37.7	100	11	ϕ 12	/15	ϕ 12	/15	0.000	0.200	4.95	21.00	73.9	360.0	-	-	-	-	-	-
		SLU STR	M-N	6.3	50.6	100	11	ϕ 12	/15	ϕ 12	/15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.36	3.72

TOMBINO 6 – Circolare – Diametro 2250 mm

sezione	verifica	azione	momento		az assiale		base sez		altez sez		As		A's		wk	w max	σ_c	$\sigma_{c,max}$	σ_s	$\sigma_{s,max}$	cs1	cs2	
			M [kNm]	N [kN]	bc [cm]	hc [cm]	d	s	d	s	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-	-	-	-	-	-	
Sez 0	-	SLE rara	M-N	20.3	39.9	100	25	ϕ 16	/15	ϕ 16	/15	0.000	0.200	3.31	0.00	113.0	0.0	-	-	-	-	-	-
		SLU STR	M-N	25.7	55.3	100	25	ϕ 16	/15	ϕ 16	/15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.04	2.61
Sez 1	-	SLE rara	M-N	11.0	104.8	100	25	ϕ 16	/15	ϕ 16	/15	0.000	0.200	1.65	0.00	17.2	0.0	-	-	-	-	-	-
		SLU STR	M-N	26.4	137.2	100	25	ϕ 16	/15	ϕ 16	/15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.58	2.85
Sez 2	-	SLE rara	M-N	17.8	113.6	100	25	ϕ 16	/15	ϕ 16	/15	0.000	0.200	2.80	0.00	52.5	0.0	-	-	-	-	-	-
		SLU STR	M-N	18.8	152.0	100	25	ϕ 16	/15	ϕ 16	/15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.52	4.07

Note:

Il momento flettente è sempre preso con segno positivo, sia che tenda le fibre inferiori (o esterne) sia le fibre superiori (o interne).

Il segno dell'azione assiale è positivo se di compressione.

Le tensioni del calcestruzzo sono positive se di compressione e quelle dell'acciaio se di trazione.

T01: Verifica a taglio soletta superiore

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.667	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.003	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	4500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.426	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	201.2	[kN]
V' Rd	191.7	[kN]
V Sd	425.8	[kN]

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 12 / 20x20 cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕ_w	12	[mm]
passo	sw	20	[cm]
staffe numero bracci	nb	5	
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
area totale	Asw	5.65	[cm ²]
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=> 0.785 rad

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V Rsd	447.7	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1836.0	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente

taglio resistente

V Sd	425.8	[kN]
V Rd	447.7	[kN]

ok: Vrd > Vsd

T01: Verifica a taglio piedritti

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.573	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.003	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	537.6	[kN]
area calcestruzzo	Ac	6100	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.881	[N/mm ²] < 0.2 f _{cd}
	v _{min}	0.390	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V_{Rd}	313.1	[kN]
V' Rd	318.8	[kN]
V_{Sd}	417.7	[kN]

V_{Rd} < V_{Sd}: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 12 / 20x20 cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕ_w	12	[mm]
passo	sw	20	[cm]
staffe numero bracci	nb	5	
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
area totale	Asw	5.65	[cm ²]
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=> 0.785 rad

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V_{Rsd}	606.9	[kN]
------------------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.05	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V_{Rcd}	2609.8	[kN]
------------------------	---------------	-------------

taglio agente
taglio resistente

V_{Sd}	417.7	[kN]
V_{Rd}	606.9	[kN]

ok: V_{Rd} > V_{Sd}

T01: Verifica a taglio fondazione

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.603	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.006	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	5500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 f _{cd}
	v _{min}	0.376	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V_{Rd}	266.5	[kN]
V' Rd	206.7	[kN]
V_{Sd}	343.7	[kN]

V_{Rd} < V_{Sd}: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 12 / 20x20 cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕ_w	12	[mm]
passo	sw	20	[cm]
staffe numero bracci	nb	5	
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
area totale	Asw	5.65	[cm ²]
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=> 0.785 rad

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V_{Rsd}	547.2	[kN]
------------------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.93	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V_{Rcd}	1963.5	[kN]
------------------------	---------------	-------------

taglio agente

taglio resistente

V_{Sd}	343.7	[kN]
-----------------------	--------------	-------------

V_{Rd}	547.2	[kN]
-----------------------	--------------	-------------

ok: V_{Rd} > V_{Sd}

T02: Verifica a taglio soletta superiore

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.894	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.013	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	2500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 f _{cd}
	v _{min}	0.516	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V_{Rd}	194.7	[kN]
V' Rd	129.1	[kN]
V_{Sd}	345.4	[kN]

V_{Rd} < V_{Sd}: serve armatura a taglio

Si inseriscono $\Phi 16 / 20 \times 20$ cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕ_w	16	[mm]
passo	sw	20	[cm]
staffe numero bracci	nb	5	
area di una barra	Asw,i	2.01	[cm ²]
area totale	Asw	10.05	[cm ²]
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=> 0.785 rad

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V_{Rsd}	442.4	[kN]
------------------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V_{Rcd}	1020.0	[kN]
------------------------	---------------	-------------

taglio agente
taglio resistente

V_{Sd}	345.4	[kN]
V_{Rd}	442.4	[kN]

ok: V_{Rd} > V_{Sd}

T02: Verifica a taglio piedritti

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.592	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.006	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	587.7	[kN]
area calcestruzzo	Ac	5700	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	1.031	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.398	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	371.6	[kN]
V' Rd	314.9	[kN]
V Sd	365.2	[kN]

ok: Vrd > Vsd

Si inseriscono Φ 12 / 40x40 cm, in quanto non è necessario inserire apposita armatura.

T02: Verifica a taglio fondazione

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.756	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.009	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	3500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.431	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	216.0	[kN]
V' Rd	150.8	[kN]
V Sd	363.5	[kN]

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 14 / 20x20 cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕw	14	[mm]	
passo	sw	20	[cm]	
staffe numero bracci	nb	5		
area di una barra	Asw,i	1.54	[cm ²]	
area totale	Asw	7.70	[cm ²]	
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=>	0.785 rad

$$V Rsd = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V Rsd	474.6	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V Rcd = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.93	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1249.5	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente

taglio resistente

V Sd	363.5	[kN]
-------------	--------------	-------------

V Rd	474.6	[kN]
-------------	--------------	-------------

ok: $V_{rd} > V_{sd}$

T03: Verifica a taglio soletta superiore

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.816	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.005	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	3000	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.485	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	167.3	[kN]
-------------	--------------	-------------

V' Rd	145.4	[kN]
--------------	--------------	-------------

V Sd	217.6	[kN]
-------------	--------------	-------------

$V_{rd} < V_{sd}$: serve armatura a taglio

Si inseriscono $\Phi 12 / 20 \times 20$ cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕw	12	[mm]	
passo	sw	20	[cm]	
staffe numero bracci	nb	5		
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]	
area totale	Asw	5.65	[cm ²]	
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=>	0.785 rad

$$V Rsd = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V Rsd	298.5	[kN]
-------	-------	------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V Rcd = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1224.0	[kN]
-------	--------	------

taglio agente

V Sd	217.6	[kN]
------	-------	------

taglio resistente

V Rd	298.5	[kN]
------	-------	------

ok: Vrd > Vsd

T03: Verifica a taglio piedritti

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.471	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.003	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	338.4	[kN]
area calcestruzzo	Ac	9000	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.376	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.353	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	405.9	[kN]
------	-------	------

V' Rd	368.8	[kN]
-------	-------	------

V Sd	156.7	[kN]
------	-------	------

ok: Vrd > Vsd

Si inseriscono Φ 12 / 40x40 cm, in quanto non è necessario inserire apposita armatura.

T03: Verifica a taglio fondazione

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.535	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.004	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	7000	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.352	[N/mm ²]

$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 $(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 taglio agente

V Rd	299.6	[kN]
V' Rd	246.4	[kN]
V Sd	202.5	[kN]

ok: Vrd > Vsd

Si inseriscono Φ 12 / 40x40 cm, in quanto non è necessario inserire apposita armatura.

T04: Verifica a taglio soletta superiore

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.756	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.004	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	3500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.461	[N/mm ²]

$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 $(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 taglio agente

V Rd	179.2	[kN]
V' Rd	161.2	[kN]
V Sd	188.3	[kN]

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 12 / 20x20 cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕw	12	[mm]	
passo	sw	20	[cm]	
staffe numero bracci	nb	5		
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]	
area totale	Asw	5.65	[cm ²]	
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=>	0.785 rad

$$V Rsd = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V Rsd	348.2	[kN]
-------	-------	------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V Rcd = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1428.0	[kN]
-------	--------	------

taglio agente

taglio resistente

V Sd	188.3	[kN]
------	-------	------

V Rd	348.2	[kN]
------	-------	------

ok: Vrd > Vsd

T04: Verifica a taglio piedritti

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.756	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.004	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	278.9	[kN]
area calcestruzzo	Ac	3500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.797	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.461	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	221.1	[kN]
------	-------	------

V' Rd	203.1	[kN]
-------	-------	------

V Sd	235.1	[kN]
------	-------	------

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 12 / 20x20 cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕw	12	[mm]	
passo	sw	20	[cm]	
staffe numero bracci	nb	5		
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]	
area totale	Asw	5.65	[cm ²]	
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=>	1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=>	0.785 rad

$$V Rsd = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

taglio resistente con staffe

V Rsd	348.2	[kN]
-------	-------	------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V Rcd = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.04	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1490.8	[kN]
-------	--------	------

taglio agente

V Sd	235.1	[kN]
------	-------	------

taglio resistente

V Rd	348.2	[kN]
------	-------	------

ok: Vrd > Vsd

T04: Verifica a taglio fondazione

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V R_d = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.756	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.004	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	3500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.431	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	171.4	[kN]
------	-------	------

V' Rd	150.8	[kN]
-------	-------	------

V Sd	155.9	[kN]
------	-------	------

ok: Vrd > Vsd

Si inseriscono $\Phi 12 / 40 \times 40$ cm, in quanto non è necessario inserire apposita armatura.

8. PRESSIONI SULLE FONDAZIONI

Determinazione del carico limite sulla fondazione

Il carico limite della fondazione è stato calcolato tramite la formula trinomia di Vesic, alla quale sono stati applicati i coefficienti correttivi formulati da Hansen; le espressioni utilizzate nel calcolo dei vari coefficienti sono state ricavate dal testo “Fondazioni” di Joseph. E.Bowles e per brevità non vengono qui riproposte.

Si sono assunte le dimensioni effettive della platea di fondazione, pari a 5,70 x 5,70 m per poter trovare un valore medio di pressione “resistente” del terreno.

In accordo con il punto 6.4.2.1 delle NTC 2008, la verifica della capacità portante della fondazione è stata condotta seguendo l'Approccio 2 (che prevede coefficienti tipo A1+M1+R3).

T01 – Capacità portante

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

D.1.1.1. CONDIZIONI DRENATE - VERIFICA

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.5	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.5	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	24.0	(°)
c'	coesione drenata	5.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	7.24	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	100.00	(m)
D	approfondimento della fondazione <i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione (è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	5.60	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	50.00	(m)
α	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
N	carico verticale	860	(kN)
H	carico orizzontale <i>(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)</i>	0	(kN)
FS	coefficiente di sicurezza	2.30	(-)

fattori di capacità portante	N_c	19.32
	N_γ	9.44
	N_q	9.60
fattori di forma	s_e	1.04
	s_γ	0.97
	s_q	1.03
fattori di approfondimento	d_e	1.14
	d_γ	1.00
	d_q	1.12
fattori di inclinazione del carico	i_c	1.00
	i_γ	1.00
	i_q	1.00
fattori di inclinazione della fondazione	b_e	1.00
	b_γ	1.00
	b_q	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna	g_e	1.00
	g_γ	1.00
	g_q	1.00

RISULTATI

capacità portante limite:

componente dovuta alla coesione	114	(kPa)
contributo delle forze di attrito	647	(kPa)
contributo del sovraccarico	607	(kPa)

$$Q_{lim} = 1368 \text{ kPa}$$

$$Q_{amm} = 626 \text{ kPa}$$

Q_{amm} è il valore della pressione ammissibile nei confronti di fenomeni di rottura globale dei terreni di fondazione. Noto il valore di Q_{amm} è necessario verificare la compatibilità dei cedimenti con i valori ammissibili (il valore del cedimento totale ammissibile, per fondazioni correnti, è usualmente assunto pari a 2.5 cm). Nel caso in cui i cedimenti risultino superiori al valore ammissibile, la portata ammissibile dovrà essere adeguatamente ridotta per rientrare nei limiti sopra indicati. I cedimenti possono essere calcolati mediante i criteri riportati nel punto E.

N.B.

T02 – Capacità portante

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

D.1.1.1. CONDIZIONI DRENATE - VERIFICA

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.5	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.5	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	24.0	(°)
c'	coesione drenata	5.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	4.24	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	100.00	(m)
D	approfondimento della fondazione <i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione (è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	4.06	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	50.00	(m)
α	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
N	carico verticale	680	(kN)
H	carico orizzontale <i>(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)</i>	0	(kN)
FS	coefficiente di sicurezza	2.30	(-)

fattori di capacità portante	N_c	19.32
	N_r	9.44
	N_q	9.60
fattori di forma	s_e	1.02
	s_r	0.98
	s_q	1.02
fattori di approfondimento	d_e	1.17
	d_r	1.00
	d_q	1.15
fattori di inclinazione del carico	i_c	1.00
	i_r	1.00
	i_q	1.00
fattori di inclinazione della fondazione	b_e	1.00
	b_r	1.00
	b_q	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna	g_e	1.00
	g_r	1.00
	g_q	1.00

RISULTATI

capacità portante limite:

componente dovuta alla coesione	115	(kPa)
contributo delle forze di attrito	384	(kPa)
contributo del sovraccarico	445	(kPa)

$$Q_{lim} = 944 \text{ kPa}$$

$$Q_{amm} = 433 \text{ kPa}$$

Q_{amm} è il valore della pressione ammissibile nei confronti di fenomeni di rottura globale dei terreni di fondazione. Noto il valore di Q_{amm} è necessario verificare la compatibilità dei cedimenti con i valori ammissibili (il valore del cedimento totale ammissibile, per fondazioni correnti, è usualmente assunto pari a 2.5 cm). Nel caso in cui i cedimenti risultino superiori al valore ammissibile, la portata ammissibile dovrà essere adeguatamente ridotta per rientrare nei limiti sopra indicati. I cedimenti possono essere calcolati mediante i criteri riportati nel punto E.

N.B.

T03 – Capacità portante

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

D.1.1.1. CONDIZIONI DRENATE - VERIFICA

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.5	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.5	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	24.0	(°)
c'	coesione drenata	5.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	3.90	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	100.00	(m)
D	approfondimento della fondazione <i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione (è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	3.80	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	50.00	(m)
α	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
N	carico verticale	722	(kN)
H	carico orizzontale <i>(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)</i>	0	(kN)
FS	coefficiente di sicurezza	2.30	(-)

fattori di capacità portante	N_c	19.32
	N_r	9.44
	N_q	9.60
fattori di forma	s_e	1.02
	s_r	0.98
	s_q	1.02
fattori di approfondimento	d_e	1.17
	d_r	1.00
	d_q	1.15
fattori di inclinazione del carico	i_c	1.00
	i_r	1.00
	i_q	1.00
fattori di inclinazione della fondazione	b_e	1.00
	b_r	1.00
	b_q	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna	g_e	1.00
	g_r	1.00
	g_q	1.00

RISULTATI

capacità portante limite:

componente dovuta alla coesione	115	(kPa)
contributo delle forze di attrito	353	(kPa)
contributo del sovraccarico	417	(kPa)

$$Q_{lim} = 886 \text{ kPa}$$

$$Q_{amm} = 406 \text{ kPa}$$

Q_{amm} è il valore della pressione ammissibile nei confronti di fenomeni di rottura globale dei terreni di fondazione. Noto il valore di Q_{amm} è necessario verificare la compatibilità dei cedimenti con i valori ammissibili (il valore del cedimento totale ammissibile, per fondazioni correnti, è usualmente assunto pari a 2.5 cm). Nel caso in cui i cedimenti risultino superiori al valore ammissibile, la portata ammissibile dovrà essere adeguatamente ridotta per rientrare nei limiti sopra indicati. I cedimenti possono essere calcolati mediante i criteri riportati nel punto E.

N.B.

T04 – Capacità portante

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

D.1.1.1. CONDIZIONI DRENATE - VERIFICA

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.5	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.5	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	24.0	(°)
c'	coesione drenata	5.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	2.80	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	100.00	(m)
D	approfondimento della fondazione		
	<i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione</i>		
	<i>(è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	3.30	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	50.00	(m)
α	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
N	carico verticale	856	(kN)
H	carico orizzontale	0	(kN)
	<i>(N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N)</i>		
FS	coefficiente di sicurezza	2.30	(-)
<hr/>			
fattori di capacità portante		N_c	19.32
		N_γ	9.44
		N_q	9.60
<hr/>			
fattori di forma		s_c	1.01
		s_γ	0.99
		s_q	1.01
<hr/>			
fattori di approfondimento		d_c	1.19
		d_γ	1.00
		d_q	1.17
<hr/>			
fattori di inclinazione del carico		i_c	1.00
		i_γ	1.00
		i_q	1.00
<hr/>			
fattori di inclinazione della fondazione		b_c	1.00
		b_γ	1.00
		b_q	1.00
<hr/>			
fattori di inclinazione del piano campagna		g_c	1.00
		g_γ	1.00
		g_q	1.00

RISULTATI

capacità portante limite:

componente dovuta alla coesione	116	(kPa)
contributo delle forze di attrito	255	(kPa)
contributo del sovraccarico	365	(kPa)

$$q_{lim} = 736 \text{ kPa}$$

$$q_{amm} = 338 \text{ kPa}$$

q_{amm} è il valore della pressione ammissibile nei confronti di fenomeni di rottura globale dei terreni di fondazione. Noto il valore di q_{amm} è necessario verificare la compatibilità dei cedimenti con i valori ammissibili (il valore del cedimento totale ammissibile, per fondazioni correnti, è usualmente assunto pari a 2.5 cm). Nel caso in cui i cedimenti risultino superiori al valore ammissibile, la portata ammissibile dovrà essere adeguatamente ridotta per rientrare nei limiti sopra indicati. I cedimenti possono essere calcolati mediante i criteri riportati nel punto E.

N.B.

ALLEGATO A

Elenco completo delle combinazioni di carico

9. ALLEGATO A - ELENCO COMPLETO COMBINAZIONI DI CARICO

	SLU STR 1	SLU STR 2	SLU STR 3	SLU STR 4	SLU STR 5	SLU STR 6	SLU STR 7	SLU STR 8
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
spinta terreno dx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	1,35	1,35	0	1,35
veicolo (casoA-pos2)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0

	SLU STR 9	SLU STR 10	SLU STR 11	SLU STR 12	SLU STR 13	SLU STR 14	SLU STR 15	SLU STR 16	SLU STR 17	SLU STR 18	SLU STR 19	SLU STR 20	SLU STR 21	SLU STR 22
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
spinta terreno dx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoC-pos2)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	SLU STR 23	SLU STR 24	SLU STR 25	SLU STR 26	SLU STR 27	SLU STR 28	SLU STR 29
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
spinta terreno dx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoC-pos2)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0

	SLU STR 30	SLU STR 31	SLU STR 32	SLU STR 33	SLU STR 34	SLU STR 35	SLU STR 36	SLU STR 37
peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
perm non strutturali	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
spinta terreno sx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
spinta terreno dx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
veicolo (casoA-pos1)	0	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35
veicolo (casoA-pos2)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0

	SLU STR 38	SLU STR 39	SLU STR 40	SLU STR 41	SLU STR 42	SLU STR 43	SLU STR 44	SLU STR 45	SLU STR 46	SLU STR 47	SLU STR 48	SLU STR 49	SLU STR 50	SLU STR 51
peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
perm non strutturali	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
spinta terreno sx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
spinta terreno dx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoC-pos2)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	SLU STR 52	SLU STR 53	SLU STR 54	SLU STR 55	SLU STR 56	SLU STR 57	SLU STR 58
peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
perm non strutturali	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
spinta terreno sx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
spinta terreno dx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoC-pos2)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0

	SLE - freq 9	SLE - freq 10	SLE - freq 11	SLE - freq 12	SLE - freq 13	SLE - freq 14	SLE - freq 15	SLE - freq 16	SLE - freq 17	SLE - freq 18	SLE - freq 19	SLE - freq 20	SLE - freq 21	SLE - freq 22
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426
spinta terreno dx	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	0.4	0	0	0.4	0.4	0	0.4	0.4	0	0	0.4	0.4	0	0.4
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
veicolo (casoBC-pos3)	0	0.4	0	0.4	0	0.4	0.4	0	0.4	0	0.4	0	0.4	0.4
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0.4	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0.4
veicolo (casoC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
nitro	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	SLE - freq 23	SLE - freq 24	SLE - freq 25	SLE - freq 26	SLE - freq 27	SLE - freq 28	SLE - freq 29
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426
spinta terreno dx	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	0.4	0	0	0.4	0.4	0	0.4
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0.4	0	0.4	0	0.4	0.4
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0.4
veicolo (casoC-pos2)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0
nitro	0	0	0	0	0	0	0

SLE - qpem 1

peso proprio	1
perm non strutturali	1
spinta terreno sx	0.426
spinta terreno dx	0.426
veicolo (casoA-pos1)	0
veicolo (casoA-pos2)	0
veicolo (casoA-pos3)	0
veicolo (casoBC-pos1)	0
veicolo (casoBC-pos2)	0
veicolo (casoBC-pos3)	0
veicolo (casoBC-pos4)	0
veicolo (casoC-pos2)	0
sisma sx	0
sisma inerzia	0
frenatura	0
var termiche	0
nitro	0

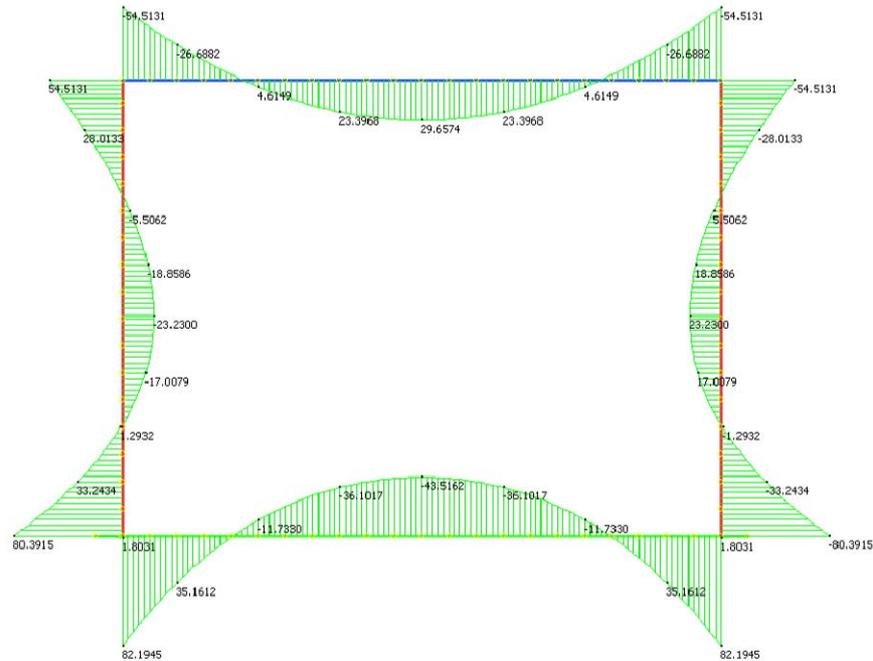
ALLEGATO B

Grafici di sollecitazione sullo scatolare

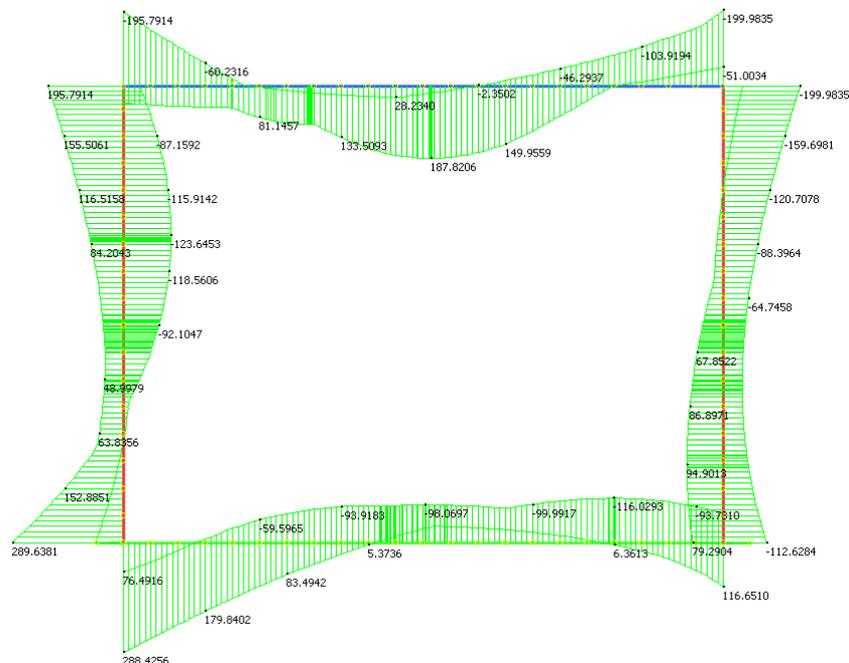
10. ALLEGATO B - GRAFICI DI SOLLECITAZIONE

T01 – Involuppo dei massimi – Momento flettente

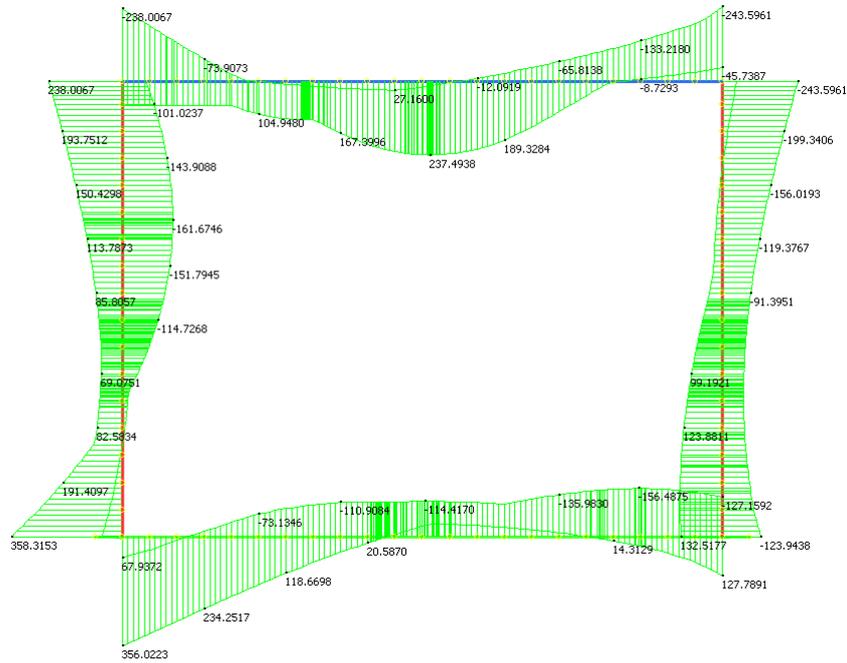
SLE quasi permanente



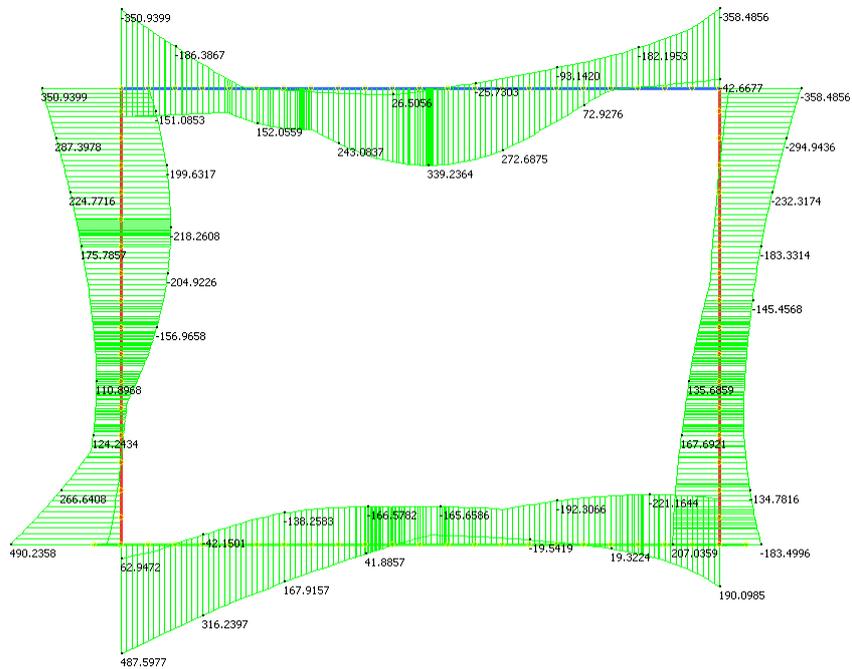
SLE frequente



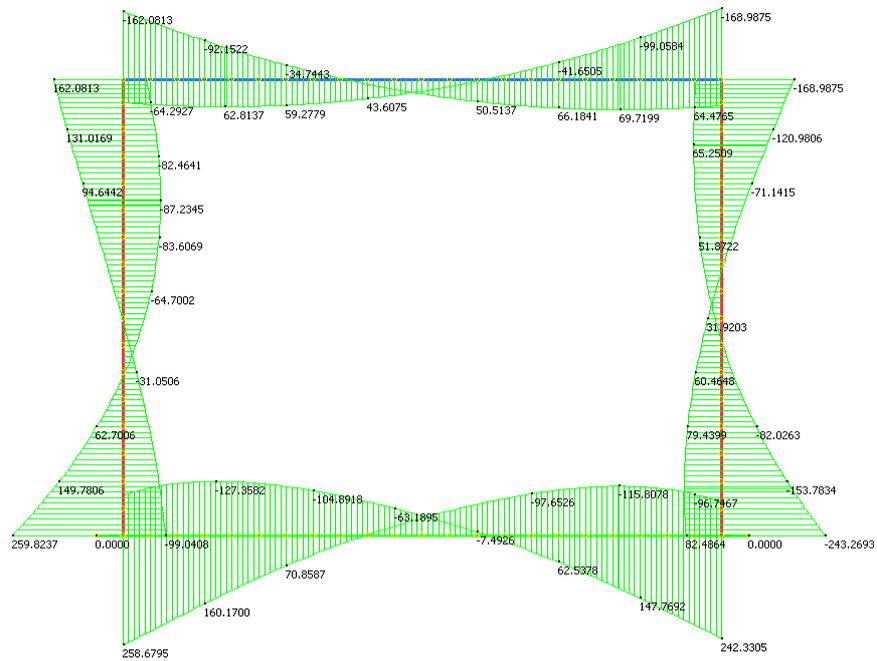
SLE rara



SLU STR

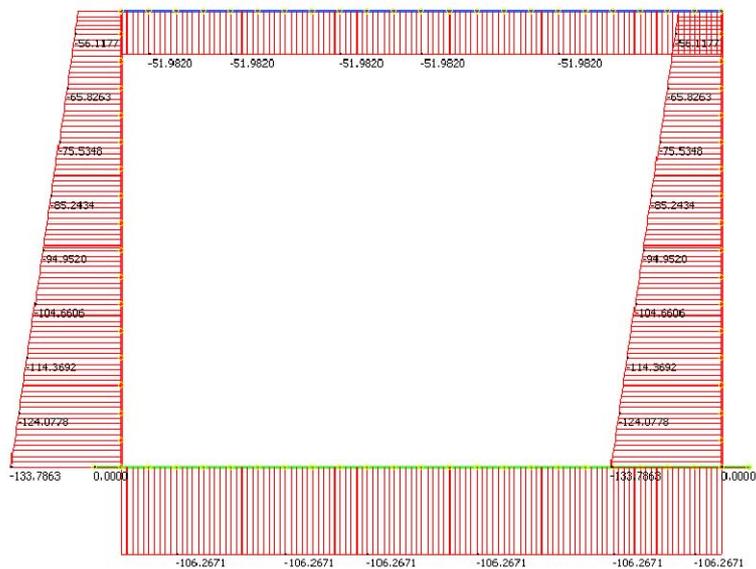


SLV

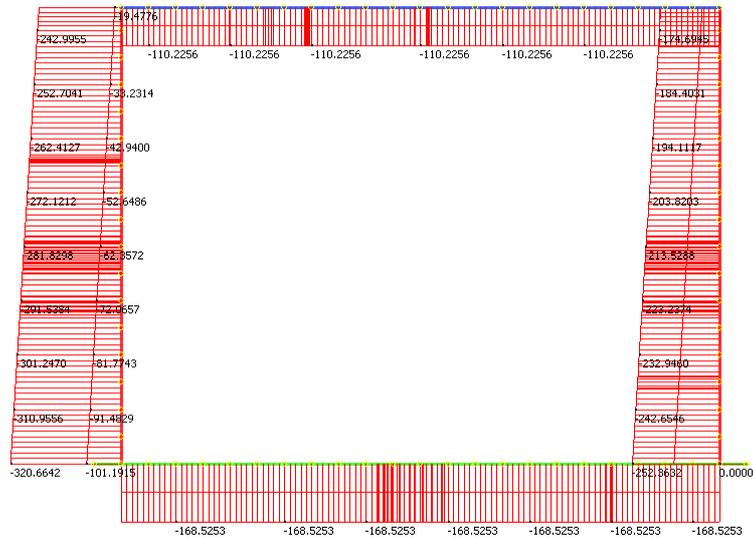


T01 – Involuppo dei massimi – Azione assiale

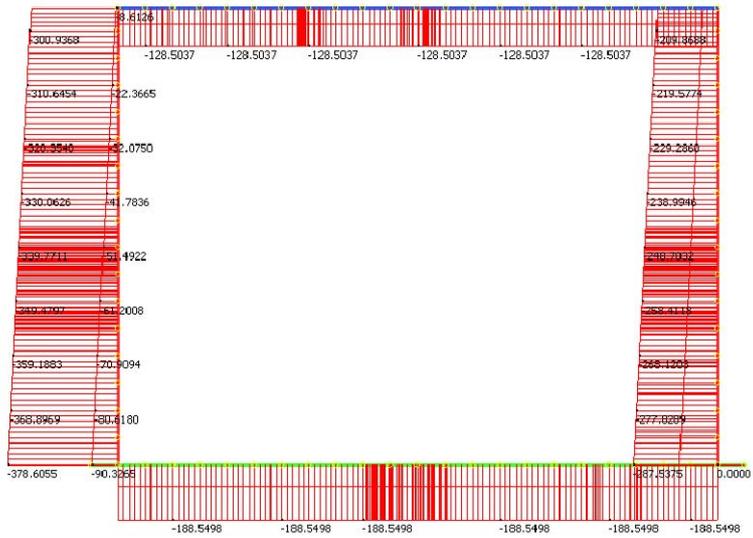
SLE quasi permanente



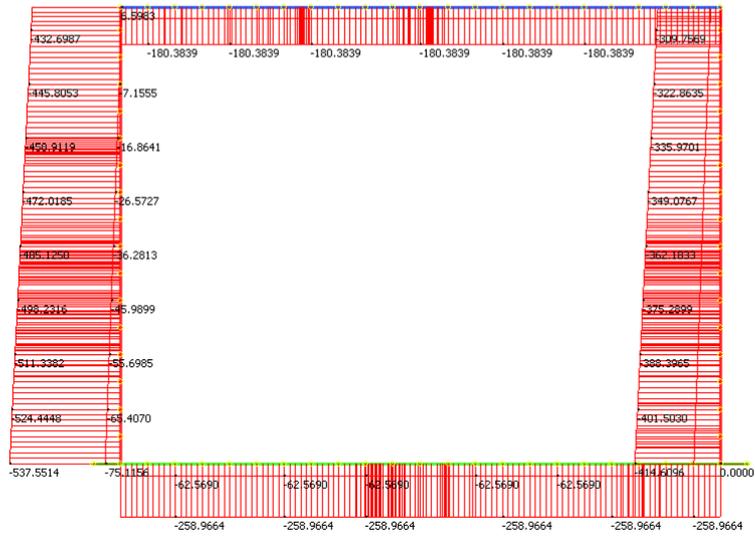
SLE frequente



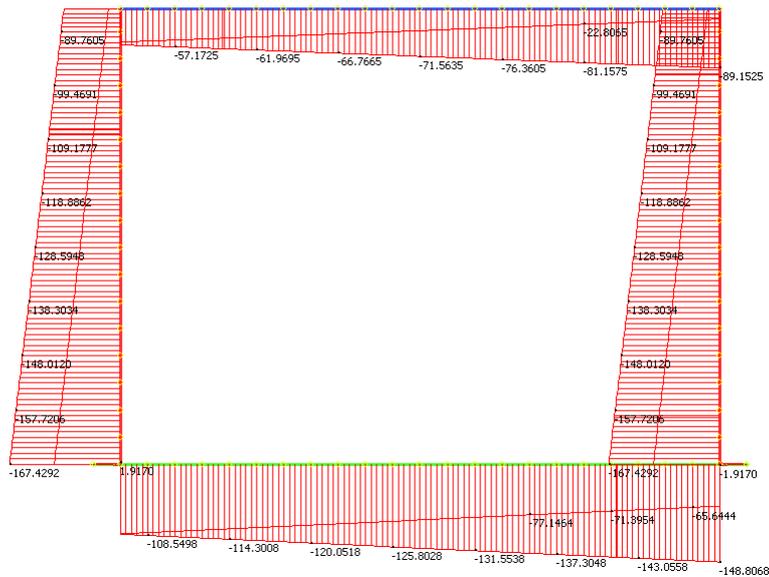
SLE rara



SLU STR

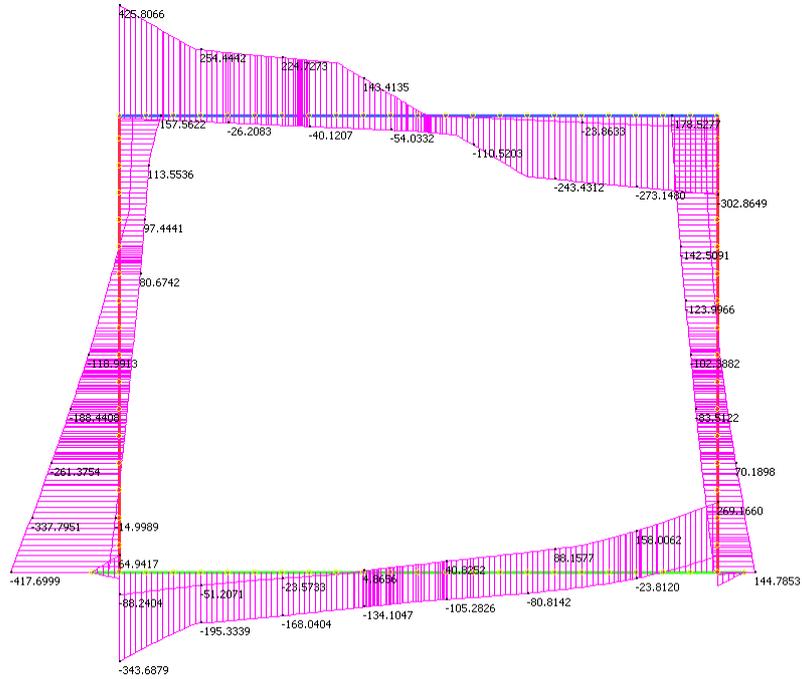


SLV

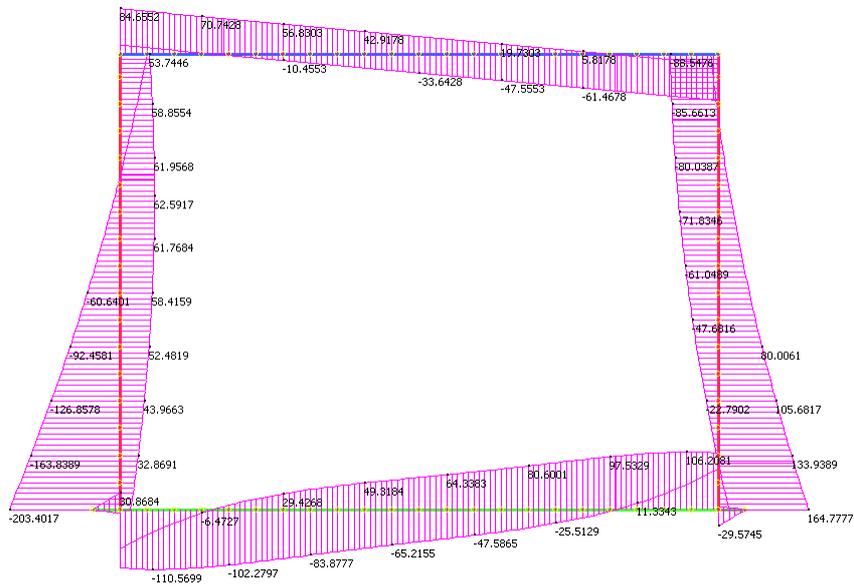


T01 – Inviluppo dei massimi – Taglio

SLU STR

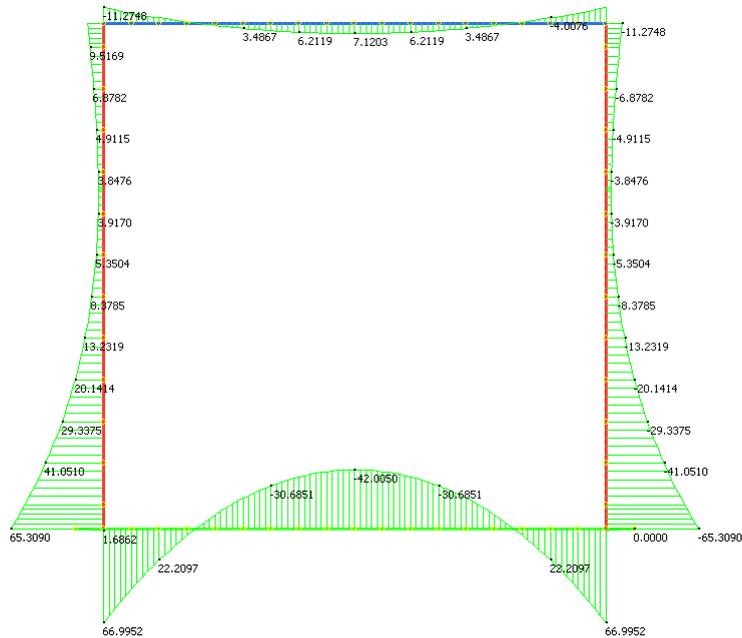


SLV

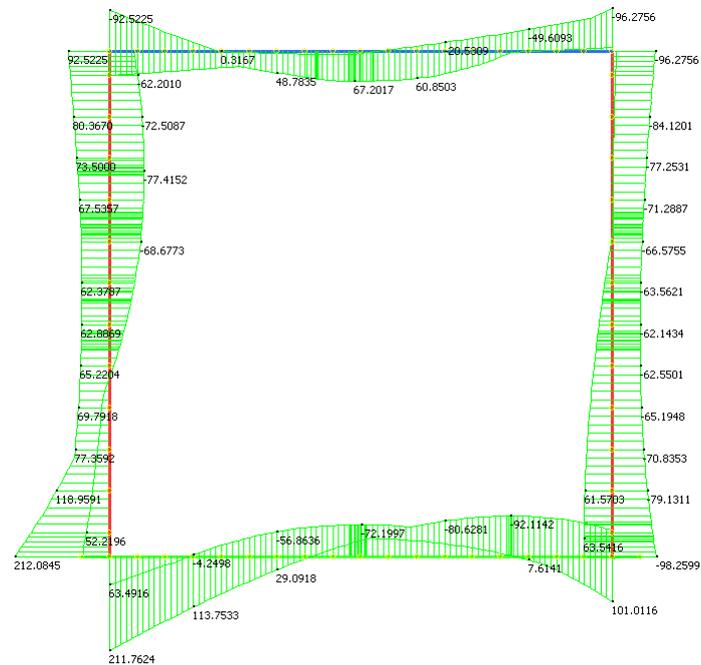


T02 – Involuppo dei massimi – Momento flettente

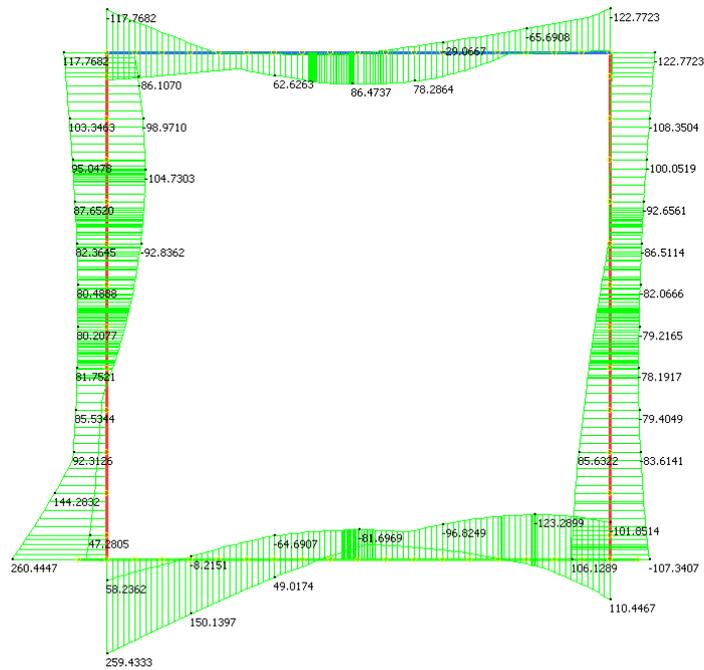
SLE quasi permanente



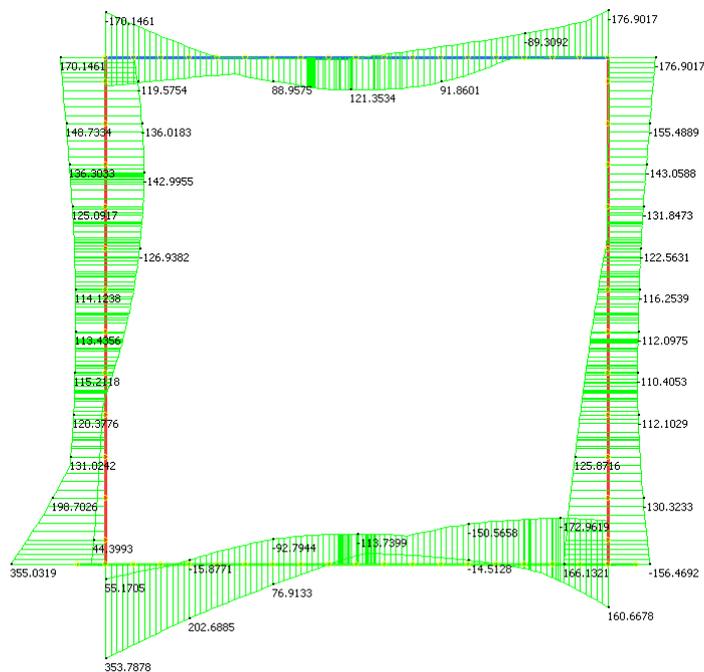
SLE frequente



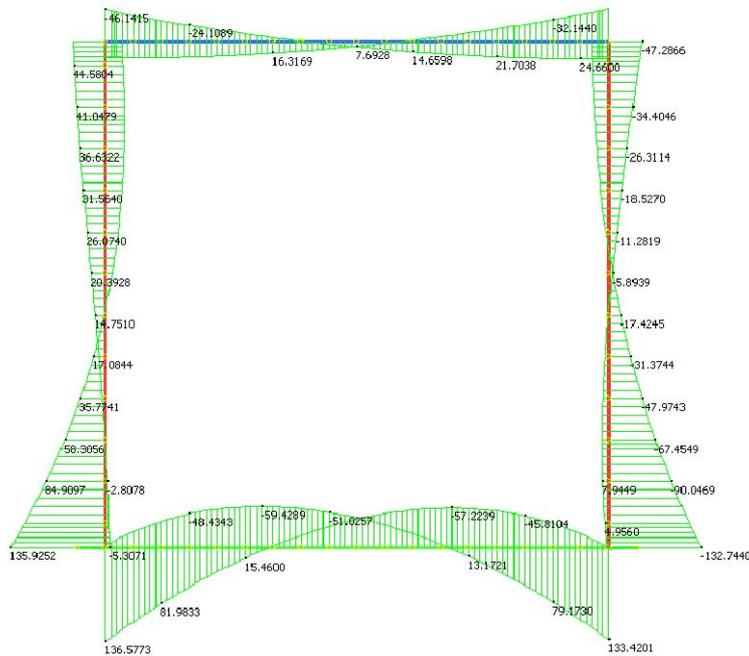
SLE rara



SLU STR



SLV

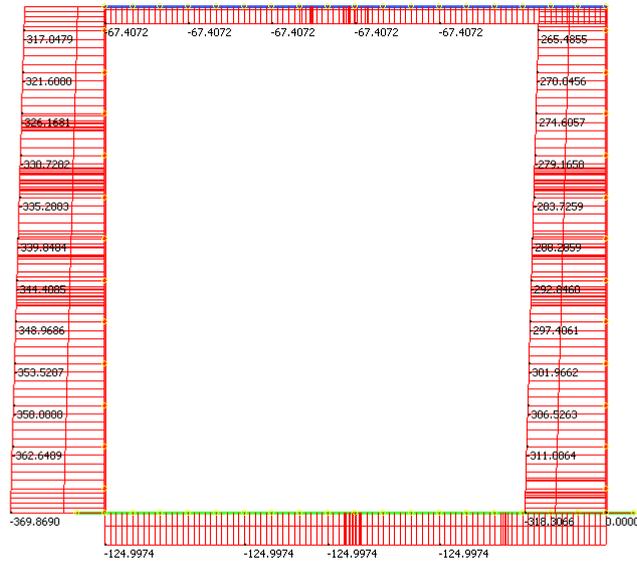


T02 – Involuppo dei massimi – Azione assiale

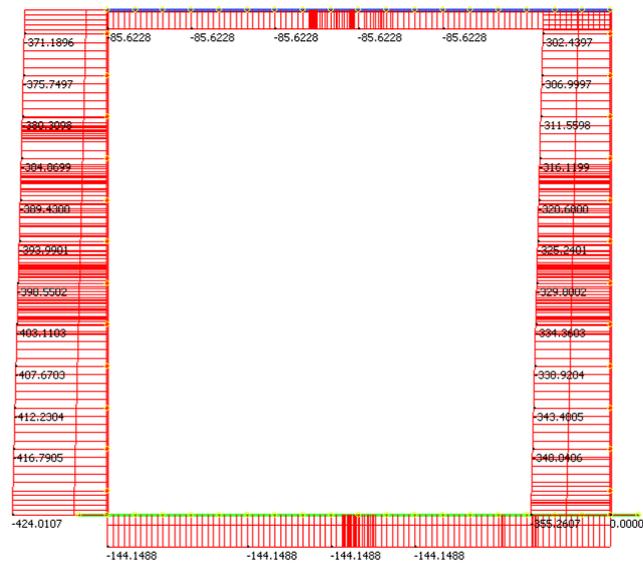
SLE quasi permanente



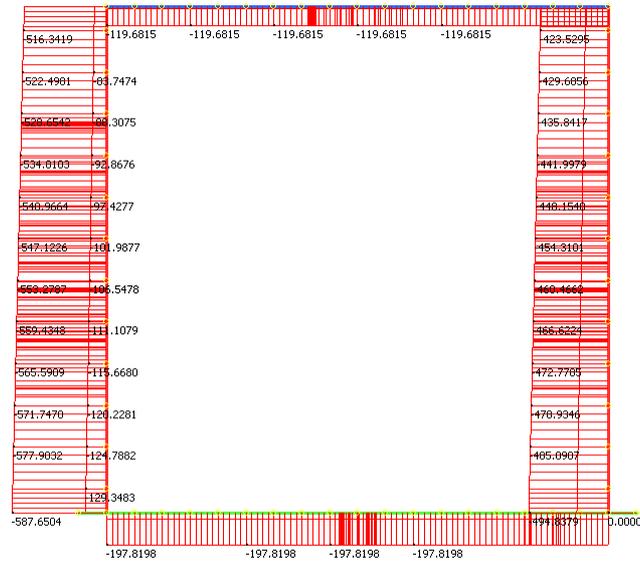
SLE frequente



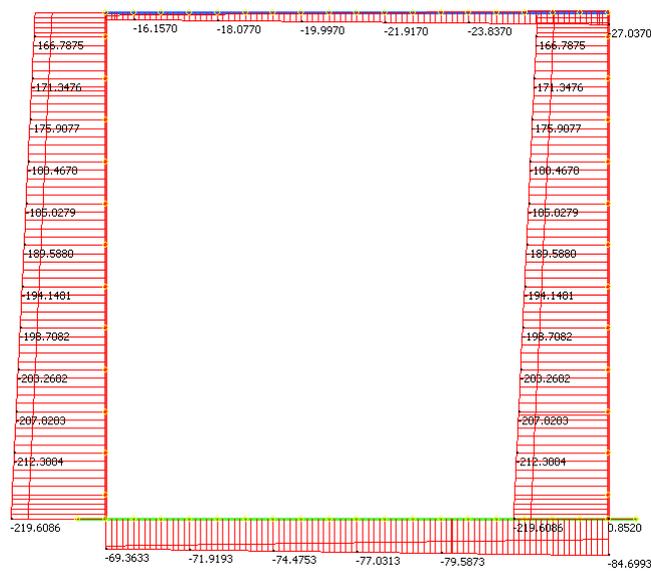
SLE rara



SLU STR

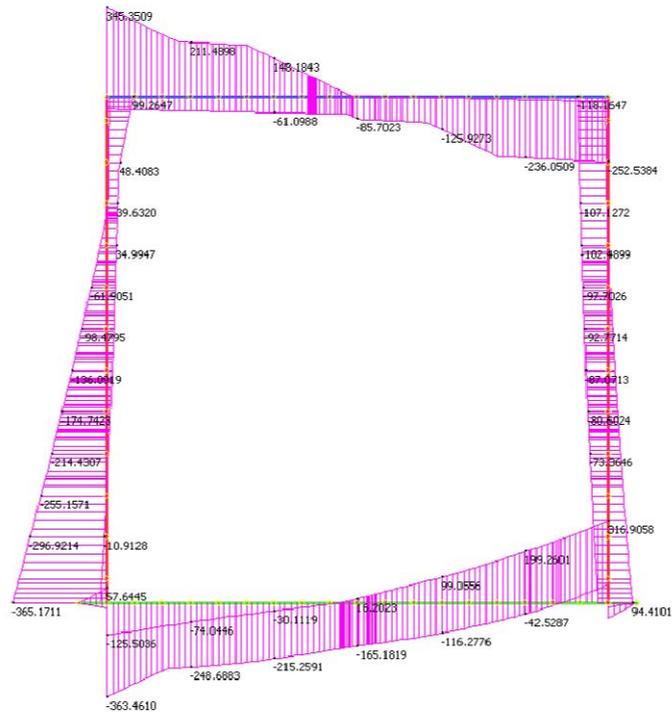


SLV

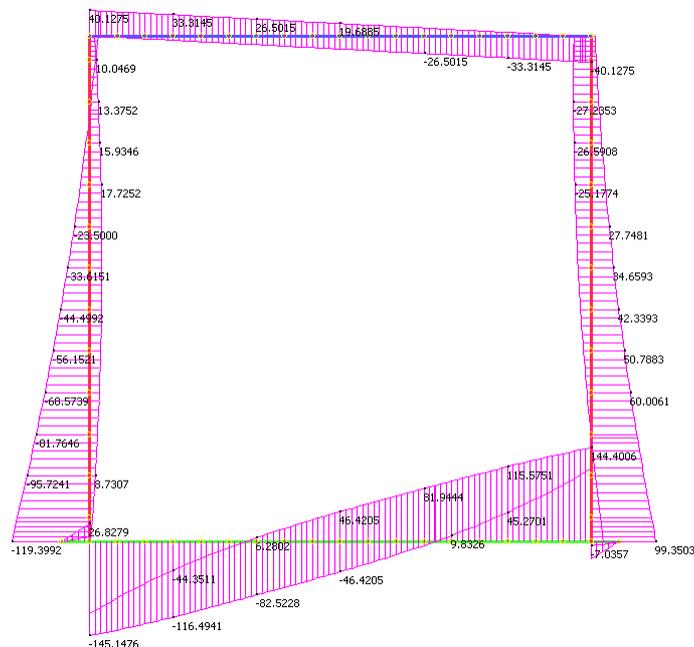


T02 – Inviluppo dei massimi – Taglio

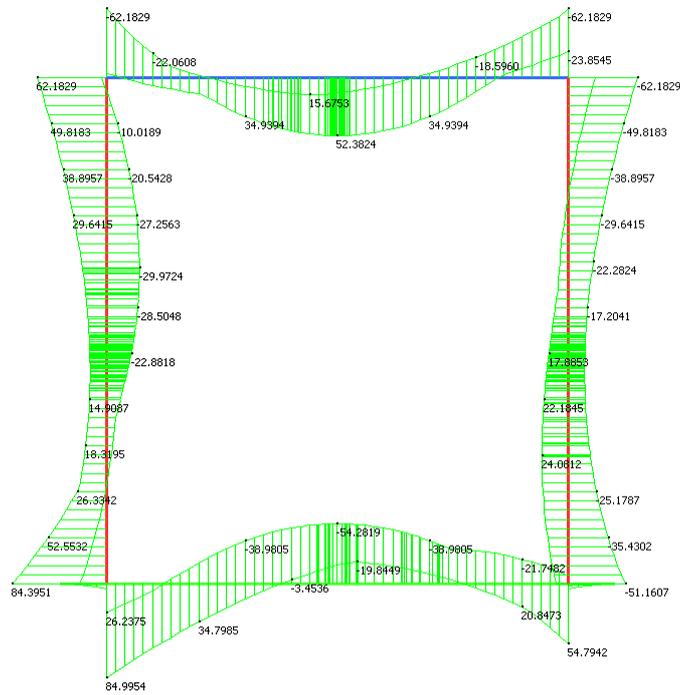
SLU STR



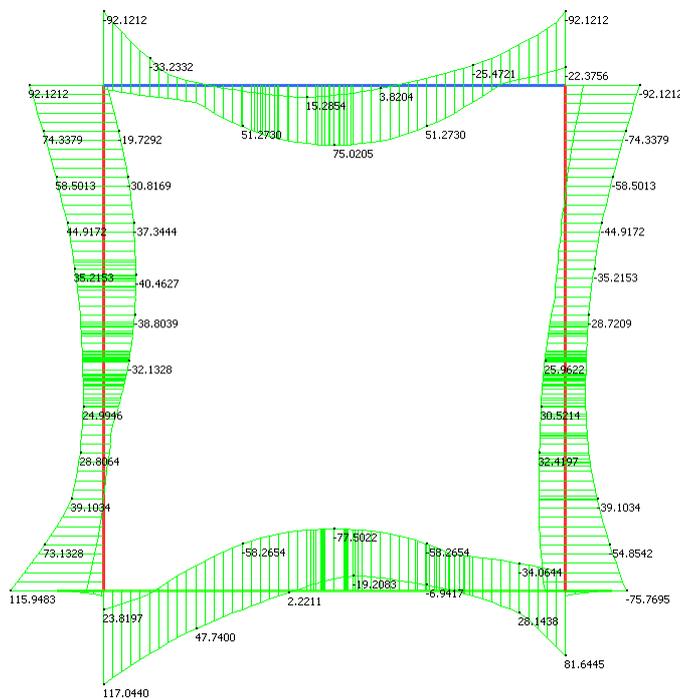
SLV



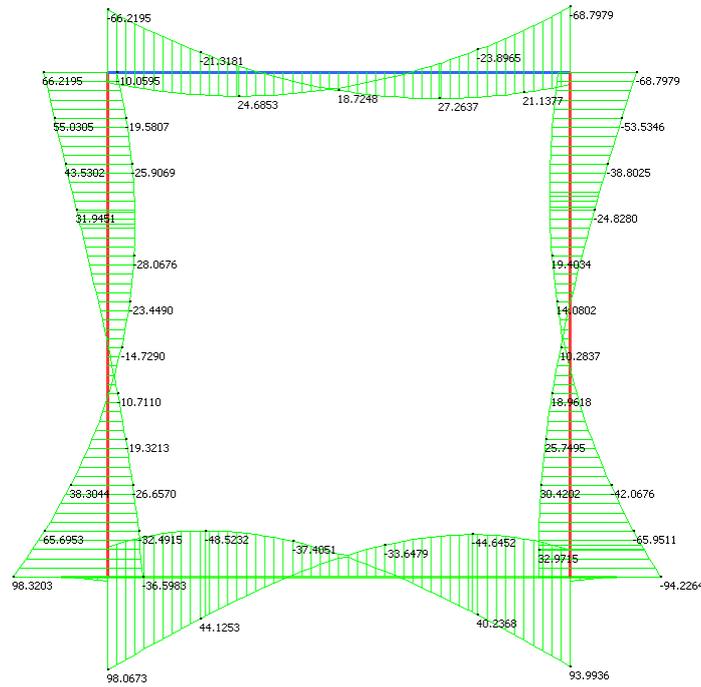
SLE rara



SLU STR

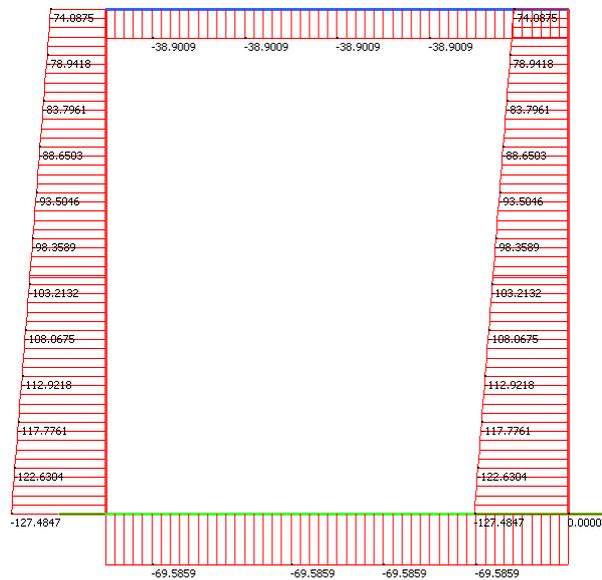


SLV

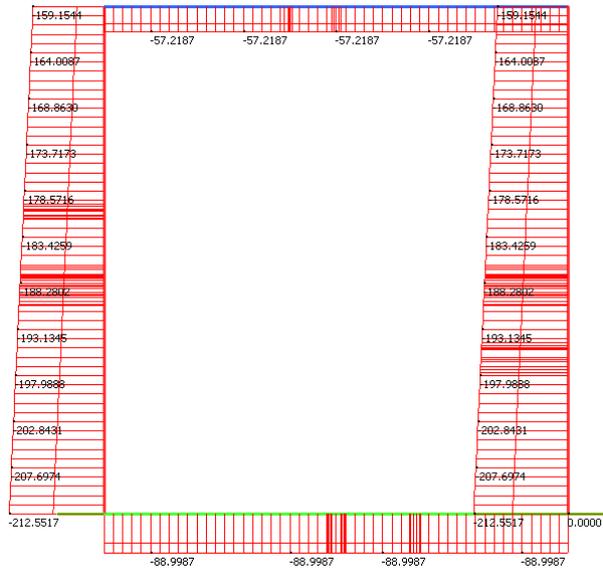


T03 – Inviluppo dei massimi – Azione assiale

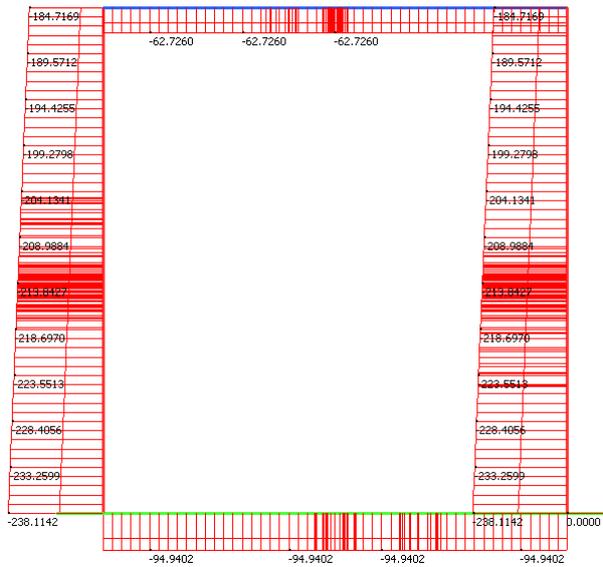
SLE quasi permanente



SLE frequente

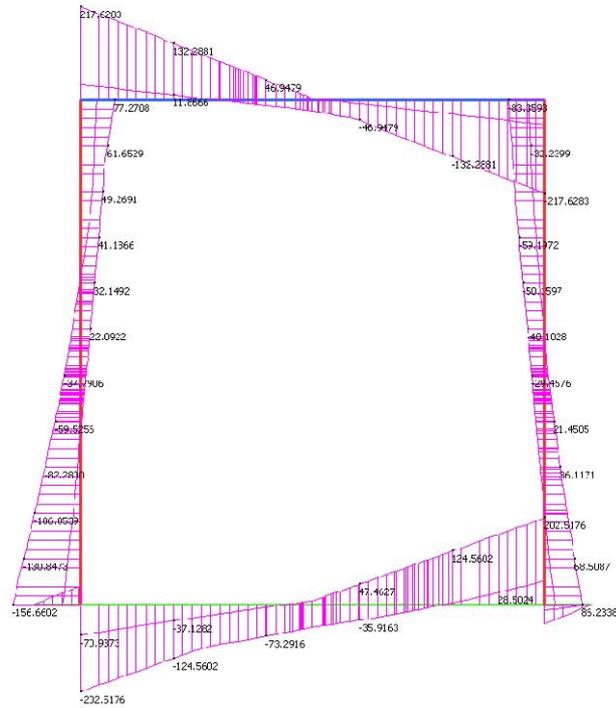


SLE rara

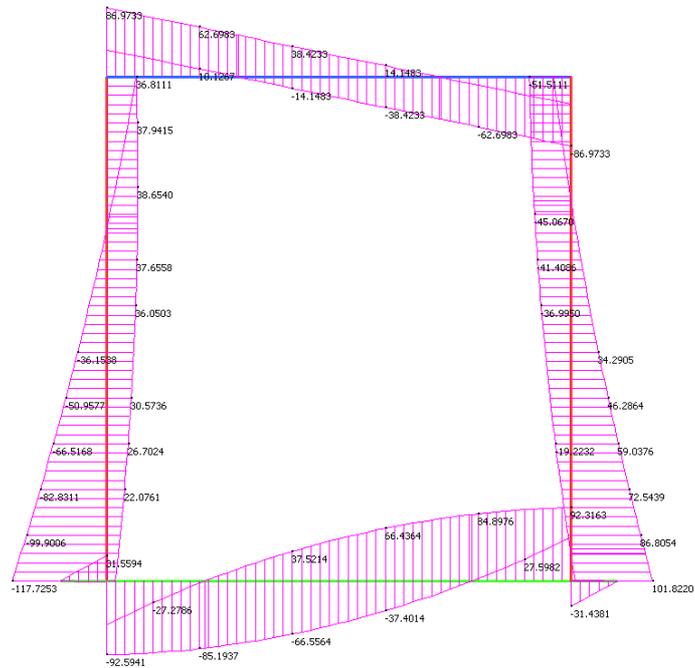


T03 – Inviluppo dei massimi – Taglio

SLU STR

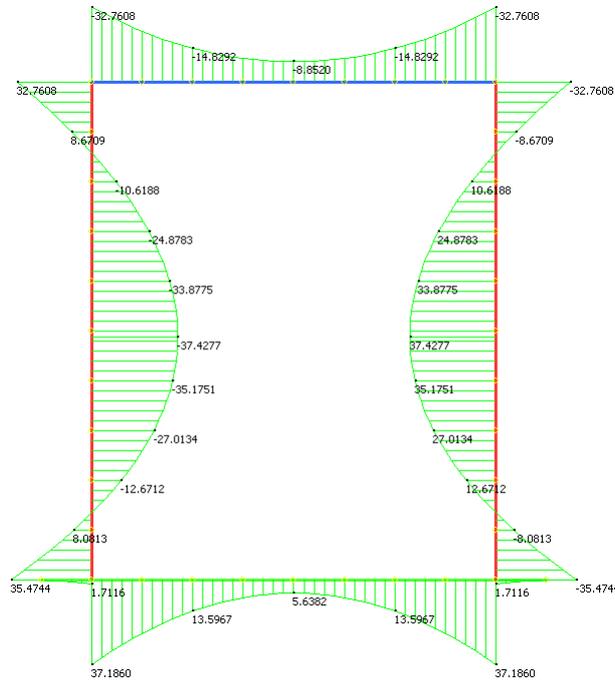


SLV

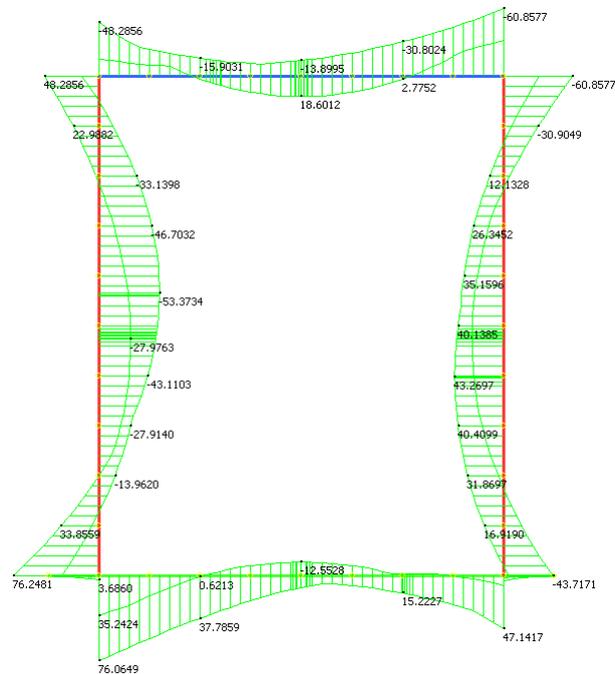


T04 – Inviluppo dei massimi – Momento flettente

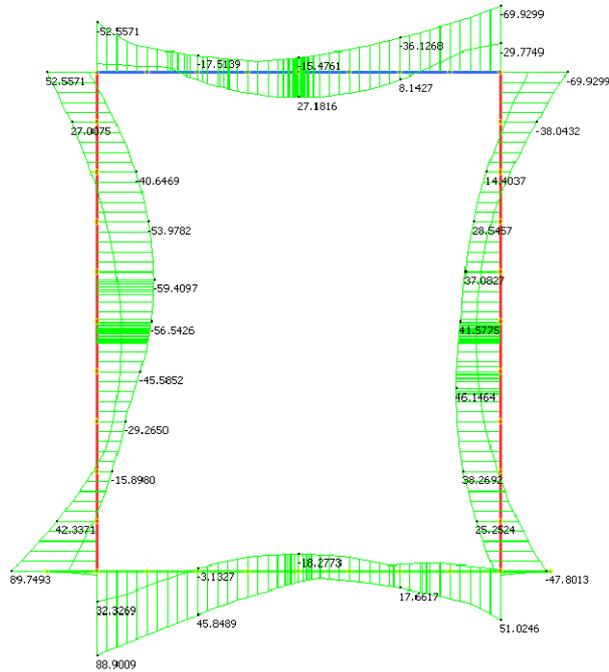
SLE quasi permanente



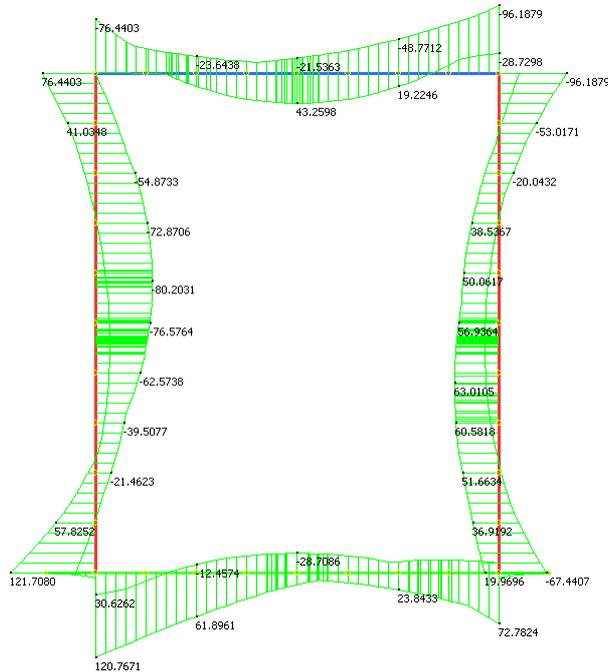
SLE frequente



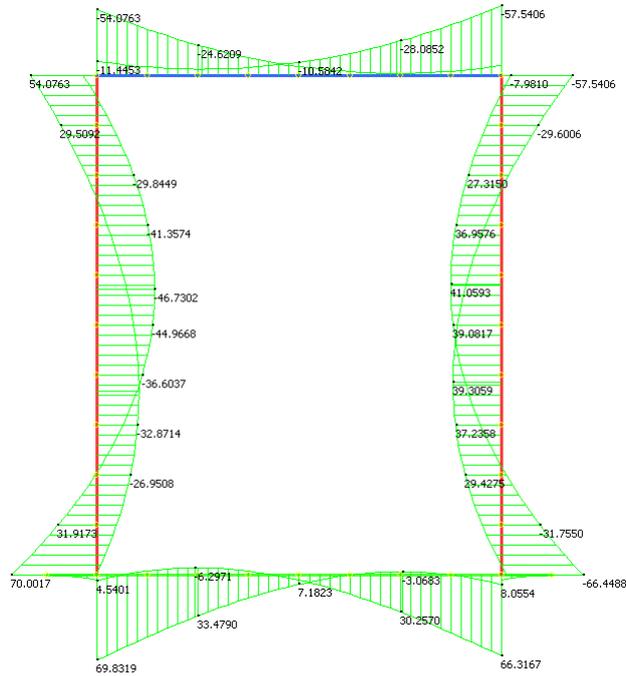
SLE rara



SLU STR

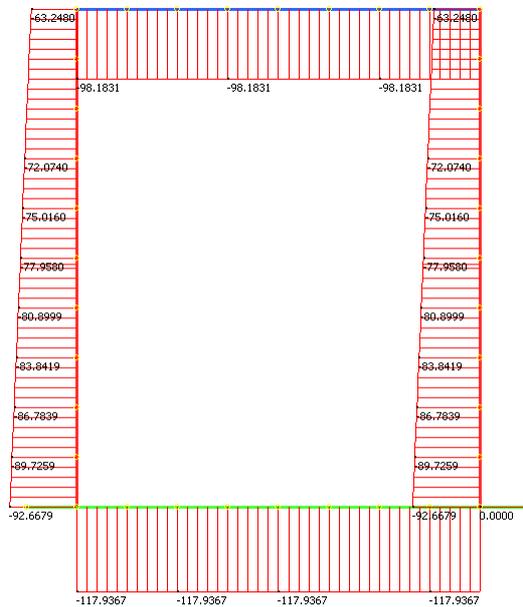


SLV

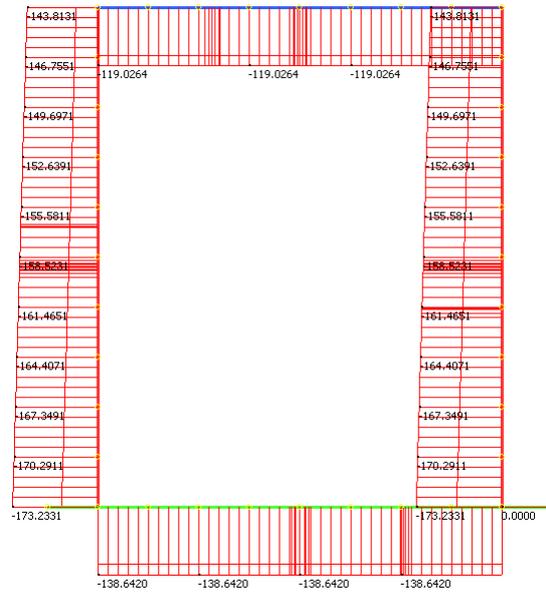


T04 – Involuppo dei massimi – Azione assiale

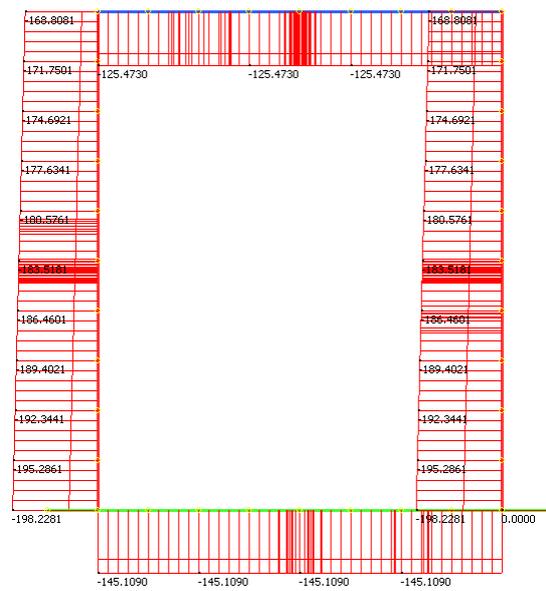
SLE quasi permanente



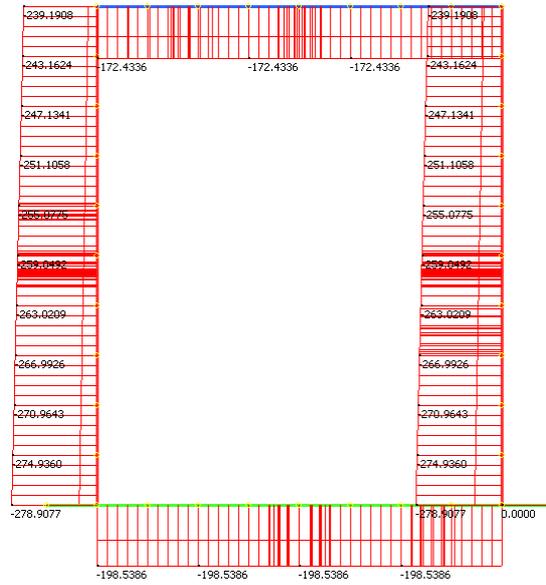
SLE frequente



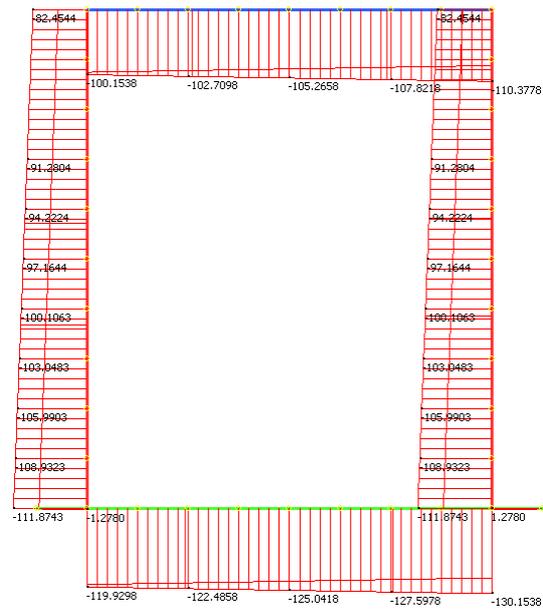
SLE rara



SLU STR

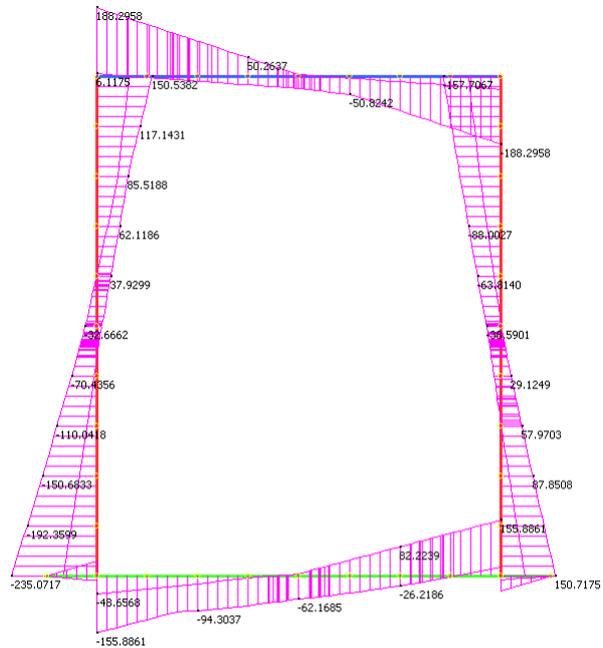


SLV



T04 – Inviluppo dei massimi – Taglio

SLU STR



SLV

