

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO

Cavalcaferrovia SP 153 Linea III Valico-alla Pk 37+407

Relazione di calcolo delle strutture – impalcato, spalle, muri

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 3	E	C V	C L	I V 1 3 0 X	0 0 1	A

Progettazione:								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	D. Fanti	16/06/2016	S.Fuoco	16/06/2016	A. Mancarella	16/06/2016	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n.Elaborazione:	File:IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00
-----------------	--------------------------------------

CUP: F81H92000000008

INDICE

1	GENERALITA'	9
1.1	Inquadramento generale dell'opera	9
1.2	Oggetto specifico della relazione	9
2	IPOSTESI PRELIMINARI	16
2.1	Normative, raccomandazioni e linee guida	16
2.1.1	Documenti di carattere generale	16
2.1.2	Fondazioni e opere di sostegno	16
2.1.3	Analisi sismica delle strutture	17
2.1.4	Strutture in acciaio e composte acciaio-cls	17
2.2	Metodi di calcolo e criteri di verifica	17
2.3	Materiali impiegati	18
2.3.1	Calcestruzzo strutturale	18
2.3.2	Barre d'armatura	19
2.3.3	Acciaio da carpenteria	19
3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	20
3.1	Parametri sismici di riferimento	20
3.2	Sovraspinta sismica per opere di sostegno	20
3.3	Combinazione spaziale	21
4	CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	22
4.1	Pesi propri strutturali	22
4.2	Carichi permanenti portati	22
4.3	Azioni termiche e ritiro	23
4.4	Carichi verticali da traffico veicolare	23
4.5	Folla	24
4.6	Incremento dinamico	24
4.7	Frenatura e avviamento	25
4.8	Forza centrifuga	25
4.9	Vento	25
4.10	Combinazione dei carichi	26
5	FASISTICA DI MONTAGGIO	28
6	ANALISI DELL'IMPALCATO	32
6.1	Definizione inerziale delle sezioni	32

6.2	Descrizione del modello di calcolo	37
6.3	Applicazione dei carichi	39
6.4	Principali sollecitazioni.....	46
7	VERIFICA TRAVI PRINCIPALI	55
7.1	Verifica sezione R01	56
7.2	Verifica sezione R02 (M)	60
7.3	Verifica sezione R02 (V)	64
7.4	Verifica sezione R03.....	68
7.5	Verifica sezione R04.....	72
7.6	Verifica sezione J01	76
7.7	Verifica sezione J02	83
7.8	Verifica sezione J03	90
7.9	Verifica sezione J04	97
7.10	Giunti saldati tra i conci.....	104
7.11	Verifica di deformabilità'	104
7.12	Verifica a fessurazione	106
7.13	Dimensionamento della connessione	112
7.13.1	Campata centrale: TL1	113
7.13.2	Campata centrale: TL2	116
7.13.3	Campata centrale: TL3	119
7.13.4	Campata centrale: TL4	122
7.13.5	Campata centrale: TC1	125
7.13.6	Campata centrale: TC2	128
7.13.7	Campata centrale: TC3	131
7.14	Stabilità globale	134
8	VERIFICA CONTROVENTI DI MONTAGGIO.....	135
9	VERIFICA TRAVERSI	137
9.1	Traversi correnti.....	137
9.2	Traversi d'estremità.....	139
9.3	Giunti bullonati	142
10	CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA FATICA.....	150
11	IRRIGIDENTI D'APPOGGIO	153
12	SCARICHI DELL'IMPALCATO	155
13	VERIFICHE SOLETTA.....	158
13.1	AZIONI AGENTI	158

13.2	COMBINAZIONI.....	158
13.3	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	160
PILA 165		
13.4	Condizioni di carico	165
13.4.1	Carichi direttamente applicati alla spalla.....	165
13.4.2	Carichi derivanti dall'impalcato.....	165
13.5	Combinazioni di carico	166
13.6	Modello di calcolo	171
13.7	Verifiche ciabatta di fondazione	173
13.7.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione x	173
13.7.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione y	176
13.7.3	Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione y.....	180
13.7.4	Resistenza limite a taglio	183
13.7.5	Resistenza limite a taglio con infittimento.....	185
13.8	Verifica fusto	187
13.9	Verifica pulvini	196
13.9.1	Resistenze limite.....	197
13.10	Verifiche baggiolo.....	201
13.11	Verifiche ritegno sismico.....	205
14	PILA 2	207
14.1	Condizioni di carico	207
14.1.1	Carichi direttamente applicati alla spalla.....	207
14.1.2	Carichi derivanti dall'impalcato.....	208
14.2	Combinazioni di carico	208
14.3	Modello di calcolo	213
14.4	Verifiche ciabatta di fondazione	215
14.4.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione x	215
14.4.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione y	218
14.4.3	Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione y.....	222
14.4.4	Resistenza limite a taglio	225
14.4.5	Resistenza limite a taglio con infittimento.....	227
14.5	Verifica fusto	229
14.6	Verifica pulvini	238
14.6.1	Resistenze limite.....	238
14.7	Verifiche baggiolo.....	243

14.8	Verifiche ritegno sismico	247
15	SPALLA A	250
15.1	Condizioni di carico	250
15.1.1	Carichi direttamente applicati alla spalla.....	250
15.1.2	Carichi derivanti dall'impalcato.....	250
15.2	Combinazioni di carico	251
15.3	Modello di calcolo	258
15.4	Verifiche platea di fondazione	259
15.4.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione x	259
15.4.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione y	262
15.4.3	Resistenza limite a taglio	265
15.5	Verifiche muro laterale basso	268
15.5.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione x	268
15.5.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione Z	271
15.5.3	Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione Z	275
15.5.4	Resistenza limite a taglio	276
15.6	Verifiche muro frontale	279
15.6.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione Y	279
15.6.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione Z	282
15.6.3	Resistenza limite a taglio	285
15.7	Verifiche muro d'ala superiore	288
15.7.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione X	288
15.7.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione Z	291
15.7.3	Resistenza limite a taglio	294
15.8	Verifiche muro paraghiaia.....	297
15.8.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione Y	297
15.8.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione Z	300
15.8.3	Resistenza limite a taglio	303
15.8.4	Resistenza limite a taglio con infittimento.....	306
15.9	Verifiche baggiole	307
15.10	Verifiche ritegno sismico.....	311
16	SPALLA B.....	313
16.1	Condizioni di carico	313
16.1.1	Carichi direttamente applicati alla spalla.....	314
16.1.2	Carichi derivanti dall'impalcato.....	314

16.2	Combinazioni di carico	315
16.3	Modello di calcolo	319
16.4	Verifiche platea di fondazione	320
16.4.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione x	320
16.4.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione y	323
16.4.3	Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione y	327
16.4.4	Resistenza limite a taglio	328
16.5	Verifiche muro laterale basso	331
16.5.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione x	331
16.5.2	Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione x	335
16.5.3	Resistenze limite per armatura di base in direzione Z	336
16.5.4	Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione Z	340
16.5.5	Resistenze limite per armatura con doppio infittimento in direzione Z	343
16.5.6	Resistenza limite a taglio	346
16.5.7	Resistenza limite a taglio con infittimento	349
16.6	Verifiche muro frontale	350
16.6.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione Y	350
16.6.2	Resistenze limite per armatura di base in direzione Z	353
16.6.3	Resistenza limite a taglio	356
16.7	Verifiche muro d'ala superiore	359
16.7.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione X	359
16.7.2	Resistenze limite per armatura con primo infittimento in direzione X	363
16.7.3	Resistenze limite per armatura con secondo infittimento in direzione X	367
16.7.4	Resistenze limite per armatura di base in direzione Z	369
16.7.5	Resistenza limite a taglio	372
16.7.6	Resistenza limite a taglio con primo infittimento	375
16.7.7	Resistenza limite a taglio con secondo infittimento	377
16.8	Verifiche muro paraghiaia	379
16.8.1	Resistenze limite per armatura di base in direzione Y	379
16.8.2	Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione Y	383
16.8.3	Resistenze limite per armatura di base in direzione Z	387
16.8.4	Resistenza limite a taglio	390
16.8.5	Resistenza limite a taglio con infittimento	393
16.9	Verifiche baggio	395
16.10	Verifiche ritegno sismico	399

17	MURO DI SOSTTOSCARPA	401
17.1	Criteri di verifica	402
17.2	Verifiche geotecniche (GEO)	403
17.2.1	Verifica allo scorrimento sul piano di posa	403
17.2.2	Verifica al ribaltamento.....	403
17.2.3	Verifica di capacità portante	403
17.3	Verifiche strutturali (STR)	405
17.3.1	Verifiche SLU	405
17.3.2	Verifiche SLE.....	405
17.4	Valutazione dei coefficienti di spinta attiva del terreno	405
17.5	Risultati verifiche geotecniche.....	408
17.5.1	GEO – sezione A.....	409
17.5.2	verifica capacità portante argilla.....	414
17.6	Verifiche di stabilità globale	416
17.6.1	GEO	416
17.7	Verifiche strutturali	418
18	DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	419
18.1	Caratterizzazione geotecnica di riferimento	420
18.2	Spalla SA	422
18.2.1	Verifiche strutturali	426
18.2.2	Verifiche spostamenti in testa	428
18.2.3	Verifiche di portanza.....	428
18.3	Spalla SB.....	430
18.3.1	Verifiche strutturali	434
18.3.2	Verifiche spostamenti in testa	435
18.3.3	Verifiche di portanza.....	435
18.4	Pila 2	436
18.4.1	Verifiche strutturali	440
18.4.2	Verifiche spostamenti in testa	442
18.4.3	Verifiche di portanza.....	442

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 9

1 GENERALITA'

1.1 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo costituisce parte integrante del Progetto Esecutivo finalizzato alla costruzione delle opere connesse alla nuova tratta AV / AC appartenente all'insieme delle infrastrutture ferroviarie strategiche definite dalla legge obiettivo n.443/01 e denominata "Terzo Valico dei Giovi".

Per maggiori dettagli relativi alla configurazione generale della tratta si rimanda a quanto contenuto negli elaborati grafici specifici.

1.2 OGGETTO SPECIFICO DELLA RELAZIONE

La finalità di questa nota è quella di presentare in maniera quanto più possibile chiara ed esaustiva i calcoli condotti per la verifica dell'impalcato del cavalcaferrovia indicato come: IV13. Verranno pertanto presentate le ipotesi fatte per la modellazione della struttura, per l'applicazione dei carichi previsti dalla Normativa di riferimento e per la verifica di tutti gli elementi di interesse.

Entrando nello specifico, l'impalcato del ponte presenta andamento perfettamente rettilineo ($R_c = 0.00$ m), sviluppandosi longitudinalmente su tre campate (24.0 m + 38.0 m + 24.0 m) e raggiungendo una lunghezza complessiva pari a $L_{tot} = 86.0$ m. L'ingombro trasversale totale, misurato rispetto al filo interno delle velette prefabbricate, risulta essere pari a $B = 12.10$ m (una fascia di 9.00 m è interessata direttamente dalla sede stradale, mentre il settore rimanente è finalizzato all'aggancio dei guard rails e ai marciapiedi).

La struttura portante del ponte, basata sul sistema costruttivo composto acciaio-clc, è costituita da tre travi a sezione variabile ($h = 1.45 - 2.00$ m) affiancate e connesse superiormente, mediante pioli tipo Nelson, a una soletta in clc armato di spessore totale appartenente al range 0.27 - 0.38 m (ottenuta mediante l'esecuzione di un getto in opera su dalle tralicciate prefabbricate in autoportanza).

La ripartizione trasversale dei carichi tra le travate principali viene assicurata da una serie di diaframmi pieni, ottenuti attraverso la composizione saldata di lamiere metalliche.

In fase transitoria, ovvero prima del getto e della successiva maturazione della soletta, la stabilità del sistema nei confronti delle azioni orizzontali (come, ad esempio, il vento) è stata assicurata mediante l'implementazione di un idoneo controvento orizzontale.

Le seguenti immagini riportano la sezione trasversale dell'impalcato in corrispondenza della spalla, della pila e della campata mediana, nonché la visione complessiva del cavalcaferrovia in pianta e in prospetto.

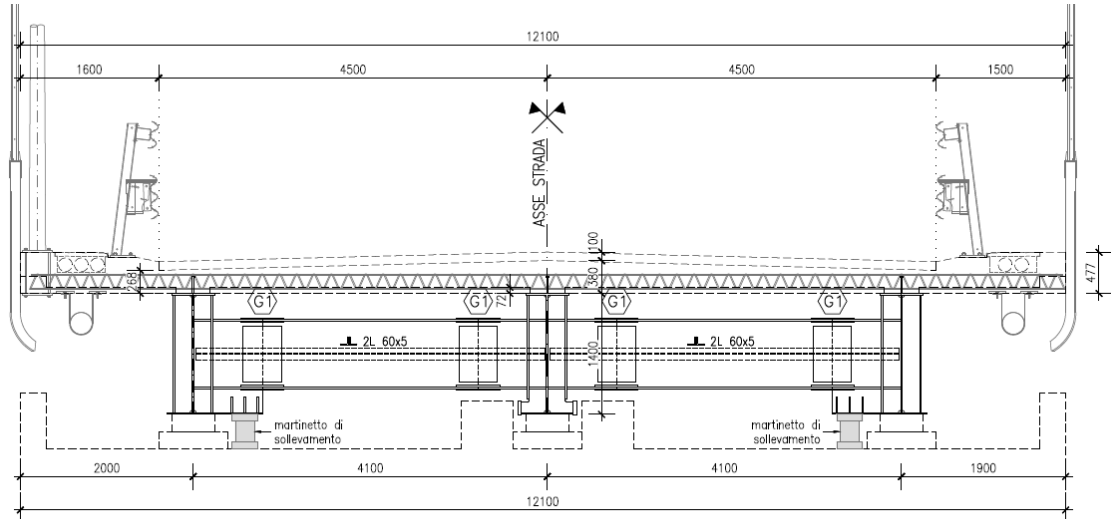


Figura 1 Sezione trasversale dell'impalcato in corrispondenza della spalla

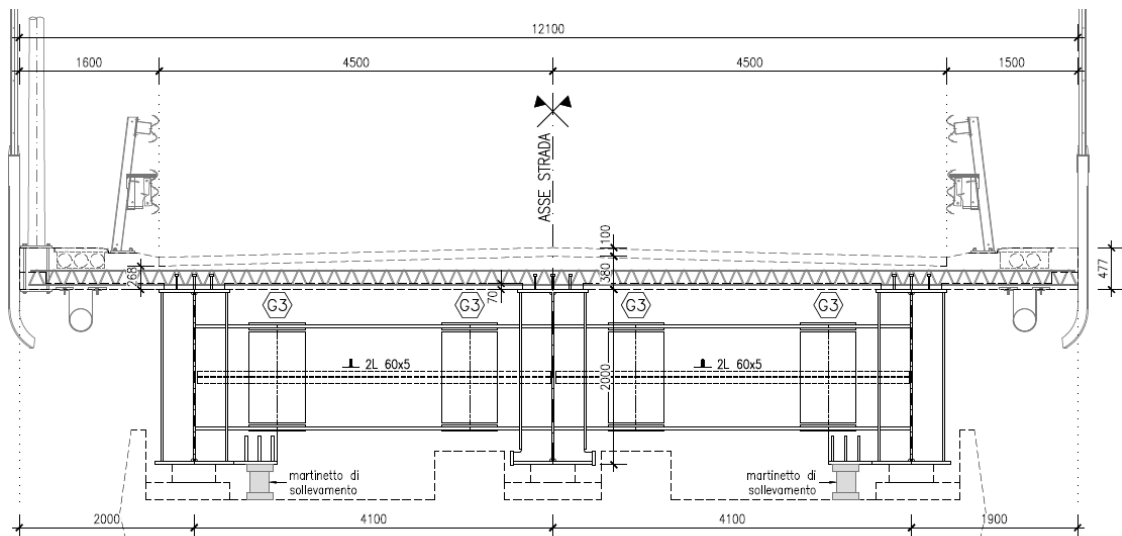


Figura 2 Sezione trasversale dell'impalcato in corrispondenza della pila

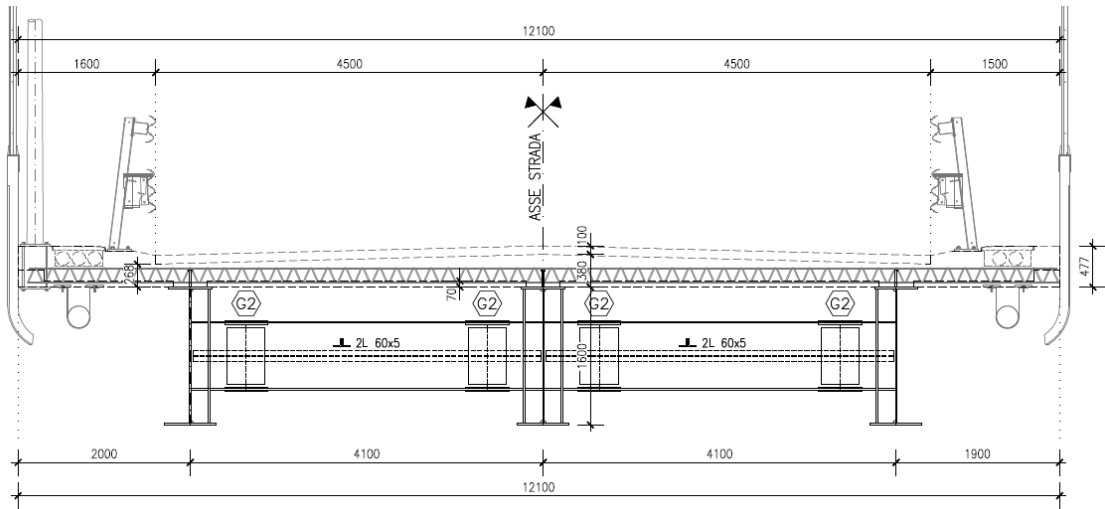


Figura 3 Sezione trasversale dell'impalcato in campata

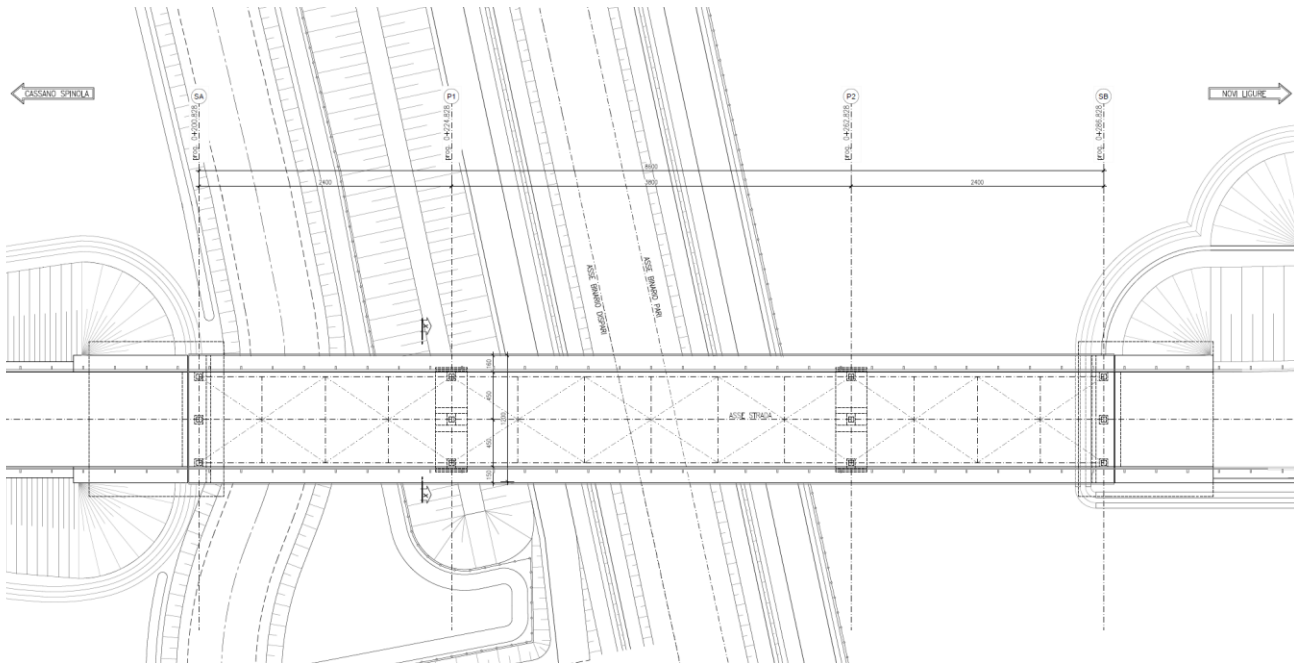


Figura 4 Vista planimetrica dell'opera

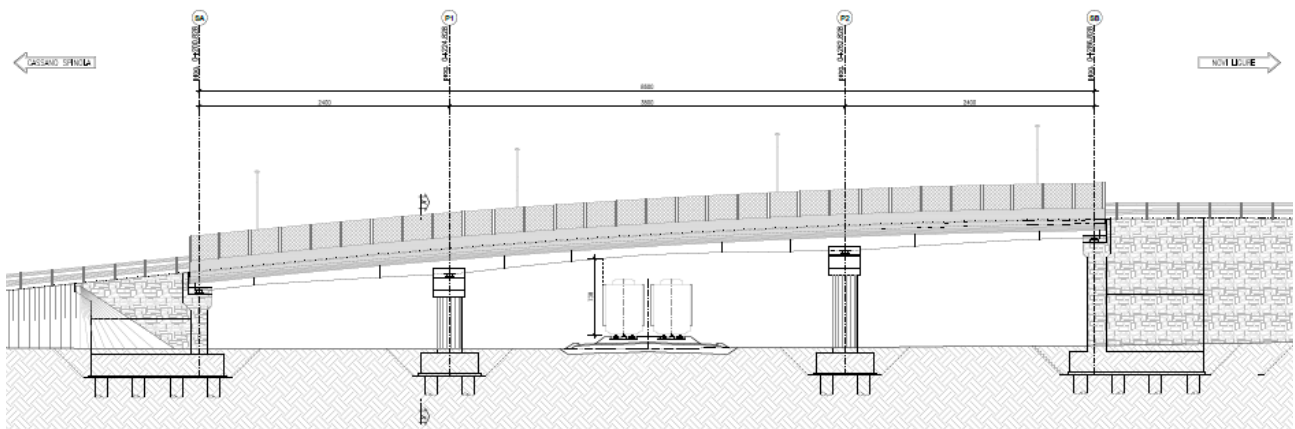


Figura 5 Prospetto del cavalcaferrovia

Le principali opere in cemento armato sono quelle necessarie alla realizzazione delle due pile, delle due spalle e del muro di sostegno previsto a completamento di una delle rampe di accesso al cavalcaferrovia.

Le soluzioni costruttive adottate per la realizzazione di questi elementi rispondono a soluzioni classiche per questa tipologia d'opera.

Le pile, nello specifico, sono realizzate abbinando un fusto a sezione circolare piena (avente diametro 2.40 m) a un pulvino con ampi sbalzi laterali (3.75 m). Il sistema di fondazione è costituito da un robusto plinto (5.60 x 9.20 x 2.00 m) e 6 pali di diametro 1.20 m. La seguente immagine fornisce tutti i dettagli necessari alla piena comprensione della geometria del sistema.

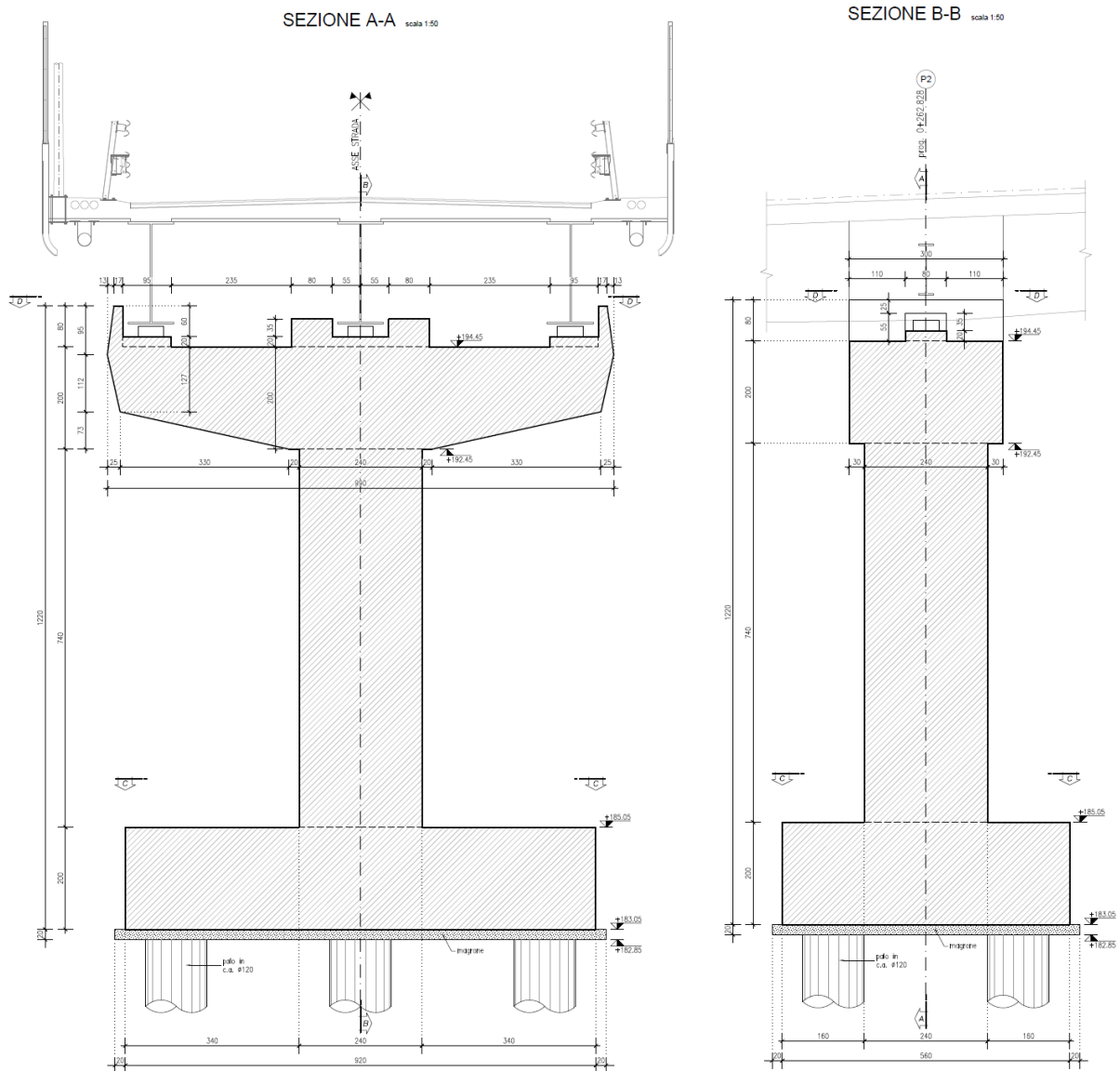


Figura 6 Sezioni trasversale e longitudinale della pila 02 (la più alta)

Le spalle, invece, sono state suddivise cercando di abbinare nella maniera più vantaggiosa possibile il layout adottato per la disposizione degli apparecchi d'appoggio con l'altezza richiesta per il corretto raccordo dell'impalcato con i rilevati d'approccio. Sulla base di questo criterio si è provveduto ad assegnare il vincolo fisso dell'impalcato all'elemento di altezza minore ($h = 8.00$ m circa) e il vincolo mobile a quello di altezza maggiore ($h = 12.80$ m circa).

Entrando nello specifico, le spalle sono state realizzate prevedendo un paramento frontale di spessore 1.60 m per la spalla A e 1.80 m per la spalla B, completato da muri d'ala dotati di spessore variabile (0.90 – 1.40 m). Il sistema di fondazione è costituito, per entrambi gli elementi, da una

ciabatta avente spessore 2.00 m e dimensioni in pianta di 12.80 x 14.70 m, abbinata a 18 pali da 1.20 m di diametro.

Le seguenti immagini forniscono tutti i dettagli necessari alla piena comprensione della geometria della spalla A (che si considera rappresentativa anche per la B), ovvero la "spalla fissa":

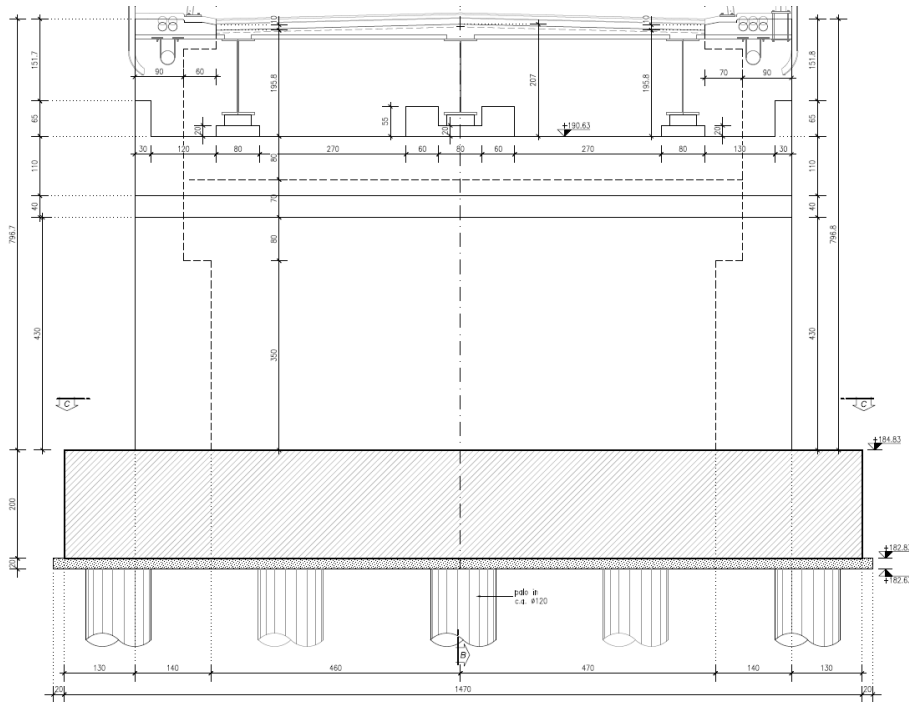


Figura 7 Prospetto del paramento frontale della spalla A

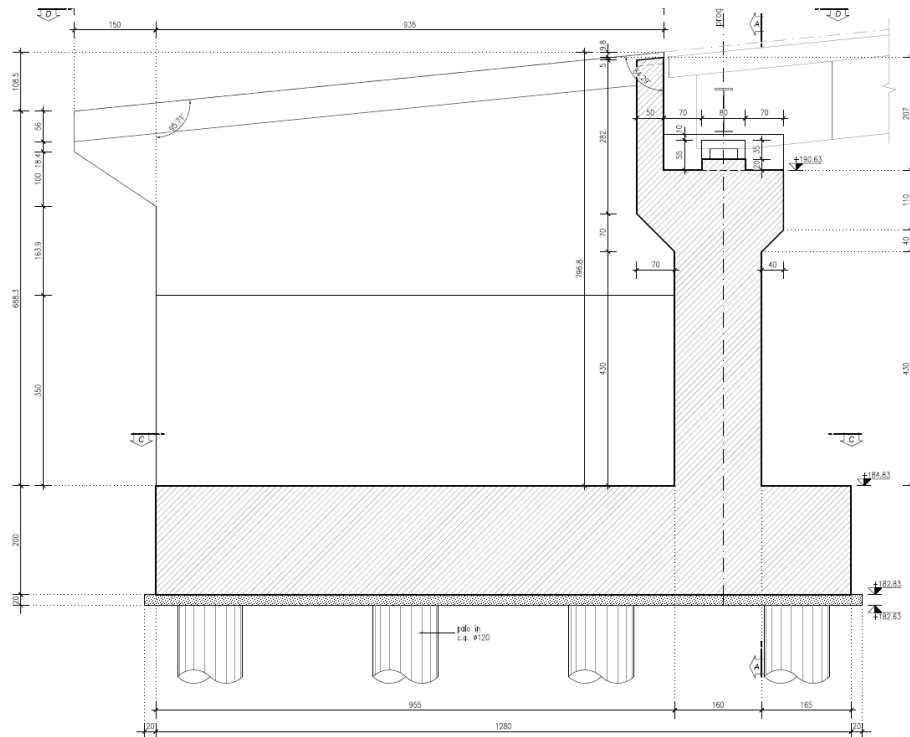


Figura 8 Sezione longitudinale della spalla A

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 16

2 IPOTESI PRELIMINARI

2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA

In accordo a quanto prescritto dall'art.21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n.76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si è fatto riferimento alle normative, alle raccomandazioni e alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo è stato dunque condotto nel rispetto delle Normative nazionali di riferimento, provvedendo però a integrarle, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici specifici.

2.1.1 Documenti di carattere generale

D.M. 09.01.1996: *"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"*;

Circolare 15.10.1996, n.252: *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"* di cui al D.M. 09.01.1996;

D.M. 16.01.1996: *"Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*;

Circolare 04.07.1996, n.156: *"Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"* di cui al D.M. 16.01.1996;

D.M. 04.05.1990: *"Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali"*;

Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 25.02.1991, n. 34233: *"Legge 2 febbraio 1974, n.64 – art.1 – Decreto ministeriale 4 maggio 1990: Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali"* di cui al D.M. 04.05.1990;

Istruzione C.N.R. 10024/86: *"Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"*;

2.1.2 Fondazioni e opere di sostegno

D.M.LL.PP 11.03.1988: *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate. I criteri generali e le prescrizioni per la progettazione,*

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 17

l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione";

Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 24.09.1988, n. 30483: *"Legge 2 febbraio 1974, n.64 – art.1 – Decreto ministeriale 11 marzo 1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione" di cui al D.M. 11.03.1988;*

2.1.3 Analisi sismica delle strutture

OPCM n.3274 20.03.2003: *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";*

2.1.4 Strutture in acciaio e composte acciaio-clc

Istruzione C.N.R. 10011: *"Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";*

Istruzione C.N.R. 10016: *"Strutture composte di acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";*

Istruzione C.N.R. 10030: *"Anime irrigidite di travi a parete piena";*

Eurocodice 3.1.1: *"Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";*

Eurocodice 4.1.1: *"Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";*

Eurocodice 4.2: *"Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Ponti a struttura composta";*

2.2 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni sarà condotto facendo riferimento, a seconda del caso, alle teorie della Scienza delle Costruzioni o agli usuali metodi utilizzati nella modellazione numerica delle strutture.

In particolare il software impiegato nella simulazione, ai fini di estrarre i parametri di sollecitazione e di deformazione, è il codice Straus 7 (release 2.4.6) prodotto dalla ditta Strand7 Software, Sydney Australia e distribuito in Italia da HSH S.r.l. La validazione di tale prodotto avviene a partire da una documentazione ("Verification Manual") che attesta l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione a modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note. La verifica nel D.M. 09.01.1996, ovvero secondo il metodo agli stati limite.

2.3 MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati dovranno 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. In particolare valgono le seguenti prescrizioni:

2.3.1 Calcestruzzo strutturale

Il calcestruzzo strutturale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

Pali di Fondazione:

classe conglomerato:

C25/30

resistenza caratteristica cubica:

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di progetto:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 15.6 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di calcolo:

$$f'_{cd} = \alpha f_{cd} = 13.3 \text{ N/mm}^2$$

Fondazione Muri:

classe conglomerato:

C25/30

resistenza caratteristica cubica:

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di progetto:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 15.6 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di calcolo:

$$f'_{cd} = \alpha f_{cd} = 13.3 \text{ N/mm}^2$$

Elevazione Muri:

classe conglomerato:

C32/40

resistenza caratteristica cubica:

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di progetto:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20.0 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di calcolo:

$$f'_{cd} = \alpha f_{cd} = 17.0 \text{ N/mm}^2$$

Pile, Spalle e Pulvini:

classe conglomerato:

C32/40

resistenza caratteristica cubica:

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di progetto:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20.0 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di calcolo:

$$f'_{cd} = \alpha f_{cd} = 17.0 \text{ N/mm}^2$$

Soletta impalcato:

classe conglomerato:

C32/40

resistenza caratteristica cubica:

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di progetto:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20.0 \text{ N/mm}^2$$

resistenza cilindrica di calcolo:

$$f'_{cd} = \alpha f_{cd} = 17.0 \text{ N/mm}^2$$

Lastre Prefabbricate:

classe conglomerato:

C35/45

resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
resistenza cilindrica di progetto: $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21.9 \text{ N/mm}^2$
resistenza cilindrica di calcolo: $f'_{cd} = \alpha f_{cd} = 18.6 \text{ N/mm}^2$

2.3.2 Barre d'armatura

L'armatura di ogni elemento strutturale dovrà essere realizzata mediante barre nervate in acciaio B450C (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità del prodotto e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

2.3.3 Acciaio da carpenteria

Le strutture metalliche dovranno essere realizzate adottando prodotti conformi alle Normative della serie UNI EN 10025. In particolare le caratteristiche meccaniche richieste per i prodotti utilizzati sono le seguenti:

tipologia di acciaio: **S355**
resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ ($sp \leq 16 \text{ mm}$)
 $f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$ ($16 \text{ mm} < sp \leq 40 \text{ mm}$)
 $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$ ($40 \text{ mm} < sp \leq 63 \text{ mm}$)
coefficiente di sicurezza: $\gamma_a = 1.00$

Le **viti** impiegate nei giunti bullonati dovranno appartenere alla classe 10.9 secondo la norma di riferimento EN 14399-4 (k1 per bulloni a taglio e k2 per bulloni ad attrito). I dadi, per ragioni di compatibilità, dovranno appartenere alla classe 10 (sempre secondo RN 14399-4) e dovranno essere accoppiati a rondelle HRC 32-40 secondo EN 14399-6.

Le **saldature** dovranno essere eseguite secondo quanto indicato nelle CNR UNI 10011, adottando le misure necessarie a garantire la corretta realizzazione sia delle saldature a cordone d'angolo che di quelle a completa penetrazione.

I **connettori a piolo** utilizzati per le travi composte acciaio-calcestruzzo dovranno infine essere conformi alle indicazioni riportate nelle normative EN ISO 13918 ed avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

classe di resistenza: SJ2G3+C450 (St 37-3k)
resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} > 450 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 20

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

3.1 PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

I parametri di riferimento per il calcolo delle azioni sismiche derivano direttamente dalle indicazioni presentate nell'OPCM n.3274 del 20.03.2003 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*". Gli effetti inerziali saranno dunque rappresentati a mezzo di azioni statiche equivalenti agenti, rispettivamente, sia in direzione orizzontale che in direzione verticale. Entrando nello specifico, le grandezze d'interesse possono essere riassunte come segue, nell'ipotesi di terreno di categoria B:

Sisma verticale:

a_g/g	= 0.15
S	= 1.00
η	= 1.00
q	= 1.00
γ	= 1.30
S_{ve}	= 0.195

Sisma orizzontale:

a_g/g	= 0.15
S	= 1.25
η	= 1.00
q	= 1.00
γ	= 1.30
S_{he}	= 0.244

3.2 SOVRASPINTA SISMICA PER OPERE DI SOSTEGNO

Le forze inerziali applicate ai fini delle verifiche strutturali e geotecniche delle spalle sono state determinate facendo riferimento al coefficiente di spinta che di seguito viene richiamato (per i muri di raccordo si rimanda invece a quanto sviluppato nel capitolo specifico):

$$K_h = \gamma S a_g / g = 0,2437$$

3.3 COMBINAZIONE SPAZIALE

Si ritiene opportuno condurre la progettazione in riferimento alle seguenti situazioni:

$$S1) "E_{tot}" = "E_x" + 0.3 "E_y" + 0.3 "E_z"$$

$$S2) "E_{tot}" = 0.3 "E_x" + "E_y" + 0.3 "E_z"$$

$$S3) "E_{tot}" = 0.3 "E_x" + 0.3 "E_y" + "E_z"$$

In tutti e tre i casi, naturalmente, le somme riportate sono da intendersi come somme di quantità vettoriali e non come semplice addizione di valori scalari.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 22

4 CARICHI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Il presente capitolo propone alcune considerazioni di carattere generale relative all'approccio adottato per la definizione delle azioni statiche agenti sulla struttura, mettendo in evidenza le principali ipotesi adottate nel calcolo. Per quanto concerne le azioni sismiche si deve invece fare riferimento alle indicazioni proposte al capitolo precedente.

4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

Il peso proprio della struttura è stato determinato sulla base dei pesi specifici relativi ai materiali impiegati. In particolare per l'acciaio si è assunto un valore pari a 7850 kg/m^3 mentre per gli elementi in cemento armato (come la soletta) si è assunto un valore pari a 2500 kg/m^3 . I pesi totali per unità di lunghezza della carpenteria e della soletta in calcestruzzo, riferiti alla larghezza totale dell'impalcato, assumono pertanto i seguenti valori:

$$W_{\text{acciaio}} = 3.00 \times 12.10 = 36.3 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{calcestruzzo}} = 25.0 \times 0.325 \times 12.10 = 98.3 \text{ kN/m}$$

Il carico dovuto alla soletta è stato determinato assumendo che il peso specifico del calcestruzzo gettato in opera sia equivalente a quello impiegato nella realizzazione delle lastre tralicciate.

4.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI

I sovraccarichi permanenti portati derivano da tutti gli elementi di finitura e completamento necessari a garantire le caratteristiche funzionali finali all'opera e a pervenire all'aspetto estetico desiderato. In particolare si distinguono i seguenti contributi:

$$W_{\text{pavimentaz}} = 0.10 \times 20 \times 9 = 18.0 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{ringrossi}} = 4 (12.10 - 9.00) = 12.4 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{veletta}} = 7.5 \times 2 = 15.0 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{barriere}} = 1.0 \times 2 = 2.0 \text{ kN/m}$$

Per semplicità, il carico dovuto alla pavimentazione stradale è stato applicato sulla base della stima dello spessore medio rilevato sulla carreggiata ($t_{\text{medio}} = 0.10 \text{ m}$). Il peso delle barriere laterali, infine, è associato al modello contenuto negli elaborati grafici.

4.3 AZIONI TERMICHE E RITIRO

Il ritiro e le azioni termiche vengono trattate in maniera del tutto identica (il ritiro può infatti essere assimilato a una variazione termica equivalente). Più precisamente si sono considerate una variazione termica differenziale soletta - travi metalliche pari a $\Delta T = 5.0^{\circ}\text{C}$ e un coefficiente di ritiro pari ad $\varepsilon_{rit} = 0.00043$. La procedura seguita per il calcolo delle azioni assiali e dei corrispondenti momenti è stata sintetizzata di seguito in forma letterale, facendo specifico riferimento alla sezione d'appoggio in corrispondenza delle spalle:

$$\begin{aligned}
 U.R. &= 75\% \\
 N_{trave} &= \varepsilon_{ritiro/termico} A_c E_c \varepsilon_{ritiro/termico} \\
 M_{trave} &= N_{trave} b \\
 \\ \\
 \Delta T &= 5^{\circ}\text{C} \\
 \alpha_{termico} &= 1.20 \times 10^{-5} / ^{\circ}\text{C} \\
 \varepsilon_{termico} &= 6 \times 10^{-5} \\
 N_{term,trave} &= 2648 \text{ kN} \\
 M_{term,trave} &= 715 \text{ kNm} \\
 \\ \\
 t_{0,ritiro} &= 1-7 \text{ gg} \\
 t_{0,viscosità} &> 60 \text{ gg} \\
 \phi_{viscoso} &= 2.00 \\
 \varepsilon_{ritiro} &= 0.430 \times 10^{-3} \\
 N_{rit,trave} &= 5'797 \text{ kN} \\
 M_{rit,trave} &= 2'770 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

La combinazione di queste azioni con le rimanenti è stata condotta secondo l'approccio previsto dalla Normativa di riferimento, assumendo che il ritiro abbia sempre valore negativo (o, se favorevole, nullo) e che la variazione termica possa invece assumere segno alterno. Allo scopo di massimizzare gli effetti prodotti da queste sollecitazioni, inoltre, si è preso in considerazione, dove rilevante, sia il caso in cui l'azione termica costituisca il variabile secondario, che il caso in cui essa sia il variabile principale.

4.4 CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO VEICOLARE

Le caratteristiche geometriche definite per la carreggiata comportano la necessità di considerare la presenza di 2 corsie convenzionali di larghezza $w_L = 3.50 \text{ m}$. I carichi previsti sono

quelli definiti nel D.M. 04.05.1990 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali". In particolare, ai fini delle verifiche globali, lo schema di carico definito dalla combinazione $q_{1a} + q_{1b}$ è quello maggiormente significativo per l'opera esaminata nella presente nota di calcolo. La seguente immagine fornisce tutte le informazioni necessarie a individuare il convoglio "tipo" utilizzato ai fini del calcolo:

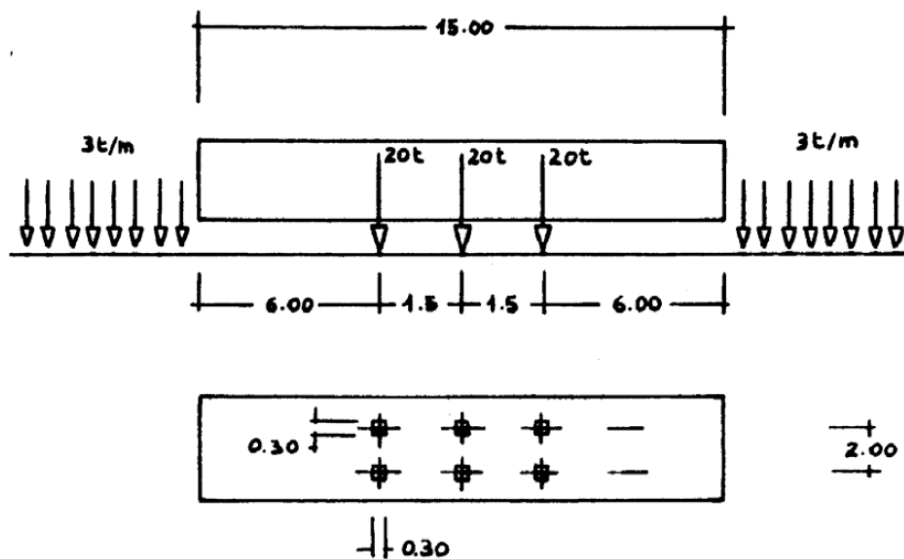


Figura 9 Configurazione di carico definita dalla combinazione $q_{1a} + q_{1b}$

Per maggiori dettagli relativi alla configurazione dei carichi appena descritti, si rimanda direttamente a quanto indicato nella Normativa di riferimento. L'opera in esame viene considerata appartenente all'insieme dei ponti stradali di prima categoria.

4.5 FOLLA

La presenza della folla sui marciapiedi laterali è stata simulata attraverso l'applicazione di un carico uniformemente distribuito di intensità pari a $4,00 \text{ kN} / \text{m}^2$, collocato di volta in volta secondo la configurazione più idonea a massimizzare l'effetto considerato.

4.6 INCREMENTO DINAMICO

L'incremento delle sollecitazioni derivanti dal carattere dinamico delle azioni dovute al traffico veicolare è stato determinato secondo la formulazione convenzionale del D.M. 04.05.1990. Nel caso delle travate principali, per esempio, i valori di riferimento sono i seguenti:

$$\phi_{L=38} = 1,40 - (L - 10) / 150 = 1,213$$

$$\phi_{L=24} = 1,40 - (L - 10) / 150 = 1,307$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 25

Per i traversi di ripartizione, invece, vale quanto di seguito proposto:

$$\phi_{L=4.1} = 1.40 - (L - 10) / 150 = 1.40$$

Le verifiche strutturali specifiche saranno pertanto condotte adottando i relativi coefficienti di pertinenza così come appena descritti.

4.7 FRENATURA E AVVIAMENTO

La forza di frenatura e avviamento, come prescritto dalla Normativa di riferimento, è funzione del carico verticale totale agente sulla prima corsia convenzionale. Di conseguenza, la risultante considerata nel calcolo risulta essere la seguente:

$$F_{avv\&fren} = 0.10 (3 Q_{conc}) + 0.10 q_{distr} L_{distr} = 0.10 \times 600 + 0.10 \times 30 \times 71 = 273 \text{ kN}$$

4.8 FORZA CENTRIFUGA

Il ponte analizzato nella presente nota di calcolo ha andamento rettilineo ($R = 0.00 \text{ m}$). Di conseguenza non sussistono le condizioni necessarie a determinare la presenza dell'azione centrifuga.

4.9 VENTO

L'azione del vento è stata considerata applicando a tutte le superfici potenzialmente investite una pressione normale di 2.50 kN/m^2 . L'area assunta a rappresentazione dei carichi transitanti, come richiesto dalla Normativa di riferimento, viene calcolata fissando una fascia di pertinenza di altezza pari a 3.00 m rispetto al livello definito dal piano viario; si fissa inoltre l'altezza delle barriere in 3.70 m . In tal senso appare evidente che le barriere stesse eserciteranno una funzione schermante nei confronti dei convogli in transito. Di conseguenza il calcolo è stato condotto facendo riferimento all'applicazione della pressione del vento proprio su queste ultime:

$$f_{vento} = 2.50 (3.70 + 0.90) = 11.50 \text{ kN/m}$$

$$m_{vento} = 2.5 (3.70 / 2) + 2.5 (0.90 / 2) = 3.50 \text{ kNm/m}$$

Gli effetti statici legati all'applicazione delle azioni del vento vengono ricondotti a un'azione uniformemente distribuita abbinata al corrispondente momento applicato in testa alla soletta (su entrambi i lati del ponte, ma non in contemporanea).

4.10 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le combinazioni di carico adottate nelle verifiche sono state stabilite in maniera tale da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dalle "Norme sulla sicurezza e sui carichi". Le seguenti tabelle forniscono le informazioni necessarie a inquadrare la tematica:

Stati limite di esercizio fessurazione																
AZIONE GRUPPO	g ₁	g ₂	g ₃	1 ***	2	3	4	q ₁	q ₂	q ₃	q ₄	q ₅	q ₆	q ₇	q ₈	q ₉
F I	1	1	1 (β ₁)	1	1	1	1	0	0	0	0,4	0	0	0	0	0
F II	1	1	1 (β ₁)	1	1	1	1	ψ ₁	ψ ₀	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1 (β ₁)	1	1	1	1	ψ ₂	ψ ₀	0	0	0	0	0	0	0

Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, AII, AIII, AIV

Metodo tensioni ammissibili																
AZIONE GRUPPO	g ₁	g ₂	g ₃	1 ***	2	3	4	q ₁	q ₂	q ₃	q ₄	q ₅	q ₆	q ₇	q ₈	q ₉
A I	1	1	1 (β ₁)	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1 (β ₁)	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6*	0	1	1	1
A III	1	1	1 (β ₁)	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1 (β ₁)	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1 (β ₁)	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0

Stati limite ultimi						
AZIONE GRUPPO	g_1	g_2	g_3	1 (***)	2	3
U I	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 (β_2)	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U II	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 (β_2)	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U III	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 (β_2)	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U IV	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 (β_2)	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)

Stati limite ultimi									
4	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9
1,2 (0)	0	0	0	0	1,5		1,5	1,5	(**)
1,2 (0)	1,5	1,5	0	0	0,9		1,5	1,5	
1,2 (0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3		1,5	1,5	
1,2 (0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3		1,5	1,5	

Per le verifiche di esercizio diverse dalla fessurazione, conformemente a quanto prescritto dalla Normativa di riferimento, si sono adottate le combinazioni previste per i gruppi d'azione definiti per le tensioni ammissibili.

Per maggiori dettagli relativi al significato dei simboli si rimanda integralmente al D.M. 04.05.1990 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 28

5 FASISTICA DI MONTAGGIO

Il presente capitolo ha lo scopo di presentare in maniera sintetica le principali fasi di montaggio individuate per l'esecuzione della struttura. L'area sottostante l'impalcato è caratterizzata da una buona accessibilità anche da parte dei mezzi pesanti; per tale ragione si ritiene che la soluzione più efficace ed economica per il varo delle travate metalliche sia quello eseguito dal basso mediante autogru. In particolare si distinguono i seguenti steps:

Fase 01: montaggio a terra del primo tratto di impalcato costituito dai conci C1, C2 e C3 (avente lunghezza totale $L_{tot} = 29.75$ m). L'assemblaggio verrà effettuato interessando tutte e 3 le travi mediante l'esecuzione delle saldature in opera e l'installazione dei diaframmi e dei controventi di montaggio.

Fase 02: sollevamento e posizionamento della composizione di cui alla Fase 01 sulle sottostrutture di pertinenza.

Fase 03: montaggio a terra del secondo tratto di impalcato costituito dai conci C7, C8 e C9 (avente lunghezza totale $L_{tot} = 29.75$ m). Anche in questo caso l'assemblaggio verrà effettuato interessando tutte e 3 le travi mediante l'esecuzione delle saldature in opera e l'installazione dei diaframmi e dei controventi di montaggio.

Fase 04: sollevamento e posizionamento della composizione di cui alla Fase 03 sulle sottostrutture di pertinenza.

Fase 05: montaggio a terra del terzo tratto di impalcato, costituito dai conci C4, C5 e C6 (avente lunghezza totale $L_{tot} = 27.50$ m). Come in precedenza l'assemblaggio verrà effettuato interessando tutte e 3 le travi mediante l'esecuzione delle saldature in opera e l'installazione dei diaframmi e dei controventi di montaggio.

Fase 06: sollevamento e posizionamento della composizione di cui alla Fase 05 in allineamento agli elementi precedentemente installati ed esecuzione delle saldature in quota.

Fase 07: posizionamento delle dalle tralicciate in auto-portanza e delle armature longitudinali e trasversali necessarie al funzionamento del sistema nella sua configurazione finale.

Fase 08: getto per fasi della soletta. Più precisamente si prevede una duplice fasizzazione al fine di garantire la stabilità delle lastre tralicciate quando il getto di completamento ancora non è collaborante (in senso trasversale) e allo scopo di contenere il livello fessurativo in corrispondenza dell'appoggio di continuità (in senso longitudinale).

Per maggiori dettagli relativi all'approccio appena descritto si rimanda agli elaborati grafici relativi alle solette.

La Fase 08, nello specifico, può essere critica per l'impalcato in ragione della sua configurazione geometrica ancora incompleta (soletta non maturata) e del regime di sollecitazione non trascurabile. In tal senso si è ritenuto di procedere alla verifica globale della stabilità del sistema in fase di getto adottando l'approccio proposto al Punto 6.3.4 dell'EC 3.1.1 (General Method). Di seguito le immagini dei primi 3 modi d'instabilità del sistema:

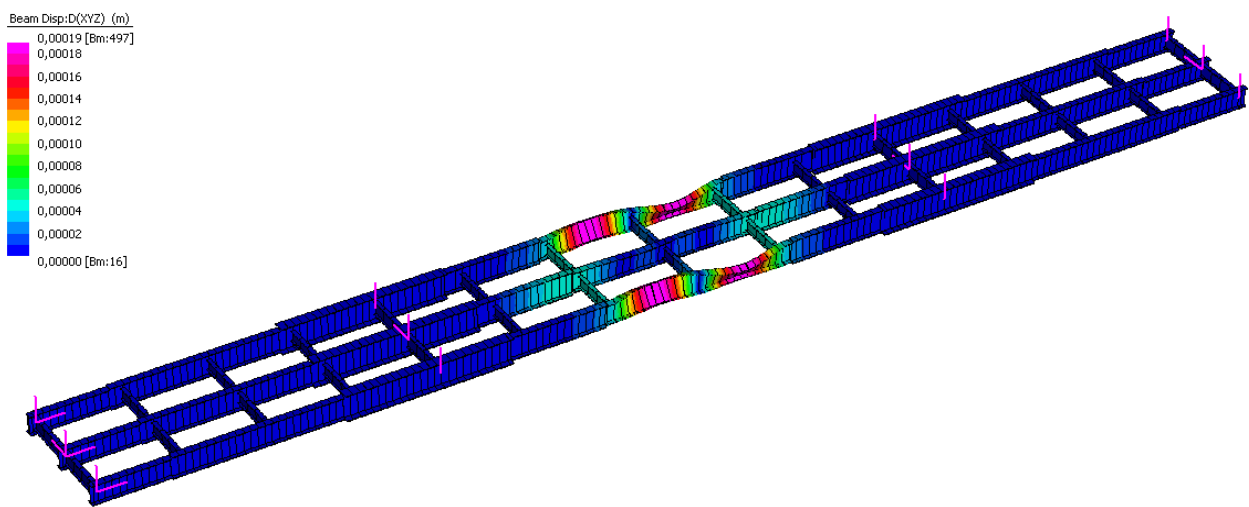


Figura 10 Forma modale relativa all'instabilizzazione a M+ della campata centrale

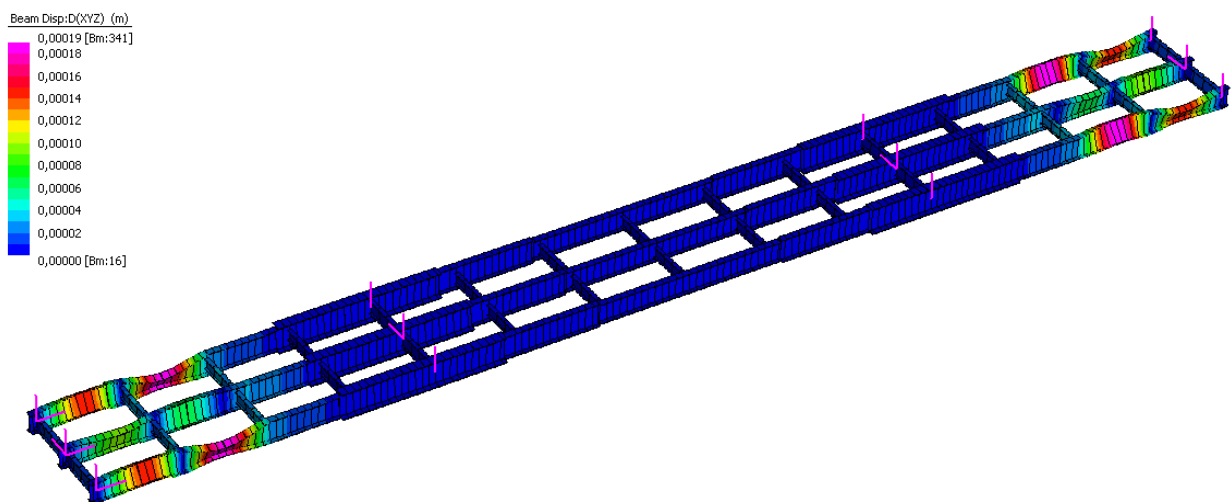


Figura 11 Forma modale relativa all'instabilizzazione a M+ della campata laterale

La decisione di ricorrere all'approccio contenuto nella normativa europea deriva dal fatto che tale riferimento, diversamente dalle Istruzioni CNR di pertinenza, fornisce le informazioni necessarie ad accoppiare in maniera rigorosa i risultati delle simulazioni numeriche agli elementi finiti con i criteri che stanno alla base delle verifiche di stabilità.

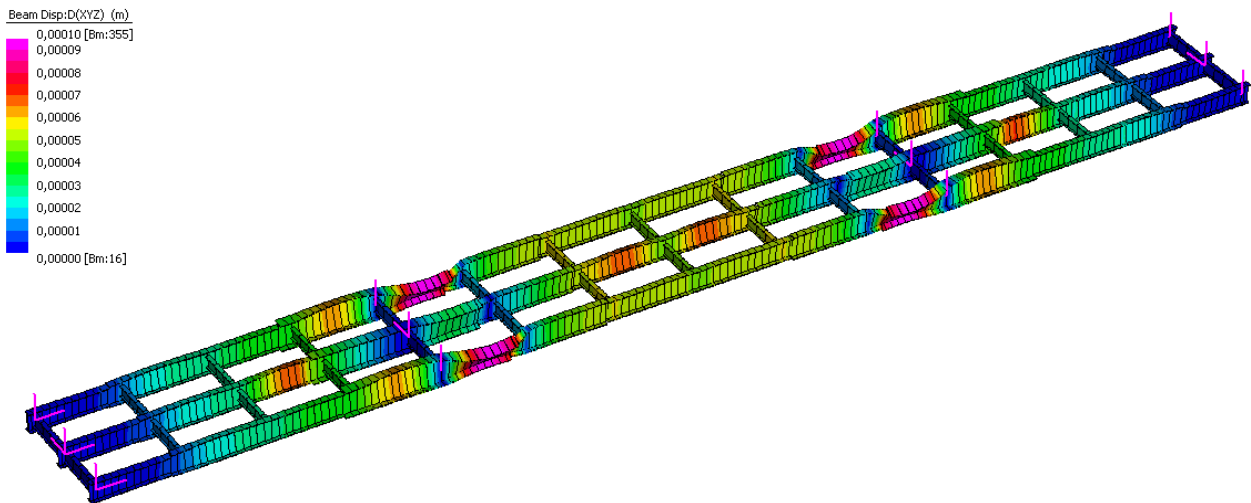


Figura 12 Forma modale relativa all'instabilizzazione a M- dell'appoggio su pila

Di seguito la sintesi delle verifiche condotte. $\alpha_{ult,k}$ rappresenta il minimo amplificatore delle forze di progetto necessario a raggiungere la resistenza caratteristica dell'elemento e $\alpha_{cr,op}$ è il minimo amplificatore delle forze di progetto necessario a generare l'instabilità del sistema in campo elastico. Per maggiori dettagli relativi alla procedura di calcolo si rimanda direttamente alla norma europea richiamata in precedenza:

Sezione campata centrale:

$$\alpha_{ult,k} = 3.650$$

$$\alpha_{cr,op} = 2.986$$

$$\lambda_{op} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op})^{0.5} = 1.106$$

$$\alpha_{LT} = 0.760$$

$$\Phi_{LT} = 0.50 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{op} - 0.2) + \lambda_{op}^2] = 1.456$$

$$\chi_{LT} = 1 / [\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 + \lambda_{op}^2)^{0.5}] = 0.725$$

$$\text{Chk: } \chi_{LT} \alpha_{ult,k} / \gamma_{m1} = 2.64 > 1$$

Sezione appoggio:

$$\alpha_{ult,k} = 6.160$$

$$\alpha_{cr,op} = 4.492$$

$$\lambda_{op} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op}) = 1.171$$

$$\alpha_{LT} = 0.760$$

$$\Phi_{LT} = 0.50 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{op} - 0.2) + \lambda_{op}^2] = 1.555$$

$$\chi_{LT} = 1 / [\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 + \lambda_{op}^2)^{0.5}] = 0.388$$

$$\text{Chk: } \chi_{LT} \alpha_{ult,k} / \gamma_{m1} = 2.39 > 1$$

Sezione campata laterale:

$$\alpha_{ult,k} = 3.530$$

$$\alpha_{cr,op} = 4.736$$

$$\lambda_{op} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op}) = 0.864$$

$$\alpha_{LT} = 0.760$$

$$\Phi_{LT} = 0.50 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{op} - 0.2) + \lambda_{op}^2] = 1.041$$

$$\chi_{LT} = 1 / [\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 + \lambda_{op}^2)^{0.5}] = 0.617$$

$$\text{Chk: } \chi_{LT} \alpha_{ult,k} / \gamma_{m1} = 2.18 > 1$$

Sulla base dei dati appena proposti è possibile affermare che la stabilità del sistema in condizioni transitorie è senza dubbio garantita con adeguati margini di sicurezza.

I macchinari ipotizzati per le fasi di varo dal basso (accuratamente descritte in precedenza), appartengono alla tipologia delle autogru gommate. I modelli mostrati nella figura seguente hanno carattere puramente indicativo:



Figura 13 Tipologia dei mezzi proposti per il varo delle travare (indicativo)

6 ANALISI DELL'IMPALCATO

6.1 DEFINIZIONE INERZIALE DELLE SEZIONI

Il dimensionamento delle travi principali costituenti l'impalcato, richiede di considerare con attenzione la tipologia dei carichi e l'intervallo di tempo in cui si prevede vengano applicati alla struttura. In effetti le caratteristiche geometriche della sezione composta devono essere valutate omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Tale procedura, come noto, deve tenere in considerazione il fenomeno della viscosità (caratteristico del calcestruzzo ma non dell'acciaio) e richiede pertanto di definire rapporti modulari diversi a seconda del tipo di azione (di lunga o di breve durata). Di seguito si riportano, sinteticamente, le ipotesi fatte nella definizione dei coefficienti di omogeneizzazione e, per ognuno di essi, le caratteristiche inerziali delle sezioni costituenti le travi esaminate. La scelta dei coefficienti di omogeneizzazione è particolarmente importante al fine di risalire al corretto livello tensionale nei materiali:

$$n_{LT} = n_{ST} (1 + \varphi) = 17.48$$

$$n_{ST} = E_a / E_{cm} = 210'000 / 36'050 = 5.83$$

Le caratteristiche inerziali impiegate nel calcolo vengono di seguito sintetizzate sotto forma di tabelle. Per completezza sono proposti anche i valori relativi alla sola sezione metallica, utilizzati per condurre le verifiche in fase 1 nonché quelle relative alle operazioni di varo. La nomenclatura adottata per l'identificazione delle sezioni è la seguente:

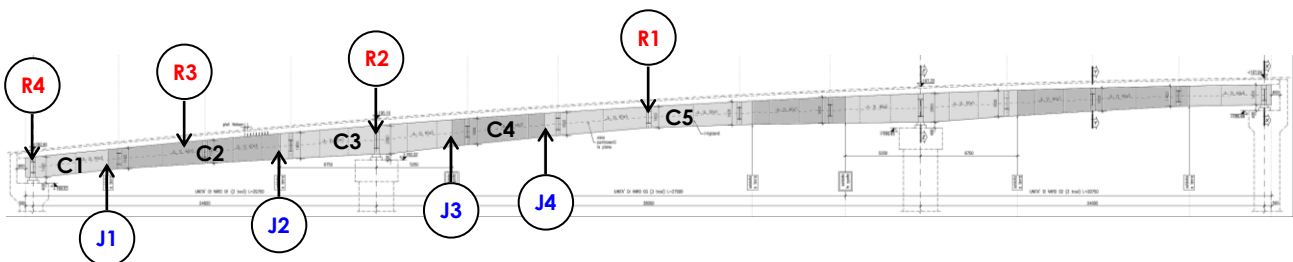


Figura 14 Sezioni di riferimento per le verifiche strutturali

Al fine di snellire la procedura di calcolo si è deciso di sfruttare opportunamente la simmetria che caratterizza la geometria dell'impalcato. Per completezza si sono indicate sia le sezioni caratterizzate dal massimo valore delle sollecitazioni (**lettera R**), che le sezioni in cui dovranno essere realizzati i giunti fra i conchi (**lettera J**).

Concio C1: sezione a M+ ($b_{eff} = 3.10 \text{ m}$)**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
140,0	60,0	2,0	120,0	1,0	40,0	36000	160,0	Ala inf
	136,0	2,0	272,0	70,0	419242,7	91	362,7	Anima
	50,0	2,0	100,0	139,0	33,3	20833	133,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
67,2	492,0	272,0	220,0	1.462.865,3	56.924,0	656,0	21.770,4	20.093,0

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
310,0	24,0	6,0	30,0	7.440,0	158,0	357.120,0	59.582.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	12,92	
β	3,15	
J_t	77.753,9	cm ⁴
J_{st}	233.261,7	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	917,7	109,3	3.365.234,4	3.466.335,2	20.725,0	0,317	84.896,4

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.769,2	132,7	4.452.806,3	10.285.157,5	32.252,0	0,317	253.377,2

Concio C2: sezione a M+ ($b_{eff} = 3.10 \text{ m}$)**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
160,0	60,0	2,5	150,0	1,3	78,1	45000	312,5	Ala inf
	155,0	1,5	232,5	80,0	465484,4	44	174,4	Anima
	50,0	2,5	125,0	158,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
76,1	507,5	232,5	275,0	2.163.419,9	71.085,3	747,3	28.420,9	25.792,1

b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
160,0	60,0	2,5	150,0	1,3	78,1	45000	312,5	Ala inf
	155,0	1,5	232,5	80,0	465484,4	44	174,4	Anima
	50,0	2,5	125,0	158,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$Y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
76,1	507,5	232,5	275,0	2.163.419,9	71.085,3	747,3	28.420,9	25.792,1

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls,coil}$	$Y_{G,c}$	$J_{cls,coil,1}$	$J_{cls,coil,2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
310,0	24,0	6,0	30,0	7.440,0	178,0	357.120,0	59.582.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	12,92	
β	3,15	
J_t	77.753,9	cm ⁴
J_{st}	233.261,7	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{it}	A_{tot}	$Y_{G,comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t,trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	933,2	122,6	4.586.863,1	3.480.496,4	23.586,8	0,317	84.987,7

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$Y_{G,comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t,trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.784,7	149,0	5.994.380,5	10.299.318,8	37.001,2	0,317	253.468,5

Concio C3: sezione a M- ($b_{eff} = 2.90$ m)

L'applicazione della rigidità fessurata al modello è stata condotta conformemente alle indicazioni contenute nelle CNR 10016:

b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
190,0	90,0	4,5	405,0	2,3	683,4	273375	2733,8	Ala inf
	182,0	2,0	364,0	95,5	1004761,3	121	485,3	Anima
	80,0	3,5	280,0	188,3	285,8	149333	1143,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W^+_{el,s}$	$W^-_{el,s}$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
84,3	1.049,0	364,0	685,0	6.803.499	422.830	4.362	80.749	64.339

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
290,0	24,0	6,0	30,0	6.960,0	208,0	334.080,0	48.778.000,0

Caratteristiche dell'armatura disposta nella soletta in una fascia ampia [m]: 2,90 m

Rete FeB44K	0	ϕ	0	0	mm ²
Barre FeB44K	36	ϕ	26	19103,76	mm ²
				19104	mm ²

Caratteristiche della sezione composta dal profilo metallico e dalle barre d'armatura:

$y_{G, arm}$	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	S	K_1	$J_{t, trave}$	$A_{id, lorda}$	
[mm]	[mm ²]	[mm]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]	[mm ²]	
2.080	124.004	1.033	9.278.165	19.998	0,316	239.943,0	243.483,6	s.t.
						82.889,3	163.830,4	l.t.

Concio C4: sezione a M+ ($b_{eff} = 2.80$ m)

b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
170,0	60,0	4,0	240,0	2,0	320,0	72000	1280,0	Ala inf
	163,5	2,0	327,0	85,8	728453,8	109	436,0	Anima
	50,0	2,5	125,0	168,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
71,7	692,0	327,0	365,0	3.136.668,9	98.150,7	1.976,4	43.749,2	31.908,0

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_e	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
280,0	24,0	6,0	30,0	6.720,0	188,0	322.560,0	43.904.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	11,67
β	3,17
J_t	69.843,5 cm ⁴
J_{st}	209.530,5 cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	1.076,5	113,2	6.498.598,3	2.610.432,7	28.747,8	0,315	77.646,5

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.845,6	144,4	9.042.756,6	7.634.996,8	50.305,6	0,315	228.986,7

Concio C5: sezione a M+ ($b_{eff} = 2.80$ m)

b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot} [cm]	piatti componenti		A_{piatto} [cm ²]	y [cm]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_t [cm ⁴]
145,0	60,0	4,0	240,0	2,0	320,0	72000	1280,0
	139,0	1,5	208,5	73,5	335702,4	39	156,4
	50,0	2,0	100,0	144,0	33,3	20833	133,3

Ala inf
Anima
Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$ [cm]	A_s [cm ²]	$A_{v,1}$ [cm ²]	$A_{v,2}$ [cm ²]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_T [cm ⁴]	$W_{el,s}^+$ [cm ³]	$W_{el,s}^-$ [cm ³]
55,1	548,5	208,5	340,0	1.873.672,3	92.872,4	1.569,7	34.024,8	20.834,3

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff} [cm]	h_c [cm]	h_p [cm]	h_{cls} [cm]	$A_{cls, coll}$ [cm ²]	$y_{G,c}$ [cm]	$J_{cls, coll, 1}$ [cm ⁴]	$J_{cls, coll, 2}$ [cm ⁴]
280,0	24,0	6,0	30,0	6.720,0	163,0	322.560,0	43.904.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	11,67	
β	3,17	
J_{it}	69.843,5	cm ⁴
J_{st}	209.530,5	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{it}	A_{tot} [cm ²]	$y_{G, comp}$ [cm]	J_1 [cm ⁴]	J_2 [cm ⁴]	S^* [cm ³]	K_1 #	$J_{t, trave}$ [cm ⁴]
17,48	933,0	99,6	4.525.515,0	2.605.154,5	24.398,5	0,315	77.239,8

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot} [cm ²]	$y_{G, comp}$ [cm]	J_1 [cm ⁴]	J_2 [cm ⁴]	S^* [cm ³]	K_1 #	$J_{t, trave}$ [cm ⁴]
5,83	1.702,1	128,2	6.259.642,6	7.629.718,5	40.123,4	0,315	228.580,0

La stima della larghezza efficace di soletta utile per la determinazione delle rigidità da utilizzare nell'analisi strutturale (diversa da quella impiegata nelle verifiche sezionali, conformemente a quanto stabilito dalla Normativa) è stata condotta secondo la procedura delle CNR 10016 (cui si rimanda per ulteriori dettagli).

6.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni agenti nella struttura dell'impalcato è stato effettuato in riferimento ad una **modellazione tridimensionale agli elementi finiti** condotta impiegando il software **Straus 7** (release 2.4.6). In particolare le tre travi principali, i traversi e la soletta in c.a. sono stati simulati impiegando esclusivamente elementi finiti di tipo "beam" dotati di 3 gdl traslazionali + 3 gdl rotazionali per ciascun nodo d'estremità.

I "restraints" applicati in corrispondenza dei vincoli hanno la finalità di simulare l'effetto statico corrispondente alla tipologia specifica degli apparecchi d'appoggio disposti su ogni trave, secondo quanto riportato nell'elaborato grafico di riferimento. Le figure di seguito proposte aiutano a contestualizzare le informazioni appena presentate.

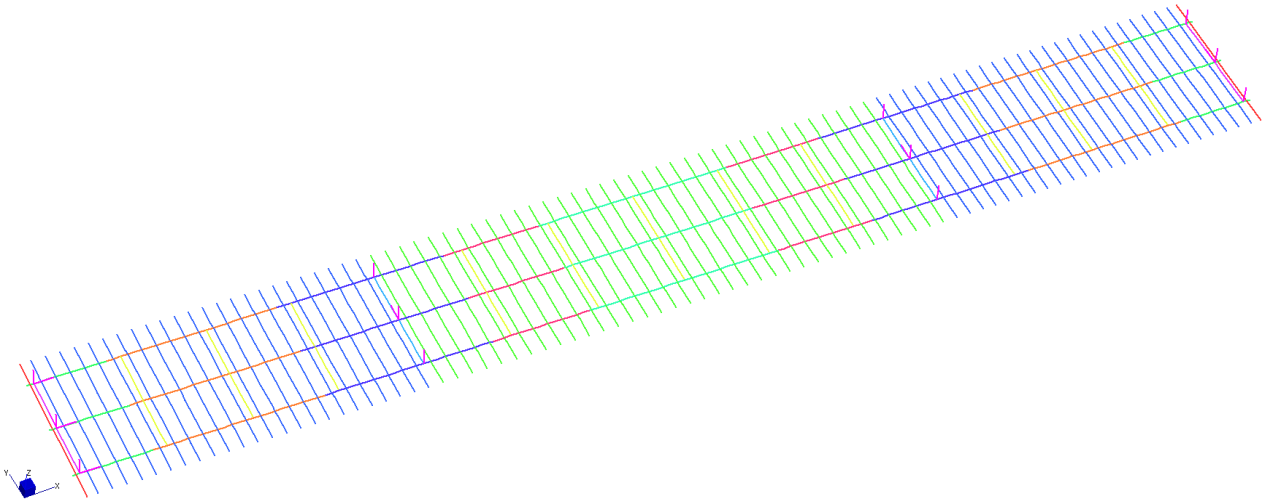


Figura 15 Vista del modello FEM nella configurazione in linea d'asse

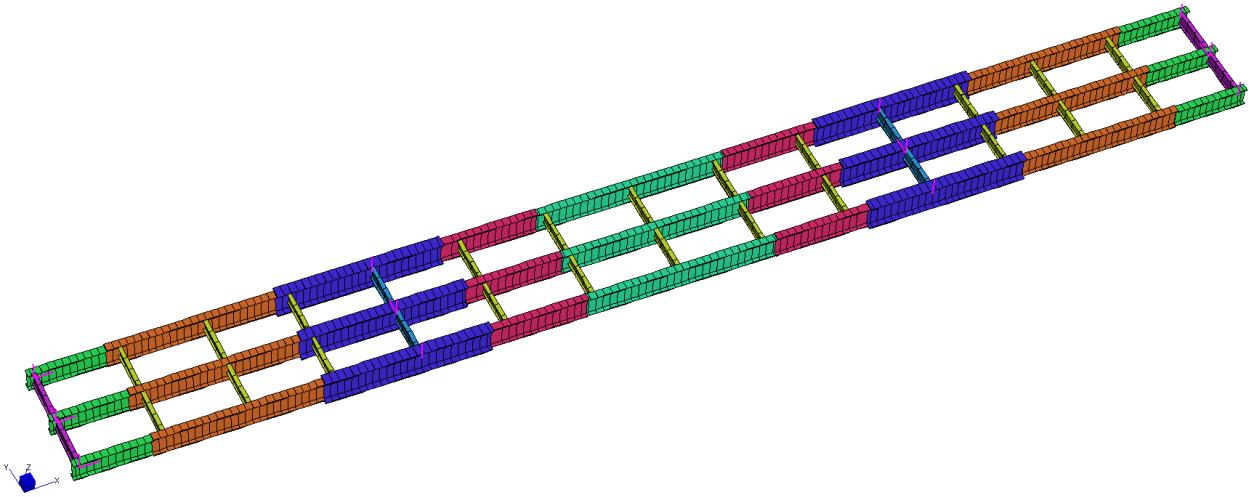


Figura 16 Componenti metalliche dell'impalcato in renderizzazione solida

In particolare si sono inserite una visione completa del modello in tutte le sue componenti (travate principali, traversi e soletta) secondo la modalità di renderizzazione in linea d'asse (risultano in questo caso visibili anche i vincoli applicati) e due visioni parziali (rispettivamente componenti metalliche e soletta) secondo la modalità di renderizzazione solida. In questo modo è

possibile mettere in evidenza sia la suddivisione in conci dell'impalcato e che la definizione delle corsie convenzionali di traffico.

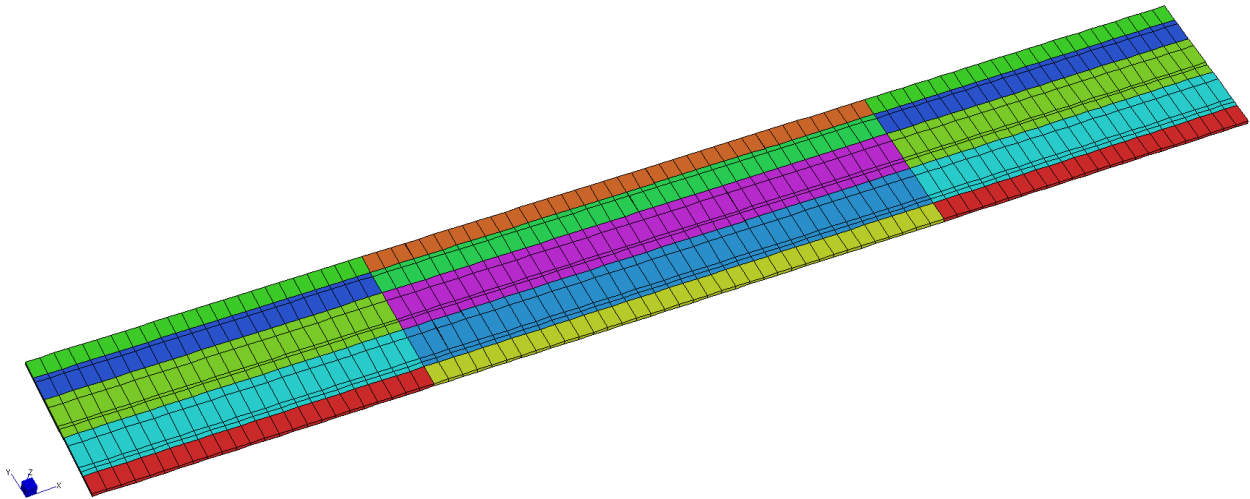


Figura 17 Elementi beam di soletta in renderizzazione solida

Questo approccio semplificato consente di riprodurre in maniera attendibile il comportamento del sistema. In particolare valgono le seguenti considerazioni:

- *La soletta manifesta esclusivamente un comportamento di ripartizione unidirezionale verso le travi e non influenza la rigidezza flessionale delle travi principali. Il modulo elastico assegnato a questi elementi, a seconda del caso, è quello a breve termine (E_{cm}) oppure quello a lungo termine (E_{cm} / ϕ). Il valore della rigidezza torsionale viene abbattuto manualmente a 0.000001 m^4 .*
- *Le travate principali ricevono i carichi dagli elementi di soletta appena descritti e possiedono le caratteristiche inerziali sintetizzate al Paragrafo precedente (assegnate manualmente a seconda della durata dei carichi considerati).*

6.3 APPLICAZIONE DEI CARICHI

I carichi verticali e orizzontali agenti sul sistema sono stati applicati al modello in maniera tale da riprodurre quanto più fedelmente possibile gli effetti statici equivalenti. L'entità delle forze analizzate e la loro descrizione dettagliata è già stata trattata al **Capitolo 4** della presente relazione (cui si rimanda pertanto per ulteriori informazioni).

Le seguenti Figure illustrano invece alcuni casi particolarmente significativi:

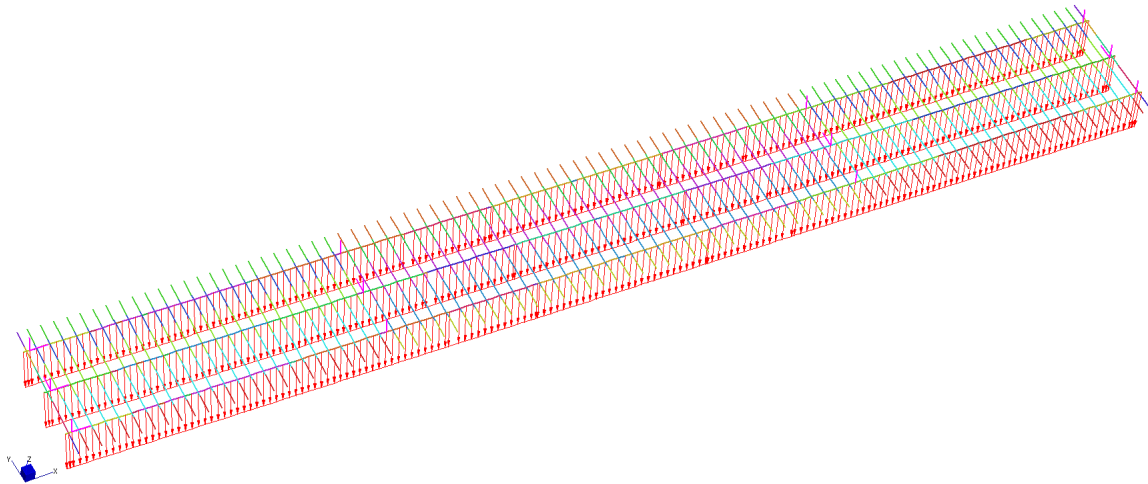


Figura 18 Applicazione dei carichi di FASE I (**peso carpenteria e getto soletta**)

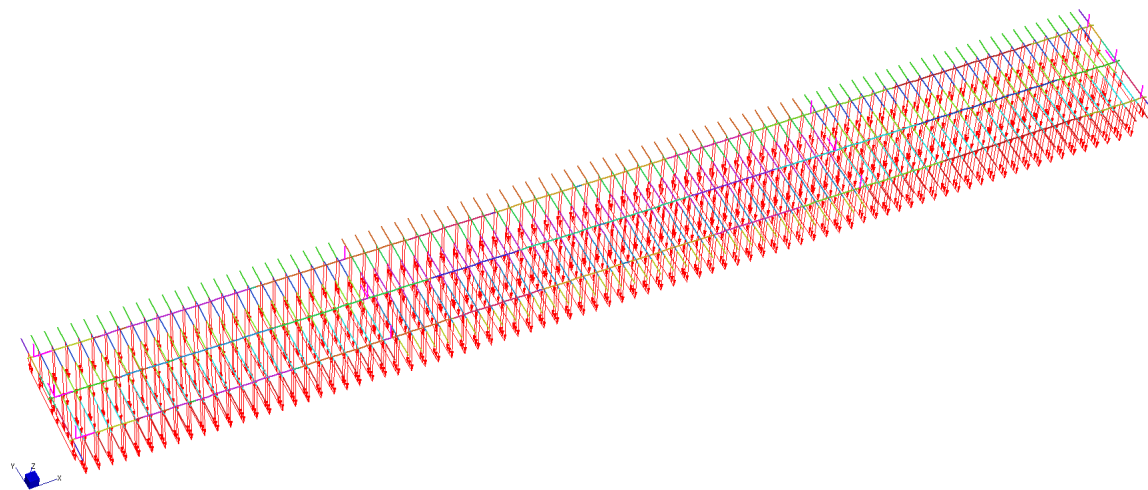


Figura 19 Applicazione dei carichi di FASE II (**pavimentazione stradale**)

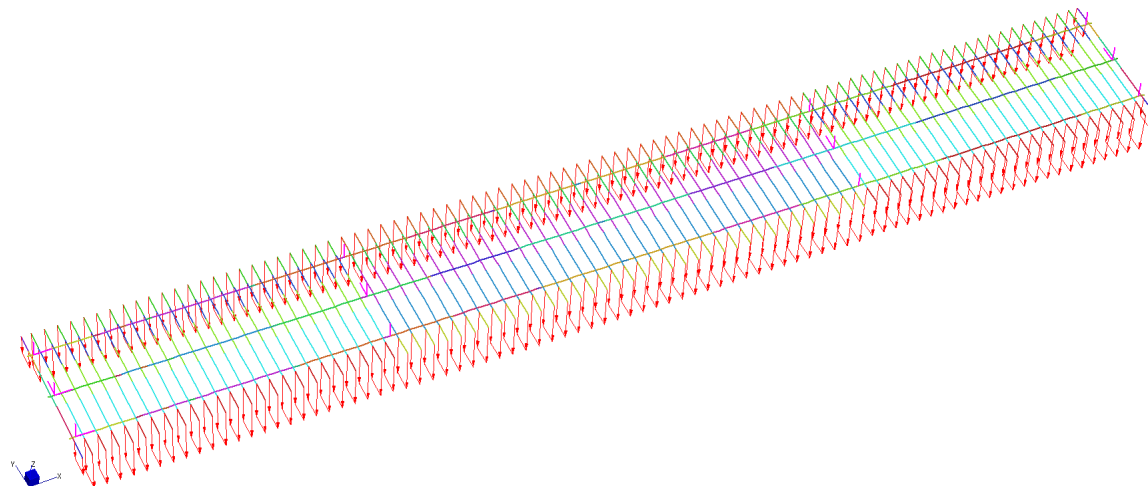


Figura 20 Applicazione dei carichi di FASE II (**ringrossi marciapiede**)

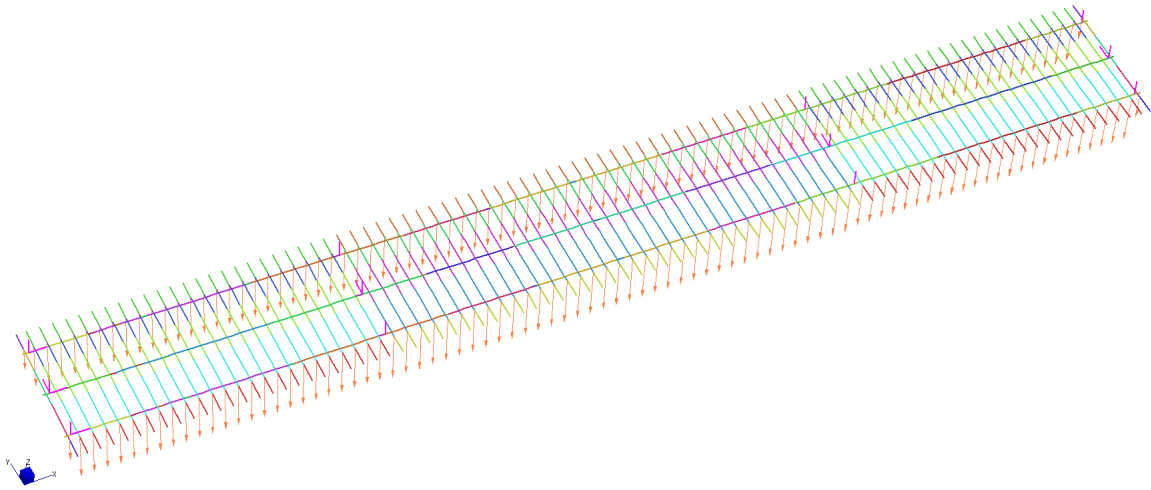


Figura 21 Applicazione dei carichi di FASE II (**barriere H4**)

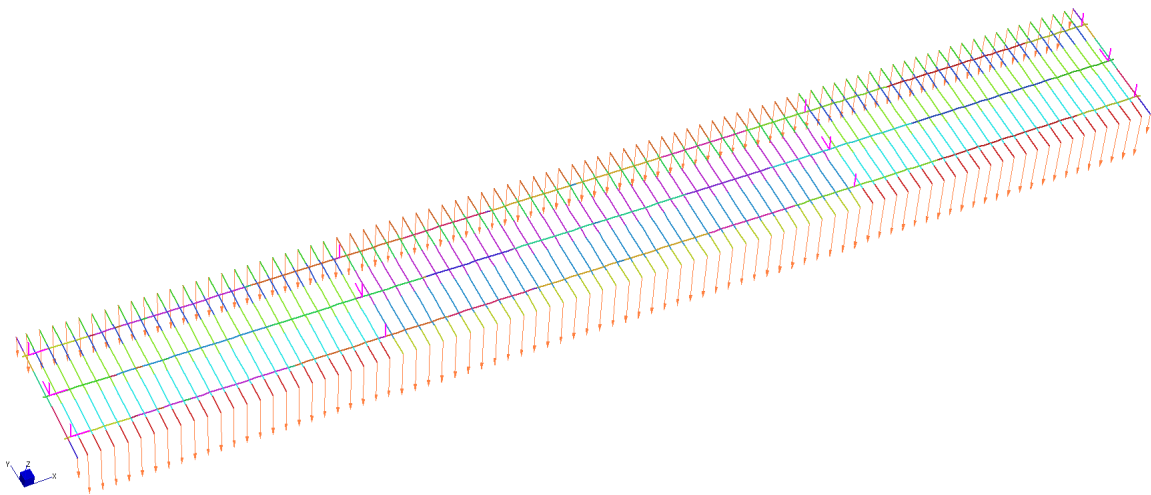


Figura 22 Applicazione dei carichi di FASE II (**velette prefabbricate**)

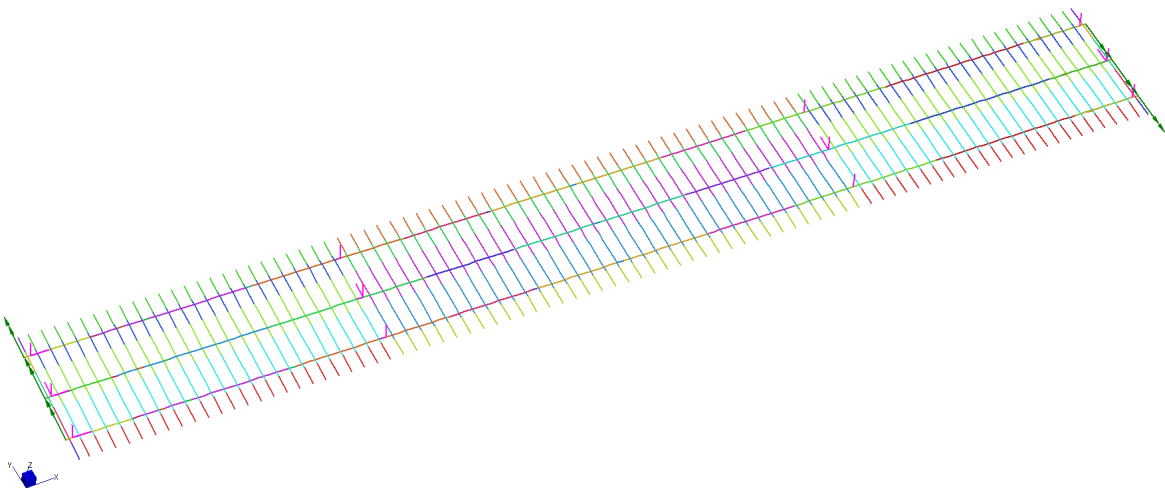


Figura 23 Applicazione dei carichi di FASE II / FASE III (**ritiro e termiche**)

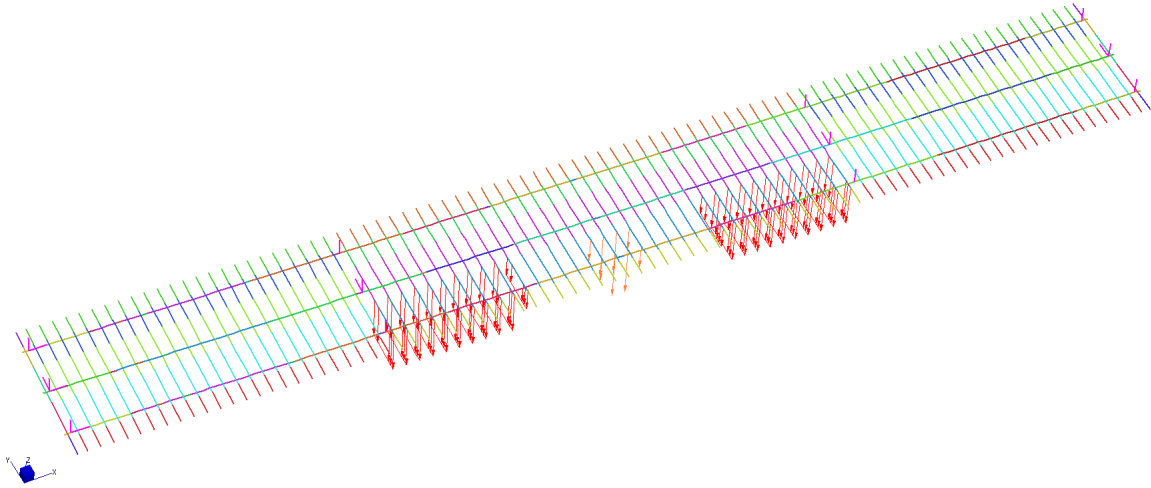


Figura 24 Applicazione dei carichi di FASE III (**corsia 1 - M_{max} - R1**)

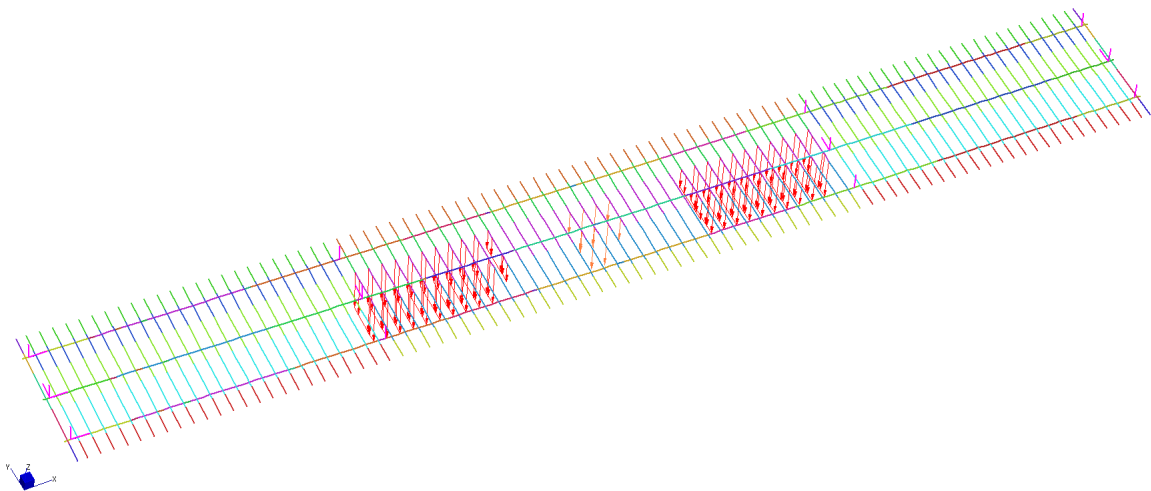


Figura 25 Applicazione dei carichi di FASE III (**corsia 2 - M_{max} - R1**)

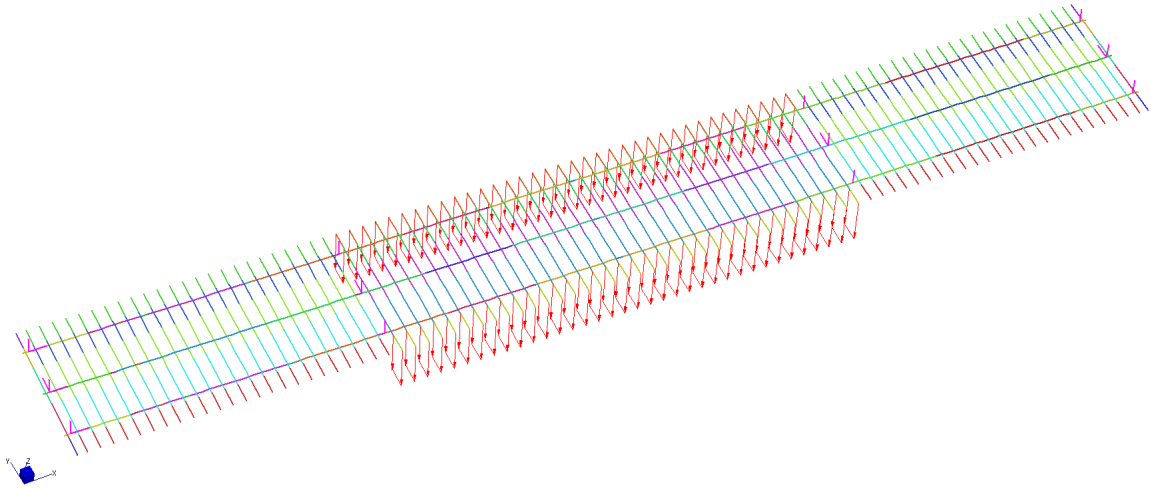


Figura 26 Applicazione dei carichi di FASE III (**folla - M_{max} - R1**)

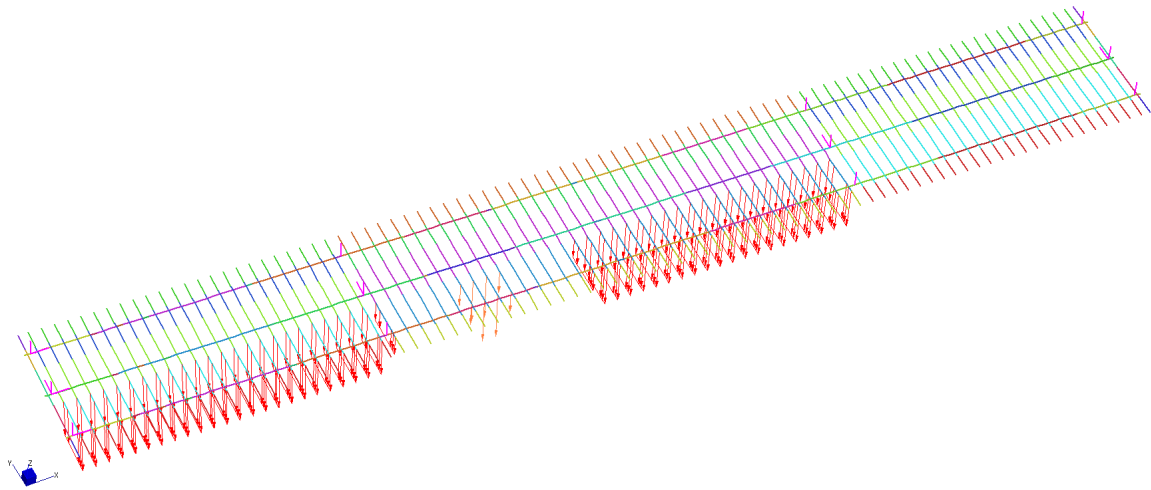


Figura 27 Applicazione dei carichi di FASE III (**corsia 1 - M_{max} - R2**)

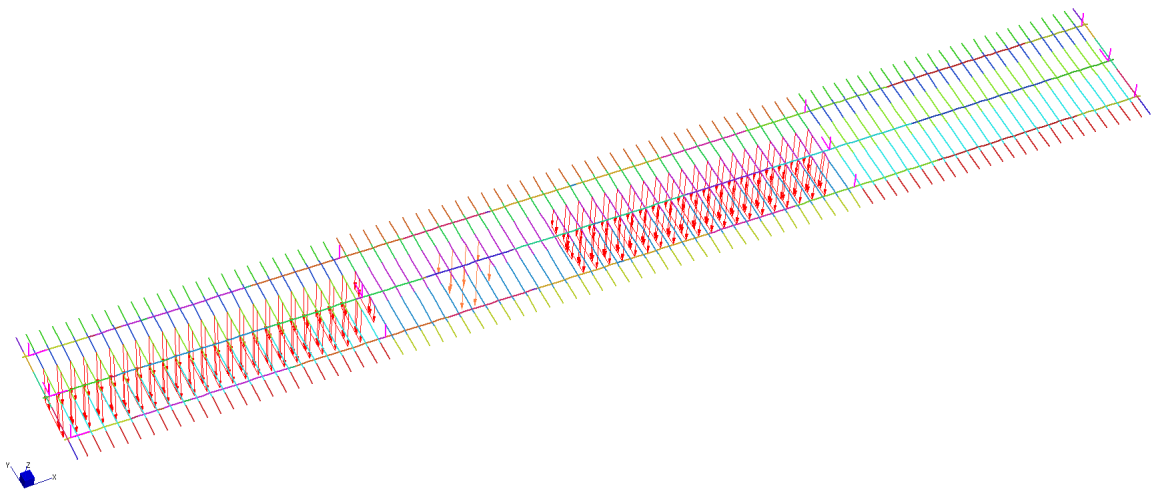


Figura 28 Applicazione dei carichi di FASE III (**corsia 2 - M_{max} - R2**)

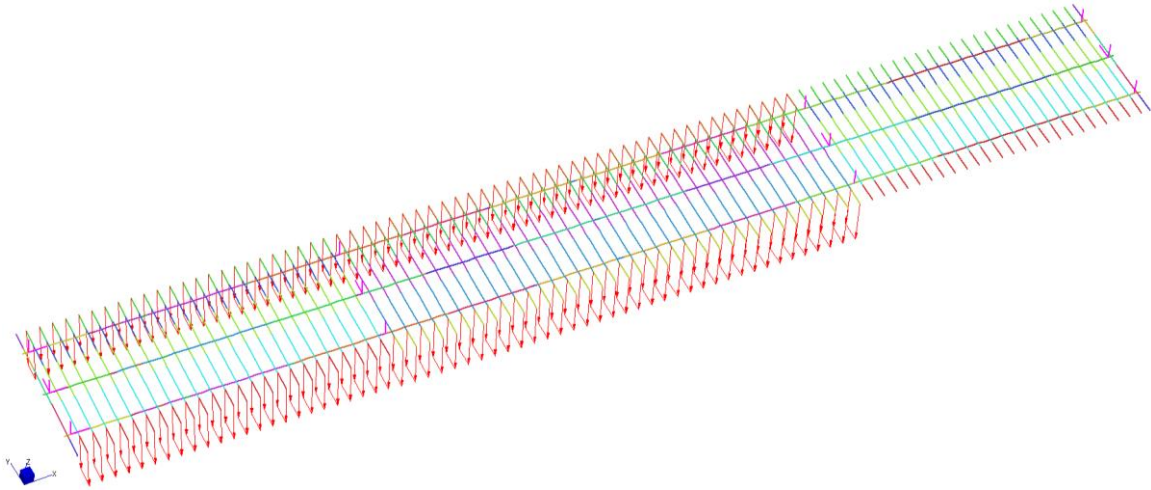


Figura 29 Applicazione dei carichi di FASE III (**folia - M_{max} - R2**)

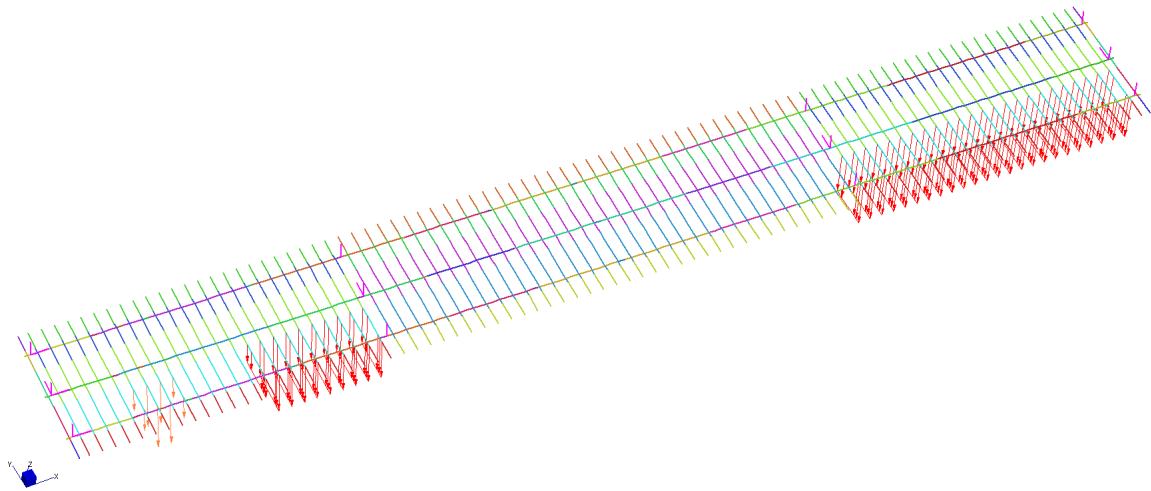


Figura 30 Applicazione dei carichi di FASE III (**corsia 1 - M_{max} - R3**)

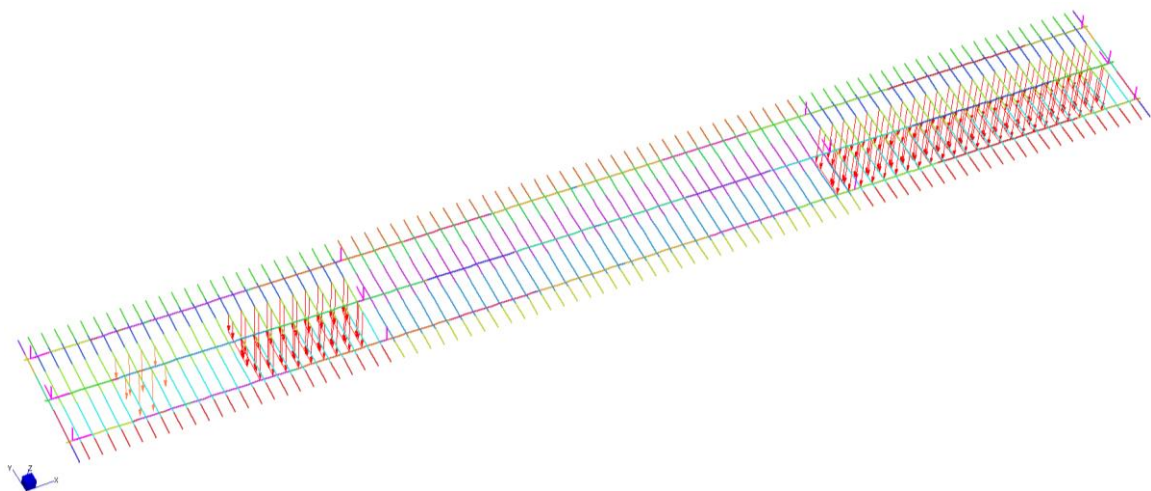


Figura 31 Applicazione dei carichi di FASE III (**corsia 2 – M_{max} – R3**)

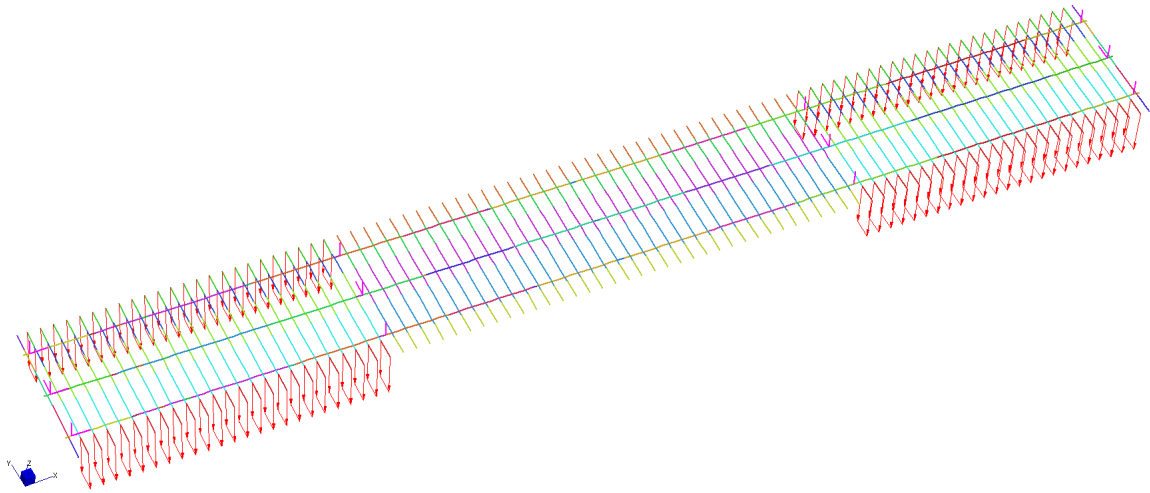


Figura 32 Applicazione dei carichi di FASE III (**folla – M_{max} – R3**)

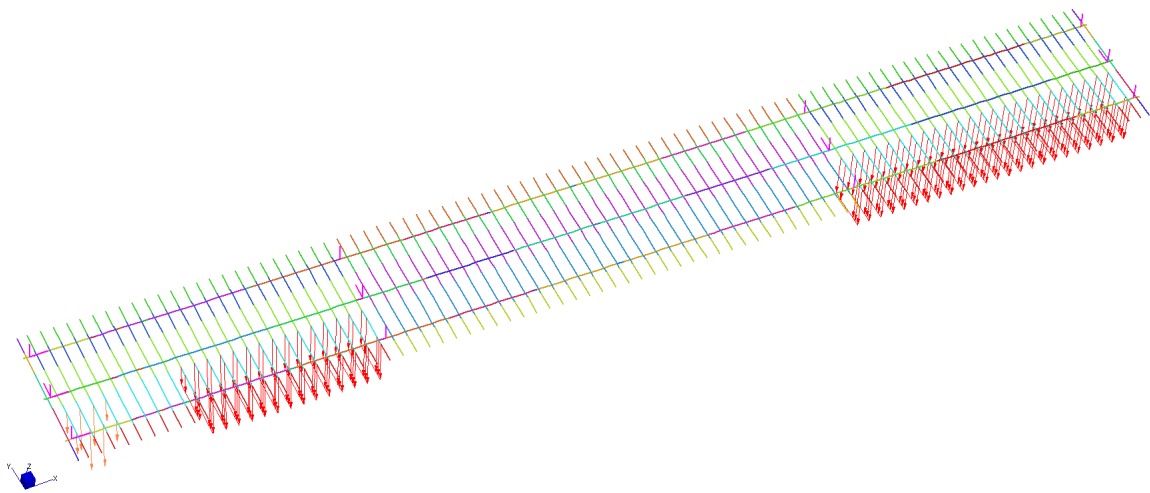


Figura 33 Applicazione dei carichi di FASE III (**corsia 1 – V_{max} – R4**)

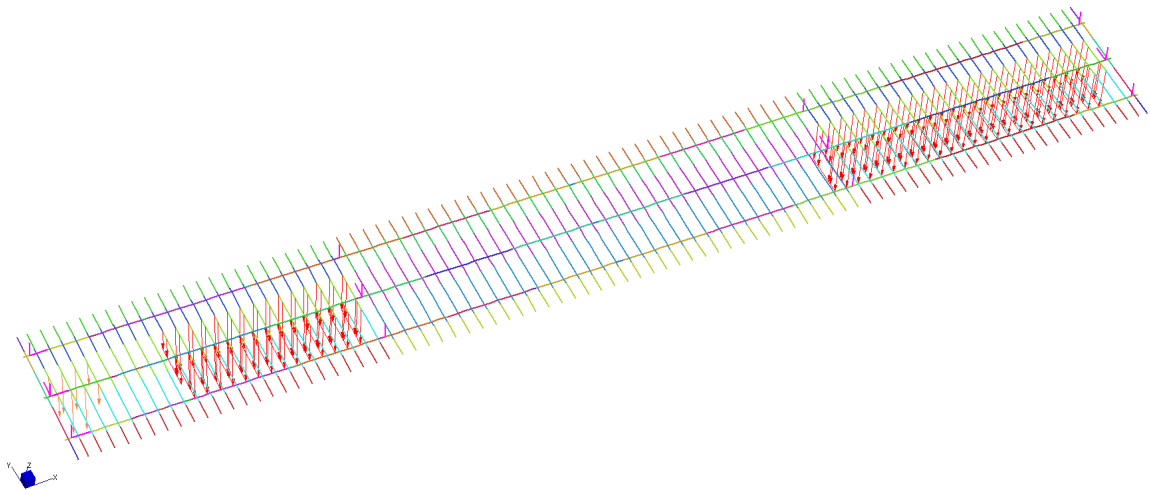


Figura 34 Applicazione dei carichi di FASE III (**corsia 2 – V_{max} – R4**)

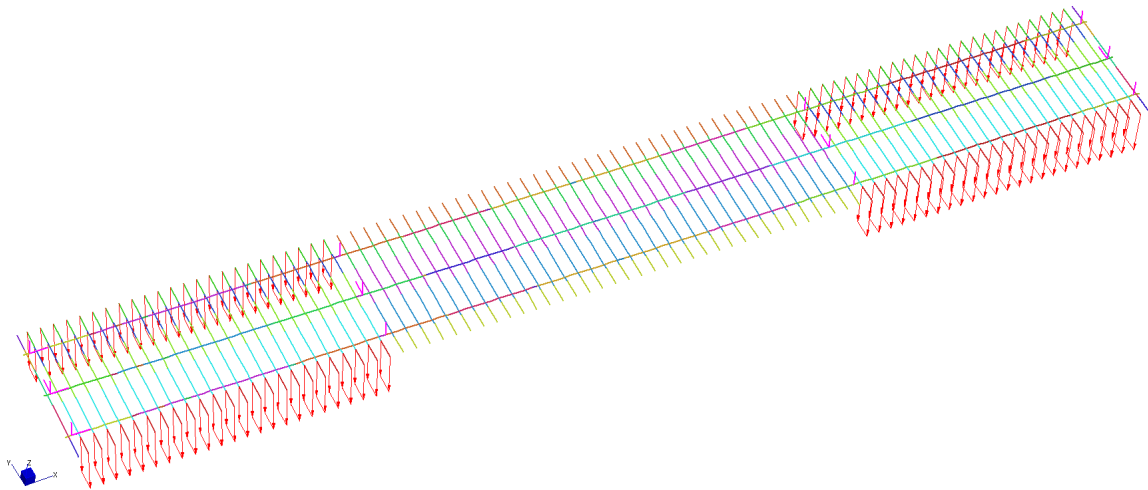


Figura 35 Applicazione dei carichi di FASE III (**folia – V_{max} – R4**)

Per ragioni di brevità si è deciso di riportare solo alcune delle configurazioni di carico considerate ai fini della massimizzazione delle caratteristiche di sollecitazione dovute agli accidentali. Si ritiene tuttavia che i casi proposti siano efficaci al fine di illustrare in maniera completa l'approccio implementato.

6.4 PRINCIPALI SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano alcuni diagrammi riepilogativi relativi alle sollecitazioni generate dai carichi appena descritti nelle travate principali dell'impalcato metallico (le caratteristiche di sollecitazione sono quelle di taglio e momento flettente). Per ragioni di brevità sono state prese in considerazione solo le configurazioni ritenute maggiormente significative ai fini della comprensione del comportamento del modello numerico.

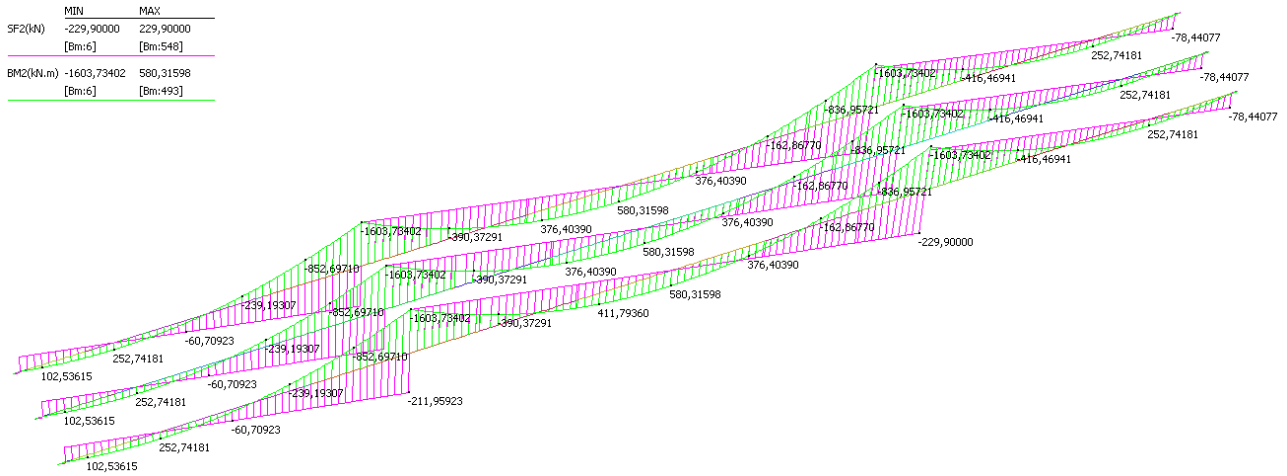


Figura 36 Momento flettente e taglio di FASE I (peso carpenteria)

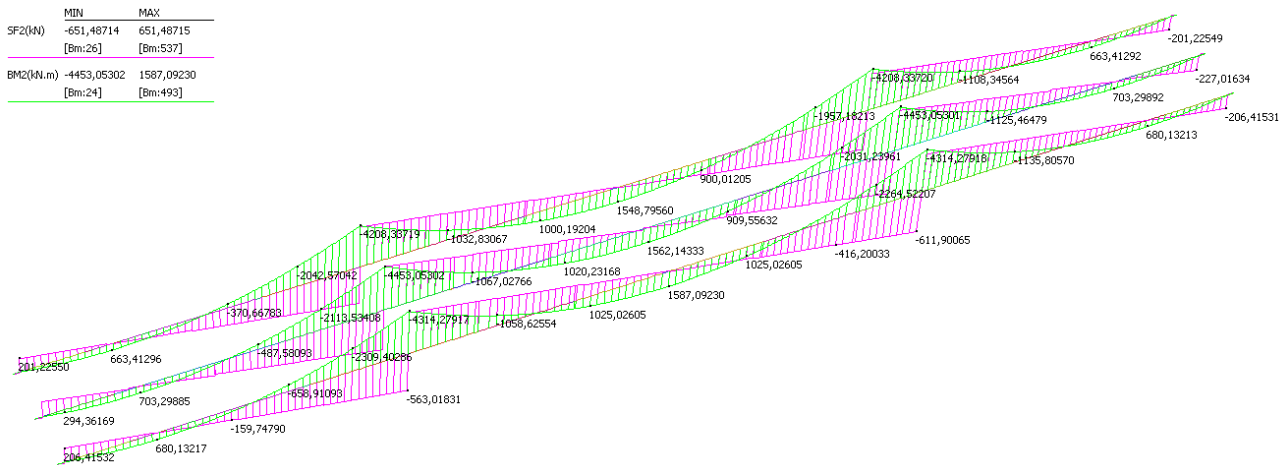


Figura 37 Momento flettente e taglio di FASE I (getto soletta)

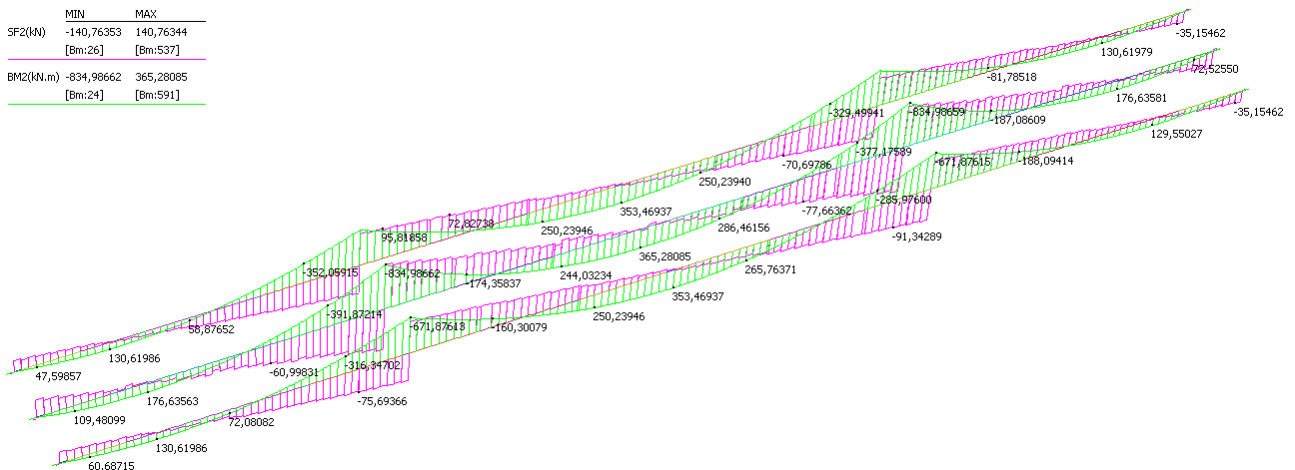


Figura 38 Momento flettente e taglio di FASE II (pavimentazione stradale)

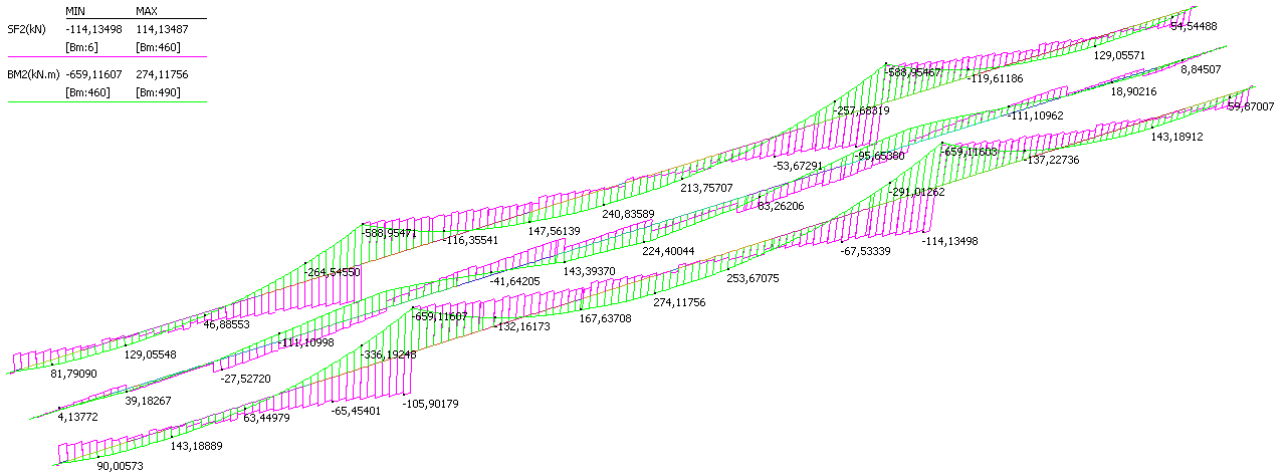


Figura 39 Momento flettente e taglio di FASE II (ringrossi marciapiede)

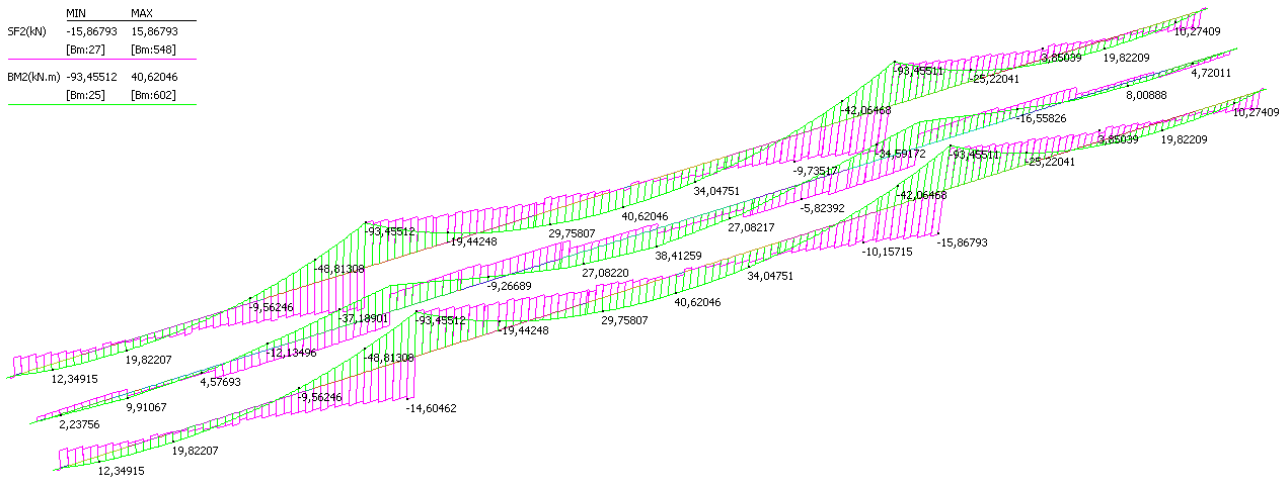


Figura 40 Momento flettente e taglio di FASE II (barriere H4)

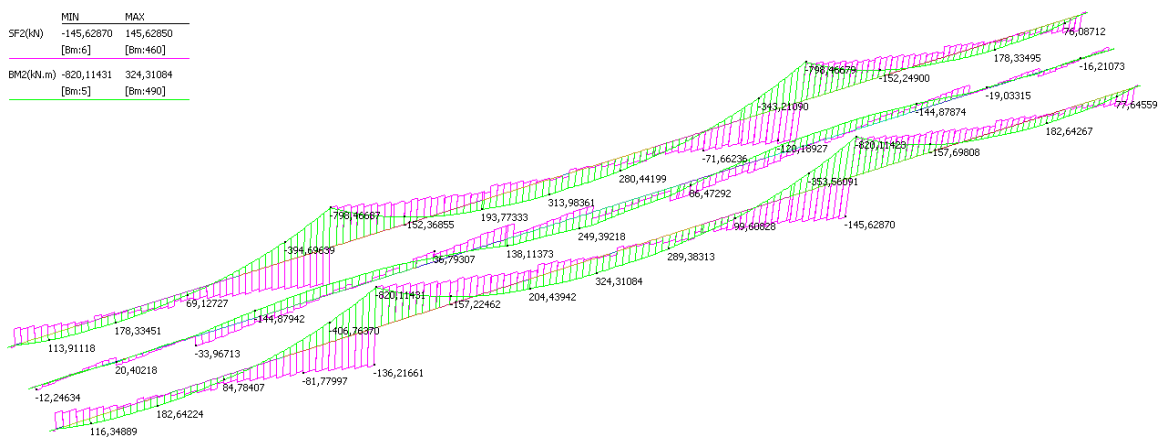


Figura 41 Momento flettente e taglio di FASE II (velette prefabbricate)

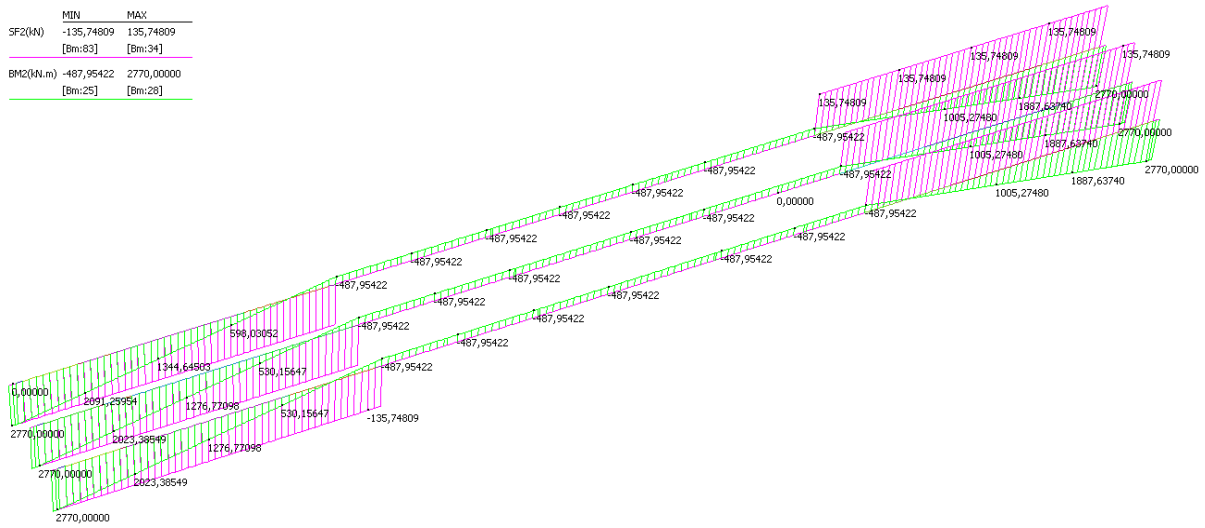


Figura 42 Momento flettente e taglio di FASE II (ritiro)

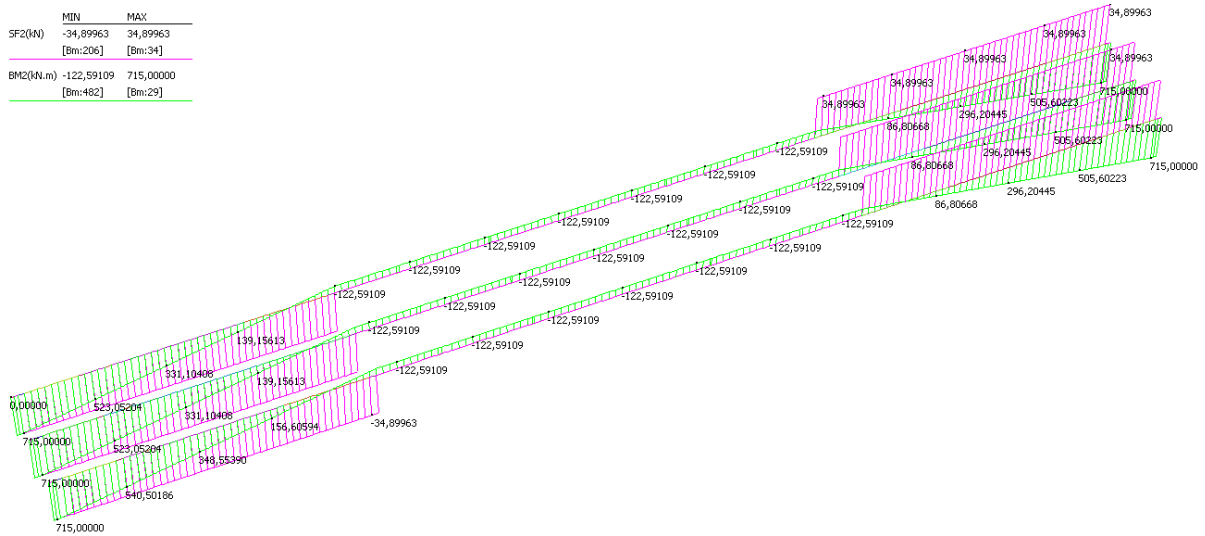


Figura 43 Momento flettente e taglio di FASE III (termiche)

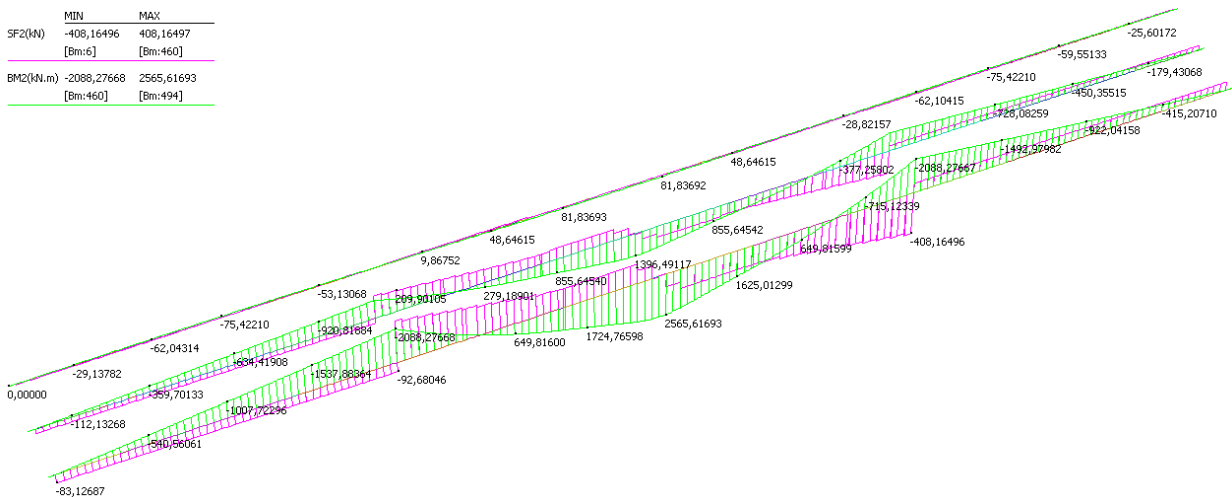


Figura 44 Momento flettente e taglio di FASE III (corsia 1 – M_{max} – R1)

	MIN	MAX
SF2(KN)	-288,50089 [Bm:26]	288,50086 [Bm:537]
BM2(KN.m)	-1292,48670 [Bm:537]	1636,50522 [Bm:591]

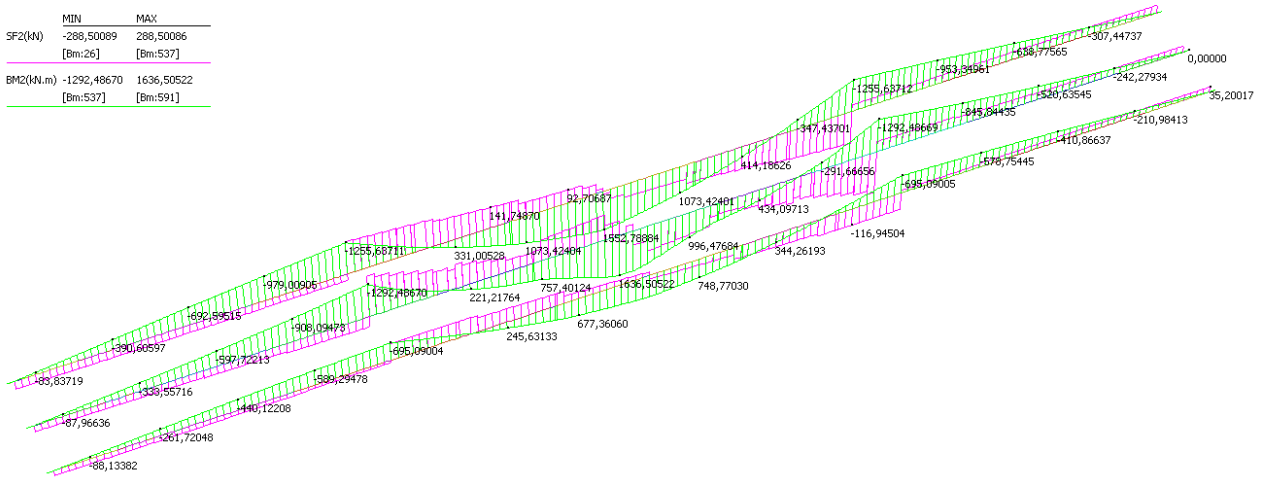


Figura 45 Momento flettente e taglio di FASE III (corsia 2 – M_{max} – R1)

	MIN	MAX
SF2(KN)	-105,10630 [Bm:6]	105,10629 [Bm:460]
BM2(KN.m)	-454,26539 [Bm:460]	413,20230 [Bm:490]

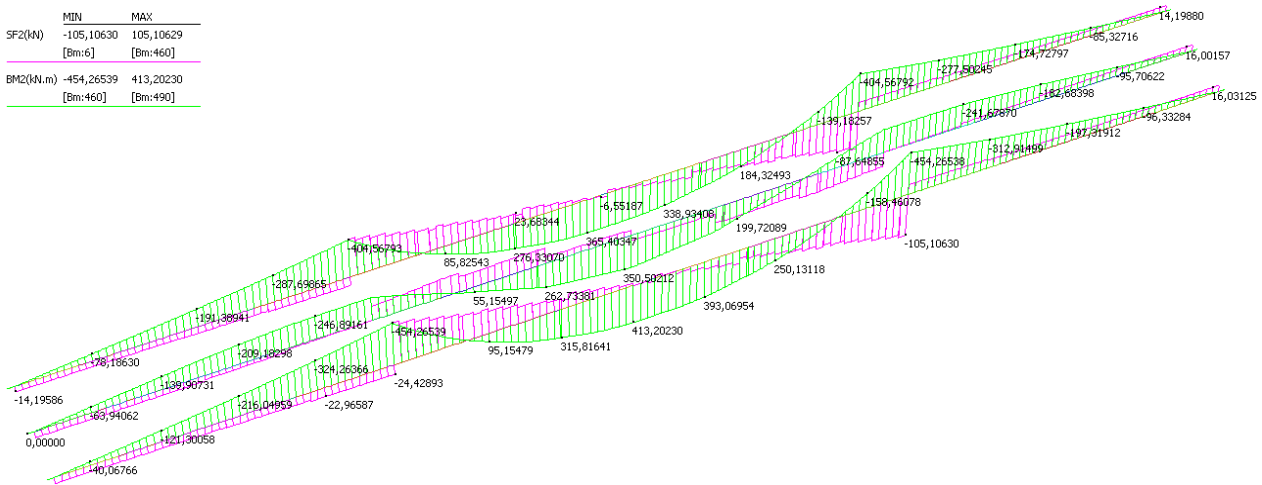


Figura 46 Momento flettente e taglio di FASE III (folla – M_{max} – R1)

Figura 46 Momento flettente e taglio di FASE III (folla – M_{max} – R1)

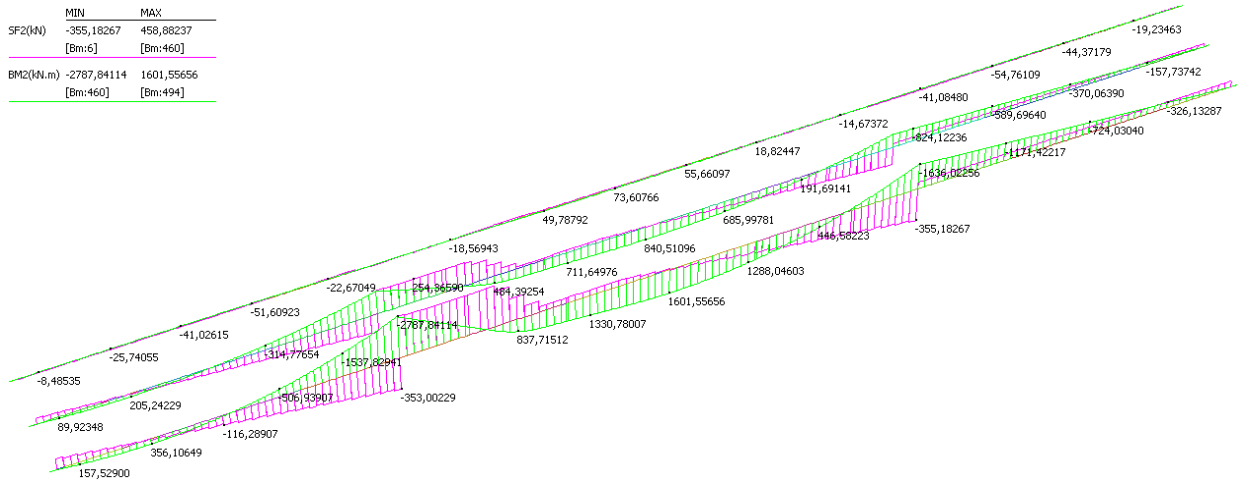


Figura 47 Momento flettente e taglio di FASE III (corsia 1 - M_{max} - R2)

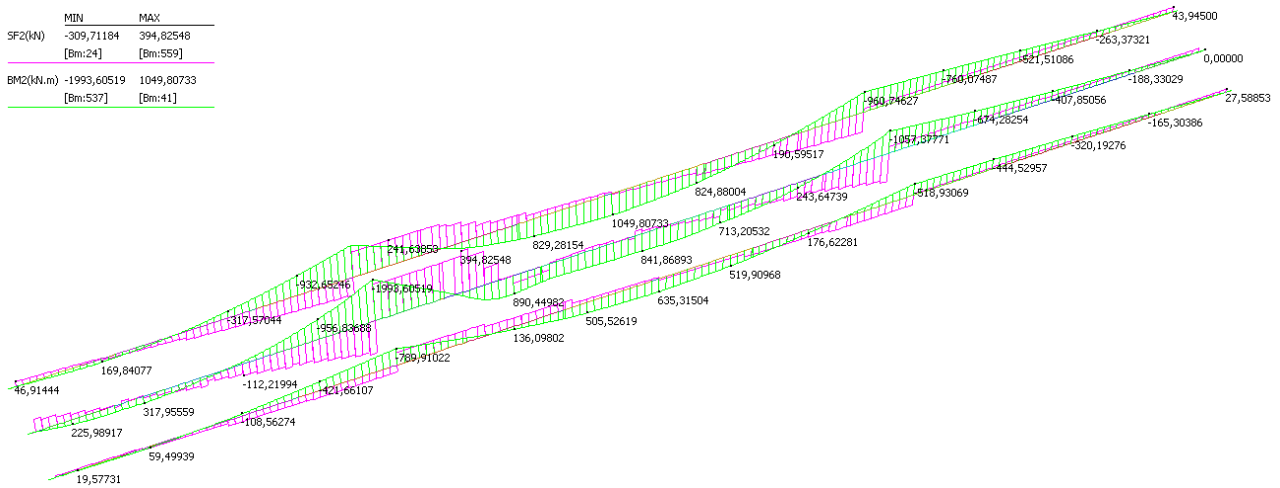


Figura 48 Momento flettente e taglio di FASE III (corsia 2 - M_{max} - R2)

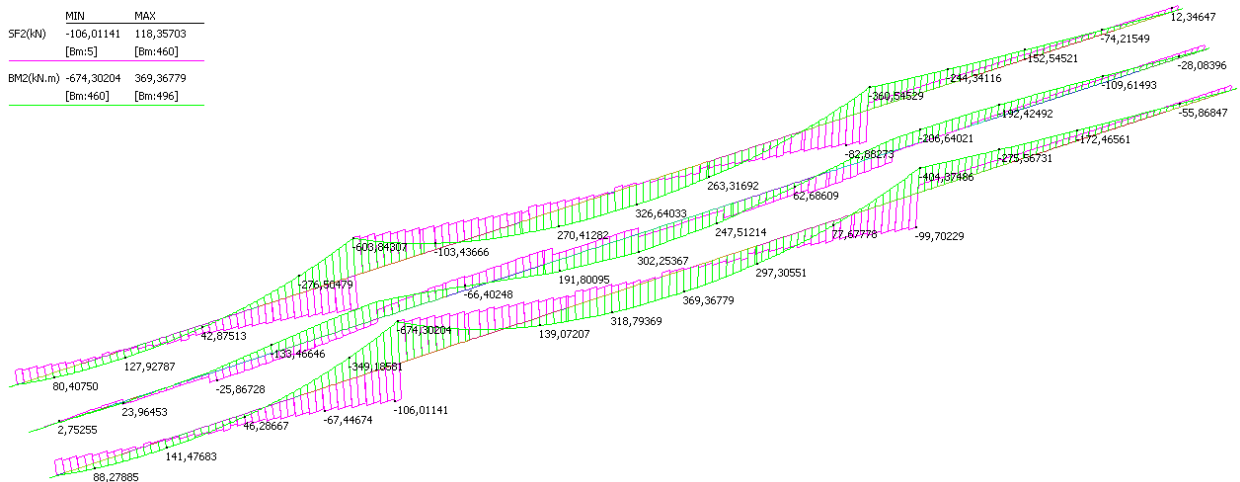


Figura 49 Momento flettente e taglio di FASE III (folla - M_{max} - R2)

	MIN	MAX
SF2(kN)	-288,80705	278,78529
[Bm:5]	[Bm:5]	[Bm:94]
BM2(kN.m)	-700,62675	1832,12550
[Bm:5]	[Bm:5]	[Bm:131]

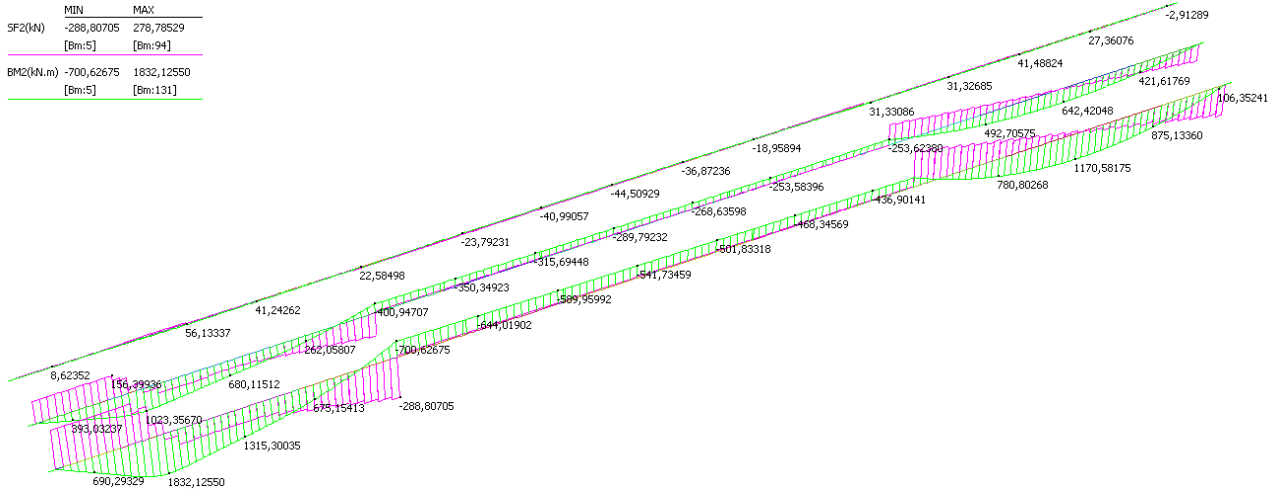


Figura 50 Momento flettente e taglio di FASE III (corsia 1 - M_{max} - R3)

	MIN	MAX
SF2(kN)	-229,10412	224,17857
[Bm:24]	[Bm:24]	[Bm:206]
BM2(kN.m)	-585,84431	1398,50209
[Bm:24]	[Bm:24]	[Bm:208]

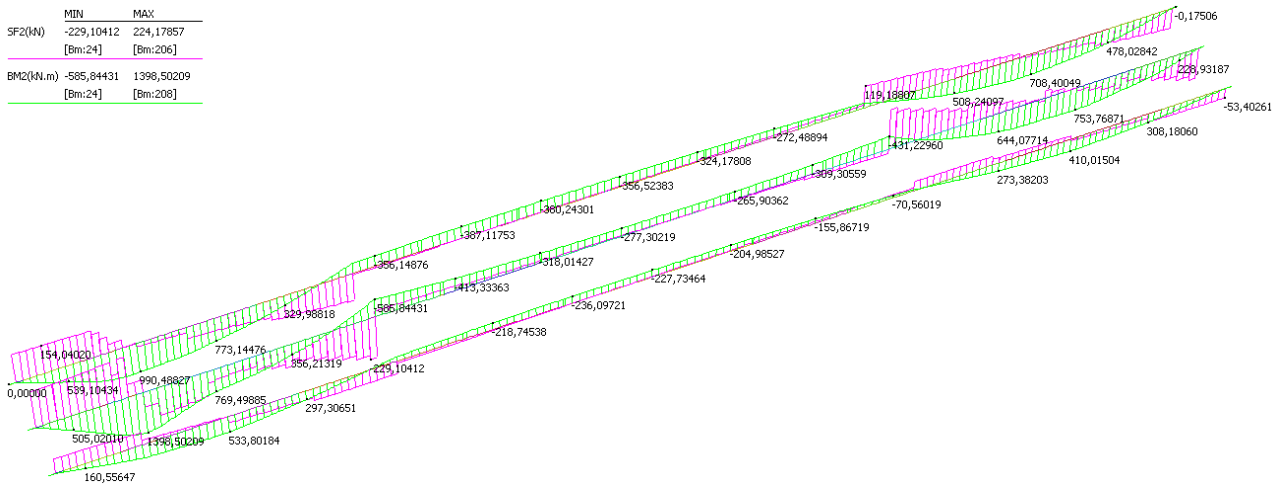


Figura 51 Momento flettente e taglio di FASE III (corsia 2 - M_{max} - R3)

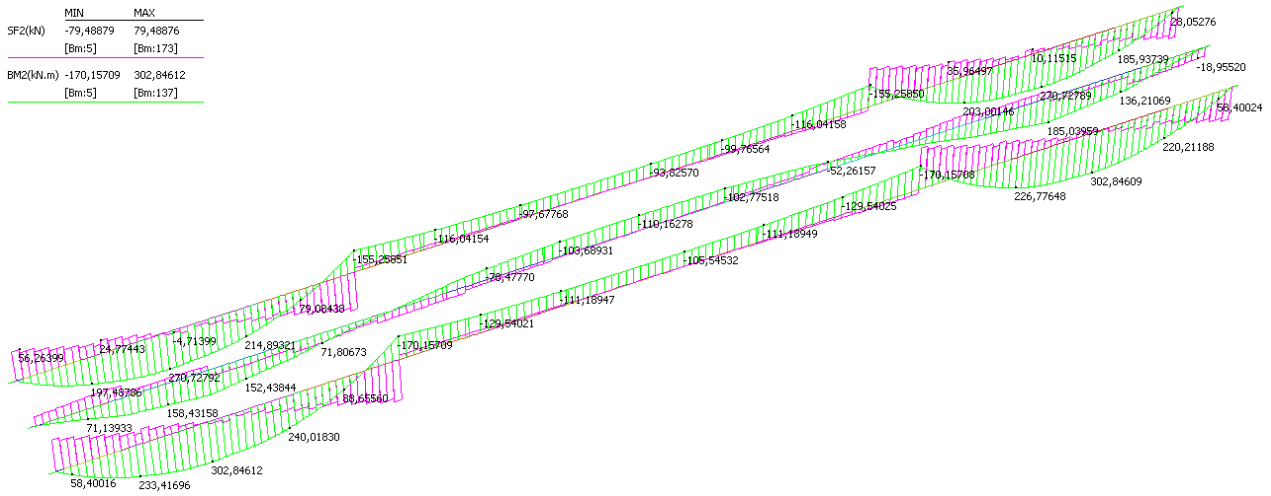


Figura 52 Momento flettente e taglio di FASE III (folia - M_{max} - R3)

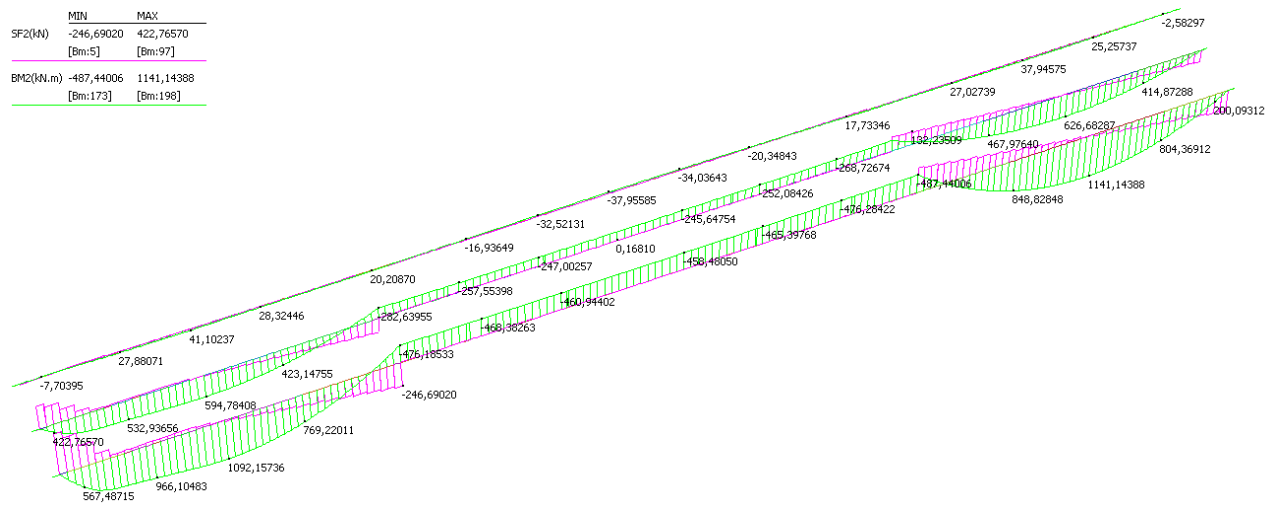


Figura 53 Momento flettente e taglio di FASE III (corsia 1 - V_{max} - R4)

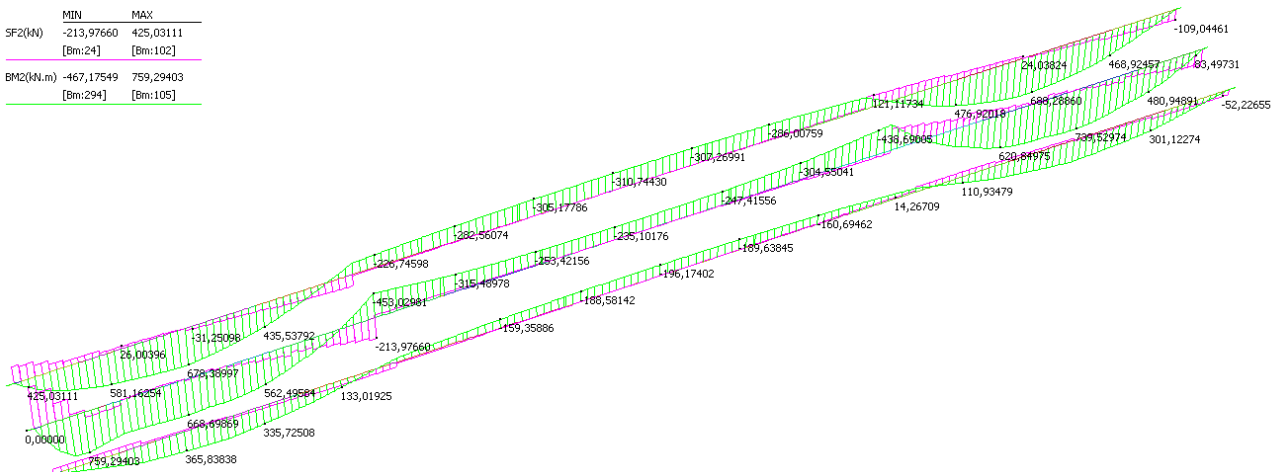


Figura 54 Momento flettente e taglio di FASE III (corsia 2 - V_{max} - R4)

	MIN	MAX
SF2(kN)	-79,48879	79,48876
[Bm:5]	[Bm:5]	[Bm:173]
BM2(kN.m)	-170,15709	302,84612
[Bm:5]	[Bm:5]	[Bm:137]

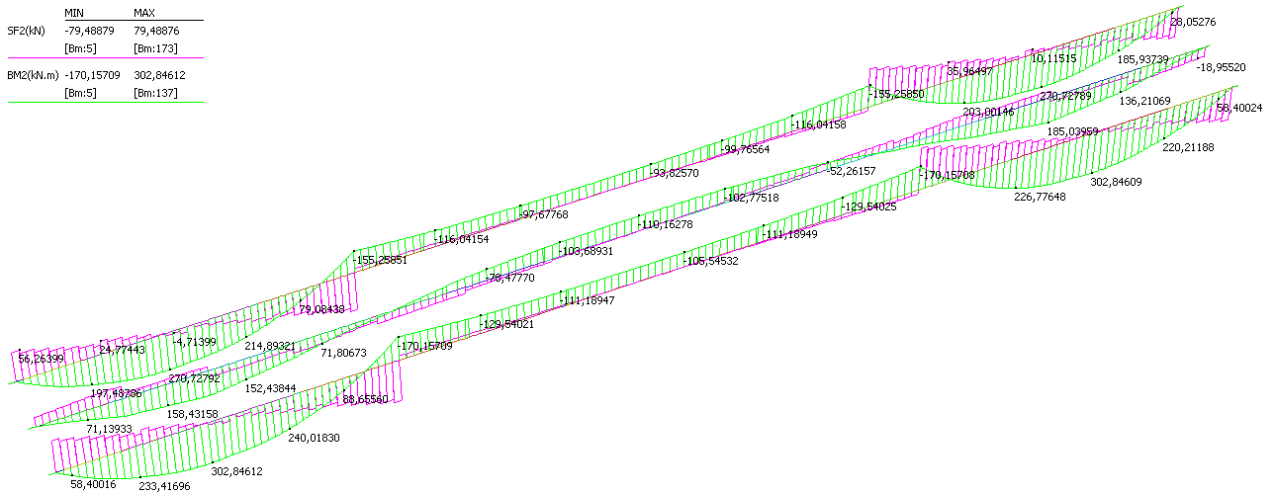


Figura 55 Momento flettente e taglio di FASE III (folia - V_{max} - R4)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 55

7 VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Il presente capitolo è dedicato alla presentazione delle principali verifiche strutturali relative alle travate principali del cavalcaferrovia. Al fine di garantire la massima chiarezza possibile, le informazioni verranno presentate secondo il seguente schema:

- A introduzione di ogni paragrafo verrà inserito un "frontespizio" di separazione in cui sarà richiamato il nome della sezione di verifica (la nomenclatura di riferimento sarà riportata in conformità a quanto proposto al Paragrafo 6.1, sia per le sezioni di tipo R che per quelle di tipo J);
- A completamento del "frontespizio" identificativo di cui al punto precedente, si provvederà all'inserimento delle tabelle contenenti i valori combinati (e distinti per le 3 fasi di funzionamento dell'impalcato) delle sollecitazioni di verifica;
- Seguirà l'estratto del foglio di calcolo impiegato per l'esecuzione delle verifiche strutturali richieste dalla normativa di riferimento. L'ordine di presentazione dei dati numerici sarà organizzato secondo la seguente struttura:
 - A. Dati Iniziali:** riepilogo delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati, delle caratteristiche geometriche della sezione e delle sollecitazioni utilizzate per l'esecuzione delle verifiche;
 - B. Calcolo della Sezione:** determinazione delle proprietà inerziali della sezione nelle fasi I, II e III, valutazione delle aliquote tensionali corrispondenti e assemblaggio delle stesse mediante la classica formulazione proposta da Von Mises per la valutazione delle tensioni ideali;
 - C. Verifiche in Esercizio:** controllo del livello tensionale che interessa il calcestruzzo della soletta della trave composta (per le verifiche a fessurazione si rimanda invece a quanto proposto nel paragrafo di riferimento);
 - D. Verifica a Imbozzamento:** condotta in conformità a quanto proposto nelle CNR 10011. Nel caso specifico i campi d'anima sono stati suddivisi mediante l'opportuna installazione di irrigidenti trasversali. La geometria di riferimento di tali elementi è stata controllata adottando le prescrizioni delle CNR 10030.

Alle pagine seguenti seguono i risultati definiti per tutte le 8 sezioni di verifica esaminate al fine di assicurare il corretto funzionamento dell'impalcato metallico per tutte le possibili configurazioni dei carichi accidentali.

7.1 VERIFICA SEZIONE R01

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

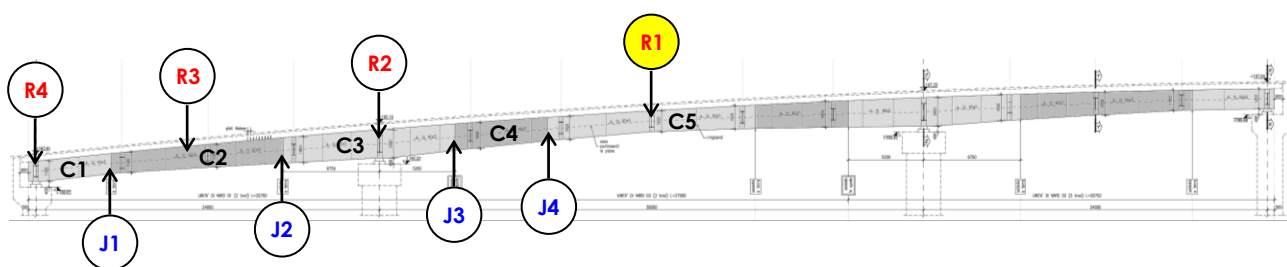


Figura 56 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 trave principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	3.194	3.211	3.252
2-max	1.410	1.361	1.478
2-min	346	304	391
3-max	3.724	5.035	6.373
3-min	-1.157	-1.245	-1.733

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
2-max	0	0	0
3-max	0	0	0

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
2-max	0	0	0
3-max	-3.178	-3.178	-3.178

Dettagli Verifica:

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1,00
	f_{yd} (t<16 mm)	355 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210.000 N/mm ²
Cls R_{ck}	G_a	80.769 N/mm ²
	α_a	0,00001
	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ϵ_{sr}	226,0 E-06
	ϕ_{cr}	2,00
	n_{st}	5,83
	n_{lt}	17,48
	α_{ct}	0,00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.700	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	40	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	20	mm
Anima	h_w	1.390	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	3.252,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	0,0	KN
Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	1.478,0	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	6.373,0	KNm
	N_g	0,0	KN
	N_q	-3.178,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	0,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	-3.178,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	0,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	0,0	KN
	ΔV_2	0,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0	
	γ_Q	1,0	
<i>fattori di combinazione</i>			
Fase 1	M_{sd}	3252,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	0,0	KN
Fase 2	M_{sd}	11103,0	KNm
	N_{sd}	-3178,0	KN
	V_{sd}	0,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot} [cm]	piatti componenti		A_{piatto} [cm ²]	y [cm]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_f [cm ⁴]	
145,0	60,0	4,0	240,0	2,0	320,0	72000	1280,0	Ala inf
	139,0	1,5	208,5	73,5	335702,4	39	156,4	Anima
	50,0	2,0	100,0	144,0	33,3	20833	133,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$ [cm]	A_s [cm ²]	$A_{v,1}$ [cm ²]	$A_{v,2}$ [cm ²]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_T [cm ⁴]	W_{+els} [cm ³]	W_{-els} [cm ³]
55,1	548,5	208,5	340,0	1.873.672,3	92.872,4	1.569,7	34.024,8	20.834,3

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff} [cm]	h_c [cm]	h_p [cm]	h_{cls} [cm]	$A_{cls,coll}$ [cm ²]	$y_{G,c}$ [cm]	$J_{cls,coll,1}$ [cm ⁴]	$J_{cls,coll,2}$ [cm ⁴]
270,0	24,0	6,0	30,0	6.480,0	163,0	311.040,0	39.366.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	11,25	J_{it} cm ⁴
β	3,18	
J_{it}	67.206,7	
J_{st}	201.620,1	

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot} [cm ²]	$y_{G,comp}$ [cm]	J_1 [cm ⁴]	J_2 [cm ⁴]	S^* [cm ³]	K_1 #	$J_{lt,trave}$ [cm ⁴]
17,48	919,3	98,6	4.468.741,2	2.345.480,3	23.878,6	0,315	74.383,0

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot} [cm ²]	$y_{G,comp}$ [cm]	J_1 [cm ⁴]	J_2 [cm ⁴]	S^* [cm ³]	K_1 #	$J_{lt,trave}$ [cm ⁴]
5,83	1.660,9	127,4	6.206.588,3	6.850.695,9	39.650,1	0,315	220.009,7

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{c,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{c,sup}$ N/mm ²	τ_s N/mm ²	
M_1, V_1, N_1	95,58	88,63	-152,62	-156,09			0,00	
$\Delta M_{2,g}$	32,61	31,29	-14,68	-15,35	-0,88	-1,45		calcolato per n_{lt}
$\Delta M_{2,q}$	130,77	126,66	-16,06	-18,12	-3,11	-8,40		calcolato per n_{st}
$N_{2,g}$					0,000	0,000		stato coattivo perm
$N_{2,q}$					-4,904	-4,904		stato coattivo var
$\Delta N_{2,q}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000		
$\Delta N_{2,q}$	19,13	19,13	19,13	19,13	3,285	3,285		
$T + \Delta V_2$							0,00	

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id,s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{id,c,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{id,c,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{cid,rit}$ N/mm ²	
	278,09	265,72	-164,23	-170,42	-5,61	-11,46	-11,464	s.l.e.
	185,40	177,15	-109,49	-113,61	-3,74	-7,64	-7,642	t.a.
f_{yd} & f_{cd}	345,00	355,00	-355,00	-345,00	-18,06	-18,06		t.u.
tassi lavoro	0,806	0,749	0,463	0,494	0,310	0,635	0,806	

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	-7,64	N/mm ²
φ	0,60	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	265,7	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-164,2	N/mm ²
τ	0,0	N/mm ²
h^*	531	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.390	mm
a	3.166	mm
h	1.390	mm
$\sigma_{cr,0}$	21,68	N/mm ²
α	2,28	
σ_1	-164,2	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	265,7	N/mm ²
k_τ	4,89	0,80
τ_{cr}	106	
caso	III	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	-1,62	
k_σ	23,90	
σ_{cr}	518	N/mm ²
$\sigma_{cr,ld}$	518	
$\sigma_{cr,red}$	338	N/mm ²
β	1,00	
v	1,00	
test	2,057	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm
γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	5.629.500	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

7.2 VERIFICA SEZIONE R02 (M)

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

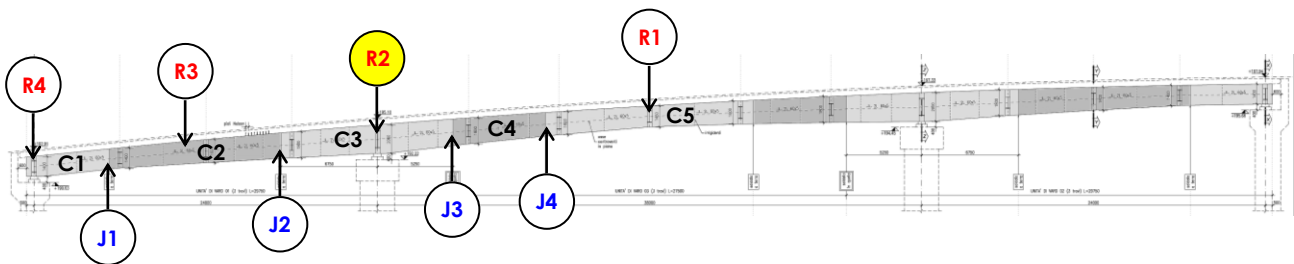


Figura 57 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 travate principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	-8.719	-9.086	-8.877
2-max	-2.153	-1.342	-2.245
2-min	-3.815	-2.598	-3.953
3-max	713	729	1.041
3-min	-4.233	-6.109	-7.514

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	1.141	1.223	1.163
2-min	662	364	681
3-min	545	872	1.003

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
2-min	6.957	6.957	6.957
3-min	3.178	3.178	3.178

Dettagli Verifica:

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

B450 C	450	N/mm ²	N/mm ²
	γ_s	1,15	
	f_{sd}	391	
	Norma Ref	EN 10025	

Acciaio S	355	N/mm ²	N/mm ²
	γ_a	1,00	
	f_{yd} (t < 16 mm)	355	
	Norma Ref	EN 10025	
	E_a	210.000	
	G_a	80.769	
α_a	0,00001		

Cls R _{ck}	40	N/mm ²	N/mm ²
	f_{ck}	34	
	γ_c	1,60	
	f_{cd}	18,06	
	Norma Ref	EN 206-1	
	E_c	36.050	
	G_c	15.021	
	ϵ_{sr}	226,0	
	ϕ_{cr}	2,00	
	n_{st}	5,8	
	n_{lt}	17,5	
α_c	0,00001	/°C	

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	h_{sol}	300	mm
	c	120	mm
	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm

Ala inf	b_i	900	mm
	t_i	45	mm

Ala sup	b_s	800	mm
	t_s	35	mm

Anima	h_w	1.920	mm
	t_w	20	mm

a.3) Pesi dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
---------	----------	-------------	-------

Cls	ρ_c	7850	kg/mc
-----	----------	-------------	-------

a.3) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	8.877,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	1.163,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,q}$	3.953,0	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	7.514,0	KNm
	$\Delta N_{2,q}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	3.178,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	681,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	1.003,0	KN
	ΔV_2	1.684,0	KN

a.4) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

Fase 1	M_{sd}	8877,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	1163,0	KN

Fase 2	M_{sd}	20344,0	KNm
	N_{sd}	10135,0	KN
	V_{sd}	2847,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot} [cm]	piatti componenti		A_{piatto} [cm ²]	y [cm]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_t [cm ⁴]	
200,0	90,0	4,5	405,0	2,3	683,4	273375	2733,8	Ala inf
	192,0	2,0	384,0	100,5	1179648,0	128	512,0	Anima
	80,0	3,5	280,0	198,3	285,8	149333	1143,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$ [cm]	A_s [cm ²]	$A_{v,1}$ [cm ²]	$A_{v,2}$ [cm ²]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_T [cm ⁴]	$W_{el,s}^+$ [cm ³]	$W_{el,s}^-$ [cm ³]
88,9	1.069,0	384,0	685,0	7.621.196	422.836	4.389	85.747	68.586

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff} [cm]	h_c [cm]	h_p [cm]	h_{cls} [cm]	$A_{cls,coil}$ [cm ²]	$y_{G,c}$ [cm]	$J_{cls,coil,1}$ [cm ⁴]	$J_{cls,coil,2}$ [cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	218,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche dell'armatura disposta nella soletta in una fascia ampia [m]: 2,55 m

Rete FeB44K	0	φ	0	0	mm ²
Barre FeB44K	36	φ	26	19103,76	mm ²
				19104	mm ²

Caratteristiche della sezione composta dal profilo metallico e dalle barre d'armatura:

$y_{G,arm}$ [mm]	A_{tot} [mm ²]	$y_{G,comp}$ [mm]	J_1 [cm ⁴]	S [cm ³]	K_1 #	$J_{t,trave}$ [cm ⁴]	$A_{id,lorda}$ [mm ²]	
2.180	126.004	1.085	10.323.267	20.927	0,314	209.973,6	231.063,7	s.t.
						72.917,2	161.023,7	l.t.

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,sup}$ N/mm ²	σ_{arm} N/mm ²	τ_s N/mm ²	σ_c N/mm ²
M_1, V_1, N_1	-103,53	-98,28	125,35	129,43		30,29	
ΔM_2	-120,47	-115,47	97,80	101,69	121,68		
$T + \Delta V_2$						43,85	
$\Delta N_{2,g}$	-43,20	-43,20	-43,20	-43,20	-43,20		0,000000
$\Delta N_{2,q}$	-13,75	-13,75	-13,75	-13,75	-13,75		0,000000

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id,s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,sup}$ N/mm ²	$\sigma_{id,arm}$ N/mm ²	$\sigma_{id,c}$ N/mm ²	
	-280,96	-299,63	210,02	174,16	64,72	0,00000	s.i.e.
	-187,30	-199,75	140,02	116,10	43,15	0,00000	t.a.
$f_{sd} \& f_{ad}$	-335,00	-345,00	345,00	345,00	391,30	-18,06	
tassi lavoro	0,839	0,868	0,609	0,505	0,165	0,000	0,868 t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO**c.1) Limitazione delle tensioni d'esercizio**

La soletta è interamente fessurata, si verificano pertanto le sole tensioni nelle armature metalliche:

$\sigma_{s,max}$	43,15	N/mm ²
φ	0,65	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	166,2	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-270,7	N/mm ²
τ	74,1	N/mm ²
h^*	1.190	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.920	mm
a	2.111	mm
h	1.920	mm
$\sigma_{cr,0}$	20,20	N/mm ²
α	1,10	
σ_1	-270,7	N/mm ²

$\psi\sigma_1$	166,2	N/mm ²
k_c	8,65	1,00
τ_{cr}	175	
CASO	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,61	
k_{cr}	15,25	
σ_{cr}	308	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	304	
$\sigma_{cr,red}$	298	N/mm ²
β	0,84	
v	1,00	
test	1,182	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm

γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	18.432.000	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

7.3 VERIFICA SEZIONE R02 (V)

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

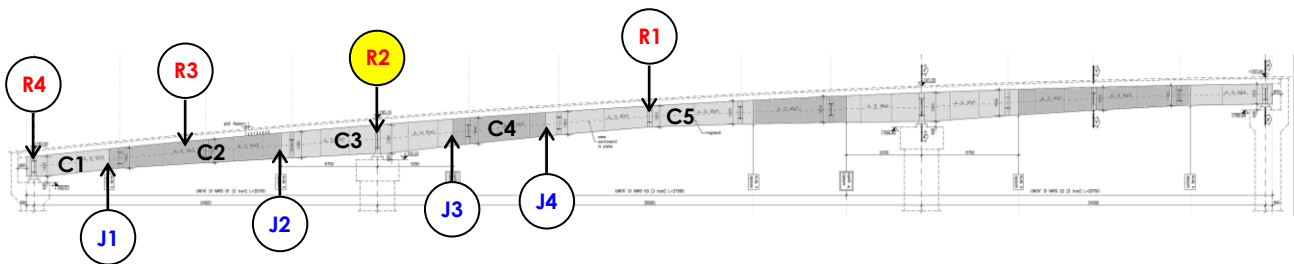


Figura 58 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 travate principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	-8.719	-9.086	-8.877
2-min	-2.153	-1.342	-2.245
3-min	-3.900	-5.409	-6.822

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	1.141	1.223	1.163
2-max	332	129	346
2-min	662	364	681
3-max	75	67	88
3-min	629	901	1.115

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
2-min	6.957	6.957	6.957
3-min	3.178	3.178	3.178

Dettagli Verifica:

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

B450 C	450	N/mm ²	N/mm ²
	γ_s	1,15	
	f_{sd}	391	
	Norma Ref	EN 10025	

Acciaio S	355	N/mm ²	N/mm ²	
	γ_a	1,00		
	f_{yd} (t < 16 mm)	355		
	Norma Ref	EN 10025		
	E_a	210.000		N/mm ²
	G_a	80.769		N/mm ²
α_a	0,00001			

Cls R_{ck}	40	N/mm ²	N/mm ²	
	f_{ck}	34		
	γ_c	1,60		
	f_{cd}	18,06		
	Norma Ref	EN 206-1		
	E_c	36.050		N/mm ²
	G_c	15.021		N/mm ²
	ε_{sr}	226,0		E-06
	ϕ_{cr}	2,00		
	n_{st}	5,8		
	n_{lt}	17,5		
	α_c	0,00001		/°C

a.3) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	8.877,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	1.163,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	2.245,0	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	6.822,0	KNm
	$\Delta N_{2,g}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	3.178,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	681,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	1.115,0	KN
	ΔV_2	1.796,0	KN

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	h_{sol}	300	mm
	c	120	mm
	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm

Ala inf	b_i	900	mm
	t_i	45	mm

Ala sup	b_s	800	mm
	t_s	35	mm

Anima	h_w	1.920	mm
	t_w	20	mm

a.3) Pesi dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
---------	----------	-------------	-------

Cls	ρ_c	7850	kg/mc
-----	----------	-------------	-------

a.4) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

Fase 1	M_{sd}	8877,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	1163,0	KN

Fase 2	M_{sd}	17944,0	KNm
	N_{sd}	10135,0	KN
	V_{sd}	2959,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
200,0	90,0	4,5	405,0	2,3	683,4	273375	2733,8	Ala inf
	192,0	2,0	384,0	100,5	1179648,0	128	512,0	Anima
	80,0	3,5	280,0	198,3	285,8	149333	1143,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$Y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^*$	$W_{el,s}$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
88,9	1.069,0	384,0	685,0	7.621.196	422.836	4.389	85.747	68.586

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$Y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	218,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche dell'armatura disposta nella soletta in una fascia ampia [m]: 2,55 m

Rete FeB44K	0	ϕ	0	0	mm ²
Barre FeB44K	36	ϕ	26	19103,76	mm ²
				19104	mm ²

Caratteristiche della sezione composta dal profilo metallico e dalle barre d'armatura:

$Y_{G, arm}$	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	S	K_1	$J_{t, trave}$	$A_{id, lorda}$	
[mm]	[mm ²]	[mm]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]	[mm ²]	
2.180	126.004	1.085	10.323.267	20.927	0,314	209.973,6	231.063,7	s.t.
						72.917,2	161.023,7	l.t.

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	σ_{arm}	τ_s	σ_c
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	-103,53	-98,28	125,35	129,43		30,29	
ΔM_2	-95,26	-91,31	77,33	80,40	96,21		
$T + \Delta V_2$						46,77	
$\Delta N_{2,g}$	-43,20	-43,20	-43,20	-43,20	-43,20		0,000000
$\Delta N_{2,q}$	-13,75	-13,75	-13,75	-13,75	-13,75		0,000000

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, arm}$	$\sigma_{id, c}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	-255,74	-280,36	197,61	152,87	39,25	0,00000	s.i.e.
	-170,50	-186,90	131,74	101,92	26,17	0,00000	t.a.
$f_{sd} \& f_{ad}$	-335,00	-345,00	345,00	345,00	391,30	-18,06	0,813
tassi lavoro	0,763	0,813	0,573	0,443	0,100	0,000	t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO**c.1) Limitazione delle tensioni d'esercizio**

La soletta è interamente fessurata, si verificano pertanto le sole tensioni nelle armature metalliche:

$\sigma_{s,max}$	26,17	N/mm ²
φ	0,65	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	145,7	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-246,5	N/mm ²
τ	77,1	N/mm ²
h^*	1.207	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.920	mm
a	2.111	mm
h	1.920	mm
$\sigma_{cr,0}$	20,20	N/mm ²
α	1,10	
σ_1	-246,5	N/mm ²

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm

$\psi\sigma_1$	145,7	N/mm ²
k_c	8,65	1,00
τ_{cr}	175	
caso	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,59	
k_{cr}	14,83	
σ_{cr}	300	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	297	
$\sigma_{cr,red}$	294	N/mm ²
β	0,85	
v	1,00	
test	1,239	<i>verificato</i>

γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	18.432.000	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

7.4 VERIFICA SEZIONE R03

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

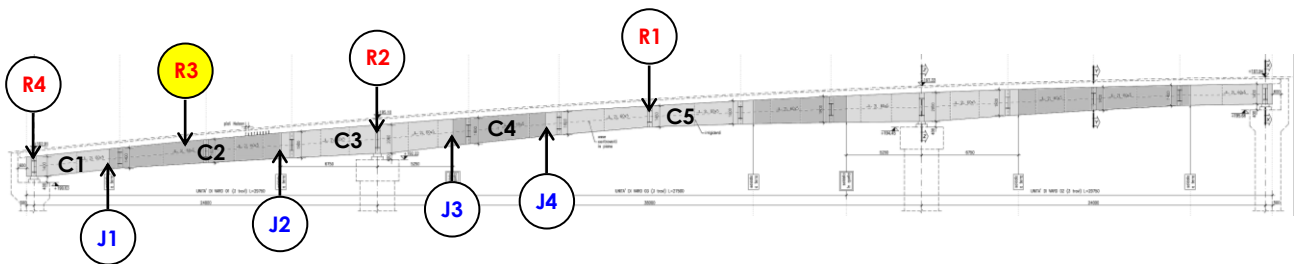


Figura 59 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 travate principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	1.373	1.433	1.399
2-max	2.935	2.612	2.964
2-min	446	222	466
3-max	2.950	4.426	5.069
3-min	-1.558	-1.639	-2.098

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	39	24	41
2-max	150	192	150
3-max	88	157	196

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
2-max	6.957	6.957	6.957
3-max	3.178	3.178	3.178

Dettagli Verifica:

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1,00
	f_{yd} (t<16 mm)	355 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210.000 N/mm ²
	G_a	80.769 N/mm ²
α_a	0,00001	

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ε_{sr}	226,0 E-06
	ϕ_{cr}	2,00
	n_{st}	5,83
n_{lt}	17,48	
α_c	0,00001	/°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.400	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	25	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	1.400	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	1.399,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	41,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,q}$	2.964,0	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	5.069,0	KNm
	N_g	6.957,0	KN
	N_q	3.178,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	3.178,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	150,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	196,0	KN
	ΔV_2	346,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	1399,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	41,0	KN

Fase 2	M_{sd}	9432,0	KNm
	N_{sd}	10135,0	KN
	V_{sd}	387,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)**

Riassunto dati geometrici dei piattì:

h_{tot}	piattì componenti							$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_r	
	[cm]	[cm]	[cm]	A_{piatto}	y	[cm ⁴]	[cm ⁴]				
145,0	60,0	2,5	150,0	1,3	78,1	45000	312,5	Ala inf			
	140,0	1,5	210,0	72,5	343000,0	39	157,5	Anima			
	50,0	2,5	125,0	143,8	65,1	26042	260,4	Ala sup			

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$\gamma_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_r	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
68,8	485,0	210,0	275,0	1.732.656,0	71.081,0	730,4	25.174,0	22.746,4

b.2) **Analisi elastica in FASE 2** (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$Y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
240,0	24,0	6,0	30,0	5.760,0	163,0	276.480,0	27.648.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	10,00	
β	3,20	
J_{it}	59.296,3	cm ⁴
J_{st}	177.888,9	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	814,6	106,9	3.488.816,9	1.653.159,5	18.480,3	0,312	64.973,4

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.473,8	132,0	4.665.886,0	4.817.316,5	30.643,4	0,312	193.459,5

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	$\sigma_{c, inf}$	$\sigma_{c, sup}$	τ_s	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
M_1, V_1, N_1	55,57	53,55	-59,49	-61,50			1,95	
$\Delta M_{2,g}$	90,85	88,72	-30,22	-32,34	-1,85	-3,31		calcolato per n_{lt}
$\Delta M_{2,q}$	143,41	140,70	-11,40	-14,11	-2,42	-8,02		calcolato per n_{st}
$N_{2,q}$					12,078	12,078		stato coattivo perm
$N_{2,q}$					5,517	5,517		stato coattivo var
$\Delta N_{2,q}$	-85,40	-85,40	-85,40	-85,40	-4,887	-4,887		
$\Delta N_{2,q}$	-21,56	-21,56	-21,56	-21,56	-3,702	-3,702		
$T + \Delta V_2$							16,48	

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, c, inf}$	$\sigma_{id, c, sup}$	$\sigma_{id, rit}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	182,87	178,88	-210,50	-214,93	4,73	-2,32	-14,398	s.l.e.
	121,91	119,25	-140,33	-143,28	3,16	-1,55	-9,599	t.a.
$f_{yd} \& f_{cd}$	345,00	355,00	-355,00	-345,00	-18,06	-18,06		
tassi lavoro	0,530	0,504	0,593	0,623	-0,262	0,128	0,623	t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	-1,55	N/mm ²
φ	0,60	
verificato		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_1	176,0	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-208,1	N/mm ²
τ	18,4	N/mm ²
h^*	758	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.400	mm
a	3.000	mm
h	1.400	mm
$\sigma_{cr,0}$	21,38	N/mm ²
α	2,14	
σ_1	-208,1	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	176,0	N/mm ²
k_τ	4,97	0,80
τ_{cr}	106	
caso	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,85	
k_σ	20,09	
σ_{cr}	429	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	408	
$\sigma_{cr,red}$	327	N/mm ²
β	1,00	
ν	1,00	
test	1,551	verificato

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
snellezza OK		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm
γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	5.670.000	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
rigidezza OK		

7.5 VERIFICA SEZIONE R04

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

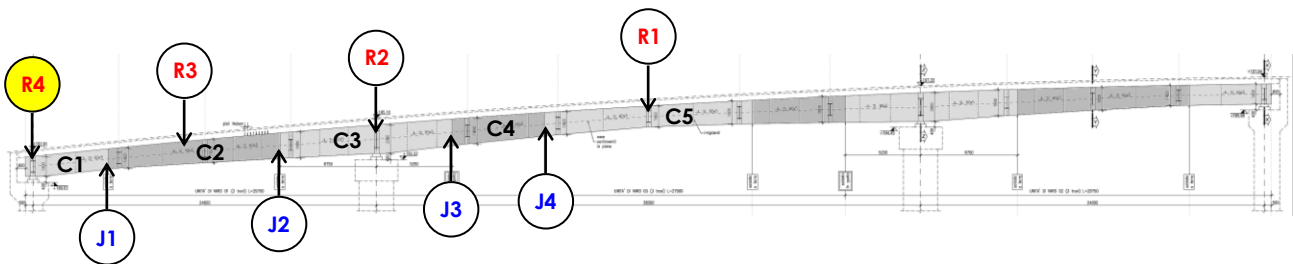


Figura 60 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 travate principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
2-max	3.324	3.324	3.324
3-max	858	858	858

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	420	458	428
2-max	212	75	219
2-min	22	125	18
3-max	493	1.144	1.046
3-min	186	195	263

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
2-max	6.957	6.957	6.957
3-max	3.178	3.178	3.178

Dettagli Verifica:

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1,00
	f_{yd} (t<16 mm)	355 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210.000 N/mm ²
	G_a	80.769 N/mm ²
	α_a	0,00001

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ε_{sr}	226,0 E-06
	ϕ_{cr}	2,00
	n_{st}	5,83
	n_{lt}	17,48
	α_c	0,00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	1.275	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	20	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	20	mm
Anima	h_w	1.360	mm
	t_w	20	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	0,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	428,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,q}$	3.324,0	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	858,0	KNm
	N_g	6.957,0	KN
	N_q	3.178,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	3.178,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	219,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	1.046,0	KN
	ΔV_2	1.265,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	0,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	428,0	KN

Fase 2	M_{sd}	4182,0	KNm
	N_{sd}	10135,0	KN
	V_{sd}	1693,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)**

Riassunto dati geometrici dei piattì:

h_{tot}	piattì componenti							$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_r	
	[cm]	[cm]	[cm]	A_{piatto}	y	[cm ⁴]	[cm ⁴]				
140,0	60,0	2,0	120,0	1,0	40,0	36000	160,0	Ala inf			
	136,0	2,0	272,0	70,0	419242,7	91	362,7	Anima			
	50,0	2,0	100,0	139,0	33,3	20833	133,3	Ala sup			

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$\gamma_{G,S}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_r	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
67,2	492,0	272,0	220,0	1.462.865,3	56.924,0	656,0	21.770,4	20.093,0

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$Y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
127,5	24,0	6,0	30,0	3.060,0	158,0	146.880,0	4.145.343,8

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	5,31	
β	3,40	
J_{it}	29.632,3	cm ⁴
J_{st}	88.897,0	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	667,1	91,0	2.536.095,4	294.129,6	11.726,5	0,294	32.760,4

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.017,3	114,1	3.582.875,1	768.540,7	23.069,2	0,294	96.969,1

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	$\sigma_{c, inf}$	$\sigma_{c, sup}$	τ_s	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
M_1, V_1, N_1	0,00	0,00	0,00	0,00			15,74	
$\Delta M_{2,g}$	119,31	116,69	-61,56	-64,18	-3,67	-5,92		calcolato per n_{lt}
$\Delta M_{2,q}$	27,32	26,84	-5,73	-6,21	-1,07	-2,30		calcolato per n_{st}
$N_{2,g}$					22,735	22,735		stato coattivo perm
$N_{2,q}$					10,386	10,386		stato coattivo var
$\Delta N_{2,g}$	-104,29	-104,29	-104,29	-104,29	-5,968	-5,968		
$\Delta N_{2,q}$	-31,24	-31,24	-31,24	-31,24	-5,363	-5,363		
$T + \Delta V_2$							46,51	

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, c, inf}$	$\sigma_{id, c, sup}$	$\sigma_{cid, rit}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	11,10	108,10	-229,69	-205,92	17,05	13,57	-9,166	s.l.e.
	7,40	72,07	-153,13	-137,28	11,37	9,05	-6,111	t.a.
$f_{yd} \& f_{cd}$	345,00	355,00	-355,00	-345,00	-18,06	-18,06	0,647	t.u.
tassi lavoro	0,032	0,305	0,647	0,597	-0,944	-0,751		

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	9,05	N/mm ²
φ	0,60	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	8,0	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-202,8	N/mm ²
τ	62,2	N/mm ²
h^*	1.308	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.360	mm
a	3.000	mm
h	1.360	mm
$\sigma_{cr,0}$	40,27	N/mm ²
α	2,21	
σ_1	-202,8	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	8,0	N/mm ²
k_c	4,93	0,80
τ_{cr}	199	
caso	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,04	
k_{cr}	7,90	
σ_{cr}	318	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	315	
$\sigma_{cr,red}$	303	N/mm ²
β	1,00	
ν	1,00	
test	1,319	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm
γ^*T	8,00	
I_{LIM}	13.056.000	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

7.6 VERIFICA SEZIONE J01

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

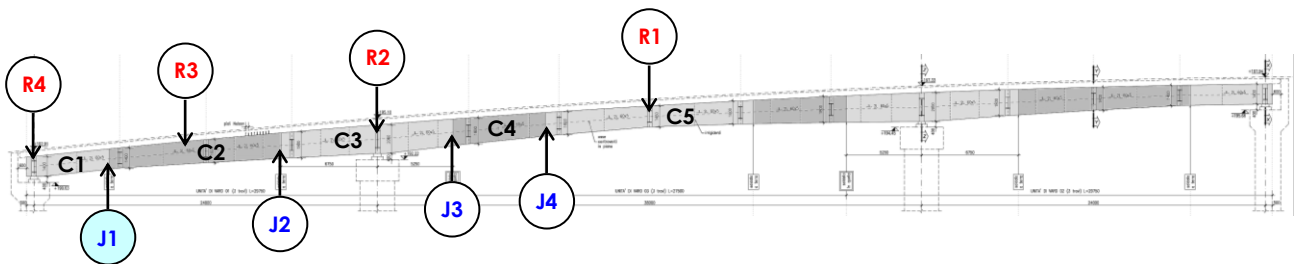


Figura 61 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 travate principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	866	909	882
M2-max	3.134	2.814	3.159
V2-min	2.925	2.713	2.943
M3-max	2.554	4.062	4.359
V3-max	1.150	2.367	2.769

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	69	61	70
M2-max	123	107	121
V2-min	137	126	135
M3-max	208	182	339
V3-max	392	672	725

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
M2-max	6.957	6.957	6.957
V2-min	6.957	6.957	6.957
M3-max	3.178	3.178	3.178
V3-max	-3.178	-3.178	-3.178

Dettagli Verifica: configurazione a momento

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1,00
	f_{yd} (t < 16 mm)	355 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210.000 N/mm ²
	G_a	80.769 N/mm ²
	α_a	0,00001

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ε_{sr}	226,0 E-06
	ϕ_{cr}	2,00
	n_{st}	5,83
	n_{lt}	17,48
	α_c	0,00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.400	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	25	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	1.400	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	882,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	70,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,q}$	3.159,0	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	4.359,0	KNm
	N_g	6.957,0	KN
	N_q	3.178,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	3.178,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	121,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	339,0	KN
	ΔV_2	460,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	882,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	70,0	KN

Fase 2	M_{sd}	8400,0	KNm
	N_{sd}	10135,0	KN
	V_{sd}	530,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piattì:

h_{tot}	piattì componenti							$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_r
	[cm]	[cm]	[cm]	A_{piatto}	y	[cm ⁴]	[cm ⁴]			
145,0	60,0	2,5	150,0	1,3	78,1	45000	312,5	Ala inf		
	140,0	1,5	210,0	72,5	343000,0	39	157,5	Anima		
	50,0	2,5	125,0	143,8	65,1	26042	260,4	Ala sup		

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$\gamma_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_r	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
68,8	485,0	210,0	275,0	1.732.656,0	71.081,0	730,4	25.174,0	22.746,4

b.2) **Analisi elastica in FASE 2** (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
240,0	24,0	6,0	30,0	5.760,0	163,0	276.480,0	27.648.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	10,00
β	3,20
J_{lt}	59.296,3
J_{st}	177.888,9

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	814,6	106,9	3.488.816,9	1.653.159,5	18.480,3	0,312	64.973,4

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.473,8	132,0	4.665.886,0	4.817.316,5	30.643,4	0,312	193.459,5

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	$\sigma_{c, inf}$	$\sigma_{c, sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	35,04	33,76	-37,50	-38,78			3,33
$\Delta M_{2,g}$	96,82	94,56	-32,21	-34,47	-1,97	-3,53	
$\Delta M_{2,q}$	123,33	120,99	-9,80	-12,14	-2,08	-6,89	
$N_{2,g}$					12,078	12,078	
$N_{2,q}$					5,517	5,517	
$\Delta N_{2,g}$	-85,40	-85,40	-85,40	-85,40	-4,887	-4,887	
$\Delta N_{2,q}$	-21,56	-21,56	-21,56	-21,56	-3,702	-3,702	
$T + \Delta V_2$							21,90

calcolato per n_{lt}
 calcolato per n_{st}
 stato coattivo perm
 stato coattivo var

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, c, inf}$	$\sigma_{id, c, sup}$	$\sigma_{cid, rit}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	148,22	148,91	-191,53	-192,35	4,95	-1,41	-13,493
	98,81	99,27	-127,69	-128,23	3,30	-0,94	-8,995
$f_{yd} \& f_{cd}$	345,00	355,00	-355,00	-345,00	-18,06	-18,06	0,558
tassi lavoro	0,430	0,419	0,540	0,558	-0,274	0,078	

s.l.e.
 t.a.
 t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	-0,94	N/mm ²
φ	0,60	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_1	142,3	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-186,5	N/mm ²
τ	25,2	N/mm ²
h^*	794	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.400	mm
a	3.000	mm
h	1.400	mm
$\sigma_{cr,0}$	21,38	N/mm ²
α	2,14	
σ_1	-186,5	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	142,3	N/mm ²
k_τ	4,97	0,80
τ_{cr}	106	
caso	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,76	
k_σ	18,24	
σ_{cr}	390	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	357	
$\sigma_{cr,red}$	317	N/mm ²
β	1,00	
ν	1,00	
test	1,653	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm
γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	5.670.000	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

Per ragioni di sintesi si è proposto il dettaglio di calcolo solo del lato del giunto caratterizzato dai coefficienti di sicurezza minori.

Dettagli Verifica: configurazione a taglio

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
γ_a	1,00	
f_{yd} (t<16 mm)	355	N/mm ²
Norma Ref	EN 10025	
E_a	210.000	N/mm ²
G_a	80.769	N/mm ²
α_a	0,00001	

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	34	N/mm ²
γ_c	1,60	
f_{cd}	18,06	N/mm ²
Norma Ref	EN 206-1	
E_c	36.050	N/mm ²
G_c	15.021	N/mm ²
ϵ_{sr}	226,0	E-06
ϕ_{cr}	2,00	
n_{st}	5,83	
n_{lt}	17,48	
α_c	0,00001	/°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.400	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	25	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	1.400	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	882,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	70,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	2.943,0	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	2.769,0	KNm
	N_g	6.957,0	KN
	N_q	-3.178,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	-3.178,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	135,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	725,0	KN
	ΔV_2	860,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	882,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	70,0	KN

Fase 2	M_{sd}	6594,0	KNm
	N_{sd}	3779,0	KN
	V_{sd}	930,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)**

Riassunto dati geometrici dei piattì:

h_{tot}	piattì componenti						A_{piatto}	y	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
145,0	60,0	2,5	150,0	1,3	78,1	45000	312,5	Ala inf				
	140,0	1,5	210,0	72,5	343000,0	39	157,5	Anima				
	50,0	2,5	125,0	143,8	65,1	26042	260,4	Ala sup				

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$\gamma_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
68,8	485,0	210,0	275,0	1.732.656,0	71.081,0	730,4	25.174,0	22.746,4

b.2) **Analisi elastica in FASE 2** (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$Y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
240,0	24,0	6,0	30,0	5.760,0	163,0	276.480,0	27.648.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	10,00	cm ⁴
β	3,20	
J_{it}	59.296,3	
J_{st}	177.888,9	

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	814,6	106,9	3.488.816,9	1.653.159,5	18.480,3	0,312	64.973,4

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.473,8	132,0	4.665.886,0	4.817.316,5	30.643,4	0,312	193.459,5

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	$\sigma_{c, inf}$	$\sigma_{c, sup}$	τ_s	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
M_1, V_1, N_1	35,04	33,76	-37,50	-38,78			3,33	
$\Delta M_{2, g}$	90,20	88,09	-30,00	-32,11	-1,84	-3,29		calcolato per n_{lt}
$\Delta M_{2, q}$	78,34	76,86	-6,23	-7,71	-1,32	-4,38		calcolato per n_{st}
$N_{2, g}$					12,078	12,078		stato coattivo perm
$N_{2, q}$					-5,517	-5,517		stato coattivo var
$\Delta N_{2, g}$	-85,40	-85,40	-85,40	-85,40	-4,887	-4,887		
$\Delta N_{2, q}$	21,56	21,56	21,56	21,56	3,702	3,702		
$T + \Delta V_2$							40,95	

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, c, inf}$	$\sigma_{id, c, sup}$	$\sigma_{id, rit}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	139,74	155,16	-157,51	-142,44	2,21	-2,29	-14,368	s.l.e.
	93,16	103,44	-105,01	-94,96	1,48	-1,53	-9,579	t.a.
$f_{yd} \& f_{cd}$	345,00	355,00	-355,00	-345,00	-18,06	-18,06		
tassi lavoro	0,405	0,437	0,444	0,413	-0,123	0,127	0,444	t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	-1,53	N/mm ²
φ	0,60	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_1	134,9	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-137,6	N/mm ²
τ	44,3	N/mm ²
h^*	707	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.400	mm
a	3.000	mm
h	1.400	mm
$\sigma_{cr,0}$	21,38	N/mm ²
α	2,14	
σ_1	-137,6	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	134,9	N/mm ²
k_r	4,97	0,80
τ_{cr}	106	
caso	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,98	
k_{cr}	23,39	
σ_{cr}	500	N/mm ²
$\sigma_{cr,ld}$	315	
$\sigma_{cr,red}$	303	N/mm ²
β	1,00	
ν	1,00	
test	1,925	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm
γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	5.670.000	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

Per ragioni di sintesi si è proposto il dettaglio di calcolo solo del lato del giunto caratterizzato dai coefficienti di sicurezza minori.

7.7 VERIFICA SEZIONE J02

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

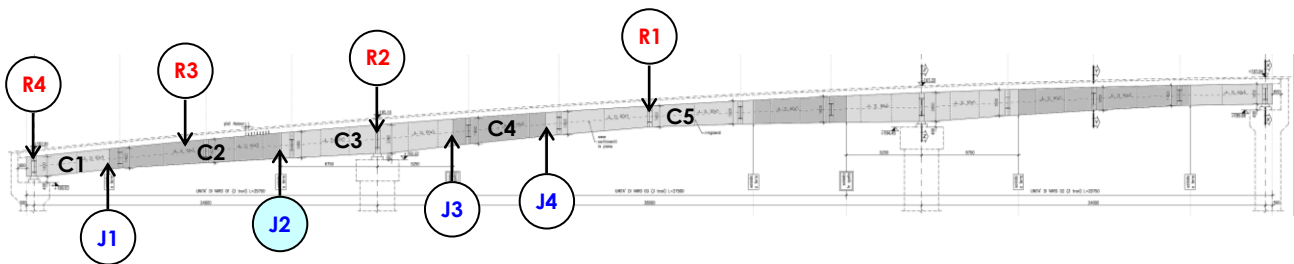


Figura 62 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 travate principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	-1.525	-1.542	-1.553
M2-min	-587	-668	-616
V2-min	-32	-112	-61
M3-min	-2.476	-2.831	-3.895
V3-min	-479	104	-533

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	460	484	469
M2-min	269	165	280
V2-min	432	328	444
M3-min	90	128	188
V3-min	495	967	982

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
M2-min	0	0	0
V2-min	6.957	6.957	6.957
M3-min	-3.177	-3.177	-3.177
V3-min	3.177	3.177	3.177

Dettagli Verifica: configurazione a momento

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

B450 C	450	N/mm ²	
	γ_s	1,15	
	f_{sd}	391	N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025	
Acciaio S	355	N/mm ²	
	γ_a	1,00	
	f_{yd} (t<16 mm)	355	N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025	N/mm ²
	E_a	210.000	N/mm ²
	G_a	80.769	N/mm ²
Cls R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	34	N/mm ²
	γ_c	1,60	
	f_{cd}	18,06	N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1	
	E_c	36.050	N/mm ²
	G_c	15.021	N/mm ²
	ϵ_{sr}	226,0	E-06
	ϕ_{cr}	2,00	
	n_{st}	5,8	
	n_{lt}	17,5	
α_c	0,00001	/°C	

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	h_{sol}	300	mm
	c	120	mm
	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	25	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	1.750	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.3) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	1.553,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	469,0	KN
Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	616,0	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	3.895,0	KNm
	$\Delta N_{2,g}$	0,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	-3.177,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	280,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	188,0	KN
	ΔV_2	468,0	KN

a.4) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0	
	γ_Q	1,0	
Fase 1	M_{sd}	1553,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	469,0	KN
Fase 2	M_{sd}	6064,0	KNm
	N_{sd}	-3177,0	KN
	V_{sd}	937,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
180,0	60,0	2,5	150,0	1,3	78,1	45000	312,5	Ala inf
	175,0	1,5	262,5	90,0	669921,9	49	196,9	Anima
	50,0	2,5	125,0	178,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$Y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
85,9	537,5	262,5	275,0	2.826.961	71.091	770	32.921	30.033

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$Y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	198,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche dell'armatura disposta nella soletta in una fascia ampia [m]: 2,55 m

Rete FeB44K	0	ϕ	0	0	mm ²
Barre FeB44K	36	ϕ	20	11304	mm ²
				11304	mm ²

Caratteristiche della sezione composta dal profilo metallico e dalle barre d'armatura:

$Y_{G, arm}$	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	S	K_1	$J_{t, trave}$	$A_{id, lorda}$	
[mm]	[mm ²]	[mm]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]	[mm ²]	s.t.
1.980	65.054	1.054	4.001.220	10.472	0,314	206.354,3	170.113,9	s.t.
						69.298,0	100.074,0	l.t.

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	σ_{arm}	τ_s	σ_c
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	-47,17	-45,80	50,34	51,71		17,87	
ΔM_2	-118,78	-115,96	81,34	84,15	104,45		
$T + \Delta V_2$						17,83	
$\Delta N_{2, g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,000000
$\Delta N_{2, q}$	18,68	18,68	18,68	18,68	18,68		0,000000

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, arm}$	$\sigma_{id, c}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	s.l.e.
	-147,28	-155,87	162,56	154,54	123,12	0,00000	t.a.
	-98,18	-103,91	108,38	103,03	82,08	0,00000	
$f_{sd} \& f_{ad}$	-335,00	-345,00	345,00	345,00	391,30	-18,06	
tassi lavoro	0,440	0,452	0,471	0,448	0,315	0,000	0,471

t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO**c.1) Limitazione delle tensioni d'esercizio**

La soletta è interamente fessurata, si verificano pertanto le sole tensioni nelle armature metalliche:

$\sigma_{s,max}$	82,08	N/mm ²
φ	0,65	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	150,3	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-143,1	N/mm ²
τ	35,7	N/mm ²
h^*	853	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.750	mm
a	2.000	mm
h	1.750	mm
$\sigma_{cr,0}$	13,68	N/mm ²
α	1,14	
σ_1	-143,1	N/mm ²

$\psi\sigma_1$	150,3	N/mm ²
k_t	8,40	1,00
τ_{cr}	115	
CASO	III	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	-1,05	
k_{cr}	23,90	
σ_{cr}	327	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	291	
$\sigma_{cr,red}$	290	N/mm ²
β	0,77	
v	1,00	
test	2,404	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm

γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	7.087.500	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

Per ragioni di sintesi si è proposto il dettaglio di calcolo solo del lato del giunto caratterizzato dai coefficienti di sicurezza minori.

Dettagli Verifica: configurazione a taglio

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

B450 C	450	N/mm ²	N/mm ²
	γ_s	1,15	
	f_{sd}	391	
	Norma Ref	EN 10025	

Acciaio S	355	N/mm ²	N/mm ²	
	γ_a	1,00		
	f_{yd} (t<16 mm)	355		
	Norma Ref	EN 10025		
	E_a	210.000		N/mm ²
	G_a	80.769		N/mm ²
α_a	0,00001			

Cls R _{ck}	40	N/mm ²	N/mm ²	
	f_{ck}	34		
	γ_c	1,60		
	f_{cd}	18,06		
	Norma Ref	EN 206-1		
	E_c	36.050		N/mm ²
	G_c	15.021		N/mm ²
	ϵ_{sr}	226,0		E-06
	ϕ_{cr}	2,00		
	n_{st}	5,8		
	n_{lt}	17,5		
	α_c	0,00001		/°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	h_{sol}	300	mm
	c	120	mm
	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm

Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	25	mm

Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm

Anima	h_w	1.750	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesi dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
---------	----------	-------------	-------

Cls	ρ_c	7850	kg/mc
-----	----------	-------------	-------

a.3) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	1.553,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	469,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	616,0	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	533,0	KNm
	$\Delta N_{2,g}$	0,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	3.177,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	280,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	982,0	KN
	ΔV_2	1.262,0	KN

a.4) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

Fase 1	M_{sd}	1553,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	469,0	KN

Fase 2	M_{sd}	2702,0	KNm
	N_{sd}	3177,0	KN
	V_{sd}	1731,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
180,0	60,0	2,5	150,0	1,3	78,1	45000	312,5	Ala inf
	175,0	1,5	262,5	90,0	669921,9	49	196,9	Anima
	50,0	2,5	125,0	178,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
85,9	537,5	262,5	275,0	2.826.961	71.091	770	32.921	30.033

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	198,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche dell'armatura disposta nella soletta in una fascia ampia [m]: 2,55 m

Rete FeB44K	0	ϕ	0	0	mm ²
Barre FeB44K	36	ϕ	20	11304	mm ²
				11304	mm ²

Caratteristiche della sezione composta dal profilo metallico e dalle barre d'armatura:

$y_{G, arm}$	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	S	K_1	$J_{t, trave}$	$A_{id, lorda}$	
[mm]	[mm ²]	[mm]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]	[mm ²]	
1.980	65.054	1.054	4.001.220	10.472	0,314	206.354,3	170.113,9	s.t.
						69.298,0	100.074,0	l.t.

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	σ_{arm}	τ_s	σ_c
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	-47,17	-45,80	50,34	51,71		17,87	
ΔM_2	-30,25	-29,54	20,72	21,44	26,60		
$T + \Delta V_2$						48,08	
$\Delta N_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,000000
$\Delta N_{2,q}$	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68	-18,68		0,000000

Verifica tensioni ideali:

F **1,50**

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, arm}$	$\sigma_{id, c}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	-96,10	-147,93	125,65	54,47	7,93	0,00000	s.i.e.
	-64,07	-98,62	83,77	36,31	5,29	0,00000	t.a.
$f_{sd} \& f_{ad}$	-335,00	-345,00	345,00	345,00	391,30	-18,06	0,429
tassi lavoro	0,287	0,429	0,364	0,158	0,020	0,000	t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO**c.1) Limitazione delle tensioni d'esercizio**

La soletta è interamente fessurata, si verificano pertanto le sole tensioni nelle armature metalliche:

$\sigma_{s,max}$	5,29	N/mm ²
φ	0,65	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	52,4	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-94,0	N/mm ²
τ	65,9	N/mm ²
h^*	1.124	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.750	mm
a	2.000	mm
h	1.750	mm
$\sigma_{cr,0}$	13,68	N/mm ²
α	1,14	
σ_1	-94,0	N/mm ²

$\psi\sigma_1$	52,4	N/mm ²
k_c	8,40	1,00
τ_{cr}	115	
CASO	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,56	
k_α	14,23	
σ_{cr}	195	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	192	
$\sigma_{cr,red}$	192	N/mm ²
β	0,84	
v	1,00	
test	1,546	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm

γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	7.087.500	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

Per ragioni di sintesi si è proposto il dettaglio di calcolo solo del lato del giunto caratterizzato dai coefficienti di sicurezza minori.

7.8 VERIFICA SEZIONE J03

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

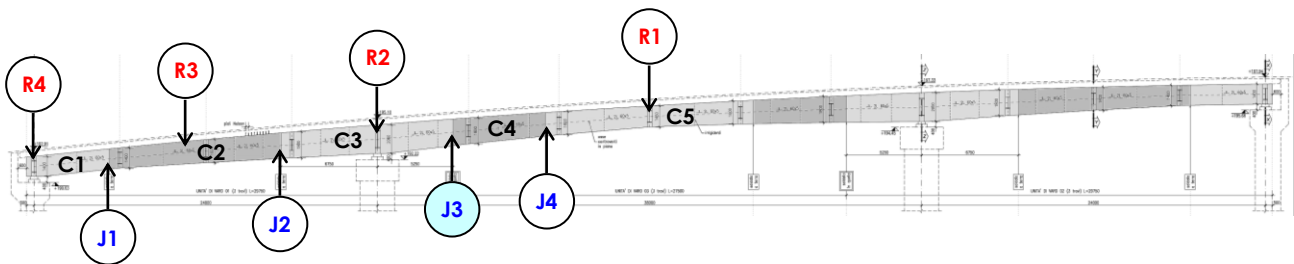


Figura 63 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 travate principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	-2.207	-2.263	-2.247
M2-min	-1.544	-1.368	-1.587
V2-max	-1.544	-1.368	-1.587
M3-min	-1.925	-2.644	-3.328
V3-max	-779	-852	-1.362

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	616	637	627
M2-min	354	253	370
V2-max	354	253	370
M3-min	398	548	698
V3-max	565	931	1.064

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
M2-min	6.957	6.957	6.957
V2-max	6.957	6.957	6.957
M3-min	3.177	3.177	3.177
V3-max	-3.177	-3.177	-3.177

Dettagli Verifica: configurazione a momento

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

B450 C	450	N/mm ²	
	γ_s	1,15	
	f_{sd}	391	N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025	
Acciaio S	355	N/mm ²	
	γ_a	1,00	
	f_{yd} (t<16 mm)	355	N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025	N/mm ²
	E_a	210.000	N/mm ²
	G_a	80.769	N/mm ²
Cls R_{ck}	40	N/mm ²	
	f_{ck}	34	N/mm ²
	γ_c	1,60	
	f_{cd}	18,06	N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1	
	E_c	36.050	N/mm ²
	G_c	15.021	N/mm ²
	ϵ_{sr}	226,0	E-06
	ϕ_{cr}	2,00	
	n_{st}	5,8	
	n_{lt}	17,5	
α_c	0,00001	/°C	

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	h_{sol}	300	mm
	c	120	mm
	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	40	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	1.735	mm
	t_w	20	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.3) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	2.247,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	627,0	KN
Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	1.587,0	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	3.328,0	KNm
	$\Delta N_{2,g}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	3.177,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	370,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	698,0	KN
	ΔV_2	1.068,0	KN

a.4) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0	
	γ_Q	1,0	
Fase 1	M_{sd}	2247,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	627,0	KN
Fase 2	M_{sd}	7162,0	KNm
	N_{sd}	10134,0	KN
	V_{sd}	1695,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot} [cm]	piatti componenti		A_{piatto} [cm ²]	y [cm]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_t [cm ⁴]	
180,0	60,0	4,0	240,0	2,0	320,0	72000	1280,0	Ala inf
	173,5	2,0	347,0	90,8	870456,7	116	462,7	Anima
	50,0	2,5	125,0	178,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$Y_{G,s}$ [cm]	A_s [cm ²]	$A_{v,1}$ [cm ²]	$A_{v,2}$ [cm ²]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_T [cm ⁴]	$W_{el,s}^+$ [cm ³]	$W_{el,s}^-$ [cm ³]
76,3	712,0	347,0	365,0	3.580.214	98.157	2.003	46.933	34.519

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff} [cm]	h_c [cm]	h_p [cm]	h_{cls} [cm]	$A_{cls, coll}$ [cm ²]	$Y_{G,c}$ [cm]	$J_{cls, coll, 1}$ [cm ⁴]	$J_{cls, coll, 2}$ [cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	198,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche dell'armatura disposta nella soletta in una fascia ampia [m]: 2,55 m

Rete FeB44K	0	ϕ	0	0	mm ²
Barre FeB44K	36	ϕ	20	11304	mm ²
				11304	mm ²

Caratteristiche della sezione composta dal profilo metallico e dalle barre d'armatura:

$Y_{G, arm}$ [mm]	A_{tot} [mm ²]	$Y_{G, comp}$ [mm]	J_1 [cm ⁴]	S [cm ³]	K_1 #	$J_{I, trave}$ [cm ⁴]	$A_{id, lorda}$ [mm ²]	
1.980	82.504	930	5.025.436	11.874	0,314	207.587,6	187.563,9	s.t.
						70.531,2	117.524,0	l.t.

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$ N/mm ²	$\sigma_{s, inf, anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s, sup, anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s, sup}$ N/mm ²	σ_{arm} N/mm ²	τ_s N/mm ²	σ_c N/mm ²
M_1, V_1, N_1	-47,88	-45,37	63,52	65,09		18,07	
ΔM_2	-90,92	-87,01	82,68	85,13	102,73		
$T + \Delta V_2$						30,78	
$\Delta N_{2,g}$	-59,20	-59,20	-59,20	-59,20	-59,20		0,000000
$\Delta N_{2,q}$	-16,94	-16,94	-16,94	-16,94	-16,94		0,000000

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
-----	------

	$\sigma_{id, s, inf}$ N/mm ²	$\sigma_{id, s, inf, anima}$ N/mm ²	$\sigma_{id, s, sup, anima}$ N/mm ²	$\sigma_{id, s, sup}$ N/mm ²	$\sigma_{id, arm}$ N/mm ²	$\sigma_{id, c}$ N/mm ²	
	-214,93	-225,02	109,86	74,09	26,60	0,00000	s.i.e.
	-143,29	-150,01	73,24	49,39	17,73	0,00000	t.a.
$f_{sd} \& f_{ad}$	-335,00	-345,00	345,00	345,00	391,30	-18,06	
tassi lavoro	0,642	0,652	0,318	0,215	0,068	0,000	t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO**c.1) Limitazione delle tensioni d'esercizio**

La soletta è interamente fessurata, si verificano pertanto le sole tensioni nelle armature metalliche:

$\sigma_{s,max}$	17,73	N/mm ²
φ	0,65	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	70,1	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_t$	-208,5	N/mm ²
τ	48,8	N/mm ²
h^*	1.299	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.735	mm
a	2.111	mm
h	1.735	mm
$\sigma_{cr,0}$	24,74	N/mm ²
α	1,22	
σ_t	-208,5	N/mm ²

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm

$\psi\sigma_t$	70,1	N/mm ²
k_t	8,04	1,00
τ_{cr}	199	
CASO	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,34	
k_{cr}	10,87	
σ_{cr}	269	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	274	
$\sigma_{cr,red}$	274	N/mm ²
β	0,87	
v	1,00	
test	1,396	<i>verificato</i>

γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	16.656.000	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

Per ragioni di sintesi si è proposto il dettaglio di calcolo solo del lato del giunto caratterizzato dai coefficienti di sicurezza minori.

Dettagli Verifica: configurazione a taglio

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

B450 C	450	N/mm ²		
	γ_s	1,15		
	f_{sd}	391		N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025		

Acciaio S	355	N/mm ²		
	γ_a	1,00		
	f_{yd} (t<16 mm)	355		N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025		
	E_a	210.000		N/mm ²
	G_a	80.769		N/mm ²
α_a	0,00001			

Cls R_{ck}	40	N/mm ²		
	f_{ck}	34		N/mm ²
	γ_c	1,60		
	f_{cd}	18,06		N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1		
	E_c	36.050		N/mm ²
	G_c	15.021		N/mm ²
	ϵ_{sr}	226,0		E-06
	ϕ_{cr}	2,00		
	n_{st}	5,8		
	n_{lt}	17,5		
	α_c	0,00001		/°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	h_{sol}	300	mm
	c	120	mm
	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm

Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	40	mm

Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm

Anima	h_w	1.735	mm
	t_w	20	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
---------	----------	-------------	-------

Cls	ρ_c	7850	kg/mc
-----	----------	-------------	-------

a.3) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	2.247,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	627,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	1.587,0	KNm
	$\Delta M_{2,q}$	1.382,0	KNm
	$\Delta N_{2,g}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,q}$	-3.177,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	370,0	KN
	$\Delta V_{2,q}$	1.064,0	KN
	ΔV_2	1.434,0	KN

a.4) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_S	1,0
	γ_Q	1,0

Fase 1	M_{sd}	2247,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	627,0	KN

Fase 2	M_{sd}	5216,0	KNm
	N_{sd}	3780,0	KN
	V_{sd}	2061,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
180,0	60,0	4,0	240,0	2,0	320,0	72000	1280,0	Ala inf
	173,5	2,0	347,0	90,8	870456,7	116	462,7	Anima
	50,0	2,5	125,0	178,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$Y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^*$	$W_{el,s}$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
76,3	712,0	347,0	365,0	3.580.214	98.157	2.003	46.933	34.519

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$Y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	198,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche dell'armatura disposta nella soletta in una fascia ampia [m]: **2,55** m

Rete FeB44K	0	ϕ	0	0	mm ²
Barre FeB44K	36	ϕ	20	11304	mm ²
				11304	mm ²

Caratteristiche della sezione composta dal profilo metallico e dalle barre d'armatura:

$Y_{G, arm}$	A_{tot}	$Y_{G, comp}$	J_1	S	K_1	$J_{t, trave}$	$A_{id, lorda}$	
[mm]	[mm ²]	[mm]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]	[mm ²]	
1.980	82.504	930	5.025.436	11.874	0,314	207.587,6	187.563,9	s.t.
						70.531,2	117.524,0	l.t.

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	σ_{arm}	τ_s	σ_c
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	-47,88	-45,37	63,52	65,09		18,07	
ΔM_2	-54,92	-52,56	49,95	51,42	62,06		
$T + \Delta V_2$						41,33	
$\Delta N_{2,g}$	-59,20	-59,20	-59,20	-59,20	-59,20		0,000000
$\Delta N_{2,q}$	16,94	16,94	16,94	16,94	16,94		0,000000

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, arm}$	$\sigma_{id, c}$	
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
	-145,06	-173,88	125,12	74,26	19,80	0,00000	s.i.e.
	-96,70	-115,92	83,41	49,51	13,20	0,00000	t.a.
$f_{sd} \& f_{ad}$	-335,00	-345,00	345,00	345,00	391,30	-18,06	0,504
tassi lavoro	0,433	0,504	0,363	0,215	0,051	0,000	t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO**c.1) Limitazione delle tensioni d'esercizio**

La soletta è interamente fessurata, si verificano pertanto le sole tensioni nelle armature metalliche:

$\sigma_{s,max}$	13,20	N/mm ²
φ	0,65	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	71,2	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_t$	-140,2	N/mm ²
τ	59,4	N/mm ²
h^*	1.151	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.735	mm
a	2.111	mm
h	1.735	mm
$\sigma_{cr,0}$	24,74	N/mm ²
α	1,22	
σ_t	-140,2	N/mm ²

$\psi\sigma_t$	71,2	N/mm ²
k_t	8,04	1,00
τ_{cr}	199	
caso	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,51	
k_{σ}	13,40	
σ_{cr}	332	N/mm ²
$\sigma_{cr,fd}$	329	N/mm ²
$\sigma_{cr,red}$	309	N/mm ²
β	0,86	
ν	1,00	
test	2,064	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm

γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	16.656.000	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

Per ragioni di sintesi si è proposto il dettaglio di calcolo solo del lato del giunto caratterizzato dai coefficienti di sicurezza minori.

7.9 VERIFICA SEZIONE J04

Di seguito lo schema grafico contenente le informazioni necessarie alla corretta localizzazione della sezione di verifica lungo lo sviluppo dell'impalcato:

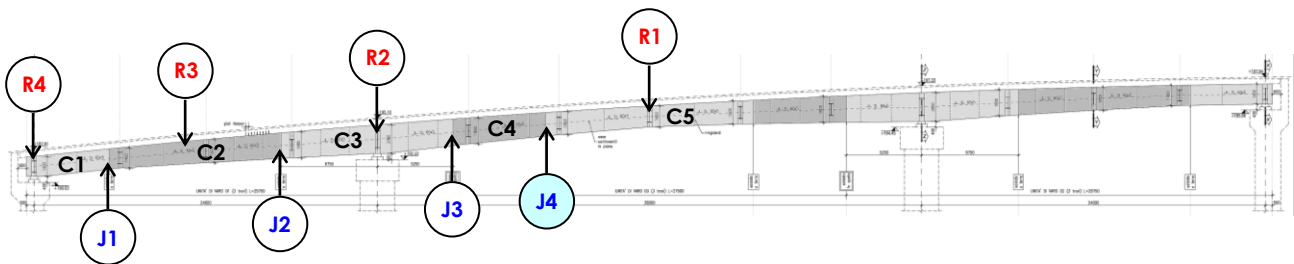


Figura 64 Schema grafico identificativo della sezione analizzata

Le verifiche strutturali proposte sono state condotte sulla base delle caratteristiche di sollecitazione richiamate nelle seguenti tabelle riepilogative (in cui vengono separati, per ognuna delle 3 travate principali, i contributi dovuti al momento flettente, alle forze di taglio e alle azioni assiali derivanti dal ritiro o dalle variazioni termiche differenziali tra trave e soletta):

Fase	Momento flettente		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	1.038	1.056	1.057
M2-max	855	737	895
V2-max	270	151	309
M3-max	2.818	4.075	4.947
V3-max	2.754	3.367	4.458

Fase	Forza di taglio		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	315	305	321
M2-max	159	201	167
V2-max	159	201	167
M3-max	334	531	615
V3-max	360	579	650

Fase	Azione assiale		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	0	0	0
M2-max	0	0	0
V2-max	6.957	6.957	6.957
M3-max	-3.177	-3.177	-3.177
V3-max	-3.177	-3.177	-3.177

Dettagli Verifica: configurazione a momento

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1,00
	f_{yd} (t<16 mm)	355 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210.000 N/mm ²
	G_a	80.769 N/mm ²
	α_a	0,00001

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ϵ_{sr}	226,0 E-06
	ϕ_{cr}	2,00
	n_{st}	5,83
	n_{lt}	17,48
	α_{cc}	0,00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.700	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm

Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	40	mm

Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	20	mm

Anima	h_w	1.390	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
---------	----------	------	-------

Cls	ρ_c	7850	kg/mc
-----	----------	------	-------

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	1.057,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	321,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	895,0	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	4.947,0	KNm
	N_g	0,0	KN
	N_q	-3.177,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	0,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	-3.177,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	167,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	215,0	KN
	ΔV_z	382,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	1057,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	321,0	KN

Fase 2	M_{sd}	6899,0	KNm
	N_{sd}	-3177,0	KN
	V_{sd}	703,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)**

Riassunto dati geometrici dei piattì:

h_{tot}	piattì componenti		A_{piatto}	y	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_i	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
145,0	60,0	4,0	240,0	2,0	320,0	72000	1280,0	Ala inf
	139,0	1,5	208,5	73,5	335702,4	39	156,4	Anima
	50,0	2,0	100,0	144,0	33,3	20833	133,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$\gamma_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
55,1	548,5	208,5	340,0	1.873.672,3	92.872,4	1.569,7	34.024,8	20.834,3

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
270,0	24,0	6,0	30,0	6.480,0	163,0	311.040,0	39.366.000,0

Rigidità torsionale della sola soletta:

a/b	11,25	
β	3,18	
J_{lt}	67.206,7	cm ⁴
J_{st}	201.620,1	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{l, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	919,3	98,6	4.468.741,2	2.345.480,3	23.878,6	0,315	74.383,0

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{l, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.660,9	127,4	6.206.588,3	6.850.695,9	39.650,1	0,315	220.009,7

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	$\sigma_{c, inf}$	$\sigma_{c, sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_{11}, V_{11}, N_{11}	31,07	28,81	-49,61	-50,73			15,40
$\Delta M_{2, g}$	19,75	18,95	-8,89	-9,29	-0,53	-0,88	
$\Delta M_{2, q}$	101,51	98,32	-12,47	-14,06	-2,41	-6,52	
$N_{2, g}$					0,000	0,000	
$N_{2, q}$					-4,903	-4,903	
$\Delta N_{2, g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	
$\Delta N_{2, q}$	19,13	19,13	19,13	19,13	3,284	3,284	
$T + \Delta V_2$							18,32

calcolato per n_{lt}
calcolato per n_{st}
stato coattivo perm
stato coattivo var

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, c, inf}$	$\sigma_{id, c, sup}$	$\sigma_{cid, rit}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	171,45	175,22	-78,09	-54,96	-4,57	-9,01	-9,014
	114,30	116,82	-52,06	-36,64	-3,04	-6,01	-6,009
$f_{yd} \& f_{cd}$	345,00	355,00	-355,00	-345,00	-18,06	-18,06	0,499
tassi lavoro	0,497	0,494	0,220	0,159	0,253	0,499	

s.l.e.
t.a.
t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	-6,01	N/mm ²
φ	0,60	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	165,2	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-51,8	N/mm ²
τ	33,7	N/mm ²
h^*	332	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.390	mm
a	3.000	mm
h	1.390	mm
$\sigma_{cr,0}$	21,68	N/mm ²
α	2,16	
σ_1	-51,8	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	165,2	N/mm ²
k_c	4,96	0,80
τ_{cr}	108	
caso	III	
k_1	non app.	
k_3	non app.	
ψ	-3,19	
k_σ	23,90	
σ_{cr}	518	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	265	
$\sigma_{cr,red}$	265	N/mm ²
β	1,00	
ν	1,00	
test	3,390	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm
γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	5.629.500	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

Per ragioni di sintesi si è proposto il dettaglio di calcolo solo del lato del giunto caratterizzato dai coefficienti di sicurezza minori.

Dettagli Verifica: configurazione a taglio

Segue l'estratto del foglio di calcolo relativo alla sezione in oggetto:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
γ_a	1,00	
f_{yd} (t<16 mm)	355	N/mm ²
Norma Ref	EN 10025	
E_a	210.000	N/mm ²
G_a	80.769	N/mm ²
α_a	0,00001	

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	34	N/mm ²
γ_c	1,60	
f_{cd}	18,06	N/mm ²
Norma Ref	EN 206-1	
E_c	36.050	N/mm ²
G_c	15.021	N/mm ²
ϵ_{sr}	226,0	E-06
ϕ_{cr}	2,00	
n_{st}	5,83	
n_{lt}	17,48	
α_{cc}	0,00001	/°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.700	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	40	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	20	mm
Anima	h_w	1.390	mm
	t_w	15	mm

a.3) Pesì dei materiali utilizzati

Acciaio	ρ_a	2500	kg/mc
Cls	ρ_c	7850	kg/mc

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	1.057,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	321,0	KN

Fase 2	$\Delta M_{2,g}$	309,0	KNm
	$\Delta M_{2,g}$	4.458,0	KNm
	N_g	6.957,0	KN
	N_q	-3.177,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	6.957,0	KN
	$\Delta N_{2,g}$	-3.177,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	167,0	KN
	$\Delta V_{2,g}$	650,0	KN
	ΔV_z	817,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

fattori di combinazione

Fase 1	M_{sd}	1057,0	KNm
	N_{sd}	0,0	KN
	V_{sd}	321,0	KN

Fase 2	M_{sd}	5824,0	KNm
	N_{sd}	3780,0	KN
	V_{sd}	1138,0	KN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)**

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti						A_{piatto}	y	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_i
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
145,0	60,0	4,0	240,0	2,0	320,0	72000	1280,0	335702,4	39	156,4	
	139,0	1,5	208,5	73,5	335702,4	39	156,4	33,3	20833	133,3	
	50,0	2,0	100,0	144,0	33,3	20833	133,3				

Ala inf
Anima
Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$\gamma_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
55,1	548,5	208,5	340,0	1.873.672,3	92.872,4	1.569,7	34.024,8	20.834,3

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
270,0	24,0	6,0	30,0	6.480,0	163,0	311.040,0	39.366.000,0

Rigidezza torsionale della sola soletta:

a/b	11,25	
β	3,18	
J_t	67.206,7	cm ⁴
J_{st}	201.620,1	cm ⁴

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
17,48	919,3	98,6	4.468.741,2	2.345.480,3	23.878,6	0,315	74.383,0

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	J_1	J_2	S^*	K_1	$J_{t, trave}$
	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	#	[cm ⁴]
5,83	1.660,9	127,4	6.206.588,3	6.850.695,9	39.650,1	0,315	220.009,7

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s, inf}$	$\sigma_{s, inf, anima}$	$\sigma_{s, sup, anima}$	$\sigma_{s, sup}$	$\sigma_{c, inf}$	$\sigma_{c, sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	31,07	28,81	-49,61	-50,73			15,40
$\Delta M_{2, g}$	6,82	6,54	-3,07	-3,21	-0,18	-0,30	
$\Delta M_{2, q}$	91,48	88,60	-11,24	-12,67	-2,18	-5,87	
$N_{2, g}$					10,736	10,736	
$N_{2, q}$					-4,903	-4,903	
$\Delta N_{2, g}$	-75,68	-75,68	-75,68	-75,68	-4,330	-4,330	
$\Delta N_{2, q}$	19,13	19,13	19,13	19,13	3,284	3,284	
$T + \Delta V_2$							39,18

calcolato per n_{lt}
calcolato per n_{st}
stato coattivo perm
stato coattivo var

Verifica tensioni ideali:

F	1,50
----------	-------------

	$\sigma_{id, s, inf}$	$\sigma_{id, s, inf, anima}$	$\sigma_{id, s, sup, anima}$	$\sigma_{id, s, sup}$	$\sigma_{id, c, inf}$	$\sigma_{id, c, sup}$	$\sigma_{id, rit}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	72,81	116,11	-153,13	-123,16	2,43	-1,39	-12,126
	48,54	77,40	-102,08	-82,11	1,62	-0,93	-8,084
$f_{yd} \& f_{cd}$	345,00	355,00	-355,00	-345,00	-18,06	-18,06	0,431
tassi lavoro	0,211	0,327	0,431	0,357	-0,134	0,077	

s.l.e.
t.a.
t.u.

C. VERIFICHE in ESERCIZIO

Essendo la sezione in esame soggetta a momento positivo si tratterà semplicemente di verificare che le tensioni agenti nel conglomerato siano contenute nei limiti necessari ad evitare fenomeni viscosi troppo accentuati:

$\sigma_{c,max}$	-0,93	N/mm ²
φ	0,60	
<i>verificato</i>		

D. VERIFICA ad IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta secondo quanto proposto nelle CNR UNI 10011

Tensioni all'estremità del pannello

σ_t	67,4	N/mm ²
$\sigma_c = \sigma_1$	-120,5	N/mm ²
τ	54,6	N/mm ²
h^*	891	mm

Calcolo del pannello 1

prof	1.390	mm
a	3.000	mm
h	1.390	mm
$\sigma_{cr,0}$	21,68	N/mm ²
α	2,16	
σ_1	-120,5	N/mm ²
$\psi\sigma_1$	67,4	N/mm ²
k_c	4,96	0,80
τ_{cr}	108	
caso	II	
k_1	7,64	
k_3	23,90	
ψ	-0,56	
k_σ	14,27	
σ_{cr}	309	N/mm ²
$\sigma_{cr,id}$	233	
$\sigma_{cr,red}$	233	N/mm ²
β	1,00	
ν	1,00	
test	1,521	<i>verificato</i>

Caratteristiche irrigidente

b_{stiff}	150	mm
t_{stiff}	20	mm
<i>snellezza OK</i>		
I_0	5.625.000	mm ⁴
A_L	3.000	mm ²
e	75	mm
γ^*_T	8,00	
I_{LIM}	5.629.500	mm ⁴
I	22.500.000	mm ⁴
<i>rigidezza OK</i>		

Per ragioni di sintesi si è proposto il dettaglio di calcolo solo del lato del giunto caratterizzato dai coefficienti di sicurezza minori.

7.10 GIUNTI SALDATI TRA I CONCI

I giunti saldati realizzati per l'assemblaggio delle travate metalliche principali si intendono a totale penetrazione e a completo ripristino di resistenza (vedi dettagli specifici riportati negli elaborati grafici di progetto).

7.11 VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Nel presente paragrafo si riportano alcune informazioni utili a mettere in evidenza le caratteristiche di deformabilità dell'opera e a giustificare le contromonte specificate per la carpenteria metallica. Le seguenti immagini mostrano dunque le frecce generate dai carichi applicati nelle fasi I e II:

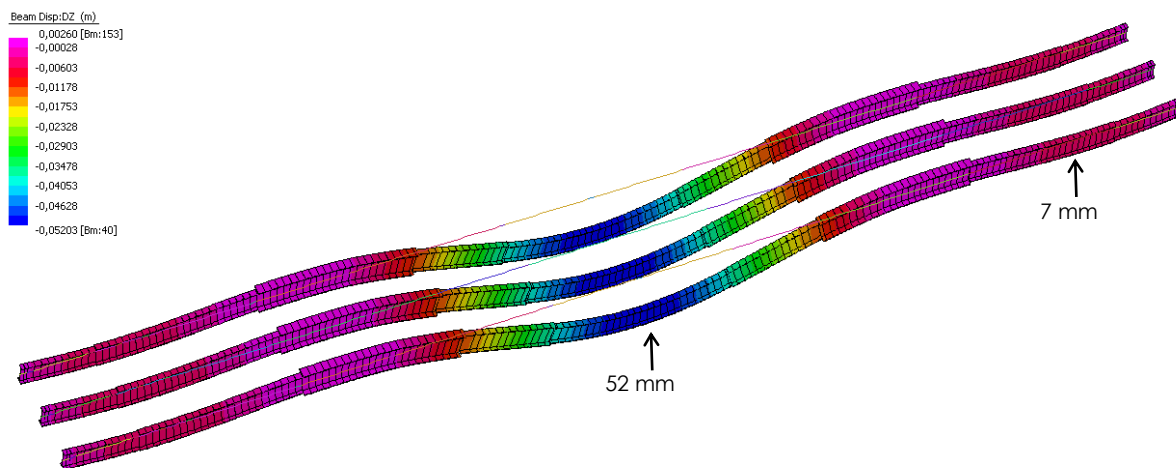


Figura 65 Deformata per carichi di FASE I (**peso carpenteria e getto soletta**)

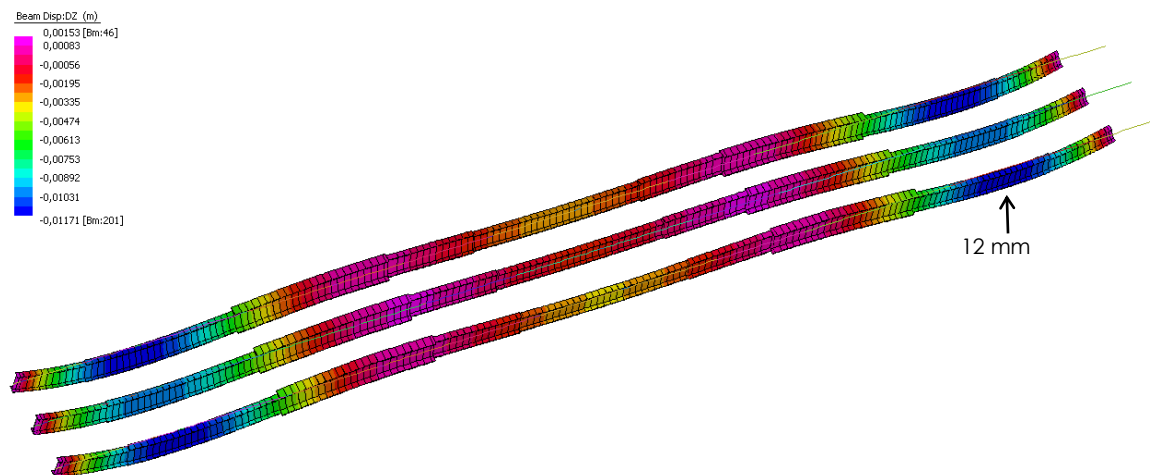


Figura 66 Deformata per carichi di FASE II (**con ritiro**)

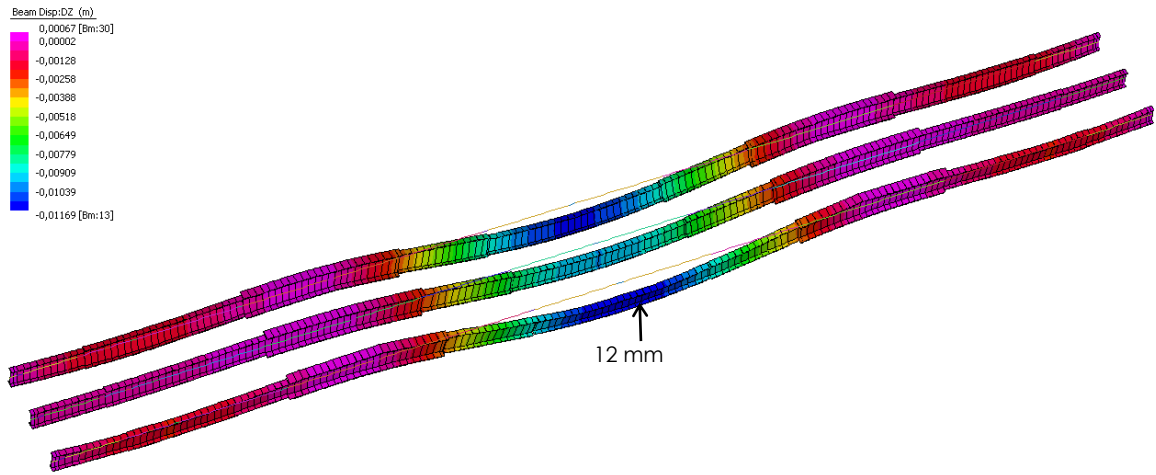


Figura 67 Deformata per carichi di FASE II (senza ritiro)

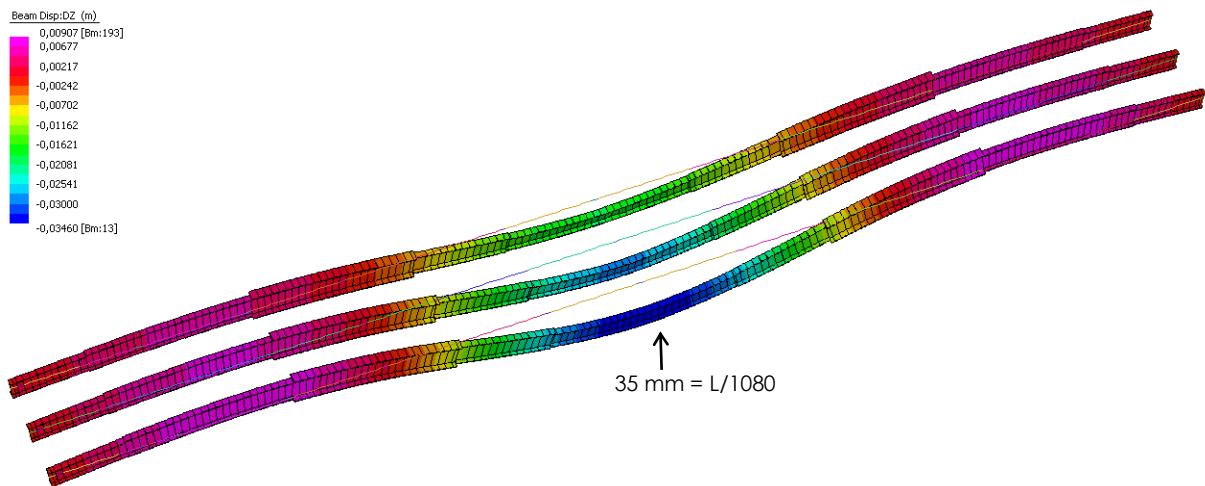


Figura 68 Deformata per carichi di FASE III (campata centrale)

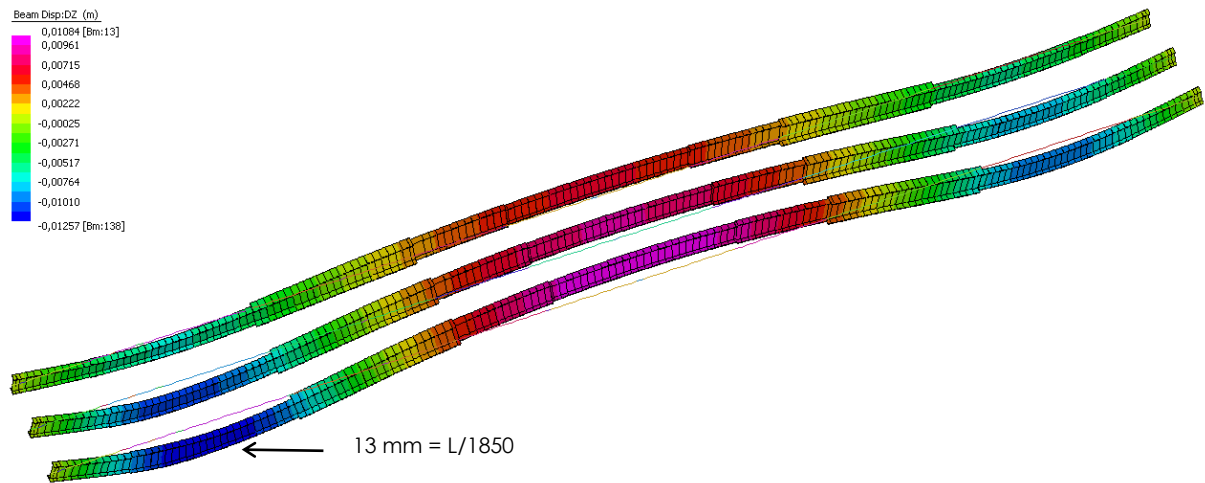


Figura 69 Deformata per carichi di FASE III (campata laterale)

Dai dati appena presentati è dunque evidente che l'impalcato presenta senza dubbio caratteristiche di rigidità che ne garantiscono il corretto funzionamento in esercizio. I valori delle contromonte prescritte, come chiaramente desumibili dagli elaborati grafici di progetto, possono essere così sintetizzate:

$$C_{centrale} = + 65 \text{ mm}$$

$$C_{laterale} = + 20 \text{ mm}$$

7.12 VERIFICA A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione viene condotta facendo riferimento alle tre sezioni tipo identificabili a cavallo del concio d'appoggio. In riferimento alla nomenclatura precedentemente introdotta, si riportano di seguito i dati necessari alle verifiche a fessurazione condotte su J2, R2 e J3.

Sezione J2:

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1,00
	$f_{yd} (t < 16 \text{ mm})$	355 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210.000 N/mm ²
	G_a	80.769 N/mm ²
	α_a	0,00001
Cls R _{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ϵ_{sr}	226,0 E-06
	ϕ_{cr}	2,00
	ρ_{st}	5,8
	ρ_{tr}	17,48
α_c	0,00001 /°C	

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	25	mm
Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	1.750	mm
	t_w	15	mm

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate SLE)

Permanenti	M_g	410,7	KNm
Variabili	M_q	2.596,7	KNm

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_T	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
180,0	60,0	2,5	150,0	1,3	78,1	45000	312,5	Ala inf
	175,0	1,5	262,5	90,0	669921,9	49	196,9	Anima
	50,0	2,5	125,0	178,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
85,9	537,5	262,5	275,0	2.826.961,0	71.090,9	769,8	32.920,6	30.033,2

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	198,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	y_{sup}	y_{inf}	J_1	S^+	W_{sup}	W_{inf}
	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]
17,48	887,7	130,1	79,9	55,9	5.509.742,5	23.776,2	68.963,9	98.576,3

Calcolo delle tensioni:

M_g	4.106.666,7	kgcm
$\sigma_{c, sup}$	3,41	kgcm
$\sigma_{c, inf}$	2,38	kgcm

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	y_{sup}	y_{inf}	J_1	S^+	W_{sup}	W_{inf}
	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]
5,83	1.588,1	160,0	50,0	26,0	7.347.984,6	39.870,5	147.106,1	283.156,6

Calcolo delle tensioni:

M_g	25.966.666,7	kgcm
$\sigma_{c, sup}$	30,30	kgcm
$\sigma_{c, inf}$	15,74	kgcm

Le tensioni totali agenti risultano dunque essere pari a:

$\sigma_{c, sup}$	33,71	kgcm ²
$\sigma_{c, inf}$	18,13	kgcm ²
$\sigma_{c, farf}$	7,79	kgcm ²
$\sigma_{c, unilf}$	25,92	kgcm ²
N_{sd}	158.617,8	kg
M_{sd}	383.380,5	kgcm

Sezione R2:

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1,00
	f_{yd} (t<16 mm)	355 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210.000 N/mm ²
	G_a	80.769 N/mm ²
	α_a	0,00001
Cls R _{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ε_{sr}	226,0 E-06
	ϕ_{cr}	2,00
	n_{st}	5,8
	n_{ft}	17,48
	α_c	0,00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm
Ala inf	b_i	900	mm
	t_i	45	mm
Ala sup	b_s	800	mm
	t_s	35	mm
Anima	h_w	1.920	mm
	t_w	20	mm

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate SLE)

Permanenti	M_g	2.635,3	kNm
Variabili	M_q	5.009,3	kNm

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
200,0	90,0	4,5	405,0	2,3	683,4	273375	2733,8	Ala inf
	192,0	2,0	384,0	100,5	1179648,0	128	512,0	Anima
	80,0	3,5	280,0	198,3	285,8	149333	1143,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{r,s}$	$J_{r,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
88,9	1.069,0	384,0	685,0	7.621.196,3	422.836,3	4.389,1	85.746,6	68.585,6

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	h_c	h_p	h_{cls}	$A_{cls, coll}$	$y_{G,c}$	$J_{cls, coll, 1}$	$J_{cls, coll, 2}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	218,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	y_{sup}	y_{inf}	J_1	S^*	W_{sup}	W_{inf}
	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]
17,48	1.419,2	120,7	109,3	85,3	12.035.787,2	34.059,8	110.159,2	141.168,7

Calcolo delle tensioni:

M_g	26.353.333,3	kgcm
$\sigma_{c, sup}$	13,69	kgcm
$\sigma_{c, inf}$	10,68	kgcm

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot}	$y_{G, comp}$	y_{sup}	y_{inf}	J_1	S^*	W_{sup}	W_{inf}
	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]
5,83	2.119,6	152,9	77,1	53,1	16.505.366,4	68.415,2	214.021,3	310.717,2

Calcolo delle tensioni:

M_g	50.093.333,3	kgcm
$\sigma_{c, sup}$	40,18	kgcm
$\sigma_{c, inf}$	27,68	kgcm

Le tensioni totali agenti risultano dunque essere pari a:

$\sigma_{c, sup}$	53,87	kgcm ²
$\sigma_{c, inf}$	38,36	kgcm ²
$\sigma_{c, ferr}$	7,76	kgcm ²
$\sigma_{c, unif}$	46,11	kgcm ²
N_{sd}	282.215,0	kg
M_{sd}	381.610,2	kgcm

I valori delle risultanti di azione assiale e momento flettente di pertinenza della sola soletta (necessari all'esecuzione delle verifiche a fessurazione mediante software dedicato) sono stati determinati impiegando le proprietà inerziali della sezione con calcestruzzo reagente a trazione.

Sezione J3:

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²
	γ_a	1,00
	f_{yd} (t<16 mm)	355 N/mm ²
	Norma Ref	EN 10025
	E_a	210.000 N/mm ²
	G_a	80.769 N/mm ²
	α_a	0,00001

C/ci R _{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	34 N/mm ²
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm ²
	Norma Ref	EN 206-1
	E_c	36.050 N/mm ²
	G_c	15.021 N/mm ²
	ε_{sr}	226,0 E-06
	ϕ_{cr}	2,00
	n_{st}	5,8
	n_{lt}	17,48
	α_c	0,00001 /°C

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Soletta	b_{eff}	2.550	mm
	h_c	240	mm
	h_p	60	mm

Ala inf	b_i	600	mm
	t_i	40	mm

Ala sup	b_s	500	mm
	t_s	25	mm

Anima	h_w	1.735	mm
	t_w	20	mm

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate SLE)

Permanenti	M_g	1.058,0	KNm
------------	-------	----------------	-----

Variabili	M_q	2.218,7	KNm
-----------	-------	----------------	-----

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot} [cm]	piatti componenti		A_{piatto} [cm ²]	y [cm]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_t [cm ⁴]	
180,0	60,0	4,0	240,0	2,0	320,0	72000	1280,0	Ala inf
	173,5	2,0	347,0	90,8	870456,7	116	462,7	Anima
	50,0	2,5	125,0	178,8	65,1	26042	260,4	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$ [cm]	A_s [cm ²]	$A_{v,1}$ [cm ²]	$A_{v,2}$ [cm ²]	$J_{f,s}$ [cm ⁴]	$J_{f,w}$ [cm ⁴]	J_T [cm ⁴]	$W_{el,s}^+$ [cm ³]	$W_{el,s}^-$ [cm ³]
76,3	712,0	347,0	365,0	3.580.214,0	98.157,3	2.003,1	46.932,9	34.519,3

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

b_{eff} [cm]	h_c [cm]	h_p [cm]	h_{cls} [cm]	$A_{cls, coll}$ [cm ²]	$y_{G,c}$ [cm]	$J_{cls, coll, 1}$ [cm ⁴]	$J_{cls, coll, 2}$ [cm ⁴]
255,0	24,0	6,0	30,0	6.120,0	198,0	293.760,0	33.162.750,0

Caratteristiche della sezione composta per carichi di lunga durata:

n_{lt}	A_{tot} [cm ²]	$y_{G, comp}$ [cm]	y_{sup} [cm]	y_{inf} [cm]	J_1 [cm ⁴]	S^* [cm ³]	W_{sup} [cm ³]	W_{inf} [cm ³]
17,48	1.062,2	116,4	93,6	69,6	7.074.682,5	28.571,8	75.594,5	101.666,3

Calcolo delle tensioni:

M_g	10.580.000,0	kgcm
$\sigma_{c, sup}$	8,01	kgcm
$\sigma_{c, inf}$	5,95	kgcm

Caratteristiche della sezione composta per carichi di breve durata:

n_{st}	A_{tot} [cm ²]	$y_{G, comp}$ [cm]	y_{sup} [cm]	y_{inf} [cm]	J_1 [cm ⁴]	S^* [cm ³]	W_{sup} [cm ³]	W_{inf} [cm ³]
5,83	1.762,6	148,8	61,2	37,2	9.917.895,0	51.655,0	162.144,1	266.845,6

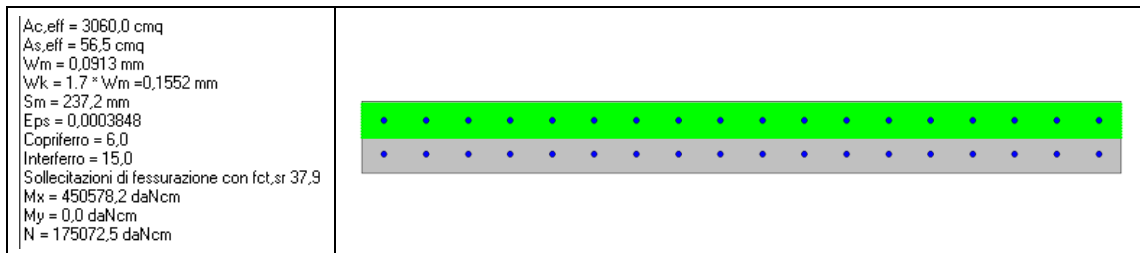
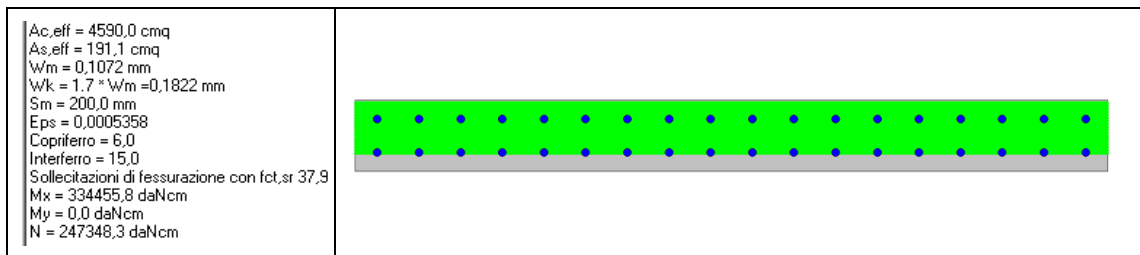
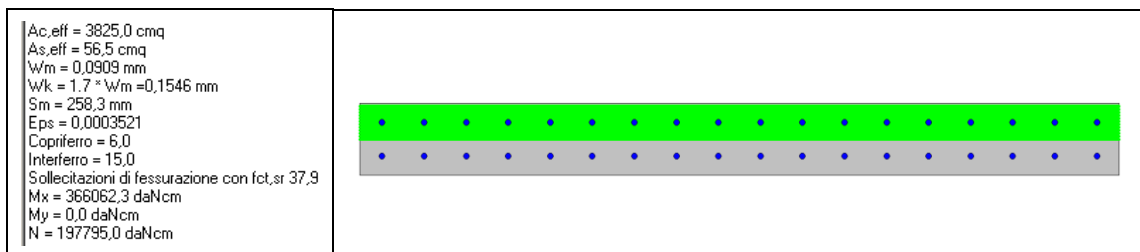
Calcolo delle tensioni:

M_g	22.186.666,7	kgcm
$\sigma_{c, sup}$	23,49	kgcm
$\sigma_{c, inf}$	14,27	kgcm

Le tensioni totali agenti risultano dunque essere pari a:

$\sigma_{c, sup}$	31,50	kgcm ²
$\sigma_{c, inf}$	20,23	kgcm ²
$\sigma_{c, farf}$	5,64	kgcm ²
$\sigma_{c, unif}$	25,86	kgcm ²
N_{sd}	158.282,4	kg
M_{sd}	277.277,7	kgcm

La verifica a fessurazione è stata condotta utilizzando il software Presfle allo scopo di applicare le sollecitazioni risultanti a una sezione in c.a. rappresentativa della sola parte di soletta individuata dal getto di completamento. Di seguito il dettaglio del calcolo:

Sezione J2: Φ 20 / 15"**Sezione R2: Φ 26 / 15"****Sezione J3: Φ 20 / 15"**

Le ampiezze di apertura delle fessure, ricavate in riferimento alla combinazione rara, sono sempre inferiori al limite superiore di 0.20 mm indicato nella Normativa di riferimento (0.1552 mm in J2, 0.1822 mm in R2 e 0.1546 mm in J3). E' pertanto ragionevole affermare che il comportamento delle travate principali è soddisfacente anche sotto questo punto di vista.

7.13 DIMENSIONAMENTO DELLA CONNESSIONE

I connettori utilizzati per garantire il comportamento composto delle travate a cassone sono comuni pioli Nelson aventi diametro pari a 19 mm e disposti a interasse variabile lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato. In considerazione delle caratteristiche di snellezza locale dei piatti costituenti le sezioni principali degli elementi analizzati, si ritiene di condurre il dimensionamento della piolatura adottando un approccio di tipo elastico. Nei successivi paragrafi verranno quindi sintetizzati i dati di calcolo relativi alla campata centrale e a quella laterale. Lo schema di

riferimento necessario a contestualizzare opportunamente i valori numerici proposti di seguito è quello sotto indicato:

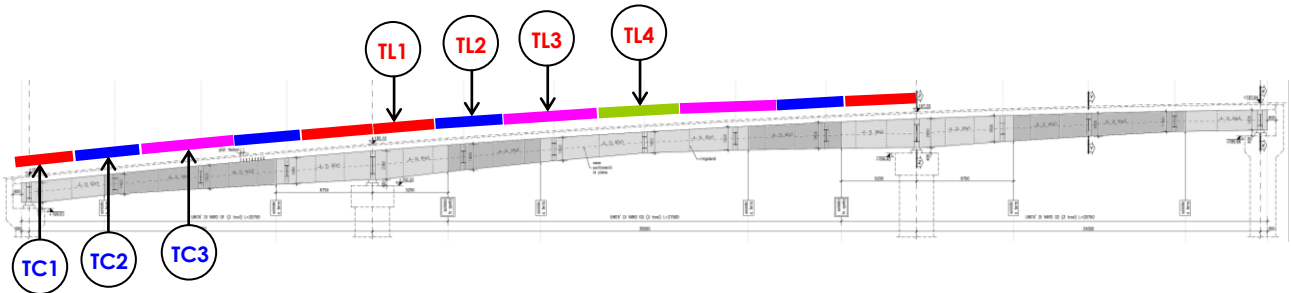


Figura 70 Schema grafico rappresentativo per la disposizione dei connettori

Anche in questo caso, analogamente a quanto effettuato per le sezioni trasversali delle travate, si è ritenuto di sfruttare la simmetria del sistema e di procedere all'organizzazione dei dati operandone la suddivisione in paragrafi dotati di:

- Frontespizio di separazione contenente le principali informazioni necessarie alla corretta contestualizzazione;
- Estratto del foglio di calcolo sviluppato al fine di dimensionare correttamente la connessione piolata.

La verifica è stata condotta ipotizzando, conformemente a quanto disposto dalla Normativa europea di riferimento, che le forze di scorrimento addizionali dovute al ritiro o alle variazioni termiche debbano essere introdotte interamente nell'ambito del tratto TC1.

7.13.1 Campata centrale: TL1

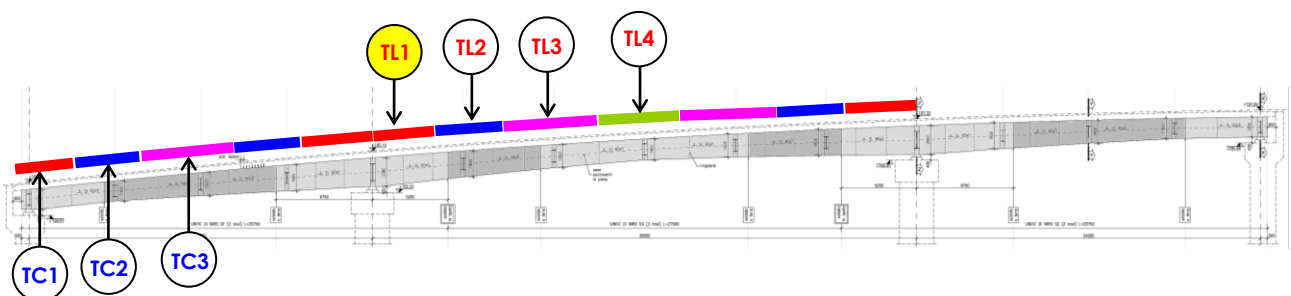
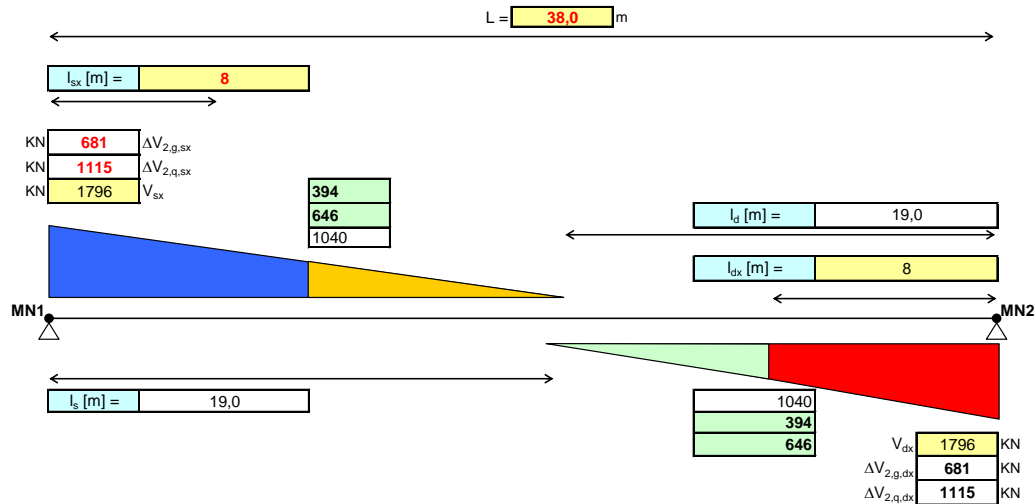


Figura 71 Schema grafico rappresentativo del tratto oggetto d'analisi

Segue l'estratto del foglio del relativo foglio di calcolo. La disposizione dei pioli è stata effettuata in accordo a quanto richiesto nelle CNR 10016:

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori



B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

$C_{ls} R_{ck}$	40	N/mm ²
f_{ck}	34,00	N/mm ²
γ_c	1,60	
f_{cd}	18,06	N/mm ²
E_{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson	
f_u	450	N/mm ²
t_{min}	9,5	mm
d_{pl}	19	mm
$h_{pl,min}$	76	mm
h_{min}	57	mm
h_{pl}	200	mm
	duttili	

resistenza compatibile

minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore

diametro dei connettori

minima altezza per connettore duttile

minima altezza per connettore

altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58,76	KN
K_d	0,80	
k_1	1,00	
β	0,90	
N_{fil}	4	
$P_{Rd,tot}$	235	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
 coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
 coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
 numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S^*_q	45.145.500	mm ³
S^*_g	27.285.800	mm ³
J_q	82.672.512.000	mm ⁴
J_g	60.947.034.000	mm ⁴
A_s	56.120	mm ²
$A_{id,q}$	171.480	mm ²
$A_{id,g}$	94.510	mm ²

	45.145.500	mm ³
	27.285.800	mm ³
	82.672.512.000	mm ⁴
	60.947.034.000	mm ⁴
	56.120	mm ²
	171.480	mm ²
	94.510	mm ²

Infittimento SX

N_{term}	0	kN
N_{rit}	0	kN
d_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
I_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	914	N/mm
i_{sx}	200	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,78	0,52	

Infittimento DX

$N_{term&rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2800	mm
L_{trave}	38000	mm
I_s	2800	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	914	N/mm
i_{sx}	200	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,78	0,52	

C. DEFINIZIONE dell'ARMATURA TRASVERSALE

a.3) Calcolo dell'armatura trasversale

N_{conn}	4	
$d_{conn,tr}$	540	mm
$h_{soletta}$	250	mm
l_{a-a}	500	mm
l_{b-b}	940	mm
$A_{cv,a-a}$	500.000	mm ²
$A_{cv,b-b}$	940.000	mm ²
$\tau_{ass,lavoro}$	1,00	
V_{sd}	1.175	KN/m

distanza trasversale fra i connettori estremi del gruppo

superficie di scorrimento tipo a-a

superficie di scorrimento tipo b-b

Armature presenti nella sezione (su un metro):

A_{rete}	0	ϕ	0	0	mm ²
$A_{M,neg}$	5	ϕ	13	663	mm ²
$A_{inf,taglio}$	5	ϕ	11	475	mm ²
	0	ϕ	0	0	475

Determinazione delle resistenze disponibili:

$f_{ctk,0,05}$	2,204	N/mm ²
τ_{rd}	0,344	N/mm ²
η	1,00	

	taglio-trazione	taglio-compressione	
$V_{Rd,a-a}$	1.321	1.806	KN/m
$V_{Rd,b-b}$	1.181	3.396	KN/m

verificato
 verificato

L'armatura trasversale appena definita è da intendersi come addizionale rispetto a quella calcolata per la sola necessità di riportare i carichi verticali sulle travate metalliche.

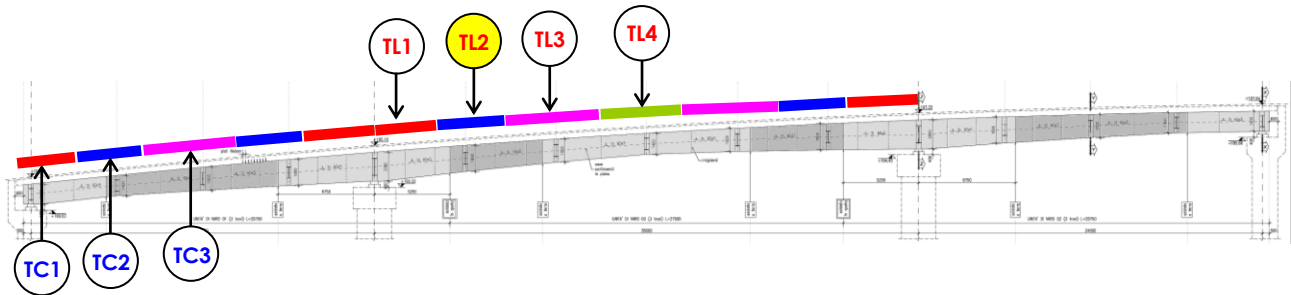
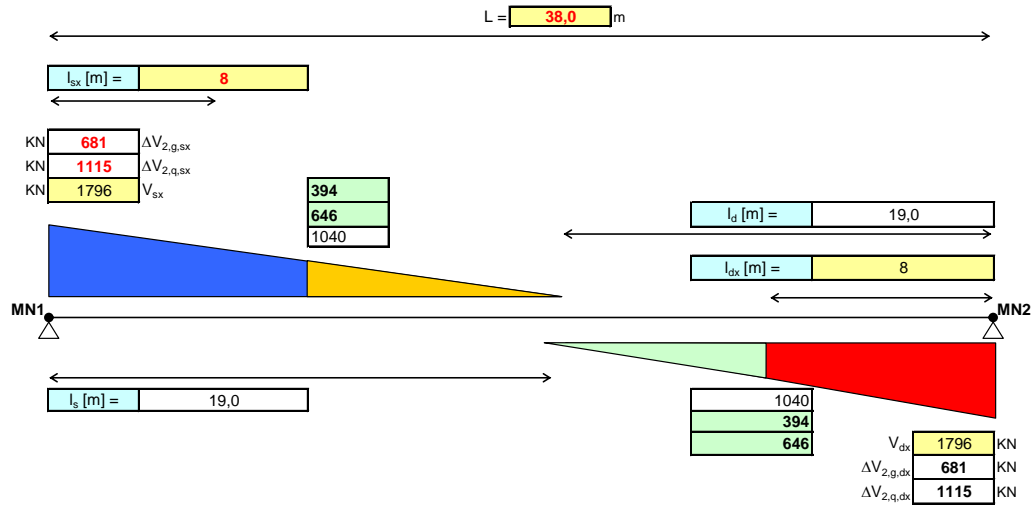
7.13.2 Campata centrale: **TL2**

Figura 72 Schema grafico rappresentativo del tratto oggetto d'analisi

Segue l'estratto del foglio del relativo foglio di calcolo. La disposizione dei pioli è stata effettuata in accordo a quanto richiesto nelle CNR 10016:

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori



B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cls R_{ck}	40	N/mm^2
	f_{ck}	34,00 N/mm^2
	γ_c	1,60
	f_{cd}	18,06 N/mm^2
	E_{cm}	36.050 N/mm^2

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson	
	f_u	450 N/mm^2
	t_{min}	9,5 mm
	d_{pl}	19 mm
	$h_{pl,min}$	76 mm
	h_{min}	57 mm
	h_{pl}	200 mm
duttili		

resistenza compatibile

minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore

diametro dei connettori

minima altezza per connettore duttile

minima altezza per connettore

altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58,76	KN
K_d	0,80	
k_1	1,00	
β	0,90	
N_{fila}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
 coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
 coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
 numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S^*_q	45.145.500	mm ³	45.145.500	mm ³
S^*_g	27.285.800	mm ³	27.285.800	mm ³
J^*_q	82.672.512.000	mm ⁴	82.672.512.000	mm ⁴
J^*_g	60.947.034.000	mm ⁴	60.947.034.000	mm ⁴
A_s	56.120	mm ²	56.120	mm ²
$A_{id,q}$	171.480	mm ²	171.480	mm ²
$A_{id,g}$	94.510	mm ²	94.510	mm ²

Infittimento SX

N_{larm}	0	kN
N_{rit}	0	kN
d_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
l_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	914	N/mm
i_{sx}	150	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,78	0,52	

Infittimento DX

$N_{larm&rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2800	mm
L_{trave}	38000	mm
l_s	2800	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	914	N/mm
i_{sx}	150	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,78	0,52	

C. DEFINIZIONE dell'ARMATURA TRASVERSALE

a.3) Calcolo dell'armatura trasversale

N_{conn}	3		
$d_{conn,tr}$	280	mm	distanza trasversale fra i connettori estremi del gruppo
$h_{soletta}$	250	mm	
l_{a-a}	500	mm	superficie di scorrimento tipo a-a
l_{b-b}	680	mm	superficie di scorrimento tipo b-b
$A_{cv,a-a}$	500.000	mm ²	
$A_{cv,b-b}$	680.000	mm ²	
$\tau_{assolavoro}$	1,00		
V_{sd}	1.175	KN/m	

Armature presenti nella sezione (su un metro):

A_{rete}	0	ϕ	0	0	mm ²
$A_{M,req}$	5	ϕ	9	318	mm ²
$A_{inf,taglio}$	5	ϕ	14	769	mm ²
	0	ϕ	0	0	769

Determinazione delle resistenze disponibili:

$f_{ctk,0,05}$	2,204	N/mm ²
τ_{rd}	0,344	N/mm ²
η	1,00	

	taglio-trazione	taglio-compresione		
$V_{Rd,a-a}$	1,281	1,806	KN/m	verificato
$V_{Rd,b-b}$	1,187	2,457	KN/m	verificato

L'armatura trasversale appena definita è da intendersi come addizionale rispetto a quella calcolata per la sola necessità di riportare i carichi verticali sulle travate metalliche.

7.13.3 Campata centrale: TL3

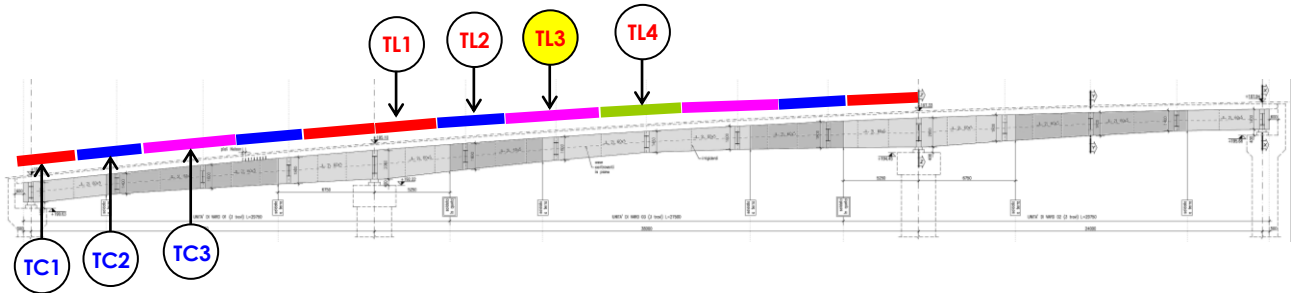
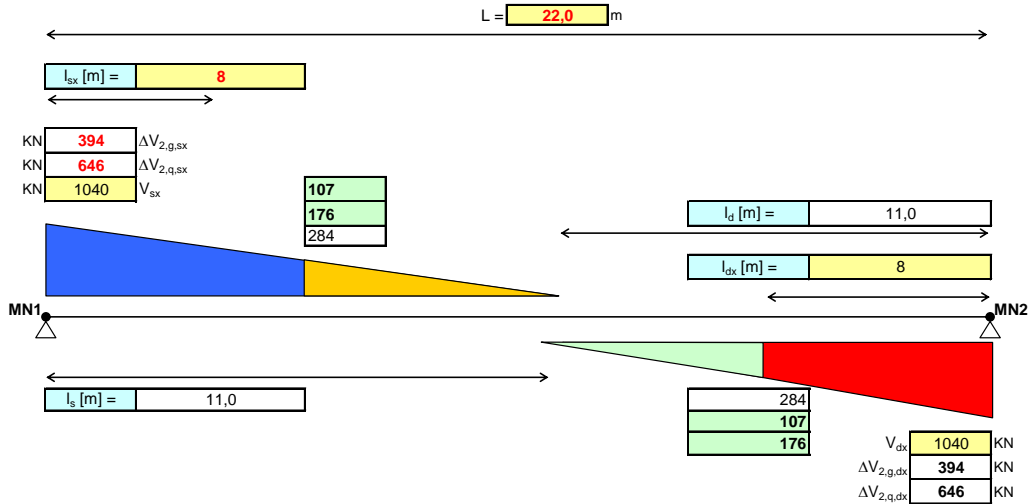


Figura 73 Schema grafico rappresentativo del tratto oggetto d'analisi

Segue l'estratto del foglio del relativo foglio di calcolo. La disposizione dei pioli è stata effettuata in accordo a quanto richiesto nelle CNR 10016:

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori

**B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE**

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	34,00	N/mm ²
γ_c	1,60	
f_{ctd}	18,06	N/mm ²
E_{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson	
f_u	450	N/mm ²
t_{min}	9,5	mm
d_{pl}	19	mm
$h_{pl,min}$	76	mm
h_{min}	57	mm
h_{pl}	200	mm
	duttili	

resistenza compatibile

minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore

diametro dei connettori

minima altezza per connettore duttile

minima altezza per connettore

altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58,76	KN
K_d	0,80	
k_1	1,00	
β	0,90	
N_{fil}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
 coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
 coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
 numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S^*_q	45.145.500	mm ³
S^*_g	27.285.800	mm ³
J_g	82.672.512.000	mm ⁴
J_q	60.947.034.000	mm ⁴
A_s	56.120	mm ²
$A_{id,q}$	171.480	mm ²
$A_{id,g}$	94.510	mm ²

	45.145.500	mm ³
	27.285.800	mm ³
	82.672.512.000	mm ⁴
	60.947.034.000	mm ⁴
	56.120	mm ²
	171.480	mm ²
	94.510	mm ²

Infittimento SX

N_{term}	0	kN
N_{rit}	0	kN
d_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
I_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	529	N/mm
i_{sx}	250	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,75	0,50	

Infittimento DX

$N_{term&rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2800	mm
L_{trave}	38000	mm
I_s	2800	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	529	N/mm
i_{sx}	250	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,75	0,50	

C. DEFINIZIONE dell'ARMATURA TRASVERSALE

a.3) Calcolo dell'armatura trasversale

N_{conn}	3	
$d_{conn,tr}$	280	mm
$h_{soletta}$	250	mm
l_{a-a}	500	mm
l_{b-b}	680	mm
$A_{cv,a-a}$	500.000	mm ²
$A_{cv,b-b}$	680.000	mm ²
$\tau_{ass} \sigma_{lavoro}$	1,00	
V_{sd}	705	KN/m

distanza trasversale fra i connettori estremi del gruppo

superficie di scorrimento tipo a-a

superficie di scorrimento tipo b-b

Armature presenti nella sezione (su un metro):

A_{rete}	0	ϕ	0	0	mm ²
$A_{M,neg}$	5	ϕ	8	251	mm ²
$A_{inf,taglio}$	5	ϕ	7	192	mm ²
	0	ϕ	0	0	192

Determinazione delle resistenze disponibili:

$f_{ctk,0,05}$	2,204	N/mm ²
τ_{rd}	0,344	N/mm ²
η	1,00	

	taglio-trazione	taglio-compressione	
$V_{Rd,a-a}$	777	1.806	KN/m
$V_{Rd,b-b}$	736	2.457	KN/m

verificato
 verificato

L'armatura trasversale appena definita è da intendersi come addizionale rispetto a quella calcolata per la sola necessità di riportare i carichi verticali sulle travate metalliche.

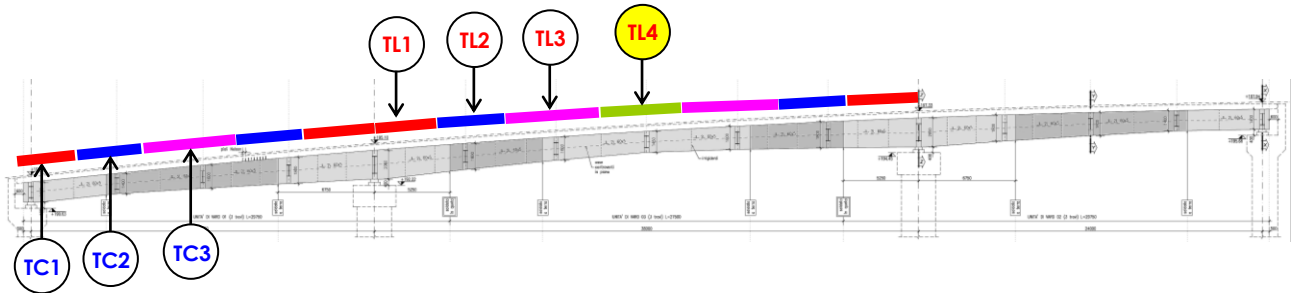
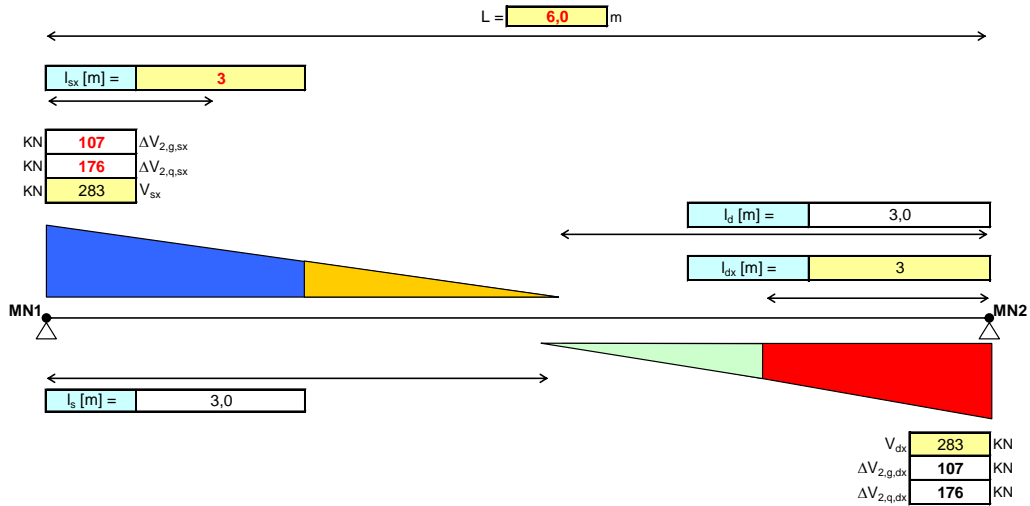
7.13.4 Campata centrale: **TL4**

Figura 74 Schema grafico rappresentativo del tratto oggetto d'analisi

Segue l'estratto del foglio del relativo foglio di calcolo. La disposizione dei pioli è stata effettuata in accordo a quanto richiesto nelle CNR 10016:

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori

**B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE**

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cls R_{ck}	40	N/mm^2
f_{ck}	34,00	N/mm^2
γ_c	1,60	
f_{cd}	18,06	N/mm^2
E_{cm}	36.050	N/mm^2

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson	
f_u	450	N/mm^2
t_{min}	9,5	mm
d_{pl}	19	mm
$h_{pl,min}$	76	mm
h_{min}	57	mm
h_{pl}	200	mm
	duttile	

resistenza compatibile

minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore

diametro dei connettori

minima altezza per connettore duttile

minima altezza per connettore

altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58,76	KN
K_{d1}	0,80	
k_1	1,00	
β	0,90	
N_{fil}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
 coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
 coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
 numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S^*_q	45.145.500	mm ³
S^*_g	27.285.800	mm ³
J_q	82.672.512.000	mm ⁴
J_g	60.947.034.000	mm ⁴
A_s	56.120	mm ²
$A_{sd,q}$	171.480	mm ²
$A_{sd,g}$	94.510	mm ²

	45.145.500	mm ³
	27.285.800	mm ³
	82.672.512.000	mm ⁴
	60.947.034.000	mm ⁴
	56.120	mm ²
	171.480	mm ²
	94.510	mm ²

Infittimento SX

N_{term}	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
l_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	144	N/mm
i_{sx}	350	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,29	0,19	

Infittimento DX

N_{term}	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2800	mm
L_{trave}	38000	mm
l_s	2800	mm
$\Delta q_{sd,rit}$	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	144	N/mm
i_{sx}	350	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,29	0,19	

C. DEFINIZIONE dell'ARMATURA TRASVERSALE

a.3) Calcolo dell'armatura trasversale

N_{conn}	3	
$d_{conn,tr}$	280	mm
$h_{soletta}$	250	mm
l_{a-a}	500	mm
l_{b-b}	680	mm
$A_{cv,a-a}$	500.000	mm ²
$A_{cv,b-b}$	680.000	mm ²
$t_{ass}O_{lavoro}$	1,00	
V_{sd}	504	KN/m

distanza trasversale fra i connettori estremi del gruppo

superficie di scorrimento tipo a-a
 superficie di scorrimento tipo b-b

Armature presenti nella sezione (su un metro):

A_{rete}	0	ϕ	0	0	mm ²
$A_{M,neg}$	5	ϕ	7	192	mm ²
$A_{inf,taglio}$	5	ϕ	0	0	mm ²
	0	ϕ	0	0	0

Determinazione delle resistenze disponibili:

$f_{ctk,0,05}$	2,204	N/mm ²
τ_{rd}	0,344	N/mm ²
η	1,00	

	taglio-trazione	taglio-comprensione	
$V_{Rd,a-a}$	581	1.806	KN/m
$V_{Rd,b-b}$	585	2.457	KN/m

verificato
 verificato

L'armatura trasversale appena definita è da intendersi come addizionale rispetto a quella calcolata per la sola necessità di riportare i carichi verticali sulle travate metalliche.

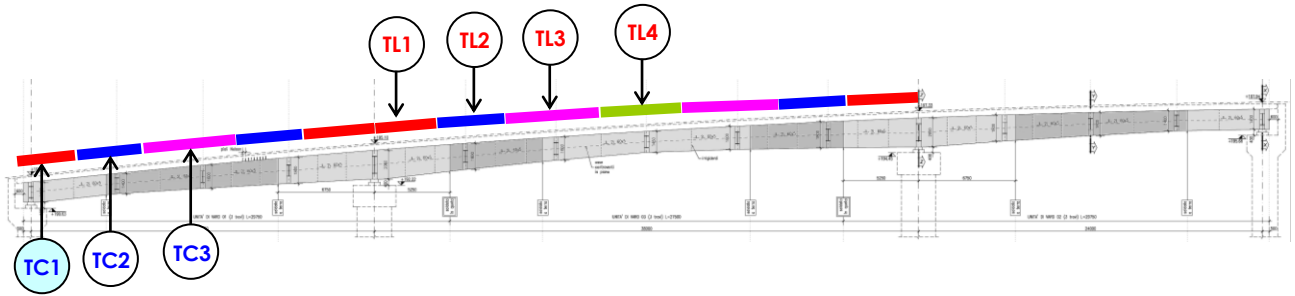
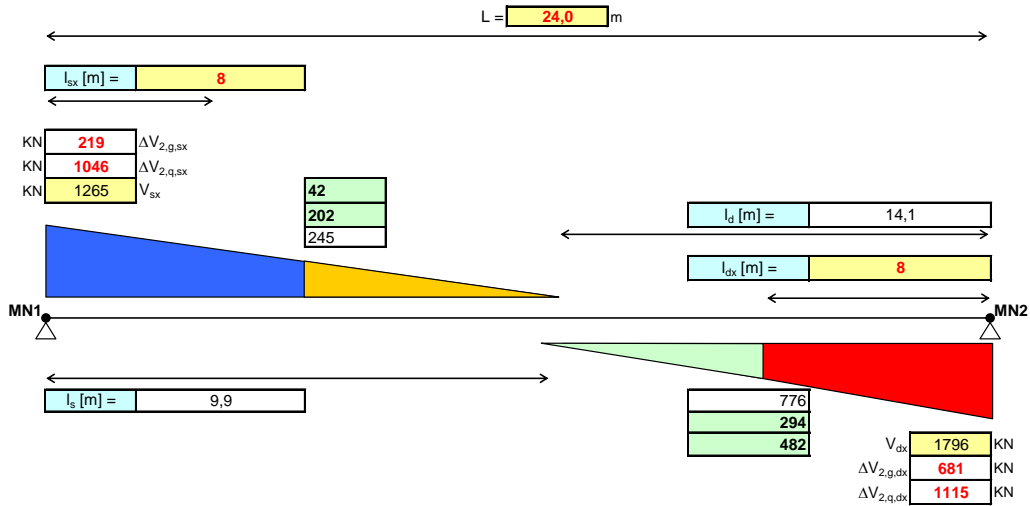
7.13.5 Campata centrale: **TC1**

Figura 75 Schema grafico rappresentativo del tratto oggetto d'analisi

Segue l'estratto del foglio del relativo foglio di calcolo. La disposizione dei pioli è stata effettuata in accordo a quanto richiesto nelle CNR 10016:

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori

**B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE**

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cls R_{ck}	40	N/mm^2
f_{ck}	34,00	N/mm^2
γ_c	1,60	
f_{cd}	18,06	N/mm^2
E_{cm}	36.050	N/mm^2

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson	
f_u	450	N/mm^2
t_{min}	9,5	mm
d_{pl}	19	mm
$h_{pl,min}$	76	mm
h_{min}	57	mm
h_{pl}	200	mm
	duttile	

resistenza compatibile

minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore

diametro dei connettori

minima altezza per connettore duttile

minima altezza per connettore

altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58,76	KN
k_d	0,80	
k_l	1,00	
β	0,90	
N_{filia}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

P_{Rd}	58,76	KN
k_d	0,80	
k_l	1,00	
β	0,90	
N_{filia}	4	
$P_{Rd,tot}$	235	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
 coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
 coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
 numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S_q^*	34.642.600	mm ³
S_g^*	22.635.800	mm ³
J_q	56.737.807.000	mm ⁴
J_g	44.049.665.000	mm ⁴
A_s	46.100	mm ²
$A_{id,q}$	173.820	mm ²
$A_{id,g}$	88.670	mm ²

	34.642.600	mm ³
	22.635.800	mm ³
	56.737.807.000	mm ⁴
	44.049.665.000	mm ⁴
	46.100	mm ²
	173.820	mm ²
	88.670	mm ²

Infittimento SX

N_{term}	3.178	kN
N_{rit}	6.957	kN
d_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
I_s	2800	mm
Δq_{sd}	-1593	N/mm
$q_{sd,sx}$	1593	N/mm
i_{sx}	100	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,90	0,60	

Infittimento DX

$N_{term&rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
I_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	1031	N/mm
i_{sx}	200	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,88	0,58	

C. DEFINIZIONE dell'ARMATURA TRASVERSALE

a.3) Calcolo dell'armatura trasversale

N_{conn}	3	
$d_{conn,tr}$	280	mm
$h_{soletta}$	250	mm
l_{a-a}	500	mm
l_{b-b}	680	mm
$A_{cv,a-a}$	500.000	mm ²
$A_{cv,b-b}$	680.000	mm ²
$t_{ASSO,lavoro}$	1,00	
V_{sd}	1.763	KN/m

distanza trasversale fra i connettori estremi del gruppo

superficie di scorrimento tipo a-a

superficie di scorrimento tipo b-b

Armature presenti nella sezione (su un metro):

A_{rete}	0	ϕ	0	0	mm ²
$A_{M,neg}$	5	ϕ	8	251	mm ²
$A_{inf,taglio}$	5	ϕ	20	1570	mm ²
	0	ϕ	0	0	1570

Determinazione delle resistenze disponibili:

$f_{ctk,0,05}$	2,204	N/mm ²
τ_{rd}	0,344	N/mm ²
η	1,00	

	taglio-trazione	taglio-compressione	
$V_{Rd,a-a}$	1.855	1.806	KN/m
$V_{Rd,b-b}$	1.813	2.457	KN/m

verificato
 verificato

L'armatura trasversale appena definita è da intendersi come addizionale rispetto a quella calcolata per la sola necessità di riportare i carichi verticali sulle travate metalliche.

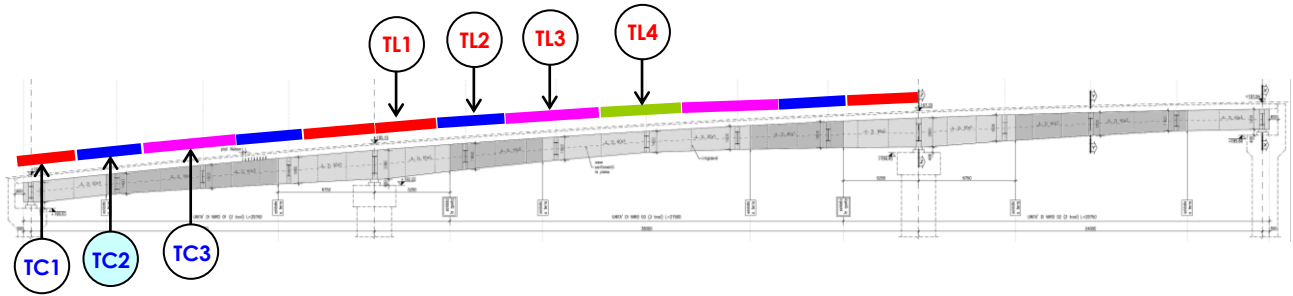
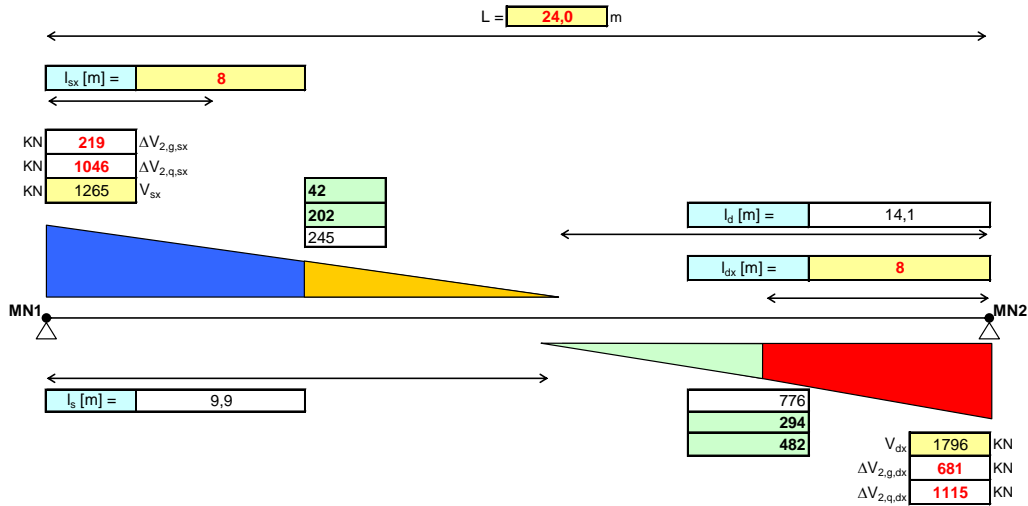
7.13.6 Campata centrale: **TC2**

Figura 76 Schema grafico rappresentativo del tratto oggetto d'analisi

Segue l'estratto del foglio del relativo foglio di calcolo. La disposizione dei pioli è stata effettuata in accordo a quanto richiesto nelle CNR 10016:

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori

**B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE**

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cls R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	34,00	N/mm ²
γ_c	1,60	
f_{cd}	18,06	N/mm ²
E_{cm}	36.050	N/mm ²

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson	
f_u	450	N/mm ²
t_{min}	9,5	mm
d_{pl}	19	mm
$h_{pl,min}$	76	mm
h_{min}	57	mm
h_{pl}	200	mm
	duttile	

resistenza compatibile

minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore

diametro dei connettori

minima altezza per connettore duttile

minima altezza per connettore

altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58,76	KN
k_d	0,80	
k_l	1,00	
β	0,90	
N_{filia}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

P_{Rd}	58,76	KN
k_d	0,80	
k_l	1,00	
β	0,90	
N_{filia}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	KN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
 coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
 coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
 numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S^*_q	34.642.600	mm ³
S^*_g	22.635.800	mm ³
J_q	56.737.807.000	mm ⁴
J_g	44.049.665.000	mm ⁴
A_s	46.100	mm ²
$A_{sd,q}$	173.820	mm ²
$A_{sd,g}$	88.670	mm ²

	34.642.600	mm ³
	22.635.800	mm ³
	56.737.807.000	mm ⁴
	44.049.665.000	mm ⁴
	46.100	mm ²
	173.820	mm ²
	88.670	mm ²

Infittimento SX

N_{term}	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
I_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	751	N/mm
i_{sx}	200	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,85	0,57	

Infittimento DX

$N_{term&rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
I_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	1031	N/mm
i_{sx}	150	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,88	0,58	

C. DEFINIZIONE dell'ARMATURA TRASVERSALE

a.3) Calcolo dell'armatura trasversale

N_{conn}	3	
$d_{conn,tr}$	280	mm
$h_{soletta}$	250	mm
l_{a-a}	500	mm
l_{b-b}	680	mm
$A_{cv,a-a}$	500.000	mm ²
$A_{cv,b-b}$	680.000	mm ²
$t_{ass}O_{lavoro}$	1,00	
V_{sd}	881	KN/m

distanza trasversale fra i connettori estremi del gruppo

superficie di scorrimento tipo a-a

superficie di scorrimento tipo b-b

Armature presenti nella sezione (su un metro):

A_{rete}	0	ϕ	0	0	mm ²
$A_{M,neg}$	5	ϕ	7	192	mm ²
$A_{inf,taglio}$	5	ϕ	10	393	mm ²
	0	ϕ	0	0	393

Determinazione delle resistenze disponibili:

$f_{ctk 0,05}$	2,204	N/mm ²
τ_{rd}	0,344	N/mm ²
η	1,00	

	taglio-trazione	taglio-compresione	
$V_{Rd,a-a}$	888	1.806	KN/m
$V_{Rd,b-b}$	892	2.457	KN/m

verificato
verificato

L'armatura trasversale appena definita è da intendersi come addizionale rispetto a quella calcolata per la sola necessità di riportare i carichi verticali sulle travate metalliche.

7.13.7 Campata centrale: TC3

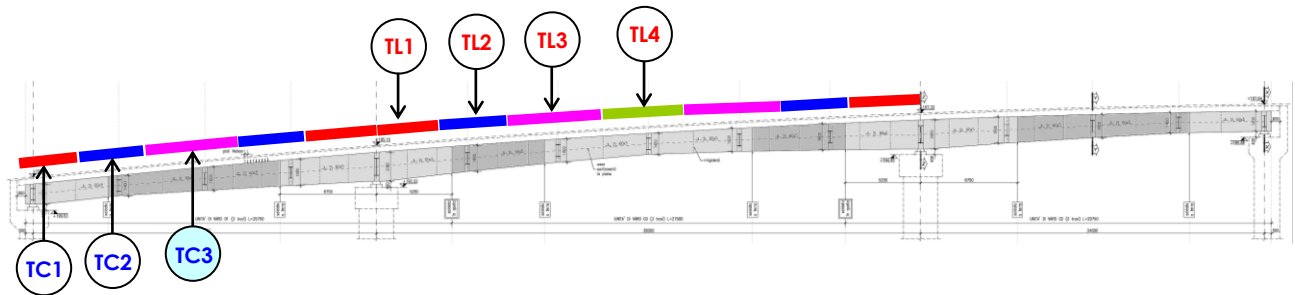
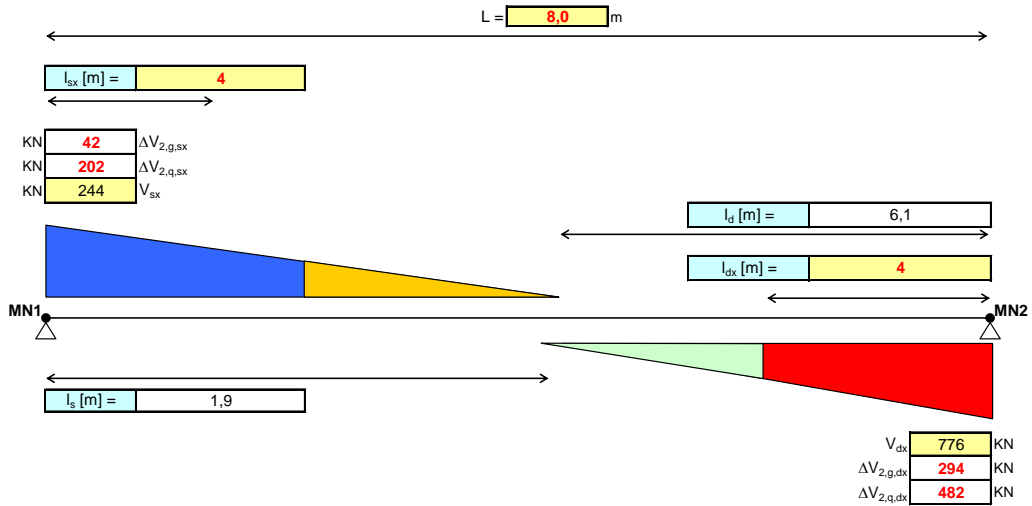


Figura 77 Schema grafico rappresentativo del tratto oggetto d'analisi

Segue l'estratto del foglio del relativo foglio di calcolo. La disposizione dei pioli è stata effettuata in accordo a quanto richiesto nelle CNR 10016:

A. AZIONI SOLLECITANTI di PROGETTO

Viene analizzata la singola campata della travata in esame per definire la disposizione ideale dei connettori

**B. CARATTERISTICHE della CONNESSIONE**

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di soletta:

Cls R_{ck}	40	N/mm^2
f_{ck}	34,00	N/mm^2
γ_c	1,60	
f_{cd}	18,06	N/mm^2
E_{cm}	36.050	N/mm^2

Si ipotizza una connessione a completo ripristino di resistenza:

Pioli	Nelson	
f_u	450	N/mm^2
t_{min}	9,5	mm
d_{pl}	19	mm
$h_{pl,min}$	76	mm
h_{min}	57	mm
h_{pl}	200	mm
	duttile	

resistenza compatibile

minimo spessore della lamiera compatibile con il connettore

diametro dei connettori

minima altezza per connettore duttile

minima altezza per connettore

altezza adottata per il connettore

Determinazione della resistenza della connessione:

P_{Rd}	58,76	kN
k_d	0,80	
k_l	1,00	
β	0,90	
N_{filia}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	kN

P_{Rd}	58,76	kN
k_d	0,80	
k_l	1,00	
β	0,90	
N_{filia}	3	
$P_{Rd,tot}$	176	kN

coefficiente di penalizzazione per effetti dinamici
 coefficiente riduttivo (solo in presenza di lamiera grecata)
 coefficiente riduttivo in zona tesa fessurata
 numero di connettori su di una fila

Momenti statici a breve e lungo termine per sezione interamente reagente:

S_q^+	34.642.600	mm ³
S_g^+	22.635.800	mm ³
J_q	56.737.807.000	mm ⁴
J_g	44.049.665.000	mm ⁴
A_s	46.100	mm ²
$A_{id,q}$	173.820	mm ²
$A_{id,g}$	88.670	mm ²

	34.642.600	mm ³
	22.635.800	mm ³
	56.737.807.000	mm ⁴
	44.049.665.000	mm ⁴
	46.100	mm ²
	173.820	mm ²
	88.670	mm ²

Infittimento SX

N_{term}	0	kN
N_{rit}	0	kN
d_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
I_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	145	N/mm
i_{sx}	250	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,21	0,14	

Infittimento DX

$N_{term&rit}$	0	kN
N_{rit}	0	kN
b_{eff}	2.800	mm
L_{trave}	38.000	mm
I_s	2800	mm
Δq_{sd}	0	N/mm
$q_{sd,sx}$	445	N/mm
i_{sx}	250	mm
verificato		
s.l.u.	s.l.e.	
0,63	0,42	

C. DEFINIZIONE dell'ARMATURA TRASVERSALE

a.3) Calcolo dell'armatura trasversale

N_{conn}	3	
$d_{conn,tr}$	280	mm
$h_{soletta}$	250	mm
l_{a-a}	500	mm
l_{b-b}	680	mm
$A_{cv,a-a}$	500.000	mm ²
$A_{cv,b-b}$	680.000	mm ²
$t_{ASSO} lavoro$	1,00	
V_{sd}	705	kN/m

distanza trasversale fra i connettori estremi del gruppo

superficie di scorrimento tipo a-a

superficie di scorrimento tipo b-b

Armature presenti nella sezione (su un metro):

A_{rete}	0	ϕ	0	0	mm ²
$A_{M,neg}$	5	ϕ	7	192	mm ²
$A_{inf,taglio}$	5	ϕ	7	192	mm ²
	0	ϕ	0	0	192

Determinazione delle resistenze disponibili:

$f_{ctk,0,05}$	2,204	N/mm ²
τ_{rd}	0,344	N/mm ²
η	1,00	

	taglio-trazione	taglio-compressione	
$V_{Rd,a-a}$	731	1.806	kN/m
$V_{Rd,b-b}$	736	2.457	kN/m

verificato
 verificato

L'armatura trasversale appena definita è da intendersi come addizionale rispetto a quella calcolata per la sola necessità di riportare i carichi verticali sulle travate metalliche.

7.14 STABILITÀ GLOBALE

Lo schema statico a trave continua che caratterizza l'impalcato richiede di estendere le considerazioni sulla stabilità globale del sistema anche alla configurazione finale del ponte (ovvero ad avvenuta maturazione della soletta).

Anche in questo caso si è ritenuto adottare l'approccio proposto al Punto 6.3.4 dell'EC 3.1.1 (General Method). La presenza della soletta è stata schematizzata, a favore di sicurezza, inserendo dei link rigidi di piano in sola corrispondenza delle fasce d'impalcato soggette a momento positivo.

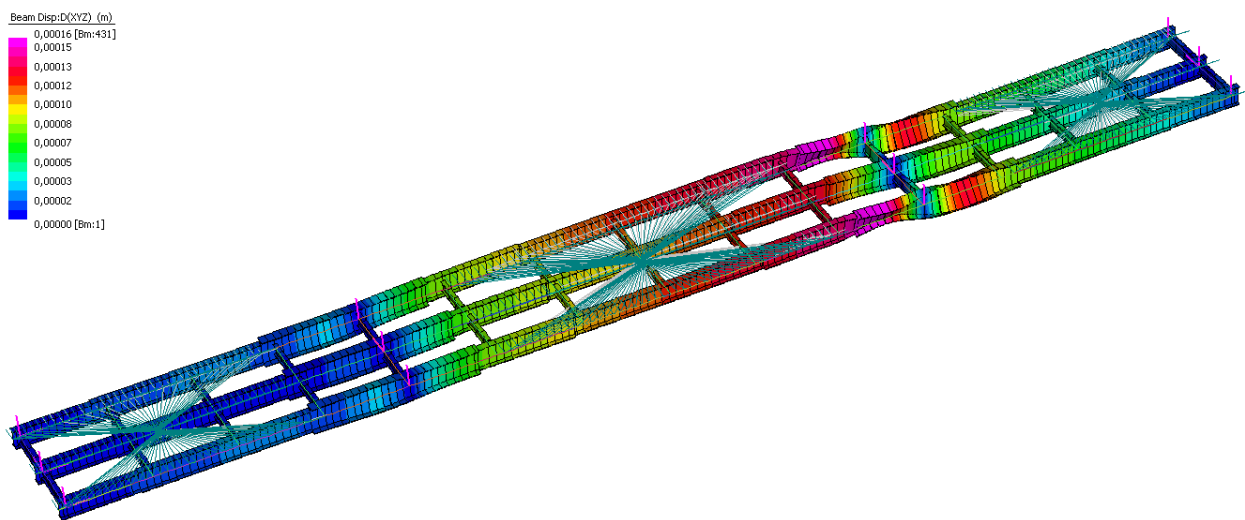


Figura 78 Forma modale relativa all'instabilizzazione a M- sull'appoggio

Di seguito la sintesi delle verifiche condotte. $\alpha_{ult,k}$ rappresenta il minimo amplificatore delle forze di progetto necessario a raggiungere la resistenza caratteristica dell'elemento e $\alpha_{cr,op}$ è il minimo amplificatore delle forze di progetto necessario a generare l'instabilità del sistema in campo elastico. Per maggiori dettagli relativi alla procedura di calcolo si rimanda direttamente alla norma europea richiamata in precedenza:

$$\alpha_{ult,k} = 1.220$$

$$\alpha_{cr,op} = 12.10$$

$$\lambda_{op} = (\alpha_{ult,k} / \alpha_{cr,op})^{0.5} = 0.317$$

$$\alpha_{LT} = 0.760$$

$$\Phi_{LT} = 0.50 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{op} - 0.2) + \lambda_{op}^2] = 0.505$$

$$\chi_{LT} = 1 / [\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 + \lambda_{op}^2)^{0.5}] = 1.11$$

Chk: $\chi_{LT} > 1$

8 VERIFICA CONTROVENTI DI MONTAGGIO

Il controvento di montaggio è stato dimensionato al fine di resistere alle forze orizzontali dovute al vento nella configurazione transitoria in cui la maturazione della soletta in calcestruzzo non sia ancora completa. Lo schema statico di riferimento è quello a travata reticolare con sole aste tese. La seguente immagine riporta il modello agli elementi finiti di riferimento:

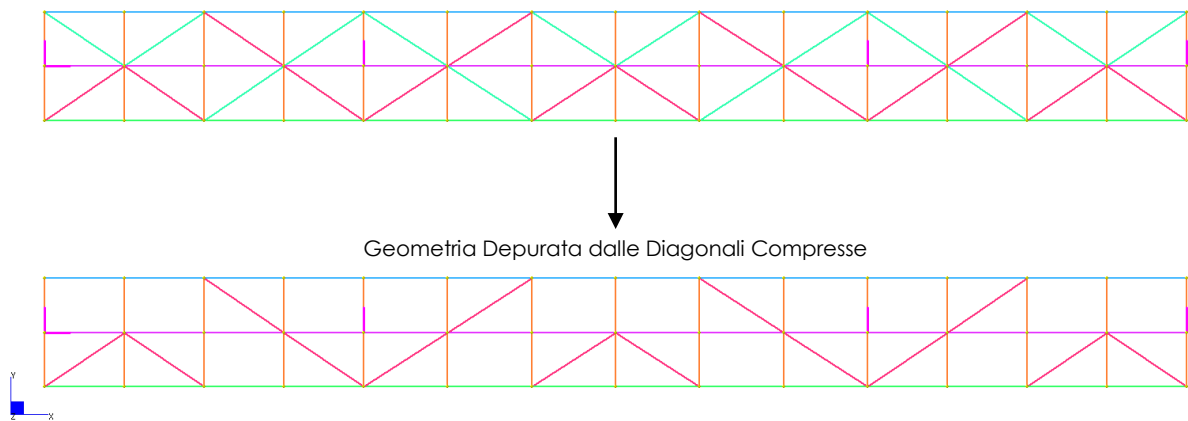


Figura 79 Rappresentazione in linea d'asse del modello agli E.F.

Seguono le immagini relative alle sollecitazioni agenti nei principali componenti del sistema, ovvero nelle aste diagonali, nei traversi pieni e nelle travate principali:

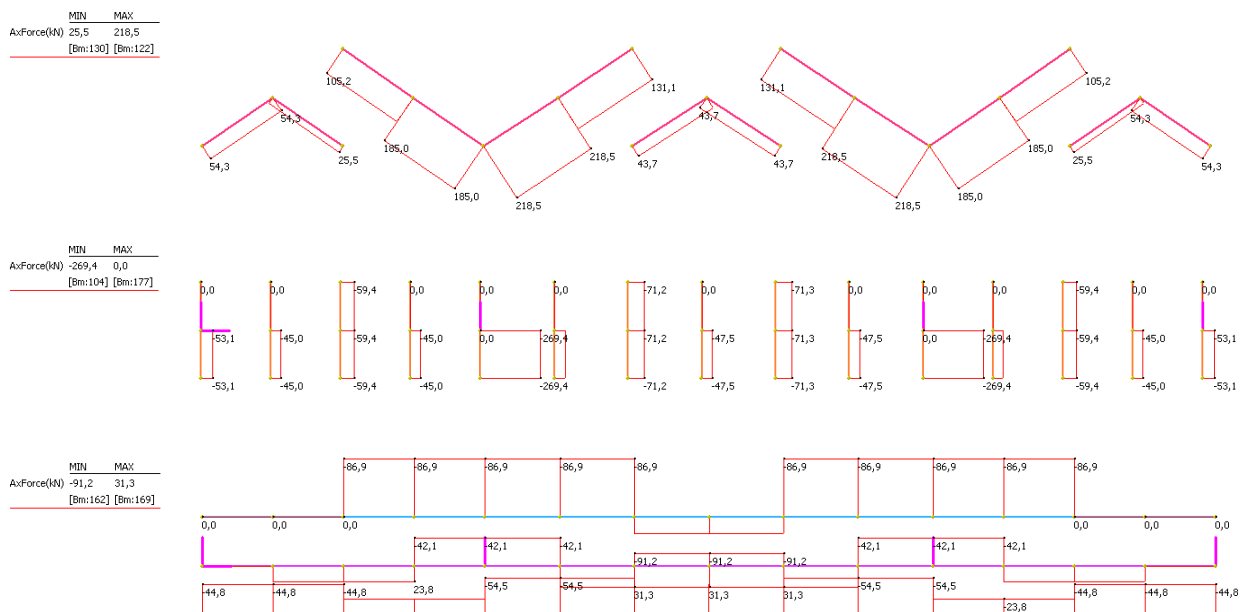


Figura 80 Azioni assiali agenti nelle principali componenti del sistema

La tabella sotto riportata, invece, sintetizza le principali verifiche condotte sulle aste diagonali, ovvero sugli elementi per cui questa fase di funzionamento risulta essere dimensionante (travate principali e trasversi sono infatti maggiormente sollecitati nella configurazione finale):

A. Caratteristiche dei materiali e sollecitazioni

Acciaio S	3.550	kg/cm ²
γ_a	1,00	
f_{yd}	3.550	kg/cm ²
E_a	2.100.000	kg/cm ²
G_a	807.692	kg/cm ²
$T_{vento,slu}$	22.000	kg

B. Caratteristiche della sezione del profilo

profilo singolo	dati da profilario secondo norma UNI 5783	d	S	$J_x = J_y$	r_{min}	$r_x = r_y$
		[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
L 60 x 5		1,64	5,82	19,40	1,17	1,82

profilo accoppiato	Scalastrello	S	J_x	J_y	r_x	r_y
	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm]	[cm]
L 60 x 5	1,20	11,64	38,8	97	1,83	2,89

C. Verifica del giunto

Il calcolo del giunto viene effettuato ipotizzando che il bullone sia privo di filettatura in corrispondenza del primo dei piani di taglio considerati ai fini della resistenza complessiva.

$\alpha_{angolare}$	2,0
---------------------	------------

8,8	16	mm
$f_{d,N}$	560	N/mm ²
$f_{d,V}$	396	N/mm ²
A_{gambo}	201	mm ²
A_{res}	157	mm ²
$N_{p,taglio}$	2	
N_{bull}	3	
$F_{rd,V}$	14.179,3	kg
$F_{rd,ri,ang}$	11.360,0	kg
e_{tracc}	1,36	cm
$b_{bulloni,ext}$	10,00	cm
V_{sd}	22.000,0	kg
M_{sd}	29.920,0	kgcm
$F_{sd,max}$	7.920,2	kg
verificato		

Asta forata	A_{lorda}	11,64	cm ²
	t_{ala}	5,0	mm
	A_{netta}	10,77	cm ²
	N_{rd}	38.215,8	kg
verificato			

Piastra	$t_{piastra}$	12,0	mm
	$F_{Rd,I,bull,rif}$	13.632,0	kg
verificato			
	α_{diff}	35,0	deg
	$F_{Rd,II,bull}$	22.373,8	kg
verificato			
	α_{diff}	35,0	deg
	$F_{Rd,III,bull}$	52.202,7	kg
verificato			

9 VERIFICA TRAVERSI

L'impalcato contiene esclusivamente traversi pieni ottenuti per composizione saldata di piatti metallici. Il presente capitolo è dedicato all'analisi delle due tipologie di riferimento, compresi i relativi giunti bullonati.

9.1 TRAVERSI CORRENTI

In primo luogo si riportano i diagrammi utili a comprendere l'andamento delle sollecitazioni durante le 3 fasi che caratterizzano il comportamento dell'impalcato. Per i traversi correnti, infatti, la condizione di funzionamento peggiore è quella associata al normale utilizzo della struttura (con la corrispondente necessità di ripartizione trasversale dei carichi).

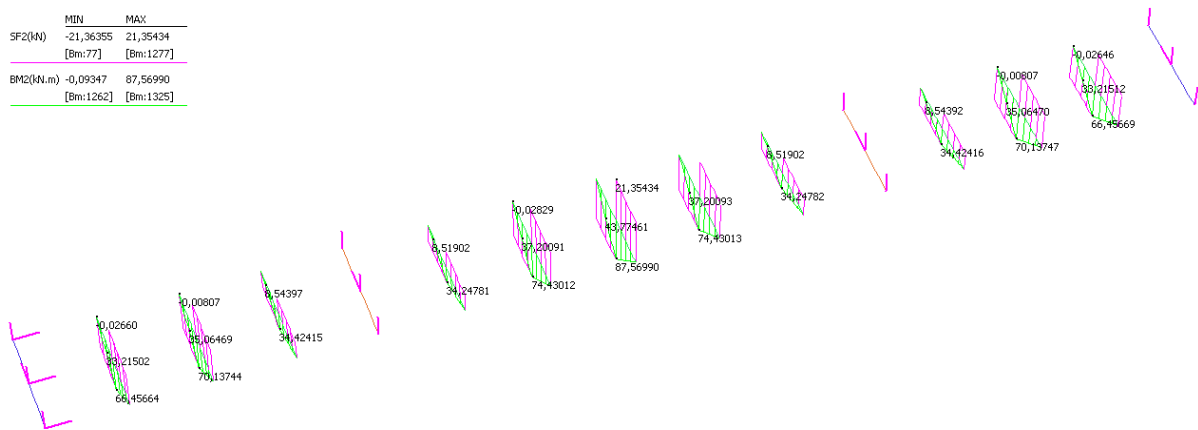


Figura 81 Sollecitazioni di taglio e momento flettente agente nei diaframmi in FASE I

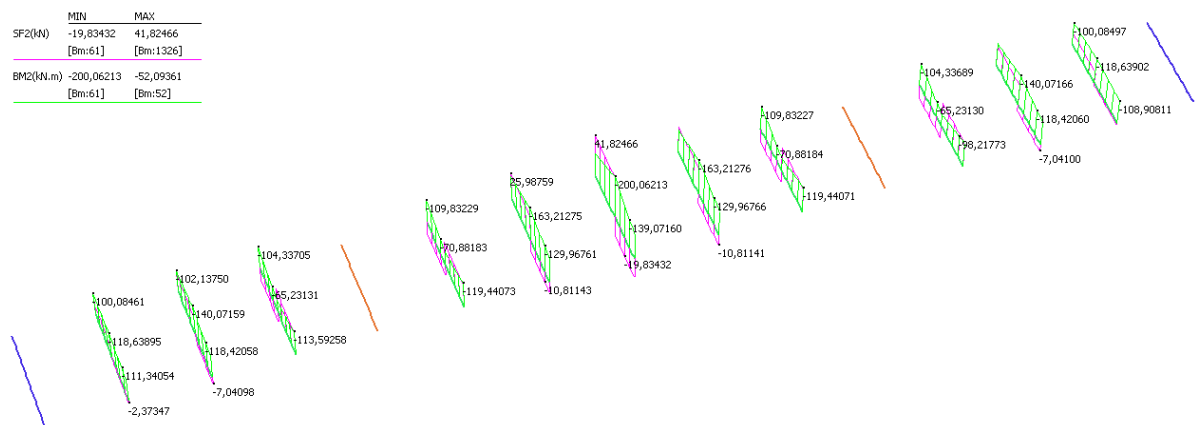


Figura 82 Sollecitazioni di taglio e momento flettente agente nei diaframmi in FASE II

(iniluppo dei massimi)

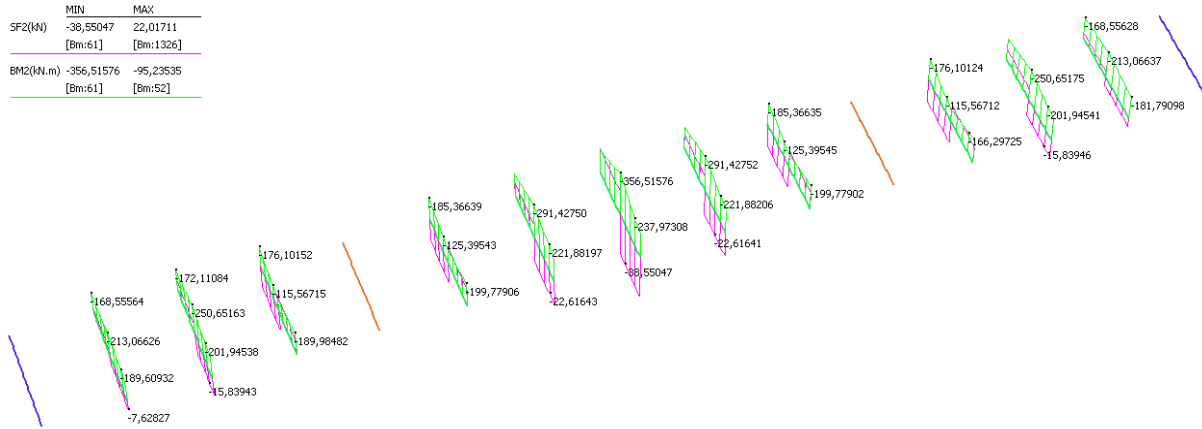


Figura 83 Sollecitazioni di taglio e momento flettente agente nei diaframmi in FASE II
 (iniluppo dei minimi)

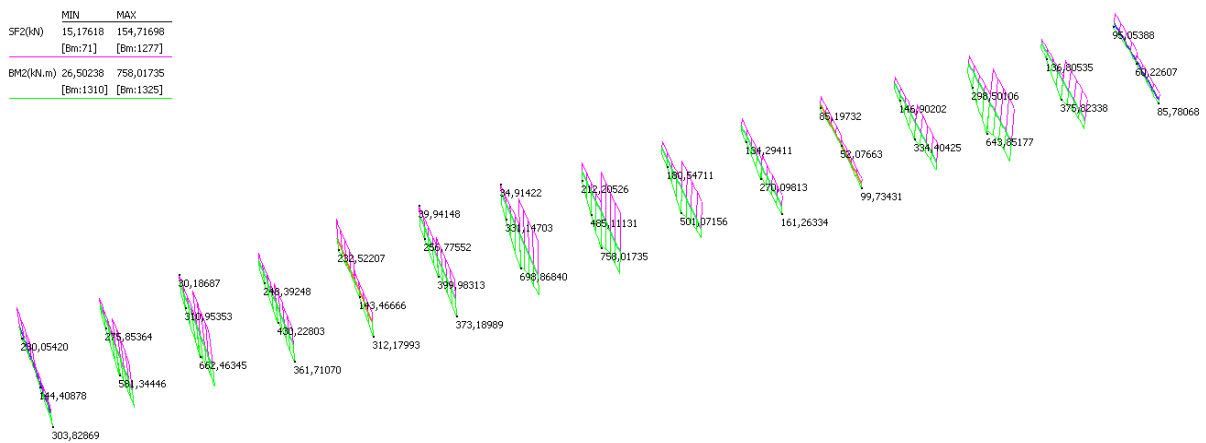


Figura 84 Sollecitazioni di taglio e momento flettente agente nei diaframmi in FASE III
 (iniluppo dei massimi)

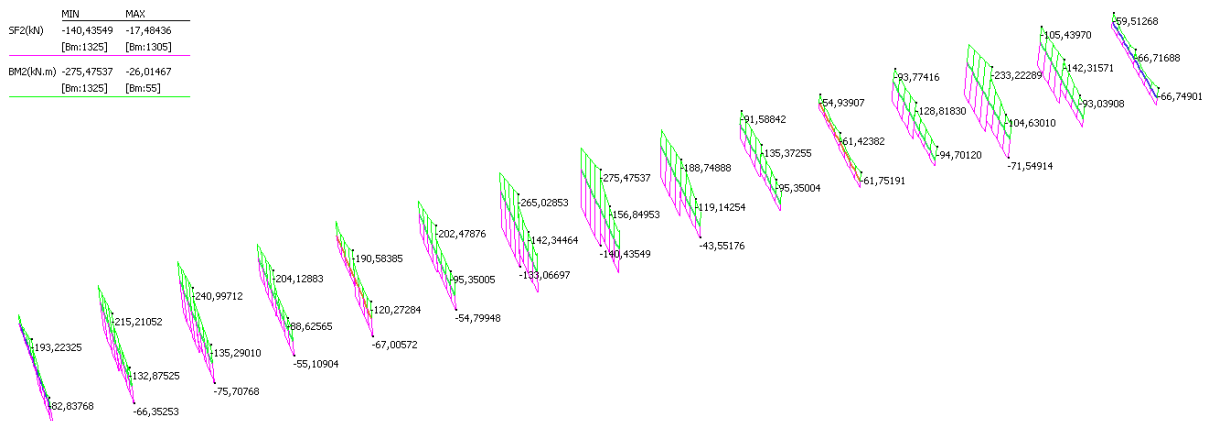


Figura 85 Sollecitazioni di taglio e momento flettente agente nei diaframmi in FASE III

(involuppo dei minimi)

Seguono i fogli di calcolo contenenti tutte le verifiche di riferimento. Per brevità si è riportato esclusivamente il caso relativo alla sezione netta (ovvero quella in corrispondenza del giunto bullonato), in quanto maggiormente penalizzante:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
γ_a	1,00	
f_{yd} ($t < 16$ mm)	355	N/mm ²
Norma Ref	EN 10025	
E_a	210.000	N/mm ²
G_a	80.769	N/mm ²

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Ala sup	b_s	224	mm
	t_s	20	mm
Anima	h_w	760	mm
	t_w	12	mm
Ala inf	b_i	224	mm
	t_i	20	mm

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	650,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	151,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

fattori di combinazione

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)**

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		$A_{piatto, netta}$	y	$J_{f,s, netta}$	$J_{f,w}$	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
80,0	22,4	2,0	44,8	1,0	14,9	1873	Ala inf
	76,0	1,2	73,9	40,0	37797,6	11	Anima
	22,4	2,0	44,8	79,0	14,9	1873	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
40,0	163,5	73,9	89,6	174.109,1	3.757,4	4.352,7	4.352,7

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	149,33	141,87	-141,87	-149,33	20,43

Verifica tensioni ideali:

$\sigma_{id,s,inf}$	$\sigma_{id,s,inf,anima}$	$\sigma_{id,s,sup,anima}$	$\sigma_{id,s,sup}$
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
149,33	146,21	-146,21	-149,33

9.2 TRAVERSI D'ESTREMITÀ

I traverzi d'estremità manifestano un comportamento nettamente differenziato da quelli correnti. Il loro dimensionamento, in effetti, deve essere condotto in riferimento non più al normale esercizio dell'opera, ma all'evento occasionale legato alla sostituzione degli apparecchi

d'appoggio. In tal senso si ipotizza che le condizioni al contorno in cui dovrà essere realizzato l'intervento saranno le seguenti:

- Sollevamento dell'impalcato di 5 mm;
- Chiusura al traffico della viabilità interessata.

Le seguenti immagini sintetizzano i risultati delle simulazioni agli E.F. implementate allo scopo di risalire alle caratteristiche di sollecitazione necessarie al dimensionamento delle membrature metalliche di pertinenza:



Figura 86 Sollecitazioni di taglio e momento flettente per sollevamento su pila

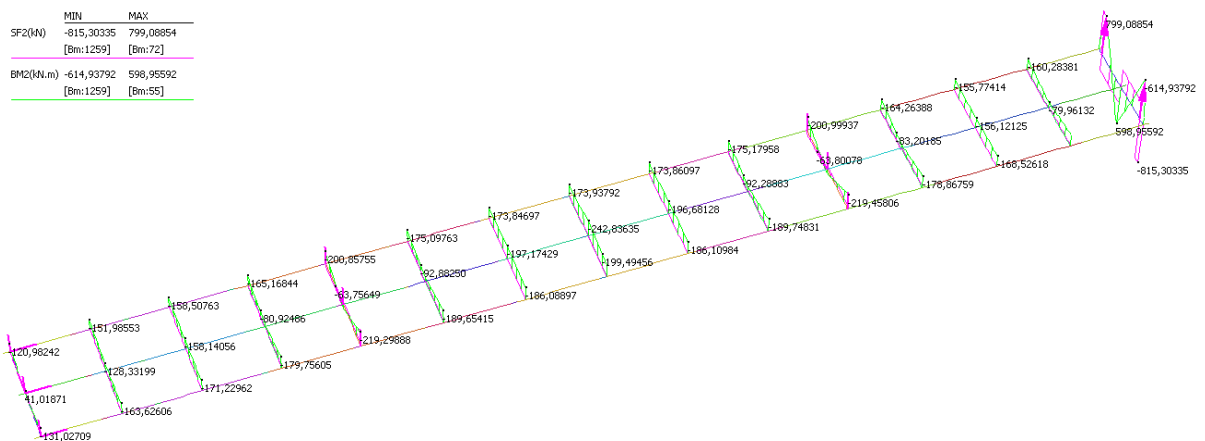


Figura 87 Sollecitazioni di taglio e momento flettente per sollevamento su spalla

Il posizionamento dei punti di sollevamento è stato scelto in relazione alla dimensione presunta per i martinetti (compatibilmente con le massime reazioni necessarie al sollevamento si è stabilito un ingombro massimo del dispositivo idraulico di 45 cm di diametro)

Seguono i fogli di calcolo contenenti tutte le verifiche di riferimento. Anche in questo caso si è riportato esclusivamente il caso relativo alla sezione netta:

Traverso su pila:

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²	
γ_a	1,00		
f_{yd} (t≤16 mm)	355	N/mm ²	
Norma Ref	EN 10025		
E_a	210.000	N/mm ²	
G_a	80.769	N/mm ²	

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Ala sup	b_s	256	mm
	t_s	35	mm
Anima	h_w	1.130	mm
	t_w	30	mm
Ala inf	b_i	256	mm
	t_i	35	mm

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M_1	2.920,0	KNm
	N_1	0,0	KN
	V_1	3.760,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	γ_G	1,0
	γ_Q	1,0

fattori di combinazione

B. CALCOLO della SEZIONE

b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot} [cm]	piatti componenti		A_{piatto} [cm ²]	y [cm]	$J_{I,s}$ [cm ⁴]	$J_{I,w}$ [cm ⁴]	
120,0	25,6	3,5	89,6	1,8	91,5	4893	Ala inf
	113,0	3,0	268,5	60,0	296593,3	254	Anima
	25,6	3,5	89,6	118,3	91,5	4893	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$ [cm]	A_s [cm ²]	$A_{v,1}$ [cm ²]	$A_{v,2}$ [cm ²]	$J_{I,s}$ [cm ⁴]	$J_{I,w}$ [cm ⁴]	$W_{el,s}^+$ [cm ³]	$W_{el,s}^-$ [cm ³]
60,0	447,7	268,5	179,2	904.813,0	10.041,0	15.080,2	15.080,2

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{s,sup}$ N/mm ²	τ_s N/mm ²
M_1, V_1, N_1	193,63	182,34	-182,34	-193,63	140,04

Verifica tensioni ideali:

$\sigma_{id,s,inf}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,inf,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,sup,anima}$ N/mm ²	$\sigma_{id,s,sup}$ N/mm ²	t.a.
193,63	303,44	-303,44	-193,63	

Traverso su spalla:**A. DATI INIZIALI****a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
	1,00	
	355	N/mm ²
	EN 10025	
	210.000	N/mm ²
	80.769	N/mm ²

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Ala sup	224	mm
	20	mm
Anima	760	mm
	15	mm
Ala inf	224	mm
	20	mm

a.4) Sollecitazioni analisi elastica (coefficientate)

Fase 1	M₁	620,0	KNm
	N₁	0,0	KN
	V₁	820,0	KN

a.5) Sollecitazioni analisi plastica

Coeff	1,0
	1,0

fattori di combinazione

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)**

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		$A_{piatto, netta}$	y	$J_{f,s, netta}$	$J_{f,w}$	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
80,0	22,4	2,0	44,8	1,0	14,9	1873	Ala inf
	76,0	1,5	92,4	40,0	47249,0	21	Anima
	22,4	2,0	44,8	79,0	14,9	1873	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
40,0	182,0	92,4	89,6	183.560,5	3.767,8	4.589,0	4.589,0

Verifiche tensionali dell'elemento:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M₁, V₁, N₁	135,11	128,35	-128,35	-135,11	88,74

Verifica tensioni ideali:

$\sigma_{id,s,inf}$	$\sigma_{id,s,inf,anima}$	$\sigma_{id,s,sup,anima}$	$\sigma_{id,s,sup}$
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
135,11	200,25	-200,25	-135,11

Le verifiche relative ai giunti bullonati impegnati al fine di collegare questi elementi alle travi principali d'impalcato sono proposte al Paragrafo seguente

9.3 GIUNTI BULLONATI

I giunti bullonati sono stati calcolati partendo dalle sollecitazioni appena definite per il dimensionamento dei traversi correnti e d'estremità. I fogli di verifica riportati nelle pagine seguenti sono strutturati secondo la seguente organizzazione:

- Presentazione dei dati iniziali inerenti le caratteristiche dei materiali, le proprietà geometriche della sezione e dei coprigiunti sull'ala superiore, sull'anima e sull'ala inferiore;
- Riepilogo dei dati tensionali relativi alla sezione lorda del traverso;
- Valutazione del comportamento ad attrito del nodo (condotta in conformità alla preparazione superficiale precisata nella tabella materiali: $\mu = 0.30$);
- Valutazione del comportamento a taglio del nodo (in genere non dimensionante per giunti dedicati al funzionamento ad attrito in condizioni di esercizio).

A seguire le tabelle contenenti le verifiche relative alle 3 geometrie esaminate. Per maggiori dettagli in merito alla configurazione del giunto si rimanda direttamente a quanto contenuto negli elaborati grafici relativi ai traversi.

Traverso corrente:

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²	
	γ_a	1,00	
Bulloni	f_{yd}	355	N/mm ²
	10,9	22	mm
	$f_{d,N}$	700	N/mm ²
	$f_{d,V}$	495	N/mm ²
	A_{res}	303	mm ²
$N_{p,taglio}$	2		
$F_{rd,V}$	300,0	kN	

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Ala sup	b_s	320	mm
	t_s	20	mm
Anima	$F_{rif,rd}$	312,4	kN
	h_w	760	mm
Ala inf	t_w	12	mm
	$F_{rif,rd}$	187,4	kN
	b_i	320	mm
	t_i	20	mm
	$F_{rif,rd}$	312,4	kN

a.3) Caratteristiche geometriche coprigiunto e resistenze a rifollamento

Ala sup		
$b_{s,lorda}$	280	mm
N°_{bull}	4	
$b_{i,res}$	186	mm
$t_{s,tot}$	30	mm
$F_{rif,rd}$	468,6	kN

Anima		
$h_{w,lorda}$	650	mm
$t_{w,tot}$	16	mm
$h_{w,netta}$	509	mm
$F_{rif,rd}$	249,9	kN

Ala inf		
$b_{i,lorda}$	280	mm
N°_{bull}	4	
$b_{i,netta}$	186	mm
$t_{i,tot}$	30	mm
$F_{rif,rd}$	468,6	kN

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
80,0	32,0	2,0	64,0	1,0	21,3	5461
	76,0	1,2	91,2	40,0	75855,1	11
	32,0	2,0	64,0	79,0	21,3	5461

Ala inf
Anima
Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
40,0	219,2	91,2	128,0	270.585,7	10.933,6	6.764,6	6.764,6

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	108,96	103,51	-103,51	-108,96			16,56
$\Delta M_{2,g}$							
$\Delta M_{2,q}$							
$N_{2,g}$							
$N_{2,q}$							
$\Delta N_{2,g}$							
$\Delta N_{2,q}$							
ΔV_2							

C. CALCOLO SLE (comportamento ad attrito)**c1) Sollecitazioni agenti agli sle (per la verifica del giunto ad attrito)**

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	72,64	69,01	-69,01	-72,64			11,04
$\Delta M_{2,g}$							
$\Delta M_{2,q}$							
$N_{2,g}$							
$N_{2,q}$							
$\Delta N_{2,g}$							
$\Delta N_{2,q}$							
$T + \Delta V_2$							

c.2) Resistenze ad attrito dei bulloni

μ	0,3	
γ_f	1,25	
N_s	170	kN
$N_{p,attrito}$	2	
$V_{f,0}$	81,6	kN

c.3) Calcoli per i bulloni di connessione dell'anima e delle piattabande

Ripart.comp.			Taglio		
$\sigma_{s,inf}$	72,64	N/mm ²	i_{maglia}	110	mm
$\sigma_{s,inf,anima}$	69,01	N/mm ²	$N^\circ_{bull,anima}$	12	
$\sigma_{s,sup,anima}$	-69,01	N/mm ²	$V_{bullone,V}$	8	kN
$\sigma_{s,sup}$	-72,64	N/mm ²	n_{vert}	6	numero bulloni verticali
τ_s	11,04	N/mm ²	n_{or}	2	numero bulloni orizzontali
$N_{f,sup}$	464,9	kN	f	0,357	A.Gregor (der praktische stahlbau)
N°_{bull}	5,7		h'	0,550	altezza gruppo bulloni [m]
$N_{f,inf}$	464,9	kN	$V_{bullone,M}$	59	kN
N°_{bull}	5,7		$F_{bullone}$	60	kN
h_{web}	760,0	mm	verificato		
h_{sup}	380,0	mm			
h_{inf}	380,0	mm			
F_{sup}	157,3	kN			
F_{inf}	157,3	kN			
V_{web}	100,7	kN			
e_{CCV}	0,115	m			
M_{web}	91,3	kNm			

D. CALCOLO SLU (per la resistenza flessionale)

d.1) Ripartizione delle sollecitazioni fra le varie componenti del nodo e dimensionamento bulloni

Ripart.comp.			Taglio		
$\sigma_{s,inf}$	108,96	N/mm ²	i_{maglia}	110	mm
$\sigma_{s,inf,anima}$	103,51	N/mm ²	$N^\circ_{bull,anima}$	12	
$\sigma_{s,sup,anima}$	-103,51	N/mm ²	$V_{bullone,V}$	13	kN
$\sigma_{s,sup}$	-108,96	N/mm ²	n_{vert}	6	numero bulloni verticali
τ_s	16,56	N/mm ²	n_{or}	2	numero bulloni orizzontali
$N_{f,sup}$	697	kN	f	0,357	A.Gregor (der praktische stahlbau)
N°_{bull}	2,3		h'	0,550	altezza gruppo bulloni [m]
$N_{f,inf}$	697	kN	$V_{bullone,M}$	89	kN
N°_{bull}	2,3		$F_{bullone}$	90	kN
h_{web}	760,0	mm	verificato		
h_{sup}	380,0	mm			
h_{inf}	380,0	mm			
F_{sup}	236,0	kN			
F_{inf}	236,0	kN			
V_{web}	151,0	kN			
M_{web}	136,9	kNm			

Il rifollamento dei bulloni risulta essere poco rilevante, ed il rifollamento delle piastre è implicitamente conteggiato nella determinazione del numero di bulloni necessari mediante la resistenza minima fra F_{rd} ed $F_{t,rd}$

d.2) Resistenze associate ai coprigiunti

Ala inf	$N_{rd,i}$	1981	kN	verificato	N°	y
Ala sup	$N_{rd,s}$	1981	kN	verificato	1	55
Anima	$A_{v,net}$	8144	mm ²		2	165
	τ_v	18,54	N/mm ²		3	275
	A_{foro}	376	mm ²		4	
	J_{brdo}	366.166.667	mm ⁴		5	
	J_{net}	286.548.667	mm ⁴		6	
	W_{net}	881.688	mm ⁴		7	
	σ_s	155,32	N/mm ²		8	
	$\sigma_{s,rd}$	158,61	N/mm ²		9	
	verificato				10	
					11	
					12	
					13	
					14	
					15	

La tabella per la determinazione delle proprietà nette dei coprigiunto riporta le coordinate dei soli fori disposti al di sopra del baricentro. Il calcolo viene condotto facendo riferimento ad una configurazione simmetrica dei bulloni.

Traverso su pila:

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²	
	γ_a	1,00	
	f_{yd}	355	
Bulloni	10,9	22	N/mm ²
	$f_{d,N}$	700	N/mm ²
	$f_{d,V}$	495	N/mm ²
	A_{res}	303	mm ²
	$N_{p,taglio}$	2	
	$F_{rd,V}$	300,0	kN

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Ala sup	b_s	350	mm
	t_s	35	mm
	$F_{rif,rd}$	546,7	kN
Anima	h_w	1.130	mm
	t_w	30	mm
	$F_{rif,rd}$	468,6	kN
Ala inf	b_i	350	mm
	t_i	35	mm
	$F_{rif,rd}$	546,7	kN

a.3) Caratteristiche geometriche copriungto e resistenze a rifollamento

Ala sup		
$b_{s,lorda}$	280	mm
N°_{bull}	4	
$b_{i,res}$	186	mm
$t_{s,tot}$	40	mm
$F_{rif,rd}$	624,8	kN

Anima		
$h_{w,lorda}$	1.080	mm
$t_{w,tot}$	40	mm
$h_{w,netta}$	845	mm
$F_{rif,rd}$	624,8	kN

Ala inf		
$b_{i,lorda}$	280	mm
N°_{bull}	4	
$b_{i,netta}$	186	mm
$t_{i,tot}$	40	mm
$F_{rif,rd}$	624,8	kN

B. CALCOLO della SEZIONE

b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot} [cm]	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$		
	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]		
	120,0	35,0	3,5	122,5	1,8	125,1	12505	Ala inf
	113,0	3,0	339,0	60,0	9739554,8	254		Anima
	35,0	3,5	122,5	118,3	125,1	12505		Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$Y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	$W^+_{el,s}$	$W^-_{el,s}$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
60,0	584,0	339,0	245,0	10.571.105,2	25.264,7	176.185,1	176.185,1

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	146,95	138,37	-138,37	-146,95			110,91
$\Delta M_{2,g}$							
$\Delta M_{2,q}$							
$N_{2,g}$							
$N_{2,q}$							
$\Delta N_{2,g}$							
$\Delta N_{2,q}$							
ΔV_2							

C. CALCOLO SLE (comportamento ad attrito)

c1) Sollecitazioni agenti agli sle (per la verifica del giunto ad attrito)

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	97,97	92,25	-92,25	-97,97			73,94
$\Delta M_{2,g}$							
$\Delta M_{2,q}$							
$N_{2,g}$							
$N_{2,q}$							
$\Delta N_{2,g}$							
$\Delta N_{2,q}$							
$T + \Delta V_2$							

c.2) **Resistenze ad attrito dei bulloni**

μ	0,3	
γ_f	1,25	
N_s	170	kN
$N_{p,attrito}$	2	
$V_{f,0}$	81,6	kN

c.3) **Calcoli per i bulloni di connessione dell'anima e delle piattabande**

Ripart.comp.			Taglio		
$\sigma_{s,inf}$	97,97	N/mm ²	i_{maglia}	105	mm
$\sigma_{s,inf,anima}$	92,25	N/mm ²	$N^{\circ}_{bull,anima}$	30	
$\sigma_{s,sup,anima}$	-92,25	N/mm ²	$V_{bullone,V}$	84	kN
$\sigma_{s,sup}$	-97,97	N/mm ²	n_{vert}	10	numero bulloni verticali
τ_s	73,94	N/mm ²	n_{or}	3	numero bulloni orizzontali
$N_{f,sup}$	1200,1	kN	f	0,164	A.Gregor (der praktische stahlbau)
N°_{bull}	14,7		h'	0,945	altezza gruppo bulloni [m]
$N_{f,inf}$	1200,1	kN	$V_{bullone,M}$	176	kN
N°_{bull}	14,7		$F_{bullone}$	195	kN
h_{web}	1130,0	mm	non verificato		
h_{sup}	565,0	mm			
h_{inf}	565,0	mm			
F_{sup}	781,8	kN			
F_{inf}	781,8	kN			
V_{web}	2506,6	kN			
e_{CV}	0,170	m			
M_{web}	1015,1	kNm			

D. CALCOLO SLU (per la resistenza flessionale)

d.1) **Ripartizione delle sollecitazioni fra le varie componenti del nodo e dimensionamento bulloni**

Ripart.comp.			Taglio		
$\sigma_{s,inf}$	146,95	N/mm ²	i_{maglia}	105	mm
$\sigma_{s,inf,anima}$	138,37	N/mm ²	$N^{\circ}_{bull,anima}$	30	
$\sigma_{s,sup,anima}$	-138,37	N/mm ²	$V_{bullone,V}$	125	kN
$\sigma_{s,sup}$	-146,95	N/mm ²	n_{vert}	10	numero bulloni verticali
τ_s	110,91	N/mm ²	n_{or}	3	numero bulloni orizzontali
$N_{f,sup}$	1800	kN	f	0,164	A.Gregor (der praktische stahlbau)
N°_{bull}	6,0		h'	0,945	altezza gruppo bulloni [m]
$N_{f,inf}$	1800	kN	$V_{bullone,M}$	264	kN
N°_{bull}	6,0		$F_{bullone}$	292	kN
h_{web}	1130,0	mm	verificato		
h_{sup}	565,0	mm			
h_{inf}	565,0	mm			
F_{sup}	1172,7	kN			
F_{inf}	1172,7	kN			
V_{web}	3759,8	kN			
M_{web}	1522,6	kNm			

Il rifollamento dei bulloni risulta essere poco rilevante, ed il rifollamento delle piastre è implicitamente conteggiato nella determinazione del numero di bulloni necessari mediante la resistenza minima fra F_{rd} ed $F_{t,rd}$

d.2) **Resistenze associate ai coprigiunti**

Ala inf	$N_{rd,i}$	2641	kN	verificato	<table border="1"> <thead> <tr><th>N°</th><th>y</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>52,5</td></tr> <tr><td>2</td><td>157,5</td></tr> <tr><td>3</td><td>262,5</td></tr> <tr><td>4</td><td>367,5</td></tr> <tr><td>5</td><td>472,5</td></tr> <tr><td>6</td><td></td></tr> <tr><td>7</td><td></td></tr> <tr><td>8</td><td></td></tr> <tr><td>9</td><td></td></tr> <tr><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td></tr> <tr><td>12</td><td></td></tr> <tr><td>13</td><td></td></tr> <tr><td>14</td><td></td></tr> <tr><td>15</td><td></td></tr> </tbody> </table>	N°	y	1	52,5	2	157,5	3	262,5	4	367,5	5	472,5	6		7		8		9		10		11		12		13		14		15	
N°	y																																				
1	52,5																																				
2	157,5																																				
3	262,5																																				
4	367,5																																				
5	472,5																																				
6																																					
7																																					
8																																					
9																																					
10																																					
11																																					
12																																					
13																																					
14																																					
15																																					
Ala sup	$N_{rd,s}$	2641	kN	verificato																																	
Anima	$A_{v,net}$	33800	mm ²																																		
	τ_v	111,24	N/mm ²																																		
	A_{foro}	940	mm ²																																		
	J_{brdo}	4.199.040.000	mm ⁴																																		
	J_{net}	3.344.051.250	mm ⁴																																		
	W_{net}	6.192.688	mm ⁴																																		
	σ_s	245,87	N/mm ²																																		
	$\sigma_{s,td}$	312,37	N/mm ²																																		
verificato																																					

La tabella per la determinazione delle proprietà nette dei coprigiunti riporta le coordinate dei soli fori disposti al di sopra del baricentro. Il calcolo viene condotto facendo riferimento ad una configurazione simmetrica dei bulloni.

Traverso su spalla:

A. DATI INIZIALI

a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati

Acciaio S	355	N/mm ²	
	γ_a	1,00	
Bulloni	f_{yd}	355	N/mm ²
	10,9	22	mm
	$f_{d,N}$	700	N/mm ²
	$f_{d,V}$	495	N/mm ²
	A_{res}	303	mm ²
	$N_{p,taglio}$	2	
	$F_{rd,V}$	300,0	kN

a.2) Caratteristiche geometriche della sezione

Ala sup	b_s	320	mm
	t_s	20	mm
Anima	$F_{rif,rd}$	312,4	kN
	h_w	760	mm
	t_w	15	mm
Ala inf	$F_{rif,rd}$	234,3	kN
	b_i	320	mm
	t_i	20	mm
	$F_{rif,rd}$	312,4	kN

a.3) Caratteristiche geometriche coprigiunto e resistenze a rifollamento

Ala sup		
$b_{s,lorda}$	280	mm
N°_{bull}	4	
$b_{i,res}$	186	mm
$t_{s,tot}$	30	mm
$F_{rif,rd}$	468,6	kN

Anima		
$h_{w,lorda}$	650	mm
$t_{w,tot}$	20	mm
$h_{w,netta}$	509	mm
$F_{rif,rd}$	312,4	kN

Ala inf		
$b_{i,lorda}$	280	mm
N°_{bull}	4	
$b_{i,netta}$	186	mm
$t_{i,tot}$	30	mm
$F_{rif,rd}$	468,6	kN

B. CALCOLO della SEZIONE

b.1) Analisi in FASE 1 (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti					
[cm]	[cm]	[cm]	A_{piatto}	y	$J_{I,s}$	$J_{I,w}$
80,0	32,0	2,0	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]
	76,0	1,5	64,0	1,0	21,3	5461
	32,0	2,0	114,0	40,0	185193,0	21
			64,0	79,0	21,3	5461

Ala inf
Anima
Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{I,s}$	$J_{I,w}$	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
40,0	242,0	114,0	128,0	379.923,7	10.944,0	9.498,1	9.498,1

b.2) Analisi elastica in FASE 2 (il getto in cls è maturato e collabora alla resistenza finale)

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	99,36	94,39	-94,39	-99,36			71,93
$\Delta M_{2,g}$							
$\Delta M_{2,q}$							
$N_{2,g}$							
$N_{2,q}$							
$\Delta N_{2,g}$							
$\Delta N_{2,q}$							
ΔV_2							

C. CALCOLO SLE (comportamento ad attrito)

c1) Sollecitazioni agenti agli sle (per la verifica del giunto ad attrito)

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	66,24	62,93	-62,93	-66,24			47,95
$\Delta M_{2,g}$							
$\Delta M_{2,q}$							
$N_{2,g}$							
$N_{2,q}$							
$\Delta N_{2,g}$							
$\Delta N_{2,q}$							
$T + \Delta V_2$							

c.2) **Resistenze ad attrito dei bulloni**

μ	0,3	
γ_i	1,25	
N_s	170	kN
$N_{p,attrito}$	2	
$V_{t,0}$	81,6	kN

c.3) **Calcoli per i bulloni di connessione dell'anima e delle piattabande**

Ripart.comp.	$\sigma_{s,inf}$	66,24	N/mm ²
	$\sigma_{s,inf,anima}$	62,93	N/mm ²
	$\sigma_{s,sup,anima}$	-62,93	N/mm ²
	$\sigma_{s,sup}$	-66,24	N/mm ²
	τ_s	47,95	N/mm ²
	$N_{t,sup}$	423,9	kN
	N°_{bull}	5,2	
	$N_{t,inf}$	423,9	kN
	N°_{bull}	5,2	
	h_{web}	760,0	mm
	h_{sup}	380,0	mm
	h_{inf}	380,0	mm
	F_{sup}	179,3	kN
	F_{inf}	179,3	kN
	V_{web}	546,7	kN
	ecc_{cy}	0,115	m
	M_{web}	153,7	kNm

Taglio

i_{maglia}	110	mm
$N^{\circ}_{bull,anima}$	12	
$V_{bullone,V}$	46	kN
n_{vert}	6	numero bulloni verticali
n_{or}	2	numero bulloni orizzontali
f	0,357	A.Gregor (der praktische stahlbau)
h'	0,550	altezza gruppo bulloni [m]
$V_{bullone,M}$	100	kN
$F_{bullone}$	110	kN
non verificato		

D. CALCOLO SLU (per la resistenza flessionale)

d.1) **Ripartizione delle sollecitazioni fra le varie componenti del nodo e dimensionamento bulloni**

Ripart.comp.	$\sigma_{s,inf}$	99,36	N/mm ²
	$\sigma_{s,inf,anima}$	94,39	N/mm ²
	$\sigma_{s,sup,anima}$	-94,39	N/mm ²
	$\sigma_{s,sup}$	-99,36	N/mm ²
	τ_s	71,93	N/mm ²
	$N_{t,sup}$	636	kN
	N°_{bull}	2,1	
	$N_{t,inf}$	636	kN
	N°_{bull}	2,1	
	h_{web}	760,0	mm
	h_{sup}	380,0	mm
	h_{inf}	380,0	mm
	F_{sup}	269,0	kN
	F_{inf}	269,0	kN
	V_{web}	820,0	kN
	M_{web}	230,6	kNm

Taglio

i_{maglia}	110	mm
$N^{\circ}_{bull,anima}$	12	
$V_{bullone,V}$	68	kN
n_{vert}	6	numero bulloni verticali
n_{or}	2	numero bulloni orizzontali
f	0,357	A.Gregor (der praktische stahlbau)
h'	0,550	altezza gruppo bulloni [m]
$V_{bullone,M}$	150	kN
$F_{bullone}$	165	kN
verificato		

Il rifollamento dei bulloni risulta essere poco rilevante, ed il rifollamento delle piastre è implicitamente conteggiato nella determinazione del numero di bulloni necessari mediante la resistenza minima fra F_{rd} ed $F_{rt,rd}$

d.2) **Resistenze associate ai coprigiunti**

Ala inf	$N_{rd,i}$	1981	kN
Ala sup	$N_{rd,s}$	1981	kN
Anima	$A_{v,net}$	10180	mm ²
	τ_v	80,55	N/mm ²
	A_{toro}	470	mm ²
	J_{lordo}	457.708.333	mm ⁴
	J_{net}	358.185.833	mm ⁴
	W_{net}	1.102.110	mm ⁴
	σ_s	209,23	N/mm ²
	$\sigma_{s,id}$	251,48	N/mm ²
verificato			

verificato
verificato

N°	y
1	55
2	165
3	275
4	
5	
6	
7	
8	
9	
10	
11	
12	
13	
14	
15	

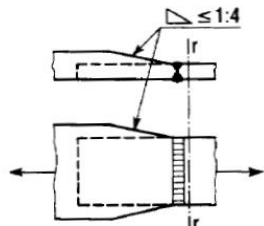
La tabella per la determinazione delle proprietà nette del coprigiunto riporta le coordinate dei soli fori disposti al di sopra del baricentro. Il calcolo viene condotto facendo riferimento ad una configurazione simmetrica dei bulloni.

10 CONSIDERAZIONI IN MERITO ALLA FATICA

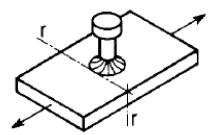
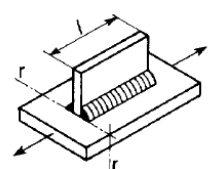
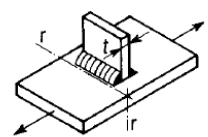
Le verifiche a fatica sono state condotte in riferimento al modello di carico precisato nel D.M. 04.05.1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali", ovvero ipotizzando 2×10^6 cicli tensionali generati da un accidentale pari al 50 % di quello convenzionalmente impiegato nelle normali verifiche in condizioni di esercizio.

L'approccio di calcolo, invece, è quello previsto dalle CNR 10011: "Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione". I dettagli maggiormente significativi per lo specifico caso esaminato sono quelli di seguito proposti:

Gruppo II.2:

90		<p>Saldatura fatta in piano. Altezza del sovrappessore non maggiore del 10% della sua larghezza. Dolce transizione fra sovrappessore e lamiera.</p>
----	--	---

Gruppo II.3:

80		Pioli per collaborazione con calcestruzzo saldati su elementi sollecitati (rottura in lamiera).	
80		$l \leq 50 \text{ mm}$	Estremità di irrigiditori longitudinali.
71		$50 < l \leq 100 \text{ mm}$	
56		$100 < l$	
80		$t \leq 12 \text{ mm}$	Irrigiditori trasversali.
71		$t > 12 \text{ mm}$	

In rosso si sono indicati i valori maggiormente penalizzanti ai fini delle verifiche. Le tabelle seguenti presentano invece i quadri tensionali relativi alle sezioni R1, R2, R3 e R4 (individuate impiegando la nomenclatura di riferimento già in precedenza introdotta):

Sezione R1:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M ₁ , V ₁ , N ₁	0,00	0,00	0,00	0,00			0,00
$\Delta M_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$\Delta M_{2,q}$	44,28	42,91	-4,90	-5,59	-0,96	-2,73	
N _{2,g}					0,000	0,000	
N _{2,q}					0,000	0,000	
$\Delta N_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	
$\Delta N_{2,q}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	
ΔV_2							0,00

Sezione R3:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M ₁ , V ₁ , N ₁	0,00	0,00	0,00	0,00			0,00
$\Delta M_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$\Delta M_{2,q}$	45,14	44,30	-2,95	-3,80	-0,65	-2,39	
N _{2,g}					0,000	0,000	
N _{2,q}					0,000	0,000	
$\Delta N_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	
$\Delta N_{2,q}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	
T + ΔV_2							4,76

Sezione R4:

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{c,sup}$	τ_s
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M ₁ , V ₁ , N ₁	0,00	0,00	0,00	0,00			0,00
$\Delta M_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
$\Delta M_{2,q}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
N _{2,g}					0,000	0,000	
N _{2,q}					0,000	0,000	
$\Delta N_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	
$\Delta N_{2,q}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	
T + ΔV_2							13,49

Per la sezione R02, in particolare, si è valutata sia la configurazione di carico definita per massimizzare il momento flettente, che quella finalizzata allo studio delle problematiche connesse alla forza di taglio:

Sezione R2: momento

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	σ_{arm}	τ_s	σ_c
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M ₁ , V ₁ , N ₁	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	
ΔM_2	-25,14	-24,07	21,66	22,50	26,78		
T + ΔV_2						6,67	
$\Delta N_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,000000
$\Delta N_{2,q}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,000000

Sezione R2: taglio

	$\sigma_{s,inf}$	$\sigma_{s,inf,anima}$	$\sigma_{s,sup,anima}$	$\sigma_{s,sup}$	σ_{arm}	τ_s	σ_c
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
M_1, V_1, N_1	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	
ΔM_2	-22,78	-21,81	19,63	20,38	24,27		
$T + \Delta V_2$						7,44	
$\Delta N_{2,g}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,000000
$\Delta N_{2,q}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,000000

I casi più penalizzanti sono sicuramente quelli che interessano le sezioni R1 e R3 (per le altre i livelli tensionali in gioco sono nettamente inferiori). Si sintetizzano pertanto di seguito le verifiche relative a queste due configurazioni significative:

Sezione R1: ala inferiore tesa

$$\Delta\sigma_A = 71 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{At} = 63.13 \text{ N/mm}^2 \text{ (penalizzazione: spessore 40 mm)}$$

$$\Delta\sigma^{1.3}_{At} = \Delta\sigma_{At} / \gamma_m = 48.56 \text{ N/mm}^2 \text{ (coeff. sicurezza per dettaglio critico)}$$

$$\text{Check} = 48.56 > 44.28 \text{ (FS} = 1.10)$$

Sezione R1: parte d'anima tesa

$$\Delta\sigma_A = 56 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{At} = 56 \text{ N/mm}^2 \text{ (nessuna penalizzazione: spessore 15 mm)}$$

$$\Delta\sigma^{1.3}_{At} = \Delta\sigma_{At} / \gamma_m = 43.07 \text{ N/mm}^2 \text{ (coeff. sicurezza per dettaglio critico)}$$

$$\text{Check} = 43.07 > 19.12 \text{ (FS} = 2.26)$$

Sezione R3: ala inferiore tesa

$$\Delta\sigma_A = 71 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{At} = 71 \text{ N/mm}^2 \text{ (nessuna penalizzazione: spessore 25 mm)}$$

$$\Delta\sigma^{1.3}_{At} = \Delta\sigma_{At} / \gamma_m = 54.61 \text{ N/mm}^2 \text{ (coeff. sicurezza per dettaglio critico)}$$

$$\text{Check} = 54.61 > 45.14 \text{ (FS} = 1.21)$$

Sezione R3: parte d'anima tesa

$$\Delta\sigma_A = 56 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{At} = 56 \text{ N/mm}^2 \text{ (nessuna penalizzazione: spessore 15 mm)}$$

$$\Delta\sigma^{1.3}_{At} = \Delta\sigma_{At} / \gamma_m = 43.07 \text{ N/mm}^2 \text{ (coeff. sicurezza per dettaglio critico)}$$

$$\text{Check} = 43.07 > 23.60 \text{ (FS} = 1.82)$$



11 IRRIGIDENTI D'APPOGGIO

Di seguito si presenta il foglio di calcolo contenente le informazioni necessarie alla verifica degli irrigidenti d'appoggio collocati in corrispondenza della pila (ovvero dove, a causa della continuità dell'impalcato, si sviluppa la massima reazione). A favore di sicurezza si è trascurato il contributo offerto dalla collaborazione della parte d'anima efficace della trave:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
γ_a	1,00	
f_{yd} (t < 16 mm)	355	N/mm ²
Norma Ref	EN 10025	
E_a	210.000	N/mm ²
G_a	80.769	N/mm ²
α_a	0,00001	

a.4) Caratteristiche geometriche della sezione

Ala sup	b_s	350	mm
	t_s	25	mm
Anima	h_w	750	mm
	t_w	30	mm
Ala inf	b_i	350	mm
	t_i	25	mm

a.2) Reazione d'appoggio (coefficientata)

Totale	R	5.820,0	KNm
--------	---	---------	-----

a.5) Classificazione sezione trasversale

Ala sup	c/t_{actual}	6,40
	c/t_{limit}	8,10
Anima	c/t_{actual}	25,00
	c/t_{limit}	30,78
Ala inf	c/t_{actual}	6,40
	c/t_{limit}	8,10

a.3) Lunghezza di inflessione

Totale	L_0	1.920,0	mm
--------	-------	---------	----

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_i	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
80,0	35,0	2,5	87,5	1,3	45,6	8932	182,3	Ala inf
	75,0	3,0	225,0	40,0	105468,8	169	675,0	Anima
	35,0	2,5	87,5	78,8	45,6	8932	182,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{i,s}$	$J_{i,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
40,0	400,0	225,0	175,0	368.333,3	18.033,3	1.039,6	9.208,3	9.208,3

$i_{i,s}$		
[cm]		
30,3		
$\lambda_{i,w}$		
[adm]		
6,33		
N_{cr}	2.068.794	KN
λ_{adm}	0,083	
α	0,490	
ϕ	0,475	
χ	1,000	
$N_{b,Rd}$	14.200	KN
verificata		

In maniera del tutto analoga e secondo le stesse ipotesi di base è stata condotta anche la verifica degli irrigidenti d'appoggio ubicati all'estremo meno sollecitato della travata, ovvero quello in corrispondenza dell'appoggio su spalla. Segue l'estratto dello specifico foglio di calcolo:

A. DATI INIZIALI**a.1) Caratteristiche dei materiali impiegati**

Acciaio S	355	N/mm ²
γ_a	1,00	
f_{yd} ($t < 16$ mm)	355	N/mm ²
Norma Ref	EN 10025	
E_a	210.000	N/mm ²
G_a	80.769	N/mm ²
α_a	0,00001	

a.4) Caratteristiche geometriche della sezione

Ala sup	b_s	320	mm
	t_s	20	mm
Anima	h_w	420	mm
	t_w	15	mm
Ala inf	b_i	320	mm
	t_i	20	mm

a.2) Reazione d'appoggio (coefficientata)

Totale	R	1.747,5	KNm
--------	---	---------	-----

a.5) Classificazione sezione trasversale

Ala sup	c/t_{actual}	7,63
	c/t_{limit}	8,10
Anima	c/t_{actual}	28,00
	c/t_{limit}	30,78
Ala inf	c/t_{actual}	7,63
	c/t_{limit}	8,10

a.3) Lunghezza di inflessione

Totale	L_0	1.920,0	mm
--------	-------	---------	----

B. CALCOLO della SEZIONE**b.1) Analisi in FASE 1** (il getto in cls non è ancora collaborante)

Riassunto dati geometrici dei piatti:

h_{tot}	piatti componenti		A_{piatto}	y	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_t	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	
46,0	32,0	2,0	64,0	1,0	21,3	5461	85,3	Ala inf
	42,0	1,5	63,0	23,0	9261,0	12	47,3	Anima
	32,0	2,0	64,0	45,0	21,3	5461	85,3	Ala sup

Riassunto dati geometrici intero profilo:

$y_{G,s}$	A_s	$A_{v,1}$	$A_{v,2}$	$J_{f,s}$	$J_{f,w}$	J_T	$W_{el,s}^+$	$W_{el,s}^-$
[cm]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]
23,0	191,0	63,0	128,0	71.255,7	10.934,5	217,9	3.098,1	3.098,1

$i_{f,s}$		
[cm]		
19,3		
$\lambda_{f,w}$		
[adm]		
9,94		
N_{cr}	400.217	KN
λ_{adm}	0,130	
α	0,490	
ϕ	0,491	
χ	1,000	
$N_{b,Rd}$	6.781	KN
verificata		

12 SCARICHI DELL'IMPALCATO

Le travi principali da cui è formato l'impalcato trovano sostegno sulle sottostutture in cemento armato delle pile e delle spalle. L'interfaccia fra i due materiali viene gestita mediante 12 apparecchi d'appoggio, disposti secondo la configurazione riportata negli elaborati grafici specifici facenti parte del progetto esecutivo. Di seguito le tabelle relative alle risultanti verticali:

Spalla Fissa / Spalla Mobile:

Fase	Verticale (caratteristico kN)		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	301	330	307
2	162	24	168
ritiro	-136	-136	-136
Senza coefficiente dinamico			
3-conf_01a	118	495	501
3-conf_01b	208	590	315
3-conf_02	38	269	480
3-conf_03	220	458	109
3-conf_04	-25	264	413
3-conf_05	159	453	40
Con coefficiente dinamico			
3-conf_01a	154	647	655
3-conf_01b	272	771	412
3-conf_02	50	352	627
3-conf_03	288	599	142
3-conf_04	-33	345	540
3-conf_05	208	592	52
Considerata con segno alterno			
termica (+/-)	-35	-35	-35

Pila Intermedia:

Fase	Verticale (caratteristico kN)		
	trave 01	trave 02	trave 03
1	1.588	1.697	1.617
2	710	263	737
ritiro	136	136	136
Senza coefficiente dinamico			
3-conf_01a	362	898	1.117
3-conf_01b	562	1.039	776
3-conf_02	179	511	1.050
3-conf_03	578	793	369
3-conf_04	-33	492	816
3-conf_05	367	773	135
Con coefficiente dinamico			
3-conf_01a	439	1.089	1.355
3-conf_01b	682	1.260	941
3-conf_02	217	620	1.274
3-conf_03	701	962	448
3-conf_04	-40	597	990
3-conf_05	445	938	164
Considerata con segno alterno			
termica (+/-)	35	35	35

In modo del tutto analogo si è provveduto a sviluppare anche le tabelle relative alle risultanti orizzontali generate sia in condizioni di esercizio che in caso di sisma:

Spalla Fissa:

Fase	Longitudinale (caratteristico kN)		
	trave 01	trave 02	trave 03
frenatura	100	100	100
centrifuga	0	0	0
vento	0	0	0
sisma	1.028	1.028	1.028

Fase	Trasversale (caratteristico kN)		
	trave 01	trave 02	trave 03
frenatura	0	0	0
centrifuga	0	0	0
vento	0	170	0
sisma	0	425	0

Spalla Mobile:

Fase	Longitudinale (caratteristico kN)		
	trave 01	trave 02	trave 03
frenatura	0	0	0
centrifuga	0	0	0
vento	0	0	0
sisma	0	0	0

Fase	Trasversale (caratteristico kN)		
	trave 01	trave 02	trave 03
frenatura	0	0	0
centrifuga	0	0	0
vento	0	170	0
sisma	0	425	0

Pila Intermedia:

Fase	Longitudinale (caratteristico kN)		
	trave 01	trave 02	trave 03
frenatura	0	0	0
centrifuga	0	0	0
vento	0	0	0
sisma	0	0	0

Fase	Trasversale (caratteristico kN)		
	trave 01	trave 02	trave 03
frenatura	0	0	0
centrifuga	0	0	0
vento	0	500	0
sisma	0	1.263	0

Le tabelle precedentemente riportate, infine, sono state utilizzate come punto di partenza per la successiva elaborazione della tabella appoggi nella forma sotto proposta:

Spalla Fissa	V_g [kN]	$V_{q,max}$ [kN]	α_g [deg]	α_q [deg]	$H_{L,fren}$ [kN]	$H_{T,vento}$ [kN]	$H_{L,sism}$ [kN]	$H_{T,sism}$ [kN]
F	354	806	0,1300	0,2100	100	170	1.028	425
UT	475	690	0,1300	0,2100	100	0	1.028	0
Pila	V_g [kN]	$V_{q,max}$ [kN]	α_g [deg]	α_q [deg]	$H_{L,fren}$ [kN]	$H_{T,vento}$ [kN]	$H_{L,sism}$ [kN]	$H_{T,sism}$ [kN]
UL	2.096	1.295	0,1100	0,1700	0	500	0	1.263
M	2.490	1.390	0,1100	0,1700	0	0	0	0
Spalla Mobile	V_g [kN]	$V_{q,max}$ [kN]	α_g [deg]	α_q [deg]	$H_{L,fren}$ [kN]	$H_{T,vento}$ [kN]	$H_{L,sism}$ [kN]	$H_{T,sism}$ [kN]
UL	354	806	0,1300	0,21	0	170	0	425
M	475	690	0,1300	0,21	0	0	0	0

Figura 88 Tabella appoggi (valori caratteristici)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 158

13 VERIFICHE SOLETTA

13.1 AZIONI AGENTI

Si valutano le sollecitazioni agenti sulla soletta sia in fase di getto che in esercizio.

Si considera la soletta come una trave su più campate in continuità analizzando i carichi a metro di profondità. Le campate centrali hanno luce 4,10m gli sbalzi 2,0m e 1,90m rispettivamente.

Il getto del calcestruzzo viene fasizzato sugli sbalzi per ridurre le sollecitazioni flettenti.

Si gettano le campate centrali e gli sbalzi tranne gli ultimi 70 cm di soletta sull'esterno.

Successivamente si gettano le parti rimanenti degli sbalzi.

Si avrà quindi in fase di getto:

- Peso predalles = $0.07 \times 25 = 1.75 \text{ kN/}$
- Peso soletta (sp medio 33cm) = $0.33 \times 25 = 8.25 \text{ kN/m}$
- Peso variabile = 1 kN concentrato

In esercizio si considerano agenti i seguenti carichi:

- Cordolo = 5 kN/m sullo sbalzo
- Pavimentazione = 2kN/m
- Barriera = 1 kN/m
- Veletta = 7.5 kN/m
- Azione del vento $F = 2.5 \times 4 = 10 \text{ kN/m}$ e sollecitazione flettente $M = 10 \times 2 = 20 \text{ kNm/m}$
- Azione della folla = $1.4 \times 4 = 5.6 \text{ kN/m}$ sullo sbalzo
- Azione dei variabili: 2 carichi del valore ciascuno di $1.4 \times 100/0.45 = 311 \text{ kN/m}$ su una larghezza di 45 cm (effetto della diffusione) comprensivo di effetto dinamico ($\phi = 1.4$)
- Urto: forza di 45 kN ad un'altezza di 60 cm supposta scaricata su 1m in senso longitudinale per un $M = 27 \text{ kNm}$

13.2 COMBINAZIONI

Si valutano le sollecitazioni agenti secondo le combinazioni di carico previste dalle norme vigenti.

Di seguito si riportano le tabelle di involuppo utilizzate allo SLU ed in esercizio

	Case	Factor 1	Factor 2	Set
1	1: Peso proprio	1,5	1	<None>
2	2: Cordolo	1,5	1	<None>
3	3: Permanenti	1,5	1	<None>
4	4: Guard rail	1,5	1	<None>
5	5: Veletta	1,5	1	<None>
6	6: Vento SX	0,9	0	<None>
7	7: Vento DX	0,9	0	<None>
8	8: Folla sbalzo SX	1,5	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
9	9: Folla sbalzo DX	1,5	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
10	10: Variabile 1	0,75	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
11	11: Variabile 2	1,5	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
12	13: Urto SX	1	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
13	14: Urto DX	1	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
14	8: Folla sbalzo SX	1,5	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
15	9: Folla sbalzo DX	1,5	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
16	10: Variabile 1	1,5	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
17	11: Variabile 2	0,75	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
18	13: Urto SX	1	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
19	14: Urto DX	1	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}

Figura 89 Involuppi allo SLU

	Case	Factor 1	Factor 2	Set
1	1: Peso proprio	1	1	<None>
2	2: Cordolo	1	1	<None>
3	3: Permanenti	1	1	<None>
4	4: Guard rail	1	1	<None>
5	5: Veletta	1	1	<None>
6	6: Vento SX	1	0	<None>
7	7: Vento DX	1	0	<None>
8	8: Folla sbalzo SX	1	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
9	9: Folla sbalzo DX	1	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
10	10: Variabile 1	0,5	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
11	11: Variabile 2	1	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
12	13: Urto SX	0	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
13	14: Urto DX	0	0	AND {CENTRALE} : GRP {VARIABILI}
14	8: Folla sbalzo SX	1	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
15	9: Folla sbalzo DX	1	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
16	10: Variabile 1	1	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
17	11: Variabile 2	0,5	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
18	13: Urto SX	0	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}
19	14: Urto DX	0	0	AND {LATERALE} : GRP {VARIABILI}

Figura 90 Involuppi allo SLE

13.3 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

FASE DI GETTO:

Si riportano di seguito i momenti flettenti sullo sbalzo, in campata e sull'appoggio centrale nella fase Ia (getto parziale) ed Ib (getto completo):

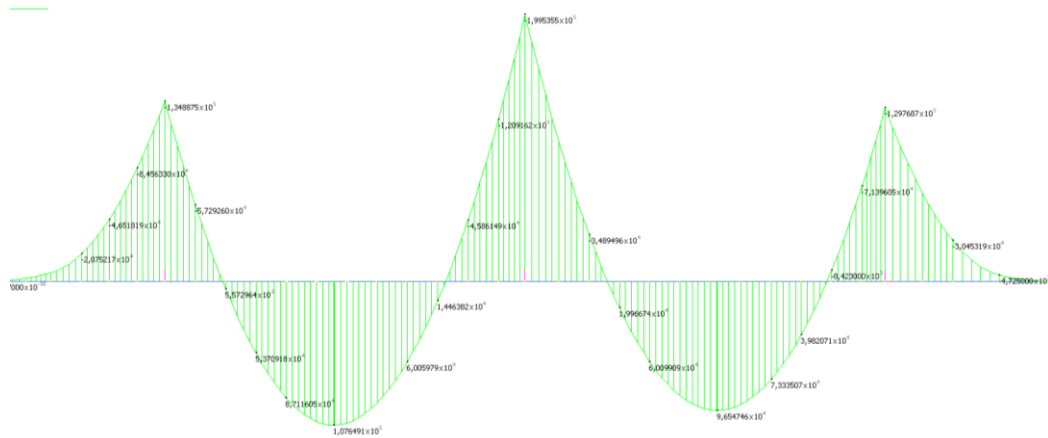


Figura 91 Sollecitazioni flettenti **fase Ia** getto di entrambe le campate centrali (max M-)

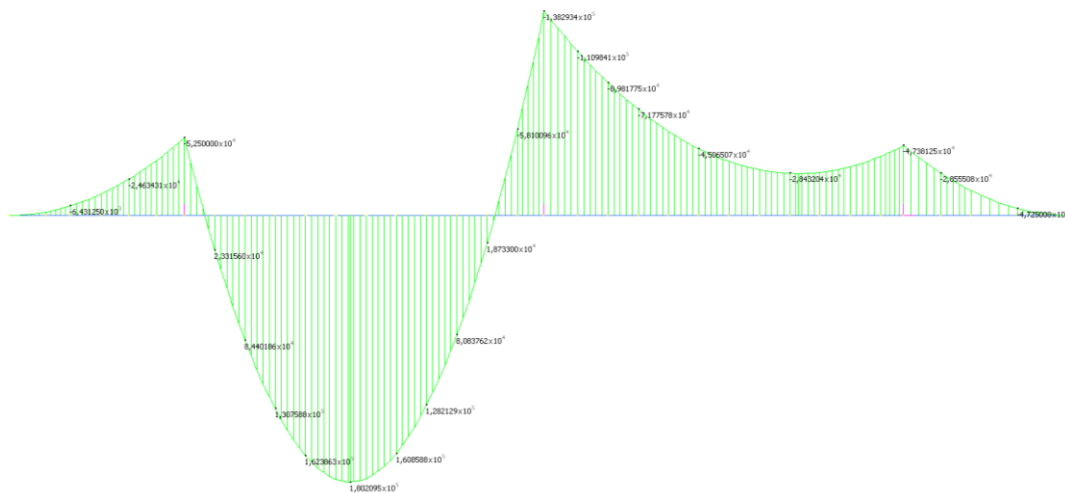


Figura 92 Sollecitazioni flettenti **fase Ia** getto ipotesi di solo campata centrale (max M+ campata)

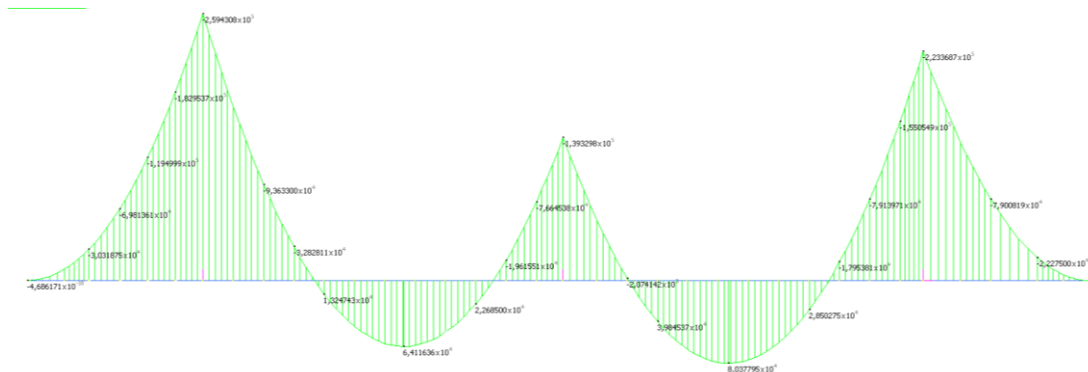


Figura 93 Sollecitazioni flettenti fase Ib

Le sollecitazioni flettenti e taglianti in corrispondenza dello sbalzo sono pari a:

$$M = 13.48 \text{ kNm}$$

$$V = 17.92 \text{ kN}$$

Su adotta un traliccio con corrente superiore $\phi 16$, inferiore 2 $\phi 14$ e diagonali $\phi 12$.

Si avrà:

$$\sigma_{\text{sup}} = 175 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 156 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 57 \text{ Mpa}$$

In seguito al getto completo dello sbalzo si valutano le sollecitazioni a 50 diametri dalla ripresa di getto (150 cm dall'estremità). Il vantaggio è che il corrente compresso non si instabilizza essendo ormai il cls collaborante.

$$M = 18.30 \text{ kNm}$$

$$V = 22.32 \text{ kN}$$

Si avrà:

$$\sigma_{\text{sup}} = 238 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 155 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 50 \text{ Mpa}$$

ESERCIZIO

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni flettenti e taglianti allo stato limite ultimo ed in esercizio.

MIN	MAX	
BMC2(kgf.cm)	-4,203077e+10	2,415125e+10
[m=1]	[m=21]	

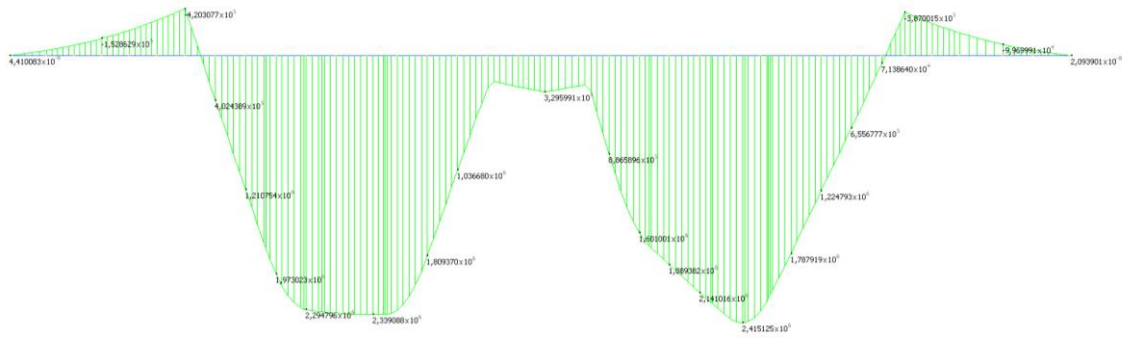


Figura 94 Sollecitazioni flettenti **SLU** momento positivo

MIN	MAX	
BMC2(kgf.cm)	-2,273786e+10	-1,800000e+10
[m=14]	[m=30]	

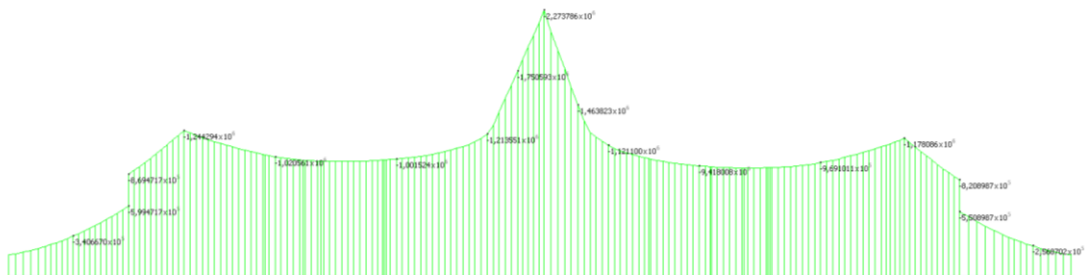


Figura 95 Sollecitazioni flettenti **SLU** momento negativo

MIN	MAX	
BMC2(kgf.cm)	-4,203077e+10	1,574002e+10
[m=1]	[m=21]	

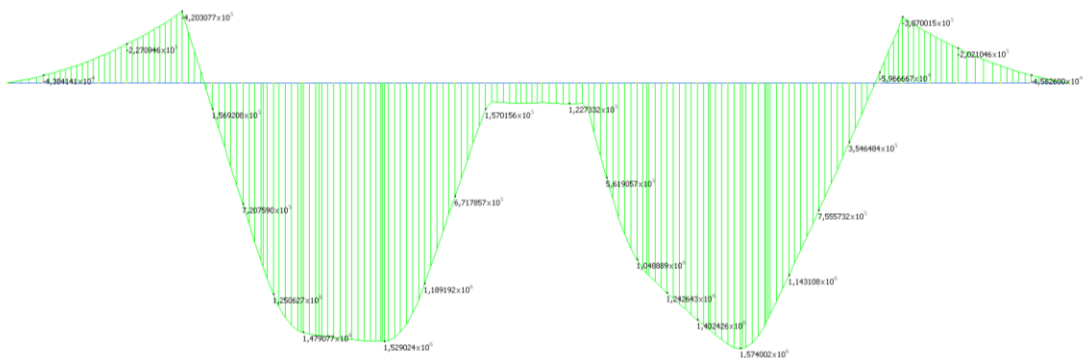


Figura 96 Sollecitazioni flettenti **esecizio** momento positivo

MIN	MAX
420 (kgf-cm) -1,474985x10 ⁷	-2,000000x10 ⁷
[Bm=14]	[Bm=35]

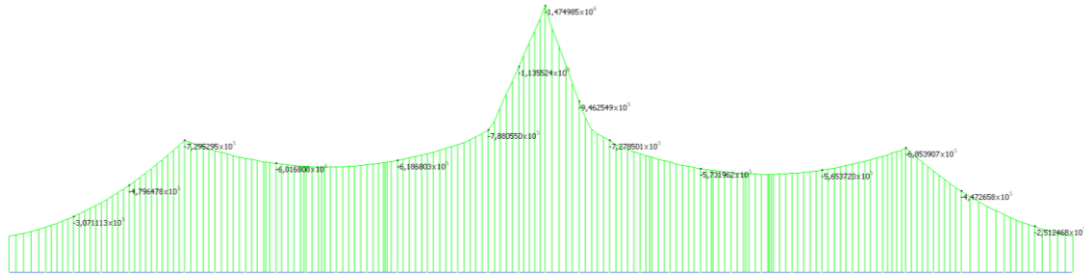


Figura 97 Sollecitazioni flettenti **esercizio** momento negativo

MIN	MAX
5020 (kgf) -3,437000x10 ⁷	3,353429x10 ⁷
[Bm=1]	[Bm=15]

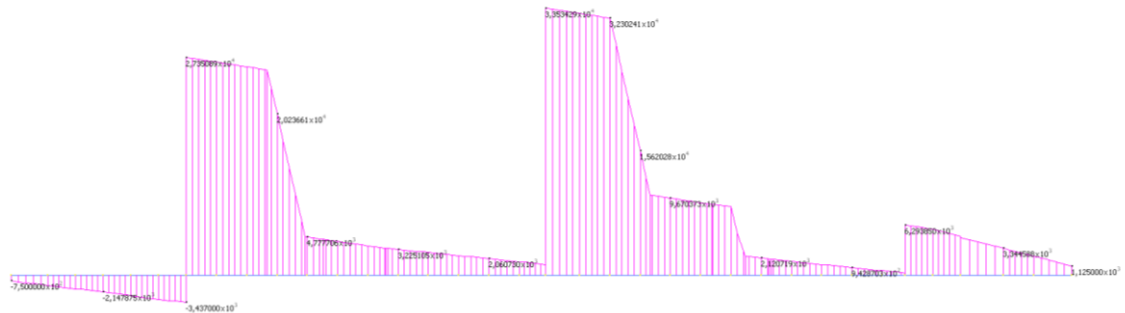


Figura 98 Sollecitazioni taglianti **SLU**

Le verifiche sono effettuate con altezze diverse della sezione reagente a seconda della posizione in cui vengono effettuate.

Le predalles hanno spessore pari a 7 cm.

Le sollecitazioni flettenti in corrispondenza dello sbalzo sono pari a:

$M_{slu} = 124.43 \text{ kNm}$

Si ha:

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 26 \text{ cm}$

$c_{sup} = 4 \text{ cm}$

$A_s = \phi 20/10$

$A's = \phi 22/20$

$c.s. = 1.95$

$M_{tens} = 72.95 \text{ kNm}$

Si ha:

$\sigma_c = 6.9 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 118$

$W_k = 0.13 < 0.15$

Le sollecitazioni flettenti in corrispondenza della campata sono pari a:

$$M_{slu} = 241.51 \text{ kNm}$$

Si ha:

$$c_{sup} = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi 22/20 + \phi 24/20$$

$$A's = \phi 20/10$$

$$c.s. = 1.46$$

$$M_{tens} = 157.40 \text{ kNm}$$

Si ha:

$$\sigma_c = 11.0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 208$$

$$W_k = 0.16 < 0.2$$

Le sollecitazioni flettenti in corrispondenza dello sbalzo centrale sono pari a:

$$M_{slu} = 227.38 \text{ kNm}$$

Si ha:

$$c_{sup} = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi 20/10$$

$$A's = \phi 22/20 + \phi 24/20$$

$$c.s. = 1.62$$

$$M_{tens} = 147.50 \text{ kNm}$$

Si ha:

$$\sigma_c = 6.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 161$$

$$W_k = 0.13 < 0.15$$

La sollecitazioni tagliante mediata sul metro in prossimità dell'appoggio è pari a:

$$V = 272 \text{ kN}$$

Si predispongono spilli $\phi 14$ 300x330.

La verifica risulta soddisfatta

$$c.s. = 1.10$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 165

PILA

13.4 CONDIZIONI DI CARICO

Si riportano le condizioni di carico considerate nella modellazione della struttura. I carichi applicati appartengono a due gruppi: il primo è costituito dai carichi dovuti al terreno e al sisma direttamente applicati alla pila; il secondo gruppo è invece costituito dai carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato del ponte che poggia sulle pile. Le azioni considerate nella progettazione delle pile del ponte sono quelle definite al §3.1 del D.M. 4 maggio 1990.

13.4.1 Carichi direttamente applicati alla spalla

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Massa delle strutture in conglomerato cementizio armato che costituiscono la pila.

- **Q6-InerzialeX,Y**

Spinta sismica applicata alle strutture in conglomerato cementizio armato valutata con accelerazione pari alla gravità g.

- **Q8-Eccezionale**

Azioni statiche applicate agli elementi verticali di entità pari a 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari e di entità pari a 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari. Entrambe le forze dovranno essere applicate a 1,80m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

13.4.2 Carichi derivanti dall'impalcato

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Forza applicata ai baggioni dovuta al peso proprio delle strutture che costituiscono l'impalcato.

- **G2: Carichi permanenti portati**

Forza applicata ai baggioni dovuta ai carichi permanentemente portati presenti sul ponte.

- **ε2: Ritiro del calcestruzzo**

Forza applicata ai baggioni dovuta ai fenomeni di ritiro che interessano l'impalcato del ponte.

- **ε2: Variazioni termiche**

Forza applicata ai baggioni dovuta ai fenomeni di variazione termica che interessano l'impalcato del ponte.

- **Q1-a,b,c,d,e,f: Carichi mobili**

Forza applicata ai baggioni dovuta alle configurazioni di carico da traffico considerate per il ponte comprensiva del coefficiente dinamico.



- **Q5: Azioni del vento**

Forza applicata ai baggioni dovuta all'azione trasversale trasferita dal vento all'impalcato.

- **Q6-SismalmpalcatoY**

Forza applicata ai baggioni dovuta all'azione sismica applicata alle strutture che costituiscono l'impalcato.

13.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche sono quelle riportate al §3.13 del D.M. 4 maggio 1990 per quanto attiene le condizioni agli SLU statici e agli SLE. Le combinazioni sismiche sono invece quelle proposte al §5.4 del O.P.C.M. 3431 del 5 maggio 2005.

Si riporta di seguito la tabella del D.M. 4 maggio 1990 che riporta le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche effettuate nell'analisi dell'opera.

combinazioni e coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche

Azione	gruppo	g1	g2	g3	ε1	ε2	ε3	ε4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
<i>METODO TEN. AMMISSIBILI</i>																	
A I	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6*	0	1	1	1
A III	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
<i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO FESSURAZIONE</i>																	
F I	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
F II	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	ψ1	ψ1	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	ψ2	ψ2	0	0	0	0	0	0	0
Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV																	
<i>STATI LIMITE ULTIMI</i>																	
U I	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	0	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(**)
U II	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5		
U III	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5		
U IV	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3	1,5	1,5		
β1 = 0,7 per spinta delle terre β2 = 0,5 per spinta delle terre																	

Si specificano di seguito i parametri assunti nella determinazione dei coefficienti di combinazione:

- I coefficienti ψ_1 e ψ_2 per lo Stato Limite di Fessurazione per impalcato con luce di calcolo compresa fra 10 e 100 metri si ottengono applicando le seguenti relazioni:

$$\psi_1 = 0,40 + 0,74 (100 - L)^2/100 \quad \psi_2 = 0,25 + 0,556 (100 - L)^2/100$$

Per una luce di calcolo dell'impalcato di 31m si ottiene:

$$\psi_1 = 0,75 \quad \psi_2 = 0,51$$

- Per le combinazioni sismiche i carichi accidentali dovuti al traffico vengono considerati con coefficiente di partecipazione pari a 0,50.
- Le combinazioni sismiche considerano principale la direzione con coefficiente unitario e secondaria l'altra che contribuisce al 30%.
- Secondo l'O.P.C.M. 3431 l'azione sismica viene amplificata secondo un fattore di importanza $\gamma_1=1,30$ valido per strutture "di importanza critica per il mantenimento delle vie di

comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e ponti il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente alto di vittime".

- Le forze inerziali sono valutate mediante un coefficiente k_h pari a

$$K_h = S a_g / g = 0,1875$$

Si riportano tre tabelle di coefficienti:

- la prima contiene i coefficienti proposti dalla Normativa utilizzata per il calcolo: in particolare sono considerati quelli propri della combinazione allo SL valutata o del relativo coefficiente di partecipazione;
- la seconda contiene i coefficienti che tengono conto dell'effettiva intensità di carico, per le spinte delle terre ad esempio il coefficiente di spinta a riposo, per il sisma i coefficienti di combinazione dovuti al fattore di importanza e al coefficiente di partecipazione in funzione della direzione considerata come principale;
- la terza riporta i coefficienti applicati al modello di calcolo, ottenuti come prodotto dei valori riportati nelle prime due tabelle.

13.6 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti negli elementi strutturali si utilizza il software Straus7.

La struttura è stata analizzata con due differenti modelli. Un primo modello, finalizzato al dimensionamento degli elementi fusto e pulvino, schematizza questi elementi come "beam" a linea d'asse e la ciabatta di fondazione con elementi "Plate". Un secondo modello, finalizzato invece al dimensionamento della ciabatta di fondazione, schematizza il fusto con elementi "solid" che consentono di modellare l'introduzione dei carichi dal fusto alla ciabatta di fondazione evitando l'introduzione puntuale delle sollecitazioni.

Su tali elementi sono applicate le masse non strutturali che simulano l'azione dei pesi propri, dei permanenti portati e degli accidentali. Le immagini seguenti riportano una vista tridimensionale del modello utilizzato per il dimensionamento della copertura e della struttura nella sua interezza.

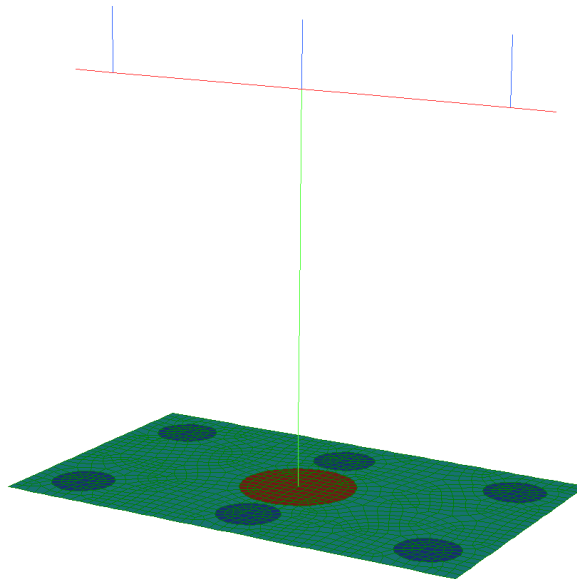


Figura 99 Vista del PRIMO modello strutturale 3D

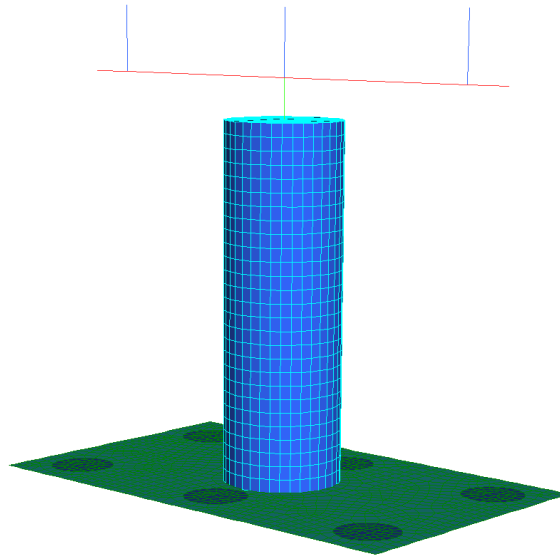


Figura 100 Vista del SECONDO modello strutturale 3D

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 173

13.7 VERIFICHE CIABATTA DI FONDAZIONE

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi di fondazione (ciabatta) condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo precedente. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

13.7.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione x

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	7,5
2	5	20	100
3	10	26	192,5
4			
5			

strati di armatura 3

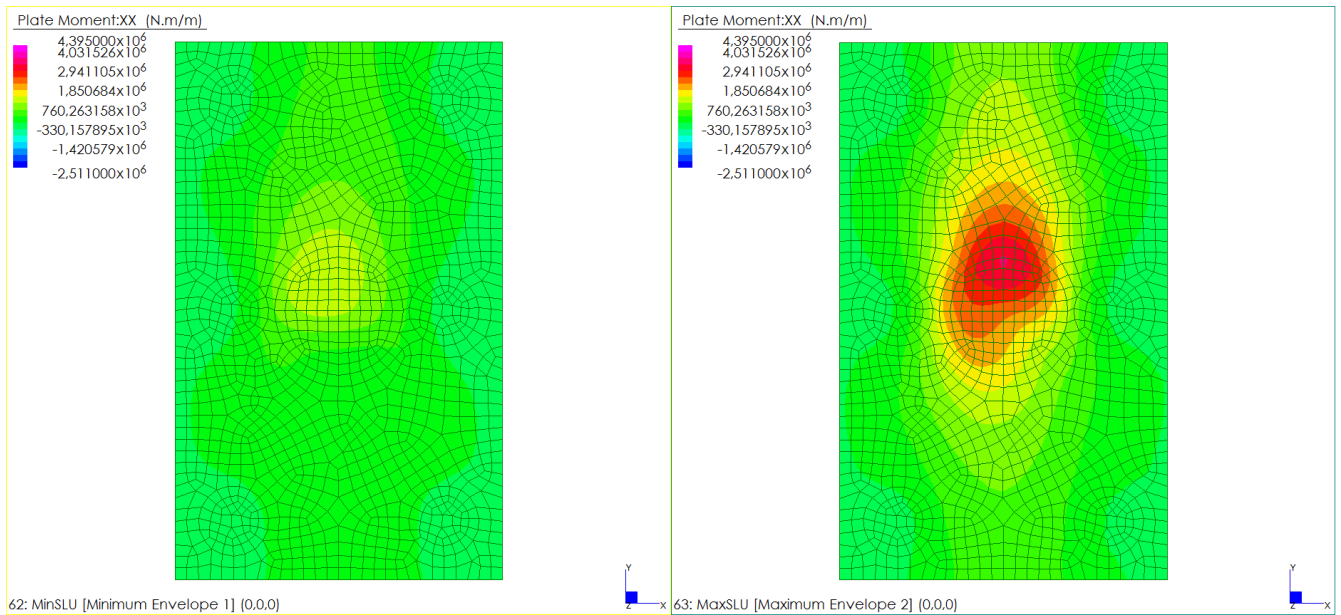
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2511,11	-1586,49	-2385,08
M_R^+	4395,70	2902,33	2468,50

13.7.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

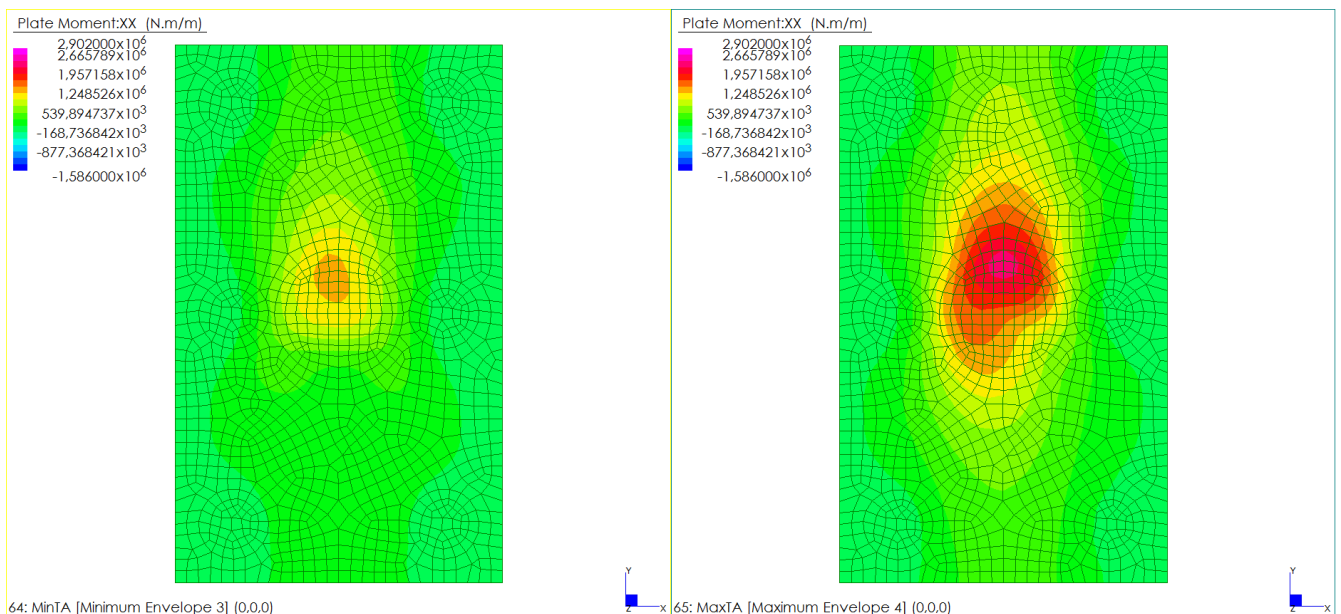
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.7.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

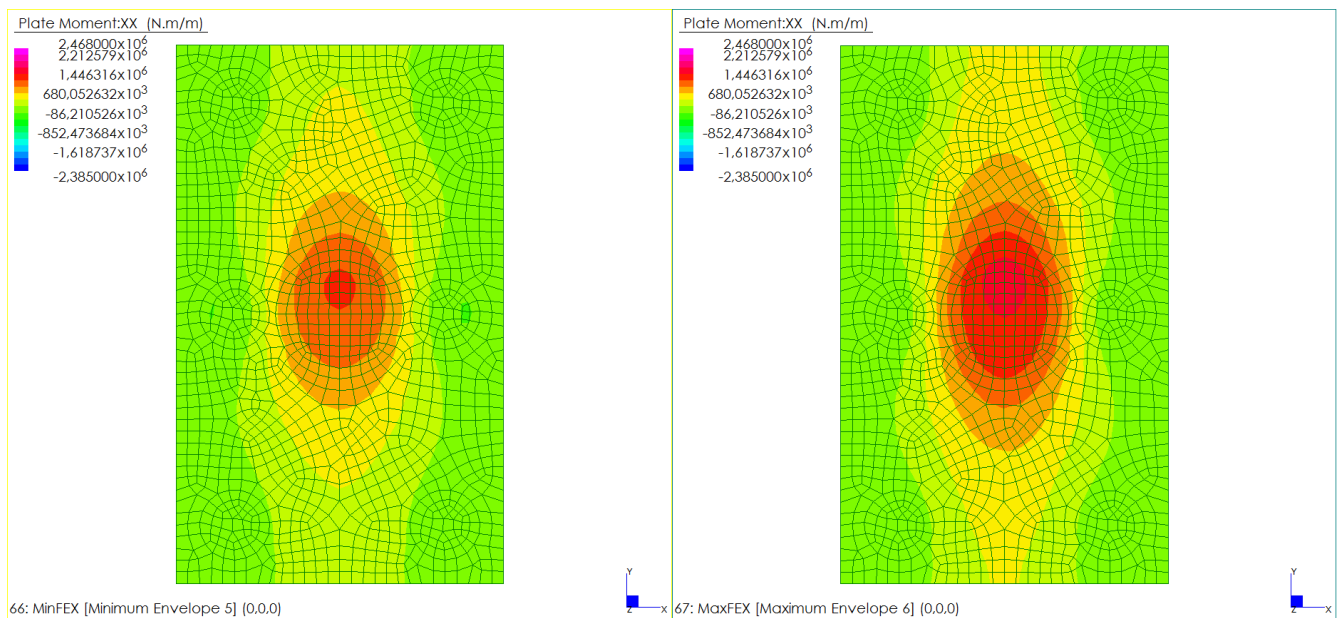
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.7.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

Resistenze limite per armatura di base in direzione y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

1	5	26	5
2	5	20	100
3	10	26	195
4			
5			

strati di armatura 3

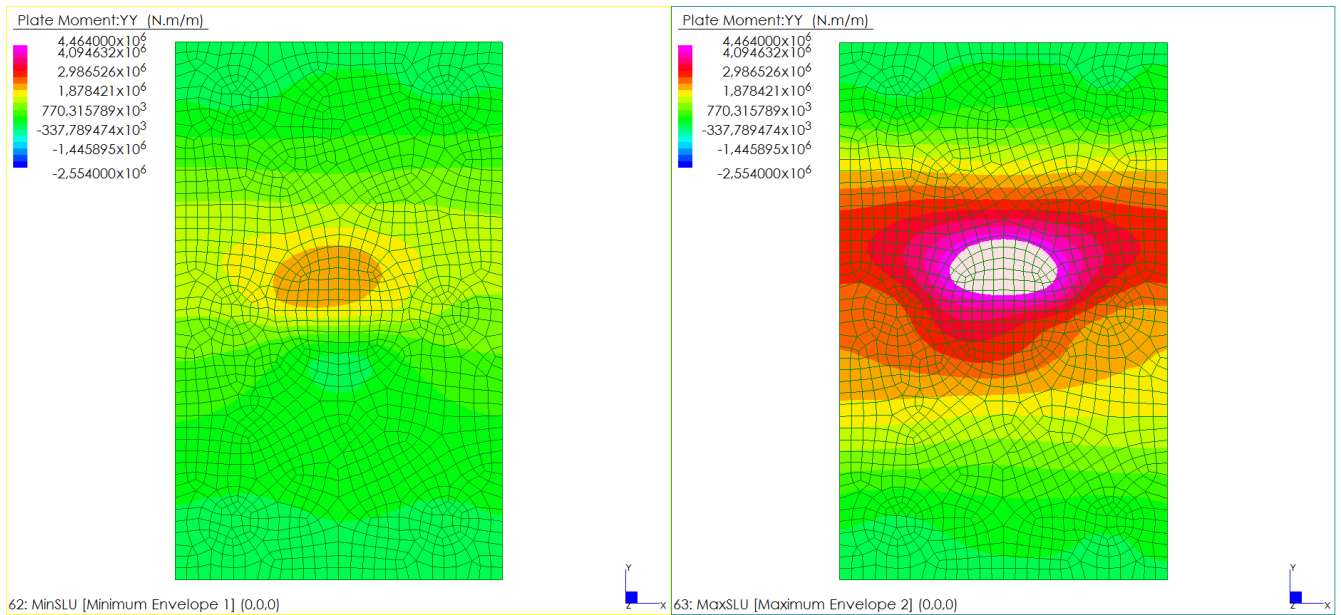
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2554,14	-1611,65	-2401,26
M_R^+	4464,28	2944,18	2487,56

13.7.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

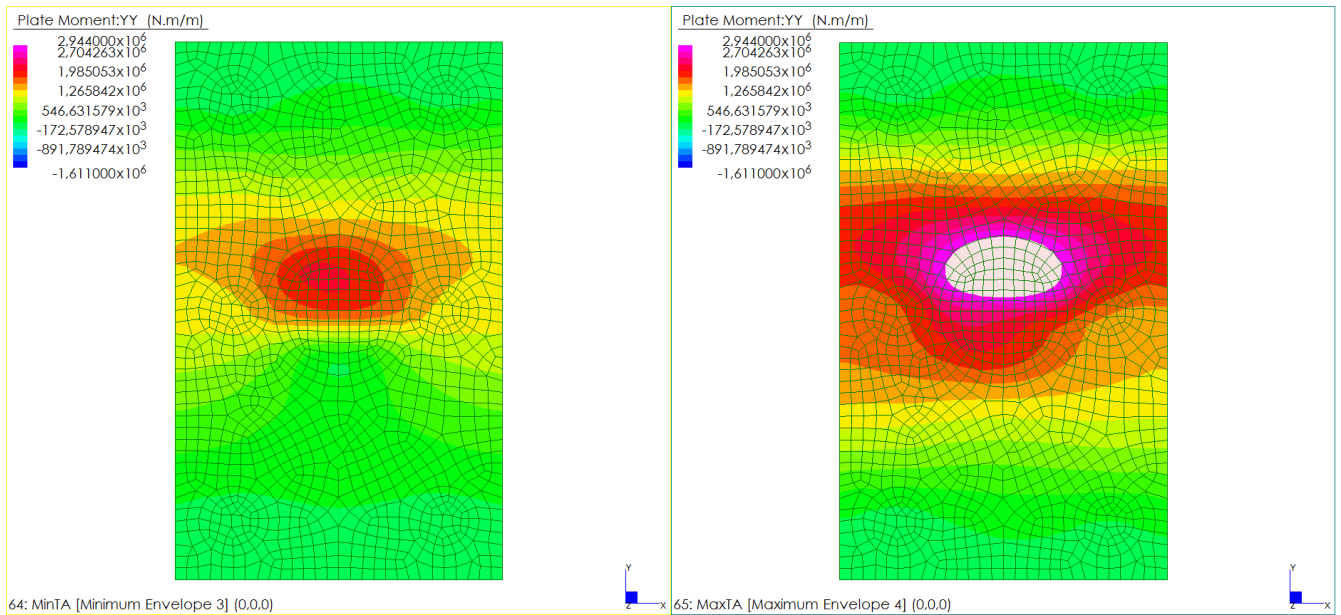
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo inferiore della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

13.7.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

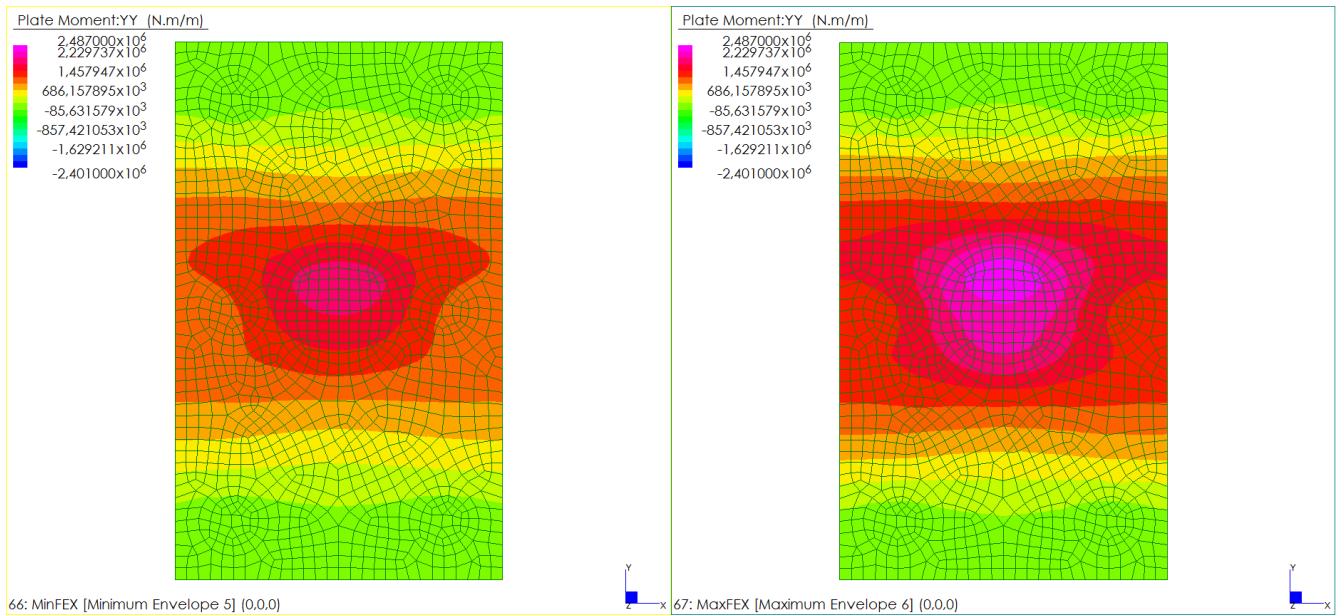
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo inferiore della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

13.7.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.7.3 Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

1	5	26	5
2	5	20	100
3	10	26	195
4	5	26	195
5			

strati di armatura 4

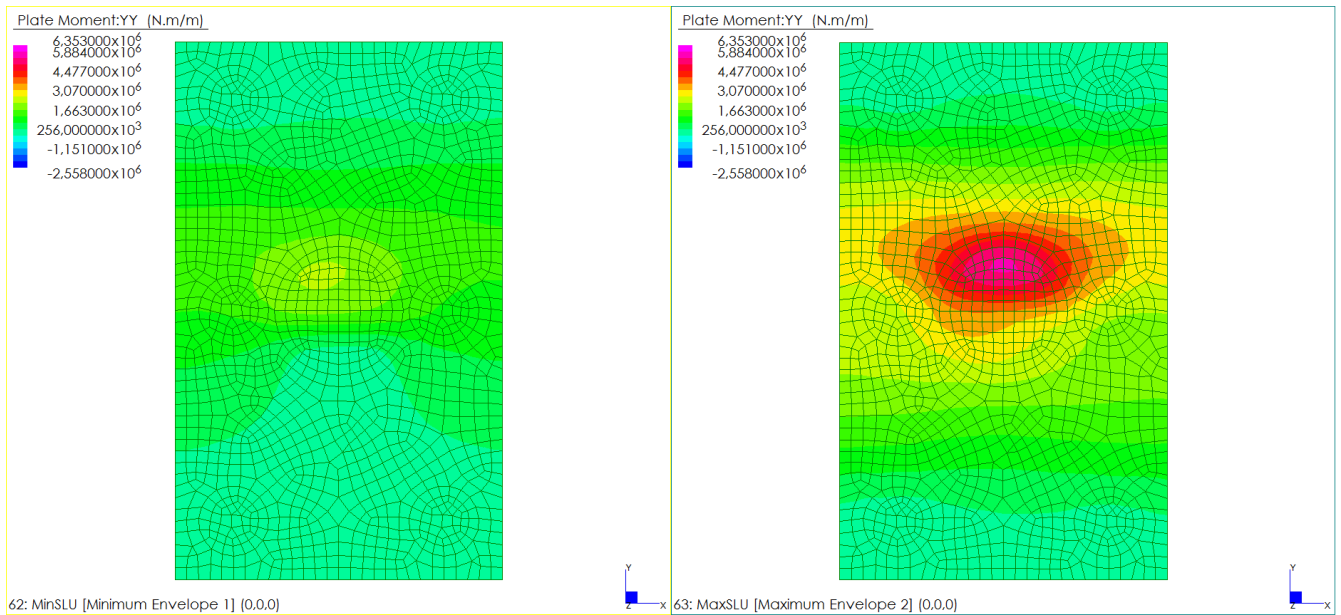
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2558,98	-1625,67	-2465,51
M_R^+	6353,44	4265,58	2642,55

13.7.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

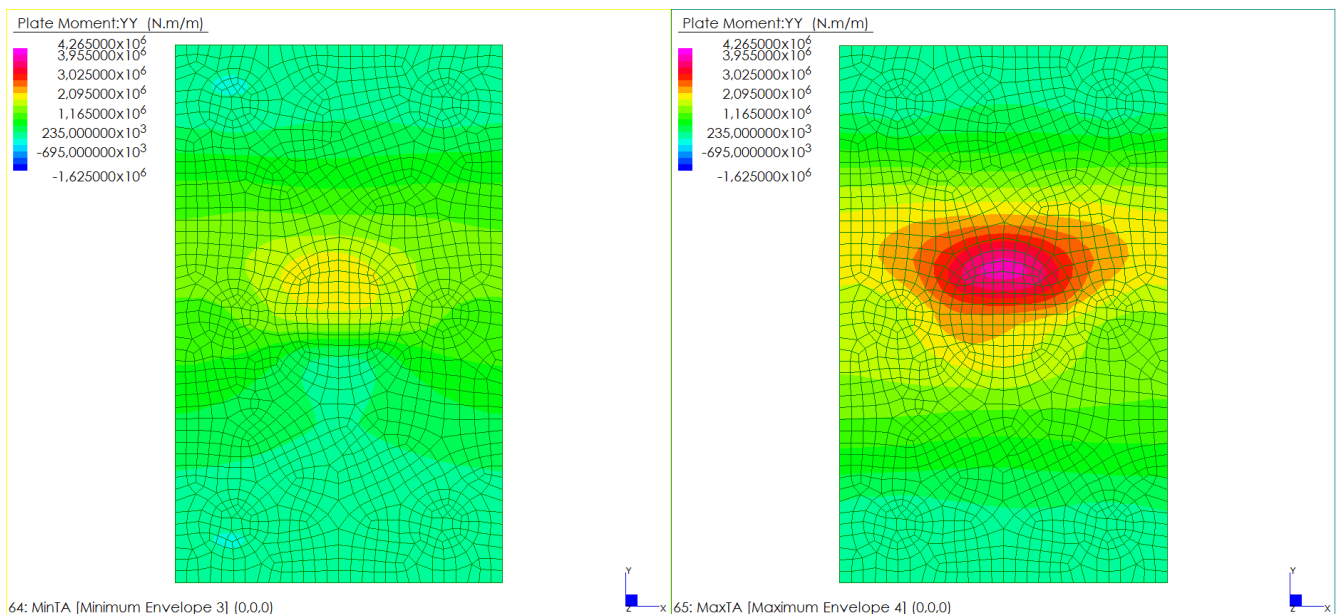
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.7.3.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.7.4 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{200} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0014}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	195
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

strati di armatura	2
--------------------	---

Armatura a taglio

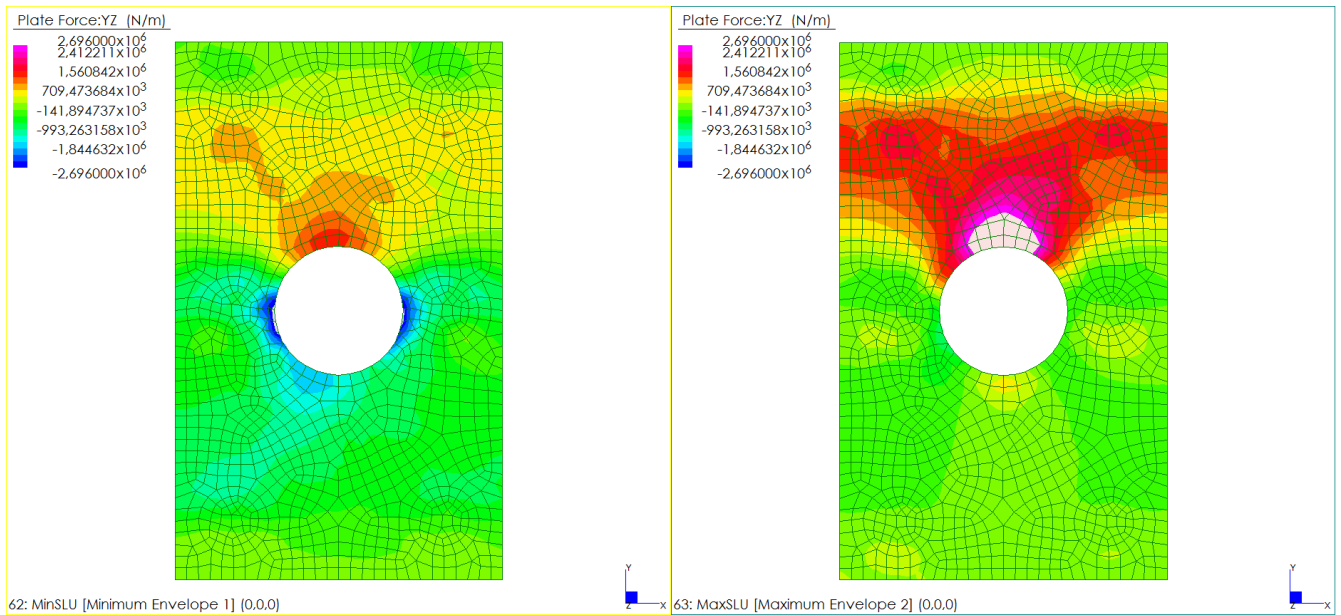
n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	20	7,85	40	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	$\boxed{705,94}$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	$\boxed{1586,27}$	[kN]	
$V_{wd} =$	$\boxed{1348,41}$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	$\boxed{2696,82}$	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	$\boxed{10317,94}$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

13.7.4.1 Verifiche al Taglio YZ

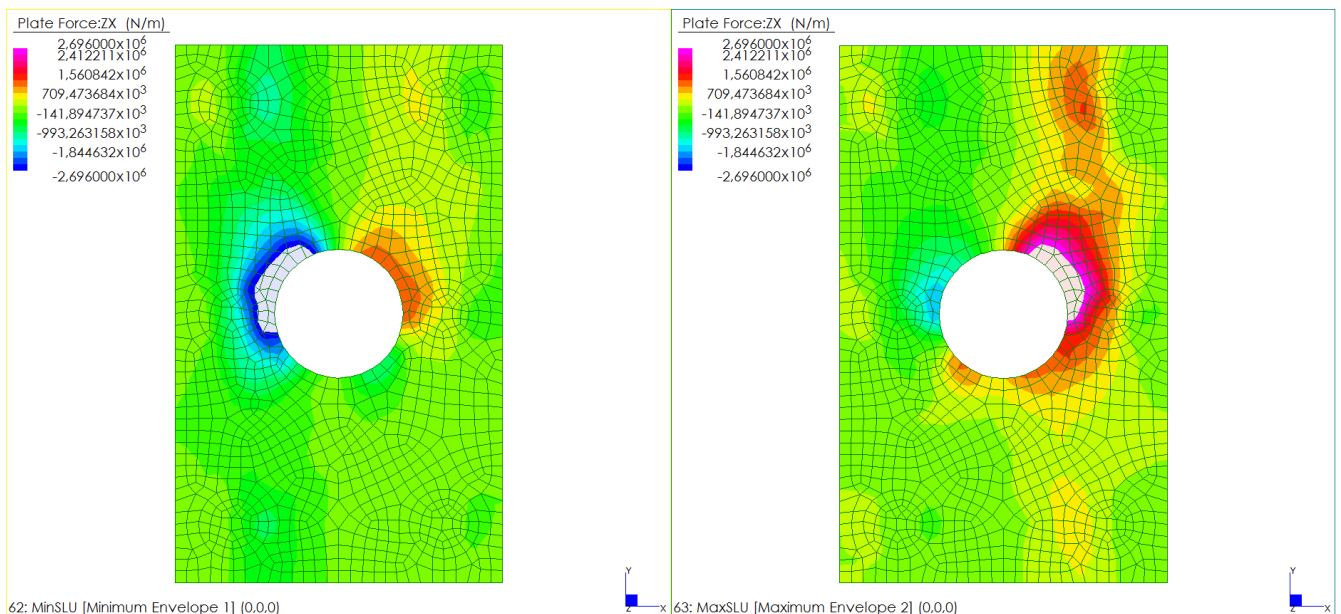
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

13.7.4.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

13.7.5 Resistenza limite a taglio con infittimento

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{200} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0014}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	5
2	5	26	195
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = \boxed{2}$$

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ	A_s	passo	α
	[mm]	[cm ²]	[cm]	[deg]
2,5	20	7,85	20	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \boxed{705,94} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \boxed{1586,27} \text{ [kN]}$$

$$V_{wd} = \boxed{2696,82} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

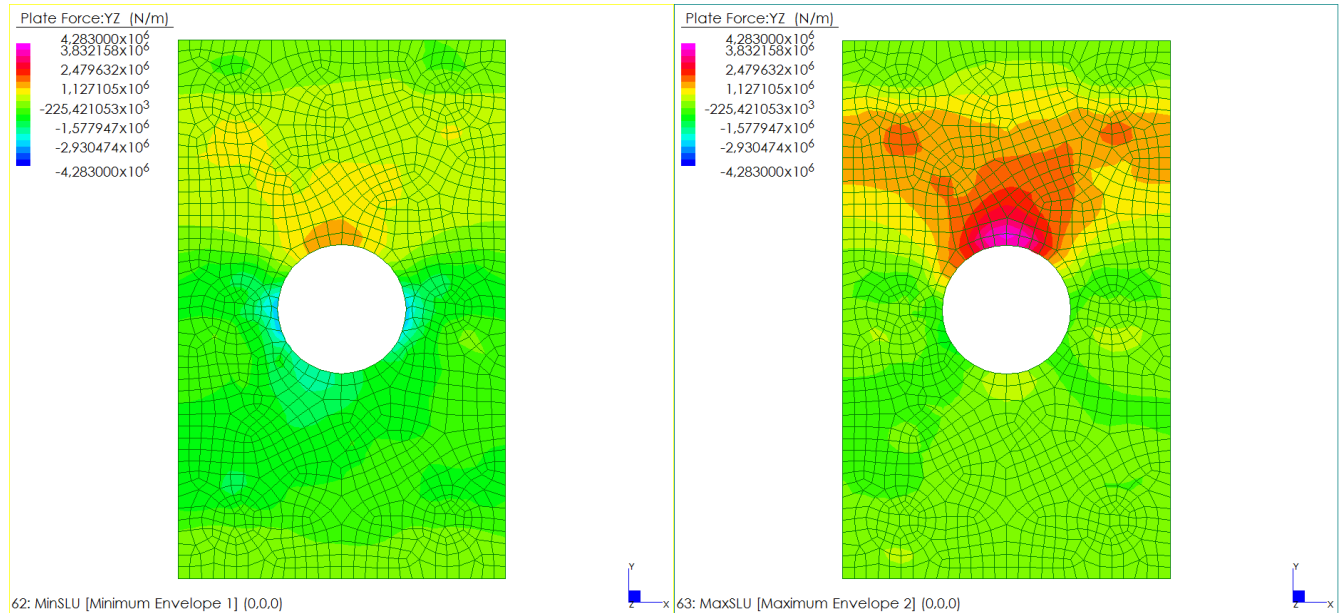
$$V_{Rd,s} = \boxed{4283,09} \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = \boxed{10317,94} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

13.7.5.1 Verifiche al Taglio YZ

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come

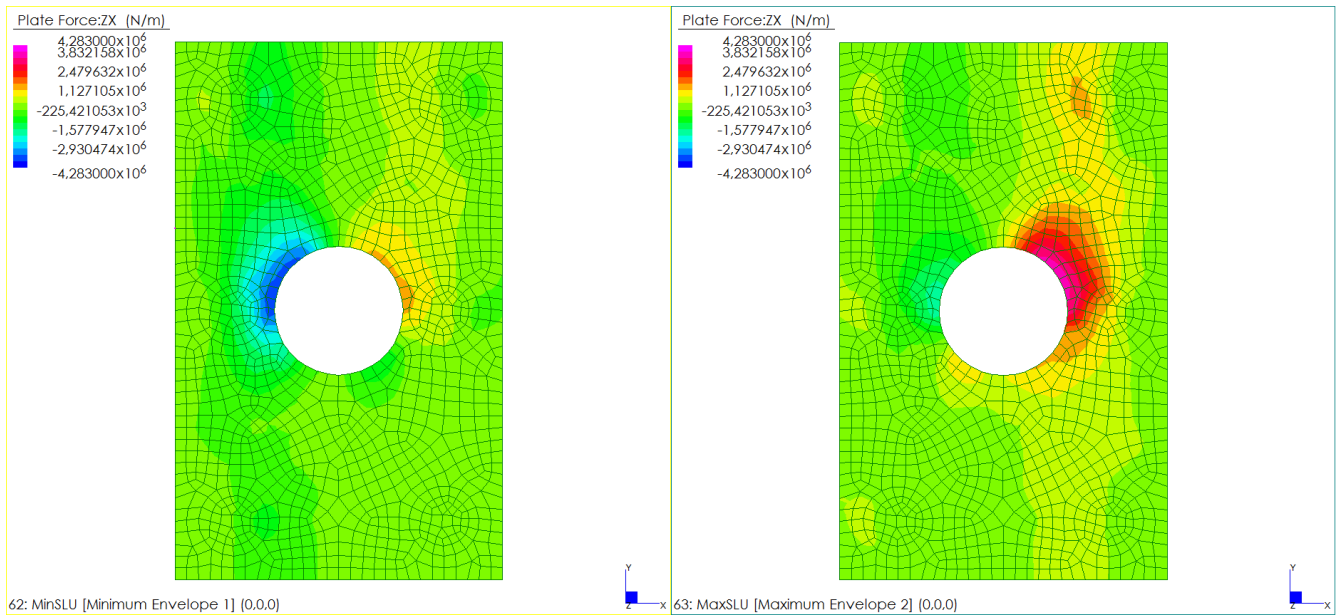
di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.7.5.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



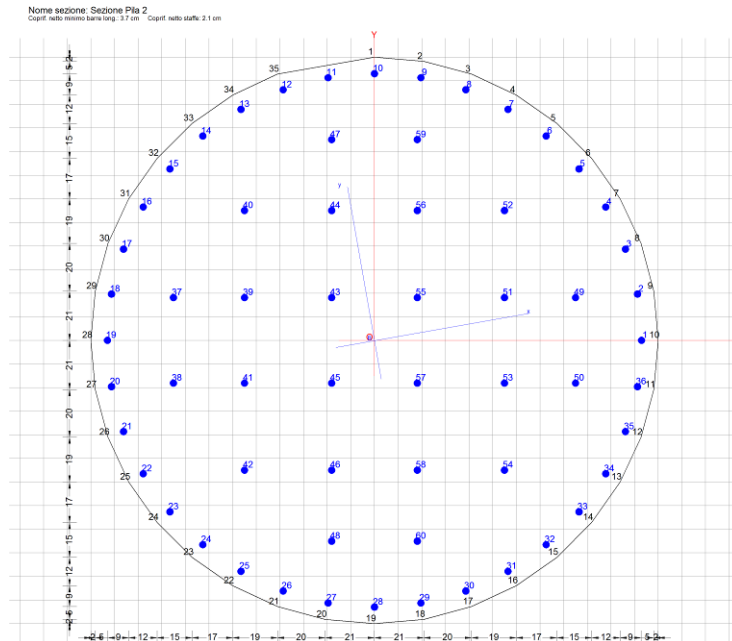
Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.8 VERIFICA FUSTO

Si verifica la sezione resistente del fusto delle pile per la combinazione A1-M1 utile al fine del dimensionamento strutturale.

Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Si presenta la verifica in corrispondenza delle due estremità dell'elemento *beam* che schematizza il fusto della pila. La geometria di tale sezione è rappresentata nella immagine di seguito proposta.

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Coeff. di Poisson:	0.20
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00 MPa
Resist. snerv. di calcolo fyd:		391.30 MPa
Resist. ultima di calcolo ftd:		391.30 MPa
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	120.0
2	20.8	118.2
3	41.0	112.8
4	60.0	103.9
5	77.1	91.9
6	91.9	77.1
7	103.9	60.0
8	112.8	41.0



IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00

Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri

Foglio

189

9	118.2	20.8
10	120.0	0.0
11	118.2	-20.8
12	112.8	-41.0
13	103.9	-60.0
14	91.9	-77.1
15	77.1	-91.9
16	60.0	-103.9
17	41.0	-112.8
18	20.8	-118.2
19	0.0	-120.0
20	-20.8	-118.2
21	-41.0	-112.8
22	-60.0	-103.9
23	-77.1	-91.9
24	-91.9	-77.1
25	-103.9	-60.0
26	-112.8	-41.0
27	-118.2	-20.8
28	-120.0	0.0
29	-118.2	20.8
30	-112.8	41.0
31	-103.9	60.0
32	-91.9	77.1
33	-77.1	91.9
34	-60.0	103.9
35	-41.0	112.8

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	113.0	0.0	30
2	111.3	19.6	30
3	106.2	38.6	30
4	97.8	56.5	30
5	86.5	72.6	30
6	72.6	86.5	30
7	56.5	97.8	30
8	38.6	106.2	30
9	19.6	111.3	30
10	0.0	113.0	30
11	-19.6	111.3	30
12	-38.6	106.2	30
13	-56.5	97.8	30
14	-72.6	86.5	30
15	-86.5	72.6	30
16	-97.8	56.5	30
17	-106.2	38.6	30
18	-111.3	19.6	30
19	-113.0	0.0	30
20	-111.3	-19.6	30
21	-106.2	-38.6	30
22	-97.8	-56.5	30
23	-86.5	-72.6	30
24	-72.6	-86.5	30
25	-56.5	-97.8	30
26	-38.6	-106.2	30
27	-19.6	-111.3	30
28	0.0	-113.0	30
29	19.6	-111.3	30
30	38.6	-106.2	30
31	56.5	-97.8	30

32	72.6	-86.5	30
33	86.5	-72.6	30
34	97.8	-56.5	30
35	106.2	-38.6	30
36	111.3	-19.6	30
37	-85.0	18.1	30
38	-85.0	-18.1	30
39	-55.0	18.1	30
40	-55.0	55.0	30
41	-55.0	-18.1	30
42	-55.0	-55.0	30
43	-18.1	18.1	30
44	-18.1	55.0	30
45	-18.1	-18.1	30
46	-18.1	-55.0	30
47	-18.1	85.0	30
48	-18.1	-85.0	30
49	85.0	18.1	30
50	85.0	-18.1	30
51	55.0	18.1	30
52	55.0	55.0	30
53	55.0	-18.1	30
54	55.0	-55.0	30
55	18.1	18.1	30
56	18.1	55.0	30
57	18.1	-18.1	30
58	18.1	-55.0	30
59	18.1	85.0	30
60	18.1	-85.0	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm

Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N° Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra
1	9	29	25	22	20	18	16	13
2	11	7	4	2	36	34	31	27

N° Legature: 10

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N° Legat.	Barra 1	Barra 2
1	14	6
2	16	4
3	18	2
4	20	36
5	22	34
6	24	32
7	25	13
8	31	7
9	33	5
10	23	15

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] nell'origine O del sist. di rif. X,Y,O
MX	Coppia concentrata [kNm] intorno all'asse X del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
MY	Coppia concentrata in daNm intorno all'asse Y del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
VY	Componente del Taglio [kN] parall. all'asse Y del rif. X,Y,O
VX	Componente del Taglio [kN] parall. all'asse X del rif. X,Y,O

N°Comb.	N	MX	MY	VY	VX
1	13300.00	6120.00	0.00	-738.61	-130.24
2	17600.00	9440.00	-4220.00	-639.39	1034.69
3	17600.00	5400.00	-4220.00	-639.39	1034.69
4	16400.00	10300.00	-4220.00	-639.39	1034.69
5	16400.00	2250.00	-4220.00	-639.39	1034.69
6	15600.00	10100.00	-4220.00	-639.39	1034.69
7	15600.00	2080.00	-4220.00	-639.39	1034.69
8	17600.00	18400.00	0.00	-3102.14	-546.99
9	17600.00	14300.00	0.00	-3102.14	-546.99
10	16400.00	19200.00	0.00	-3102.14	-546.99
11	16400.00	11200.00	0.00	-3102.14	-546.99
12	15600.00	19100.00	0.00	-3102.14	-546.99
13	15600.00	11000.00	0.00	-3102.14	-546.99
14	10300.00	5690.00	-2280.00	-575.53	344.29
15	10300.00	4350.00	-2280.00	-575.53	344.29
16	9910.00	5980.00	-2280.00	-575.53	344.29
17	9910.00	3300.00	-2280.00	-575.53	344.29
18	9620.00	5930.00	-2280.00	-575.53	344.29
19	9620.00	3240.00	-2280.00	-575.53	344.29
20	10300.00	14100.00	-666.00	-1696.40	-169.15
21	10300.00	12800.00	-666.00	-1696.40	-169.15
22	9910.00	14400.00	-666.00	-1696.40	-169.15
23	9910.00	11700.00	-666.00	-1696.40	-169.15
24	9620.00	14400.00	-666.00	-1696.40	-169.15
25	9620.00	11700.00	-666.00	-1696.40	-169.15
26	12700.00	3310.00	0.00	-738.61	-130.24
27	17000.00	7760.00	0.00	-639.39	1034.69
28	17000.00	3710.00	0.00	-639.39	1034.69
29	15800.00	8620.00	0.00	-639.39	1034.69
30	15800.00	566.00	0.00	-639.39	1034.69
31	15000.00	8460.00	0.00	-639.39	1034.69
32	15000.00	394.00	0.00	-639.39	1034.69
33	17000.00	6570.00	0.00	-3102.14	-546.99
34	17000.00	2530.00	0.00	-3102.14	-546.99
35	15800.00	7440.00	0.00	-3102.14	-546.99
36	15800.00	-619.00	0.00	-3102.14	-546.99
37	15000.00	7270.00	0.00	-3102.14	-546.99
38	15000.00	-791.00	0.00	-3102.14	-546.99
39	9880.00	3840.00	-823.00	-529.78	251.83
40	9880.00	2500.00	-823.00	-529.78	251.83
41	9490.00	4130.00	-823.00	-529.78	251.83
42	9490.00	1450.00	-823.00	-529.78	251.83
43	9210.00	4080.00	-823.00	-529.78	251.83
44	9210.00	1390.00	-823.00	-529.78	251.83
45	9880.00	7920.00	-240.00	-1592.88	-180.34
46	9880.00	6570.00	-240.00	-1592.88	-180.34
47	9490.00	8210.00	-240.00	-1592.88	-180.34
48	9490.00	5530.00	-240.00	-1592.88	-180.34
49	9210.00	8160.00	-240.00	-1592.88	-180.34
50	9210.00	5470.00	-240.00	-1592.88	-180.34

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
MX	Coppia concentrata [kNm] applicata all'asse X del rif. X,Y,O (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
MY	Coppia concentrata [kNm] applicata all'asse Y del rif. X,Y,O (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	MX	MY
1	8955.57	4080.00	0.00
2	11838.57	5530.00	-2810.00
3	11838.57	2830.00	-2810.00
4	11066.57	6100.00	-2810.00
5	11066.57	732.00	-2810.00
6	10502.57	5990.00	-2810.00
7	10502.57	618.00	-2810.00
8	11838.57	13000.00	0.00
9	11838.57	10300.00	0.00
10	11066.57	13600.00	0.00
11	11066.57	8230.00	0.00
12	10502.57	13500.00	0.00
13	10502.57	8120.00	0.00
14	8539.66	2200.00	0.00
15	11422.66	4780.00	0.00
16	11422.66	2080.00	0.00
17	10650.66	5350.00	0.00
18	10650.66	-17.70	0.00
19	10086.66	5240.00	0.00
20	10086.66	-133.00	0.00
21	11422.66	4780.00	0.00
22	11422.66	2080.00	0.00
23	10650.66	5350.00	0.00
24	10650.66	-17.70	0.00
25	10086.66	5240.00	0.00
26	10086.66	-133.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
MX	Coppia concentrata [kNm] applicata all'asse X del rif. X,Y,O (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
MY	Coppia concentrata [kNm] applicata all'asse Y del rif. X,Y,O (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	MX	MY
1	8955.57	1770.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	11117.82	3050.00 (0.00)	0.00 (0.00)
3	11117.82	1030.00 (0.00)	0.00 (0.00)
4	10538.82	3480.00 (0.00)	0.00 (0.00)
5	10538.82-548.00	(-1165876.90)	0.00 (0.00)
6	10115.82	3400.00 (0.00)	0.00 (0.00)
7	10115.82-634.00	(-1092554.73)	0.00 (0.00)
8	8539.66	1020.00 (0.00)	0.00 (0.00)
9	10701.91	3050.00 (0.00)	0.00 (0.00)
10	10701.91	1030.00 (0.00)	0.00 (0.00)
11	10122.91	3480.00 (0.00)	0.00 (0.00)
12	10122.91-548.00	(-731993.78)	0.00 (0.00)
13	9699.91	3400.00 (0.00)	0.00 (0.00)
14	9699.91-634.00	(-738154.26)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	16.7	cm
Copriferro netto minimo staffe:	2.1	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nell'Origine assi X,Y coordinate (positivo se di compressione)
MX	Momento flettente assegnato [kNm] rifer. assi X,Y,O delle coordinate
MY	Momento flettente assegnato [kNm] rifer. assi X,Y,O delle coordinate
N ult	Sforzo normale ultimo [kN] nell'Origine assi X,Y coordinate (positivo se di compressione)
MX ult	Momento flettente ultimo [kNm] rif. X,Y,O (tra parentesi rif. assi princ. inerzia)
MY ult	Momento flettente ultimo [kNm] rif. X,Y,O (tra parentesi rif. assi princ. inerzia)
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature [cm ²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	MX	MY	N ult	MX ult	MY ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	13300.00	6120.00	0.00	13300.14	22706.84(22376.44)	-7.05(3936.06)	3.705	----
2	S	17600.00	9440.00	-4220.00	17600.11	22177.16(23579.72)	-9915.56(-5913.90)	2.348	----
3	S	17600.00	5400.00	-4220.00	17599.80	19163.54(21486.73)	-14953.61(-11398.72)	3.542	----
4	S	16400.00	10300.00	-4220.00	16400.01	22091.73(23341.52)	-9035.27(-5061.82)	2.143	----
5	S	16400.00	2250.00	-4220.00	16399.84	11292.64(14799.10)	-21086.09(-18804.79)	4.995	----
6	S	15600.00	10100.00	-4220.00	15600.20	21751.85(23016.77)	-9097.29(-5181.91)	2.153	----
7	S	15600.00	2080.00	-4220.00	15600.09	10486.02(14018.85)	-21171.99(-19029.47)	5.015	----
8	S	17600.00	18400.00	0.00	17599.72	24219.13(23867.13)	9.90(4215.36)	1.316	----
9	S	17600.00	14300.00	0.00	17599.72	24219.13(23867.30)	8.93(4214.40)	1.693	----
10	S	16400.00	19200.00	0.00	16400.11	23847.86(23500.23)	10.28(4151.26)	1.242	----
11	S	16400.00	11200.00	0.00	16400.10	23847.85(23500.59)	8.11(4149.12)	2.128	----
12	S	15600.00	19100.00	0.00	15599.93	23593.91(23249.31)	10.41(4107.30)	1.235	----
13	S	15600.00	11000.00	0.00	15599.92	23593.91(23249.68)	8.28(4105.20)	2.144	----
14	S	10300.00	5690.00	-2280.00	10299.94	19821.73(20910.22)	-7943.05(-4380.37)	3.480	----
15	S	10300.00	4350.00	-2280.00	10299.94	18898.40(20339.36)	-9892.08(-6460.12)	4.338	----
16	S	9910.00	5980.00	-2280.00	9910.27	19791.37(20808.57)	-7532.04(-3980.87)	3.306	----
17	S	9910.00	3300.00	-2280.00	9910.06	17397.59(19227.87)	-12005.00(-8801.56)	5.262	----
18	S	9620.00	5930.00	-2280.00	9620.06	19630.55(20652.72)	-7548.28(-4024.80)	3.308	----
19	S	9620.00	3240.00	-2280.00	9620.08	17175.44(19020.83)	-12074.22(-8908.30)	5.291	----
20	S	10300.00	14100.00	-666.00	10300.24	21330.69(21190.51)	-999.43(2719.79)	1.512	----
21	S	10300.00	12800.00	-666.00	10300.06	21325.02(21202.59)	-1101.08(2618.69)	1.666	----
22	S	9910.00	14400.00	-666.00	9910.24	21143.80(21000.63)	-968.13(2718.16)	1.468	----
23	S	9910.00	11700.00	-666.00	9910.18	21131.59(21027.82)	-1193.95(2493.65)	1.806	----
24	S	9620.00	14400.00	-666.00	9620.13	21001.79(20861.35)	-973.08(2688.63)	1.458	----
25	S	9620.00	11700.00	-666.00	9620.27	20990.62(20887.27)	-1185.65(2477.35)	1.793	----
26	S	12700.00	3310.00	0.00	12699.77	22445.75(22119.61)	-12.19(3885.66)	6.763	----
27	S	17000.00	7760.00	0.00	16999.90	24034.95(23685.90)	5.53(4179.07)	3.094	----
28	S	17000.00	3710.00	0.00	16999.94	24034.92(23687.34)	-2.94(4170.73)	6.458	----
29	S	15800.00	8620.00	0.00	15800.22	23657.91(23313.17)	6.81(4114.86)	2.742	----
30	S	15800.00	566.00	0.00	15799.98	23657.52(23328.48)	-83.64(4025.72)	40.892	----
31	S	15000.00	8460.00	0.00	14999.92	23398.66(23056.95)	7.38(4070.40)	2.763	----
32	S	15000.00	394.00	0.00	15000.12	23397.46(23076.53)	-112.15(3952.48)	57.631	----
33	S	17000.00	6570.00	0.00	16999.90	24034.94(23686.14)	4.12(4177.68)	3.653	----
34	S	17000.00	2530.00	0.00	16999.91	24034.88(23688.61)	-10.48(4163.29)	9.454	----
35	S	15800.00	7440.00	0.00	15800.22	23657.91(23313.34)	5.78(4113.85)	3.176	----
36	S	15800.00	-619.00	0.00	15799.88	-23712.79(-23320.60)	-92.64(-4208.92)	39.099	----
37	S	15000.00	7270.00	0.00	14999.92	23398.66(23057.12)	6.41(4069.45)	3.215	----
38	S	15000.00	-791.00	0.00	15000.03	-23452.09(-23069.53)	-64.57(-4136.00)	30.097	----
39	S	9880.00	3840.00	-823.00	9879.72	20733.72(21199.56)	-4439.51(-771.69)	5.390	----
40	S	9880.00	2500.00	-823.00	9880.30	20110.16(20962.58)	-6611.22(-3018.69)	8.021	----
41	S	9490.00	4130.00	-823.00	9489.96	20617.26(21025.98)	-4102.65(-460.18)	4.984	----
42	S	9490.00	1450.00	-823.00	9490.15	18224.41(19747.77)	-10312.24(-6990.94)	12.508	----
43	S	9210.00	4080.00	-823.00	9209.97	20470.07(20883.76)	-4120.05(-502.87)	5.009	----
44	S	9210.00	1390.00	-823.00	9210.03	17916.16(19486.84)	-10559.40(-7287.87)	12.822	----
45	S	9880.00	7920.00	-240.00	9880.21	21143.52(20944.13)	-644.49(3036.83)	2.668	----
46	S	9880.00	6570.00	-240.00	9880.01	21137.95(20961.61)	-776.73(2905.64)	3.215	----
47	S	9490.00	8210.00	-240.00	9490.26	20953.56(20753.21)	-624.61(3023.43)	2.551	----
48	S	9490.00	5530.00	-240.00	9490.28	20940.97(20790.66)	-911.66(2738.55)	3.783	----
49	S	9210.00	8160.00	-240.00	9209.79	20815.55(20616.40)	-621.04(3002.98)	2.550	----
50	S	9210.00	5470.00	-240.00	9210.03	20802.79(20654.68)	-913.87(2712.38)	3.799	----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio di progetto [kN] = proiezione di VX e VY sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	750.00	19554.84	4947.16	200.8	216.9	45.00°	1.174	10.6	70.0(30.4)
2	S	869.61	20648.71	5740.69	199.7	219.7	45.00°	1.230	12.4	81.6(42.0)
3	S	1048.63	20657.12	5489.93	199.7	219.8	45.00°	1.230	14.9	78.1(40.3)
4	S	841.36	20368.96	5430.25	199.8	219.4	45.00°	1.215	12.0	77.2(37.6)
5	S	1208.45	20370.19	5509.78	200.0	219.3	45.00°	1.215	17.2	78.2(45.7)
6	S	848.49	20167.20	5443.22	200.0	218.9	45.00°	1.204	12.0	77.3(37.7)
7	S	1212.30	20161.02	5501.54	200.2	218.6	45.00°	1.204	17.2	78.0(46.0)
8	S	3150.00	20659.99	4917.31	199.6	219.9	45.00°	1.230	44.8	69.9(30.3)
9	S	3150.00	20659.99	4917.35	199.6	219.9	45.00°	1.230	44.8	69.9(30.3)
10	S	3150.00	20347.76	4926.22	200.0	219.0	45.00°	1.215	44.7	69.9(30.3)
11	S	3150.00	20347.76	4926.31	200.0	219.0	45.00°	1.215	44.7	69.9(30.3)
12	S	3150.00	20172.44	4926.22	200.0	219.0	45.00°	1.204	44.7	69.9(30.3)
13	S	3150.00	20172.44	4926.31	200.0	219.0	45.00°	1.204	44.7	69.9(30.3)
14	S	633.58	18763.92	5050.25	201.7	214.3	45.00°	1.135	8.9	71.1(31.5)
15	S	652.59	18760.55	5122.60	201.8	214.2	45.00°	1.135	9.2	72.1(32.8)
16	S	629.79	18682.00	5031.37	201.7	214.3	45.00°	1.130	8.9	70.8(31.2)
17	S	666.51	18656.61	5551.70	201.9	213.8	45.00°	1.130	9.4	78.1(39.6)
18	S	630.72	18618.82	5035.85	201.7	214.3	45.00°	1.126	8.9	70.9(31.3)
19	S	667.13	18588.53	5559.52	202.0	213.7	45.00°	1.126	9.4	78.2(39.8)
20	S	1704.15	18758.87	5020.79	201.8	214.2	45.00°	1.135	24.0	70.7(31.1)
21	S	1704.36	18757.00	5026.26	201.8	214.2	45.00°	1.135	24.0	70.7(31.1)
22	S	1704.10	18674.90	5019.67	201.8	214.2	45.00°	1.130	24.0	70.6(31.0)
23	S	1704.53	18670.79	5031.89	201.8	214.1	45.00°	1.130	24.0	70.8(31.2)
24	S	1704.13	18611.97	5020.36	201.8	214.2	45.00°	1.126	24.0	70.6(31.0)
25	S	1704.53	18608.10	5031.88	201.8	214.1	45.00°	1.126	24.0	70.8(31.2)
26	S	750.00	19424.12	4947.41	200.8	216.9	45.00°	1.166	10.6	70.0(30.4)
27	S	450.35	20528.19	4917.49	199.6	219.9	45.00°	1.222	6.4	69.9(30.3)
28	S	450.74	20528.19	4917.86	199.6	219.9	45.00°	1.222	6.4	69.9(30.3)
29	S	450.30	20216.27	4926.37	200.0	219.0	45.00°	1.207	6.4	69.9(30.3)
30	S	454.41	20216.47	4930.31	200.0	219.0	45.00°	1.207	6.5	70.0(30.4)
31	S	450.29	20040.96	4926.36	200.0	219.0	45.00°	1.196	6.4	69.9(30.3)
32	S	455.96	20041.21	4931.78	200.0	219.0	45.00°	1.196	6.5	70.0(30.4)
33	S	3150.00	20528.19	4917.55	199.6	219.9	45.00°	1.222	44.8	69.9(30.3)
34	S	3150.00	20528.20	4918.18	199.6	219.9	45.00°	1.222	44.8	70.0(30.4)
35	S	3150.00	20216.27	4926.41	200.0	219.0	45.00°	1.207	44.7	69.9(30.3)
36	S	3149.98	20216.46	4930.13	200.0	219.0	45.00°	1.207	44.7	70.0(30.4)
37	S	3150.00	20040.96	4926.41	200.0	219.0	45.00°	1.196	44.7	69.9(30.3)
38	S	3149.99	20041.07	4929.07	200.0	219.0	45.00°	1.196	44.7	70.0(30.4)
39	S	538.62	18671.45	5123.74	201.8	214.3	45.00°	1.129	7.6	72.1(32.9)
40	S	560.16	18672.68	4981.69	201.7	214.3	45.00°	1.129	7.9	70.1(30.5)
41	S	535.22	18553.64	5112.22	202.0	213.7	45.00°	1.124	7.5	71.9(32.7)

42	S	583.37	18554.96	5134.25	202.0	213.7	45.00°	1.124	8.2	72.2(33.1)
43	S	535.78	18456.37	5121.02	202.2	213.0	45.00°	1.120	7.5	71.9(32.7)
44	S	584.39	18458.33	5144.06	202.2	213.0	45.00°	1.120	8.2	72.2(33.3)
45	S	1602.30	18672.96	5002.49	201.7	214.3	45.00°	1.129	22.6	70.4(30.8)
46	S	1602.58	18671.23	5009.48	201.8	214.3	45.00°	1.129	22.6	70.5(30.9)
47	S	1602.28	18552.08	5007.80	202.0	213.6	45.00°	1.124	22.5	70.4(30.8)
48	S	1602.81	18548.31	5023.10	202.0	213.5	45.00°	1.124	22.5	70.6(31.0)
49	S	1602.29	18491.60	5008.00	202.0	213.6	45.00°	1.120	22.5	70.4(30.8)
50	S	1602.82	18451.32	5029.51	202.2	212.9	45.00°	1.120	22.5	70.6(31.0)

COMBINAZIONI A IN ESERCIZIO - STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
Srm	Distanza media tra le fessure espressa in mm (§ B.6.6.3 Istruzioni DM96)
K3	Coeff. (§ B.6.6.3 Istruz. DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess.	Apertura fessure in mm. (Ap.Limite =99999.000 mm) Calcolo secondo § 4.1.2.2.4.6 NTC.

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	4.31	0.0	0.0	-10.1	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
2	S	6.53	-60.0	103.9	-29.6	56.5	-97.8	---	---	---	---	---
3	S	4.81	-77.1	91.9	-0.7	72.6	-86.5	---	---	---	---	---
4	S	6.98	-41.0	112.8	-45.6	38.6	-106.2	---	---	---	---	---
5	S	3.97	-118.2	20.8	6.7	111.3	-19.6	---	---	---	---	---
6	S	6.19	-60.0	103.9	-27.8	56.5	-97.8	---	---	---	---	---
7	S	3.85	-118.2	20.8	5.2	111.3	-19.6	---	---	---	---	---
8	S	10.48	0.0	0.0	-80.7	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
9	S	11.03	0.0	0.0	-136.0	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
10	S	15.20	0.0	0.0	-269.9	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
11	S	8.65	0.0	0.0	-84.2	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
12	S	15.16	0.0	0.0	-278.8	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
13	S	8.57	0.0	0.0	-88.9	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
14	S	3.05	0.0	0.0	5.4	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
15	S	5.24	0.0	0.0	-9.1	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
16	S	3.54	0.0	0.0	14.9	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
17	S	5.44	0.0	0.0	-16.4	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
18	S	2.08	-20.8	-118.2	31.0	19.6	111.3	---	---	---	---	---
19	S	5.26	0.0	0.0	-17.0	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
20	S	2.04	0.0	-120.0	28.4	0.0	113.0	---	---	---	---	---
21	S	5.24	0.0	0.0	-9.1	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
22	S	3.54	0.0	0.0	14.9	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
23	S	5.44	0.0	0.0	-16.4	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
24	S	2.08	-20.8	-118.2	31.0	19.6	111.3	---	---	---	---	---
25	S	5.26	0.0	0.0	-17.0	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
26	S	2.04	0.0	-120.0	28.4	0.0	113.0	---	---	---	---	---

Le tensioni di esercizio sulle barre di armatura tese e sul calcestruzzo compresso sono inferiori ai valori limite considerati nelle verifiche.

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = \boxed{14,94} \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = \boxed{292,50} \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

COMBINAZIONI F IN ESERCIZIO - STATO LIMITE APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	2.86	0.0	0.0	10.4	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
2	S	4.09	0.0	0.0	5.4	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
3	S	2.82	0.0	0.0	23.3	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
4	S	4.25	0.0	0.0	-0.1	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
5	S	2.39	0.0	-120.0	26.0	0.0	113.0	---	---	---	---	---
6	S	4.11	0.0	0.0	-0.6	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
7	S	2.36	0.0	-120.0	24.0	0.0	113.0	---	---	---	---	---
8	S	2.31	0.0	0.0	15.8	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
9	S	4.01	0.0	0.0	4.2	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
10	S	2.74	0.0	0.0	22.1	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
11	S	4.16	0.0	0.0	-1.3	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
12	S	2.31	0.0	-120.0	24.8	0.0	113.0	---	---	---	---	---
13	S	4.03	0.0	0.0	-1.9	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
14	S	2.28	0.0	-120.0	22.8	0.0	113.0	---	---	---	---	---

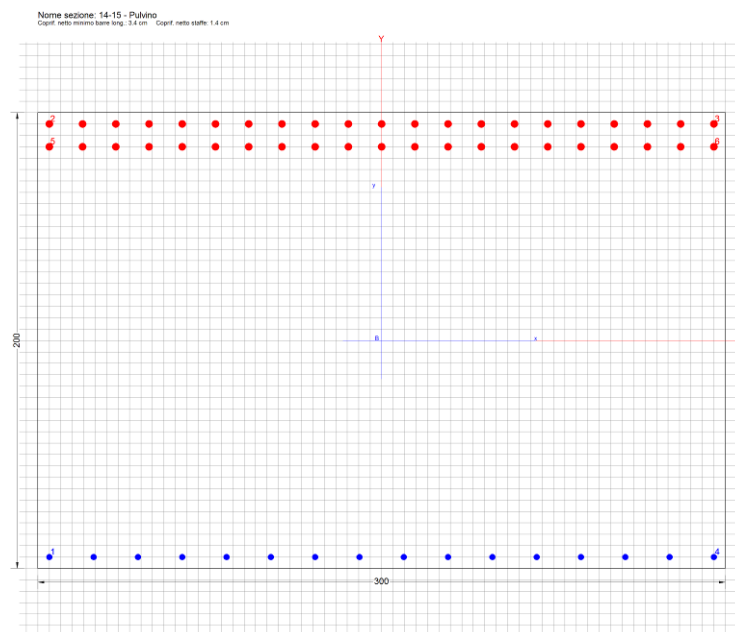
La sezione risulta compressa per ogni combinazione di carico, pertanto la verifica a fessurazione può considerarsi soddisfatta.

13.9 VERIFICA PULVINI

Si verifica la sezione resistente del fusto delle pile per la combinazione A1-M1 utile al fine del dimensionamento strutturale.

Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Si presenta la verifica in corrispondenza delle due estremità dell'elemento *beam* che schematizza il fusto della pila. La geometria di tale sezione è rappresentata nell'immagine di seguito proposta.



13.9.1 Resistenze limite

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 300 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	21	32	6
2	21	32	16
3	16	26	194
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

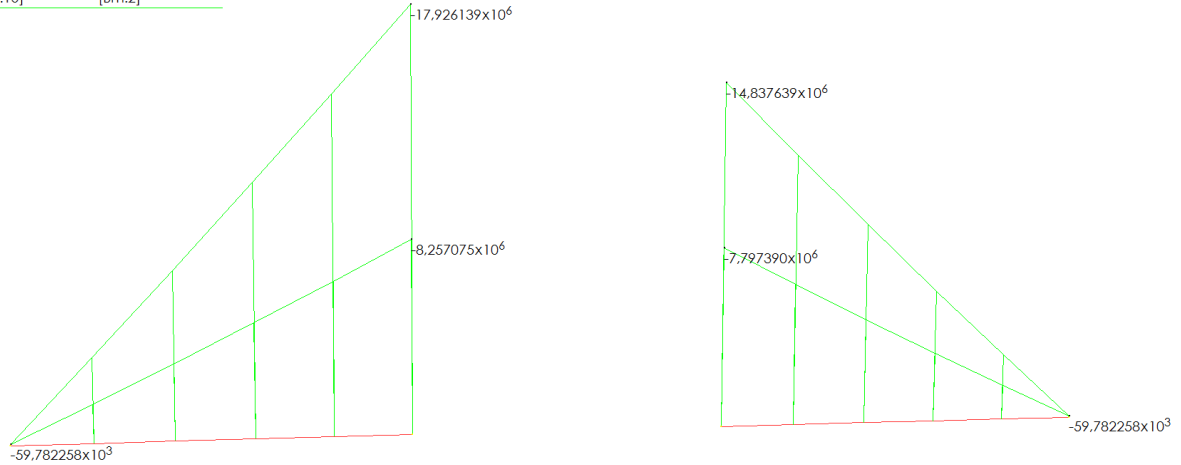
Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1 ^a Fessurazione [kNm]
M_R^-	-23628,71	-16180,17	-8305,21
M_R^+	6329,42	4583,47	7515,47

13.9.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Si riportano i diagrammi di involuppo del momento flettente per le combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.

	MIN	MAX
BM2(N.m)	$-17,926139 \times 10^6$	$-38,705622 \times 10^3$
	[Bm:10]	[Bm:2]

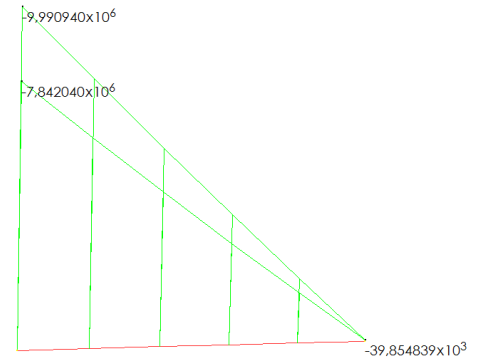
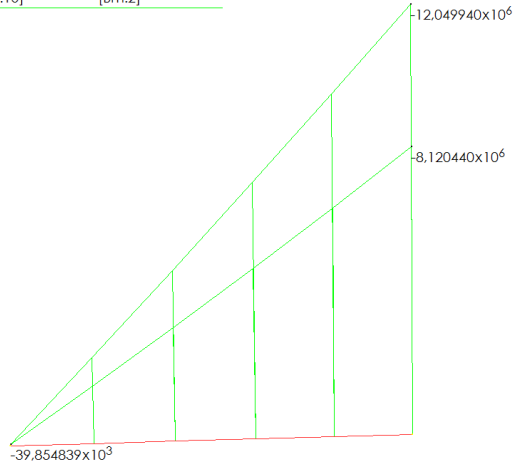


Dal confronto fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.9.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

Si riportano i diagrammi di involuppo del momento flettente per le combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-12.049940×10^6	-39.854839×10^3
	[Bm:10]	[Bm:2]

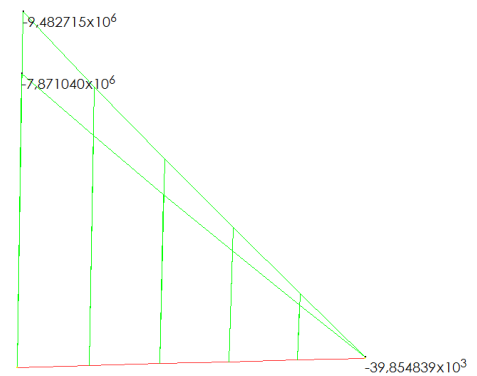
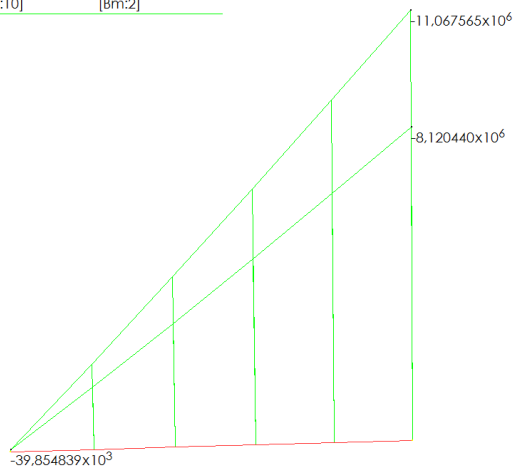


Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

13.9.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano i diagrammi di involucro del momento flettente per le combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-11.067565×10^6	-39.854839×10^3
	[Bm:10]	[Bm:2]



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione risulta fessurata. Si procede pertanto al calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure per il momento sollecitante massimo M_{Ed} .

Calcolo ampiezza delle fessure

$$s_{rm} = 19,7286 \text{ [cm]}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,0007$$

$$M_{Ed} = -11068,00 \text{ [kNm]}$$

$$c = 4,40 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_s = 2000,84 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_m = 0,12 \text{ [mm]}$$

$$s = 14,29 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_{sr} = 1501,39 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_k = 0,20 \text{ [mm]}$$

$$d_{eff} = 38,40 \text{ [cm]}$$

$$\beta_1 = 1,00$$

$$w_{k,LIM} = 0,20 \text{ [mm]}$$

$$k_2 = 0,40$$

$$\beta_2 = 0,50$$

$$k_3 = 0,13$$

$$\phi = 3,20 \text{ [cm]}$$

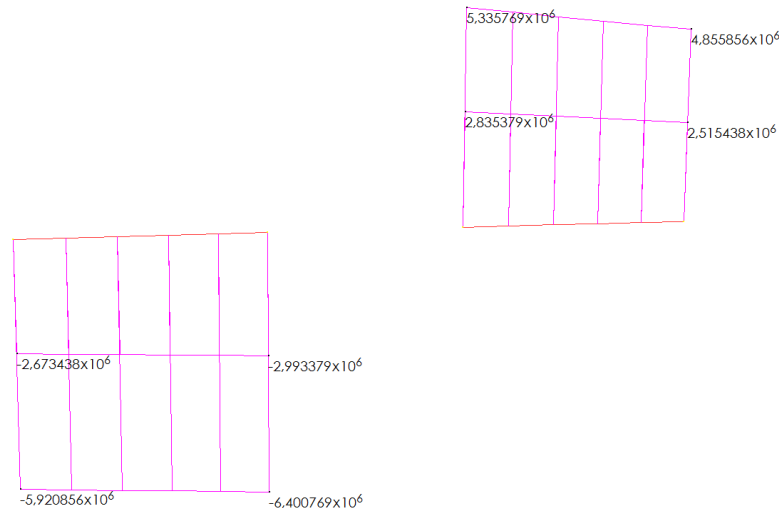
$$\rho_r = 0,0293$$

Sezione verificata allo
Stato Limite di Fessurazione

13.9.1.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per il Taglio

Si riportano i diagrammi di involuppo della sollecitazione a taglio per le combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. Si verifica la sollecitazione massima in corrispondenza della sezione minima che si ha in corrispondenza dell'asse del boggolo esterno. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite.

	MIN	MAX
SF2(N)	$-6,400769 \times 10^6$	$5,335769 \times 10^6$
[Bm:10]		[Bm:2]



Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{300} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{141} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0352}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	21	32	6
2	21	32	16
3	16	26	135
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

strati di armatura	3
--------------------	---

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
7	20	21,99	15	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \boxed{3787,77} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \boxed{3294,56} \text{ [kN]}$$

$$V_{wd} = \boxed{6970,24} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = \boxed{10264,80} \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = \boxed{21429,56} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

13.10 VERIFICHE BAGGIOLO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il baggioLO condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si riportano nel prosieguo le combinazioni di calcolo adottate per la verifica dell'elemento. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Si riporta nella prima immagine lo schema di carico per gli appoggi della spalla, escludendo le sollecitazioni direttamente assorbite dal ritegno sismico.

		G1	G2_Ponte	Eps2_ritiro	Eps3_termico	Q1_2a	Q1_2b	Q1_2c	Q1_2d	Q1_2e	Q1_2f	Q5_vento
T1	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fz	301	162	-136	-35	154	272	50	288	-33	208	0
T2	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	170
	Fz	330	24	-136	-35	647	771	352	599	345	592	0
T3	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fz	307	168	-136	-35	655	412	627	142	540	52	0

Si riporta in questa immagine un estratto della tabella di combinazione per le condizioni che agiscono sul baggiolo.

	AI	All-a-Q8X	All-b-Q8X	All-c-Q8X	All-d-Q8X	All-e-Q8X	All-f-Q8X	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
G1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Ponte	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps2_ritiro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps3_termico	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q1_2a	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75
Q5_vento	1,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

	UI	UII-a-Q8X	UII-b-Q8X	UII-c-Q8X	UII-d-Q8X	UII-e-Q8X	UII-f-Q8X
G1	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
G2_Ponte	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Eps2_ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Eps3_termico	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Q1_2a	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
Q5_vento	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90

Si riporta infine la tabella dei valori sollecitanti con il calcolo dei momenti flettenti.

	AI	All-a-Q8X	All-b-Q8X	All-c-Q8X	All-d-Q8X	All-e-Q8X	All-f-Q8X	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T1 Fx	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fz	2469,0	2908,0	3151	2686	3170	2429	2914	2469	2799,266	2982,078	2632,252	2996,372	2438,907	2803,78
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	AI	All-a-Q8X	All-b-Q8X	All-c-Q8X	All-d-Q8X	All-e-Q8X	All-f-Q8X	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T2 Fx	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	500,0	200,0	200	200	200	200	200	200	0	0	0	0	0	0
Fz	2131,0	3220,0	3391	2751	3093	2728	3069	2131	2950,27	3078,916	2597,435	2854,726	2580,131	2836,671
Mx	200,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	AI	All-a-Q8X	All-b-Q8X	All-c-Q8X	All-d-Q8X	All-e-Q8X	All-f-Q8X	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T3 Fx	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fz	2525,0	3880,0	3466	3799	2973	3515	2689	2525	3544,385	3232,927	3483,448	2862,037	3269,791	2648,379
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	UI	UII-a-Q8X	UII-b-Q8X	UII-c-Q8X	UII-d-Q8X	UII-e-Q8X	UII-f-Q8X
T1 Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0	0	0	0	0	0	0
Fz	3652,2	4310,7	4675,2	3977,7	4703,7	3592,2	4319,7
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	UI	UII-a-Q8X	UII-b-Q8X	UII-c-Q8X	UII-d-Q8X	UII-e-Q8X	UII-f-Q8X
T2 Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	750	450	450	450	450	450	450
Fz	3145,2	4778,7	5035,2	4075,2	4588,2	4040,7	4552,2
Mx	300,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	UI	UII-a-Q8X	UII-b-Q8X	UII-c-Q8X	UII-d-Q8X	UII-e-Q8X	UII-f-Q8X
T3 Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0	0	0	0	0	0	0
Fz	3736,2	5768,7	5147,7	5647,2	4408,2	5221,2	3982,2
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Si riportano i valori dei momenti resistenti per la sezione di calcolo del baggiolo e il dominio M-N dove sono rappresentati gli stati di sollecitazione cui l'elemento è sottoposto. Dal confronto si evince che l'elemento è verificato allo Stato Limite Ultimo per la sollecitazione a Momento Flettente.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati n ϕ d*

	n	ϕ [mm]	d* [cm]
1	5	20	5
2	2	20	10
3	2	20	70
4	5	20	75
5			

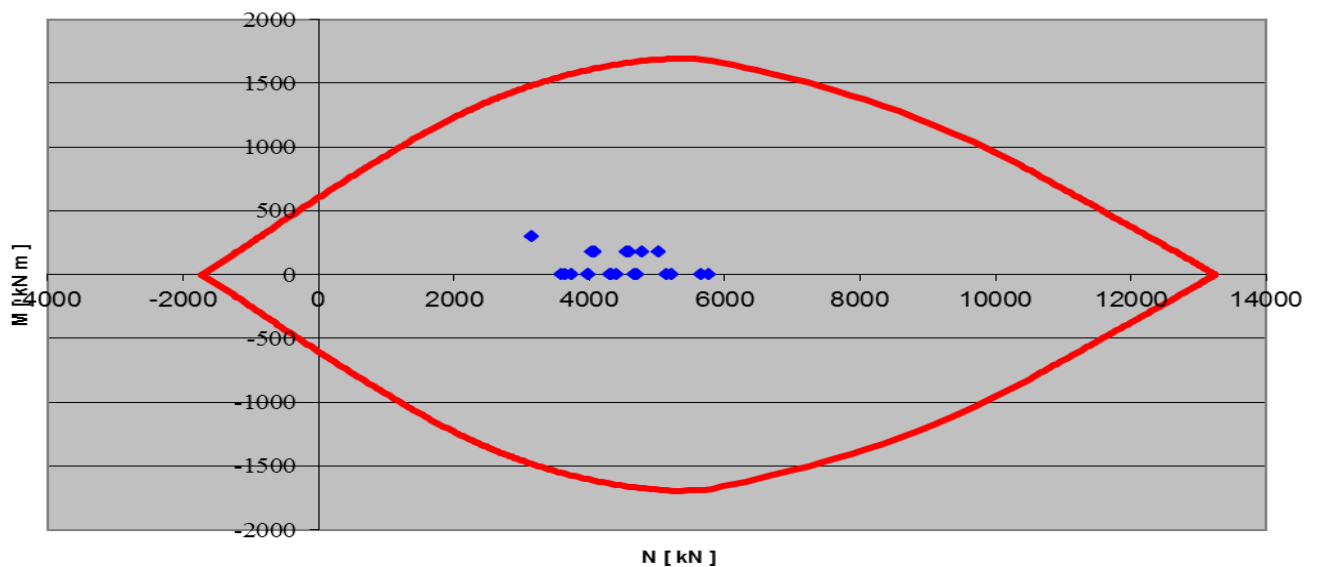
strati di armatura 4

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-603,10	-422,99	-328,45
M_R^+	603,10	422,99	328,45

Dominio M-N



Confrontando i valori di momento sollecitante agli Stati Limite di Limitazione delle Tensioni e di Fessurazione con i rispettivi valori di momento resistente si deduce che l'elemento risulta verificato anche per queste combinazioni di carico.

Si riportano i valori di taglio resistente per la sezione di calcolo del baggiolo. Da un confronto fra azioni sollecitanti e azioni resistenti si evidenzia come le verifiche risultino ampiamente soddisfatte.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0026$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	5
2	5	20	75
3			
4			
5			

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = 2$$

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
4	14	6,16	10	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	229,99	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	488,08	[kN]	
$V_{wd} =$	1626,39	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	2114,47	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	3174,75	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

13.11 VERIFICHE RITEGNO SISMICO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio, calcolo delle sollecitazioni e verifiche strutturali, per l'elemento che costituisce il ritegno sismico.

Nelle pagine che seguono si riportano le combinazioni di calcolo adottate per la verifica dell'elemento. Vengono proposte le verifiche allo SLU dell'elemento strutturale.

L'azioni sismiche trasversali trasferite dall'impalcato all'elemento di ritegno sismico è quella di seguito riportata:

$$\text{Taglio trasversale} = 972 \text{ kN}$$

Le azioni di calcolo con cui si effettua il dimensionamento dell'elemento si determinano come segue:

$$V_{Ed} = 1,30 * 972 \text{ kN} = 1264 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,30 * 972 \text{ kN} * 0,42 \text{ m} = 531 \text{ kNm}$$

Si riportano i valori dei momenti resistenti per la sezione di calcolo del baggiolo. Dal confronto si evince che l'elemento è verificato allo Stato Limite Ultimo per la sollecitazione a Momento Flettente.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	8	20	5
2	8	20	75
3			
4			
5			

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-700,53	-506,28	-342,40
M_R^+	700,53	506,28	342,40

Si riportano i valori di taglio resistente per la sezione di calcolo del baggiolo. Da un confronto fra azioni sollecitanti e azioni resistenti si evidenzia come le verifiche risultino ampiamente soddisfatte.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0042$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	8	20	5
2	8	20	75
3			
4			
5			

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
4	16	8,04	15	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} = 245,96$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} = 488,08$	[kN]	
$V_{wd} = 1416,18$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} = 1904,26$	[kN]	
$V_{Rd,max} = 3174,75$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

14 PILA 2**14.1 CONDIZIONI DI CARICO**

Si riportano le condizioni di carico considerate nella modellazione della struttura. I carichi applicati appartengono a due gruppi: il primo è costituito dai carichi dovuti al terreno e al sisma direttamente applicati alla pila; il secondo gruppo è invece costituito dai carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato del ponte che poggia sulle pile. Le azioni considerate nella progettazione delle pile del ponte sono quelle definite al §3.1 del D.M. 4 maggio 1990.

14.1.1 Carichi direttamente applicati alla spalla**- G1: Peso proprio delle strutture**

Massa delle strutture in conglomerato cementizio armato che costituiscono la pila.

- Q6-InerzialeX,Y

Spinta sismica applicata alle strutture in conglomerato cementizio armato valutata con accelerazione pari alla gravità g .

- **Q8-Eccezionale**

Azioni statiche applicate agli elementi verticali di entità pari a 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari e di entità pari a 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari. Entrambe le forze dovranno essere applicate a 1,80m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

14.1.2 Carichi derivanti dall'impalcato

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Forza applicata ai baggioni dovuta al peso proprio delle strutture che costituiscono l'impalcato.

- **G2: Carichi permanenti portati**

Forza applicata ai baggioni dovuta ai carichi permanentemente portati presenti sul ponte.

- **ε2: Ritiro del calcestruzzo**

Forza applicata ai baggioni dovuta ai fenomeni di ritiro che interessano l'impalcato del ponte.

- **ε2: Variazioni termiche**

Forza applicata ai baggioni dovuta ai fenomeni di variazione termica che interessano l'impalcato del ponte.

- **Q1-a,b,c,d,e,f: Carichi mobili**

Forza applicata ai baggioni dovuta alle configurazioni di carico da traffico considerate per il ponte comprensiva del coefficiente dinamico.

- **Q5: Azioni del vento**

Forza applicata ai baggioni dovuta all'azione trasversale trasferita dal vento all'impalcato.

- **Q6-Sismalmpalcato Y**

Forza applicata ai baggioni dovuta all'azione sismica applicata alle strutture che costituiscono l'impalcato.

14.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche sono quelle riportate al §3.13 del D.M. 4 maggio 1990 per quanto attiene le condizioni agli SLU statici e agli SLE. Le combinazioni sismiche sono invece quelle proposte al §5.4 del O.P.C.M. 3431 del 5 maggio 2005.

Si riporta di seguito la tabella del D.M. 4 maggio 1990 che riporta le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche effettuate nell'analisi dell'opera.

combinazioni e coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche

Azione	gruppo	g1	g2	g3	ε1	ε2	ε3	ε4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
<i>METODO TEN. AMMISSIBILI</i>																	
A I	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6*	0	1	1	1
A III	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
<i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO FESSURAZIONE</i>																	
F I	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
F II	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	ψ1	ψ1	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	ψ2	ψ2	0	0	0	0	0	0	0
Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV																	
<i>STATI LIMITE ULTIMI</i>																	
U I	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	0	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(**)
U II	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5		
U III	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5		
U IV	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3	1,5	1,5		
β1 = 0,7 per spinta delle terre β2 = 0,5 per spinta delle terre																	

Si specificano di seguito i parametri assunti nella determinazione dei coefficienti di combinazione:

- I coefficienti ψ_1 e ψ_2 per lo Stato Limite di Fessurazione per impalcato con luce di calcolo compresa fra 10 e 100 metri si ottengono applicando le seguenti relazioni:

$$- \psi_1 = 0,40 + 0,74 (100 - L)^2/100 \quad \psi_2 = 0,25 + 0,556 (100 - L)^2/100$$

Per una luce di calcolo dell'impalcato di 31m si ottiene:

$$- \psi_1 = 0,75 \quad \psi_2 = 0,51$$

- Per le combinazioni sismiche i carichi accidentali dovuti al traffico vengono considerati con coefficiente di partecipazione pari a 0,50.
- Le combinazioni sismiche considerano principale la direzione con coefficiente unitario e secondaria l'altra che contribuisce al 30%.
- Secondo l'O.P.C.M. 3431 l'azione sismica viene amplificata secondo un fattore di importanza $\gamma_1=1,30$ valido per strutture "di importanza critica per il mantenimento delle vie di

comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e ponti il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente alto di vittime".

- Le forze inerziali sono valutate mediante un coefficiente k_h pari a

$$K_h = S a_g / g = 0,1875$$

Si riportano tre tabelle di coefficienti:

- la prima contiene i coefficienti proposti dalla Normativa utilizzata per il calcolo: in particolare sono considerati quelli propri della combinazione allo SL valutata o del relativo coefficiente di partecipazione;
- la seconda contiene i coefficienti che tengono conto dell'effettiva intensità di carico, per le spinte delle terre ad esempio il coefficiente di spinta a riposo, per il sisma i coefficienti di combinazione dovuti al fattore di importanza e al coefficiente di partecipazione in funzione della direzione considerata come principale;
- la terza riporta i coefficienti applicati al modello di calcolo, ottenuti come prodotto dei valori riportati nelle prime due tabelle.

14.3 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti negli elementi strutturali si utilizza il software Straus7.

La struttura è stata analizzata con due differenti modelli. Un primo modello, finalizzato al dimensionamento degli elementi fusto e pulvino, schematizza questi elementi come "beam" a linea d'asse e la ciabatta di fondazione con elementi "Plate". Un secondo modello, finalizzato invece al dimensionamento della ciabatta di fondazione, schematizza il fusto con elementi "solid" che consentono di modellare l'introduzione dei carichi dal fusto alla ciabatta di fondazione evitando l'introduzione puntuale delle sollecitazioni.

Su tali elementi sono applicate le masse non strutturali che simulano l'azione dei pesi propri, dei permanenti portati e degli accidentali. Le immagini seguenti riportano una vista tridimensionale del modello utilizzato per il dimensionamento della copertura e della struttura nella sua interezza.

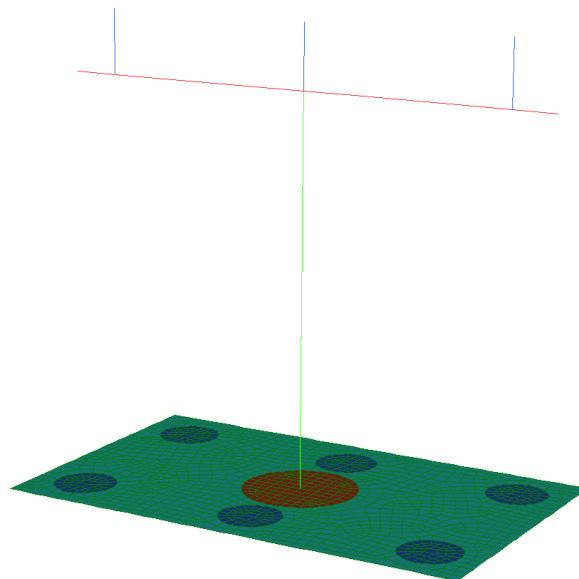


Figura 101 Vista del PRIMO modello strutturale 3D

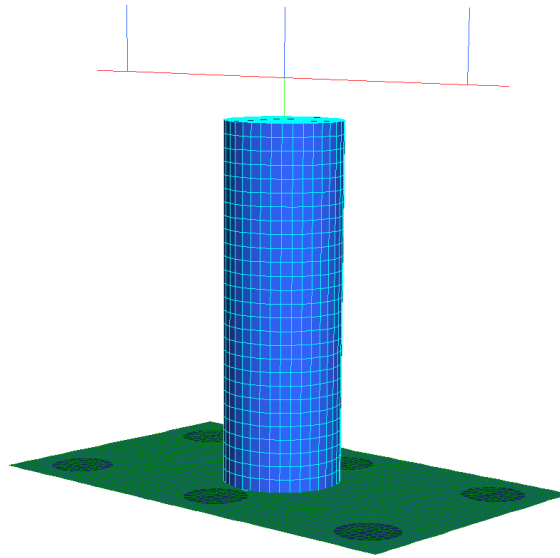


Figura 102 Vista del SECONDO modello strutturale 3D

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 215

14.4 VERIFICHE CIABATTA DI FONDAZIONE

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi di fondazione (ciabatta) condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo precedente. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

14.4.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione x

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	7,5
2	5	20	100
3	10	26	192,5
4			
5			

strati di armatura 3

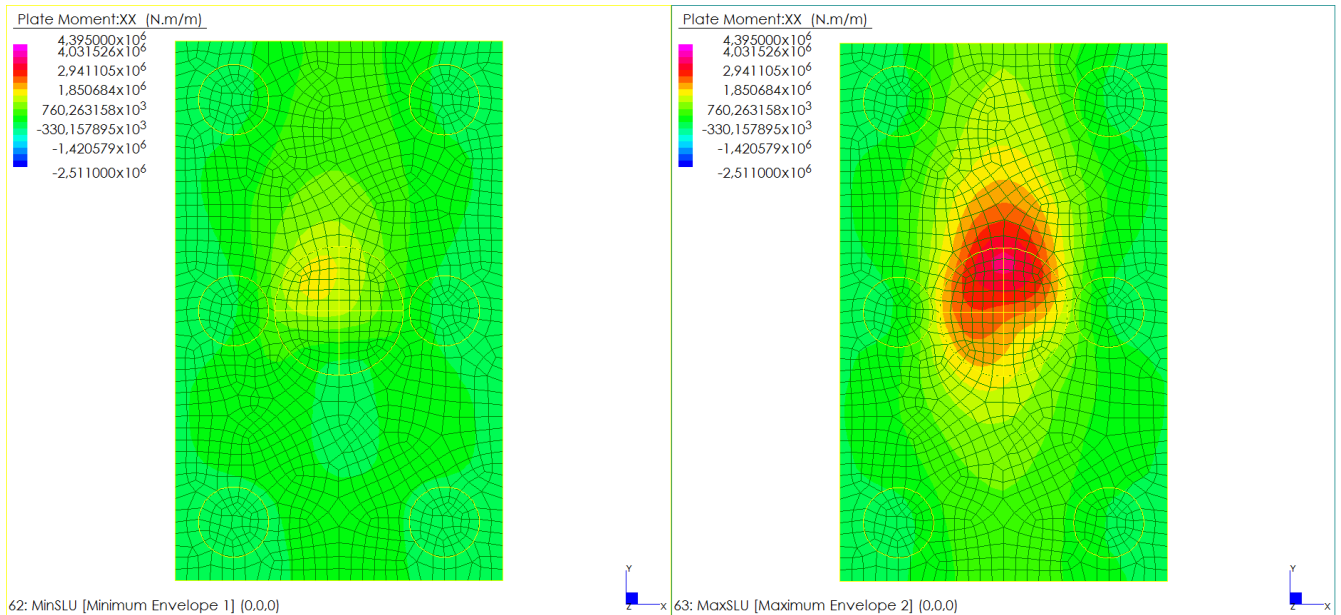
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2511,11	-1586,49	-2385,08
M_R^+	4395,70	2902,33	2468,50

14.4.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

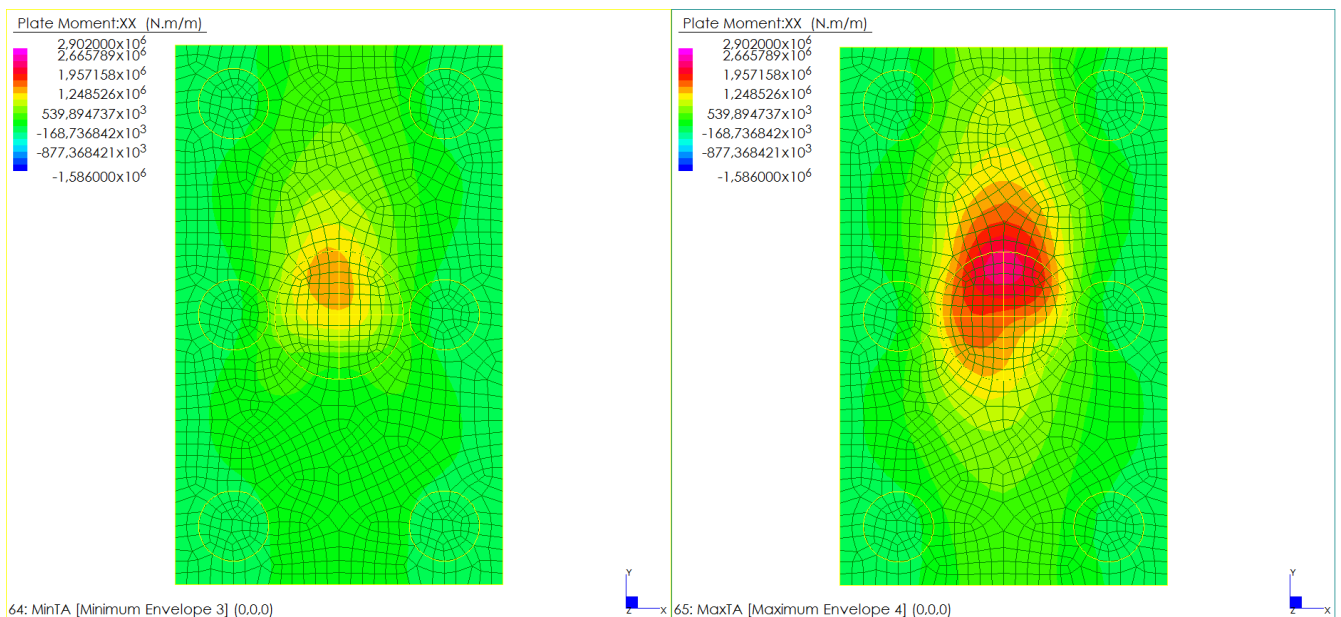
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.4.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

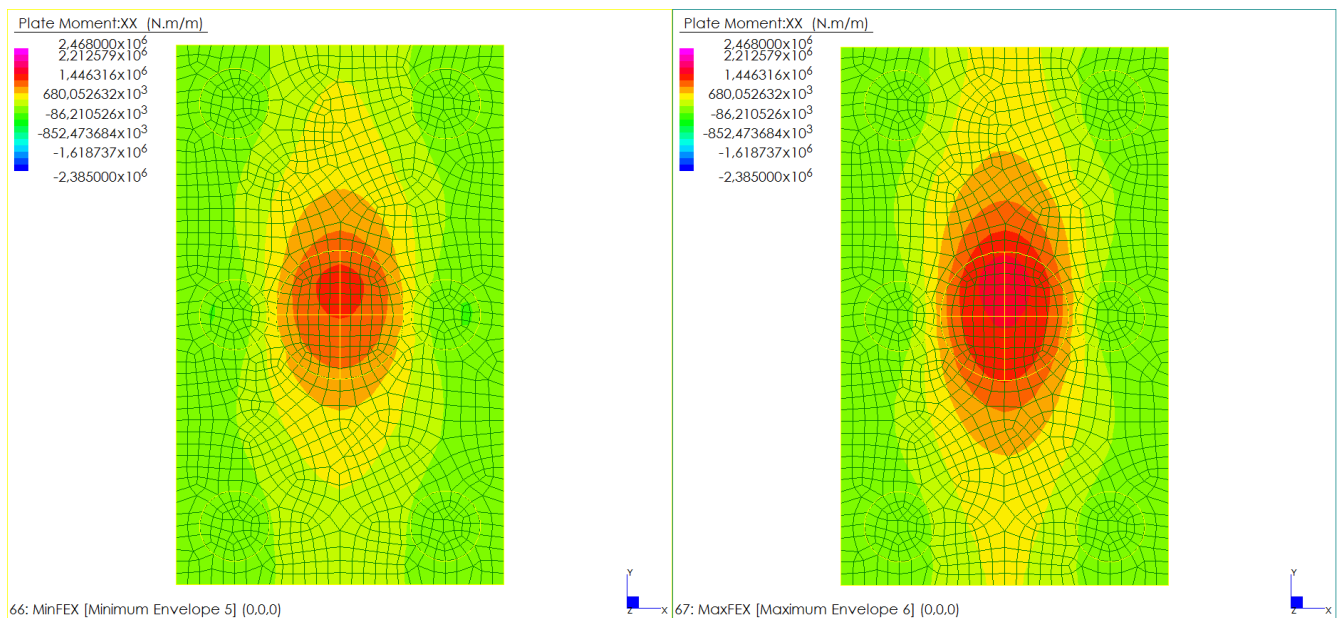
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.4.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.4.2 Resistenze limite per armatura di base in direzione y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	20	100
3	10	26	195
4			
5			

strati di armatura 3

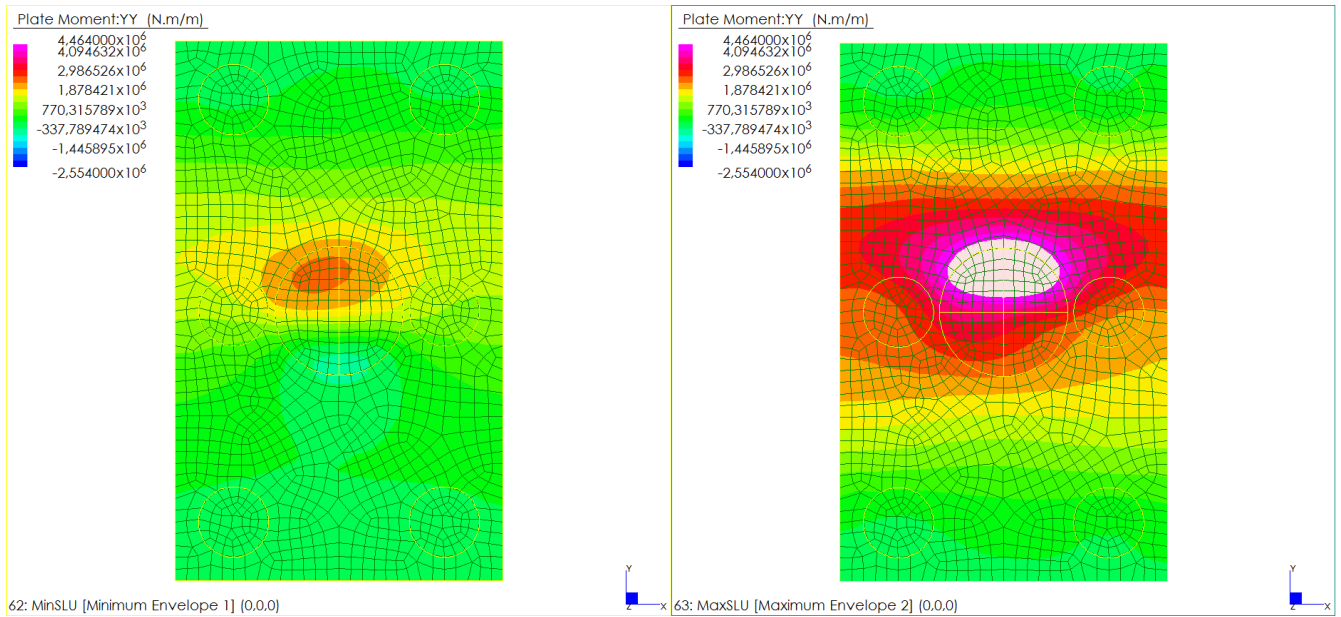
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2554,14	-1611,65	-2401,26
M_R^+	4464,28	2944,18	2487,56

14.4.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

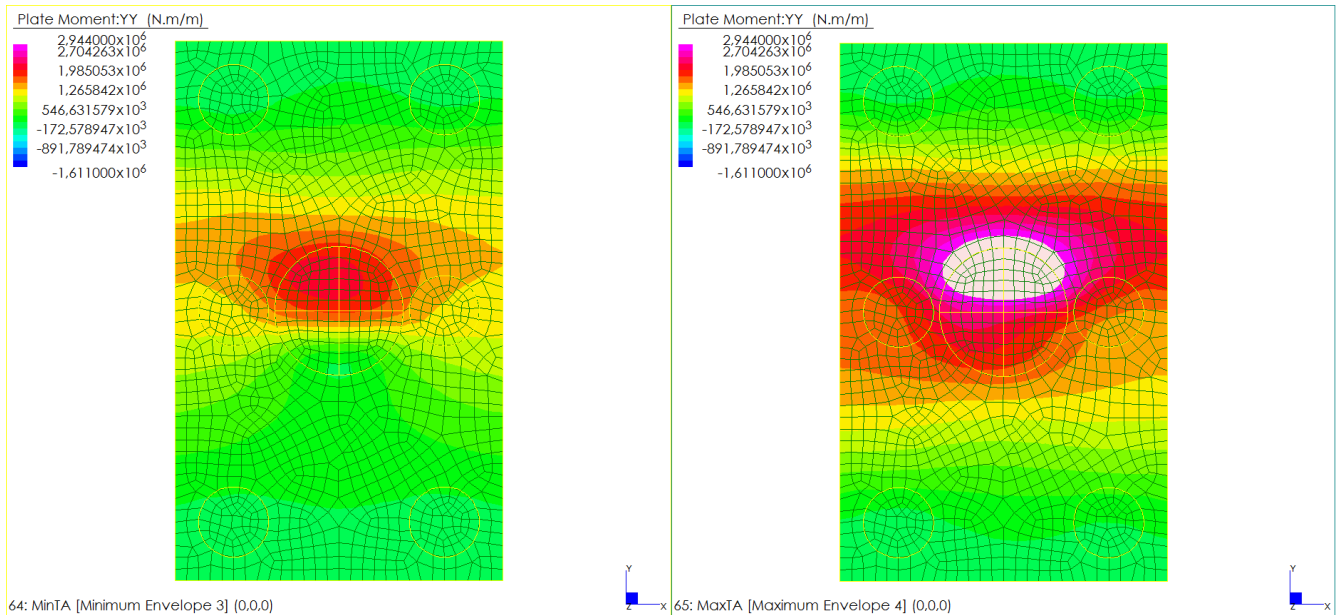
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo inferiore della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

14.4.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

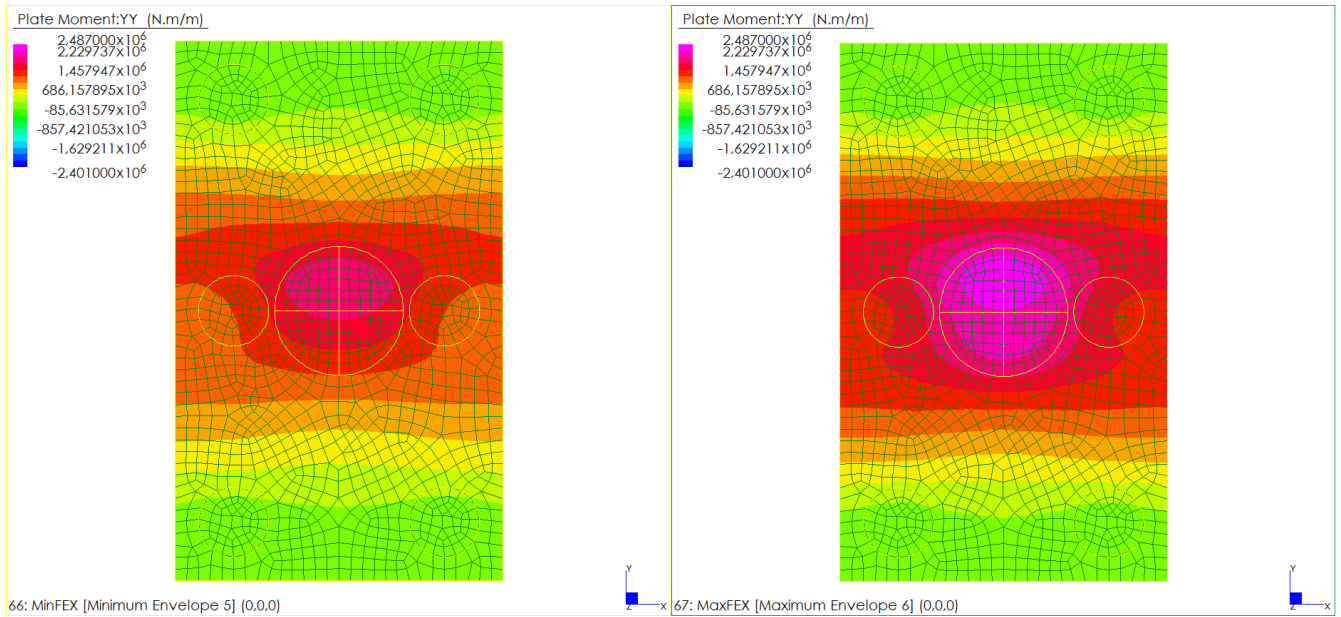
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo inferiore della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

14.4.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.4.3 Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	5
2	5	20	100
3	10	26	195
4	5	26	195
5			

1	5	26	5
2	5	20	100
3	10	26	195
4	5	26	195
5			

strati di armatura

4

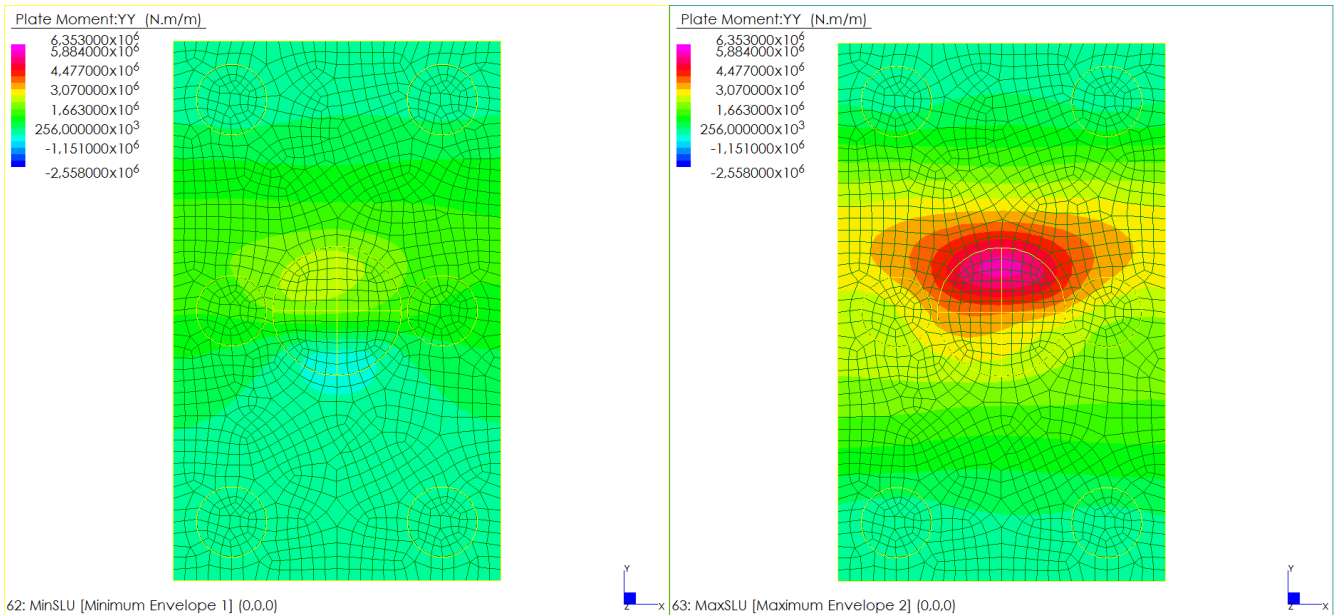
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1° Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-2558,98	-1625,67	-2465,51
M_R^+	6353,44	4265,58	2642,55

14.4.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

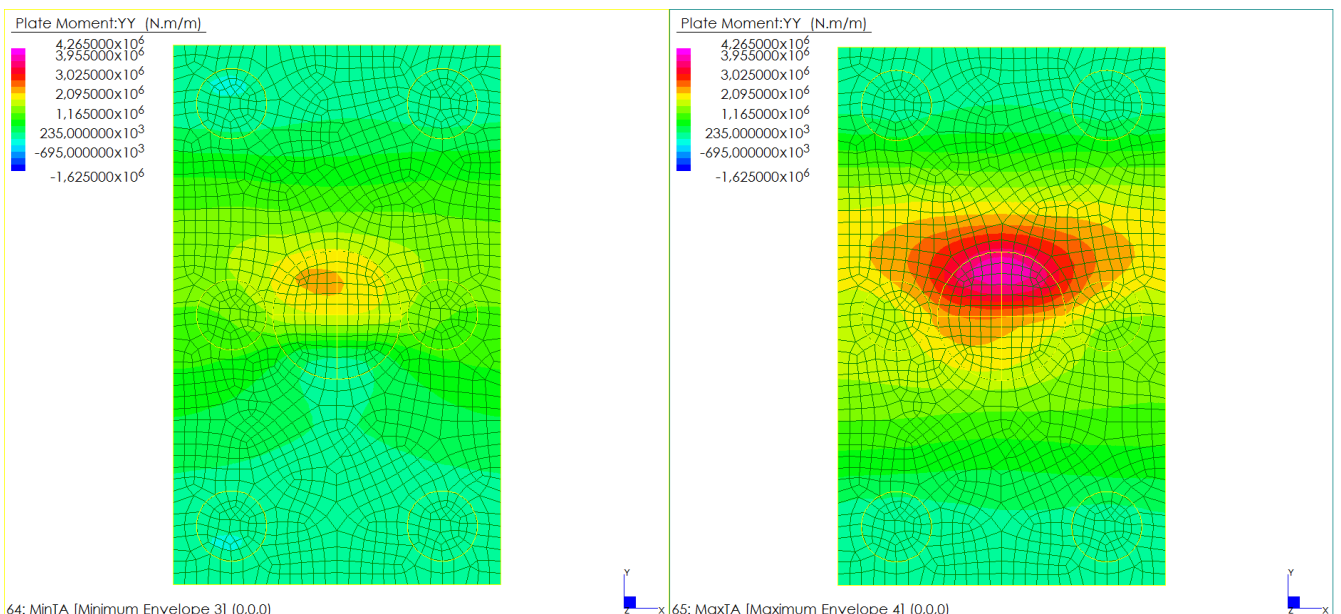
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.4.3.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.4.4 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{200} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0014}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	195
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

strati di armatura	2
--------------------	---

Armatura a taglio

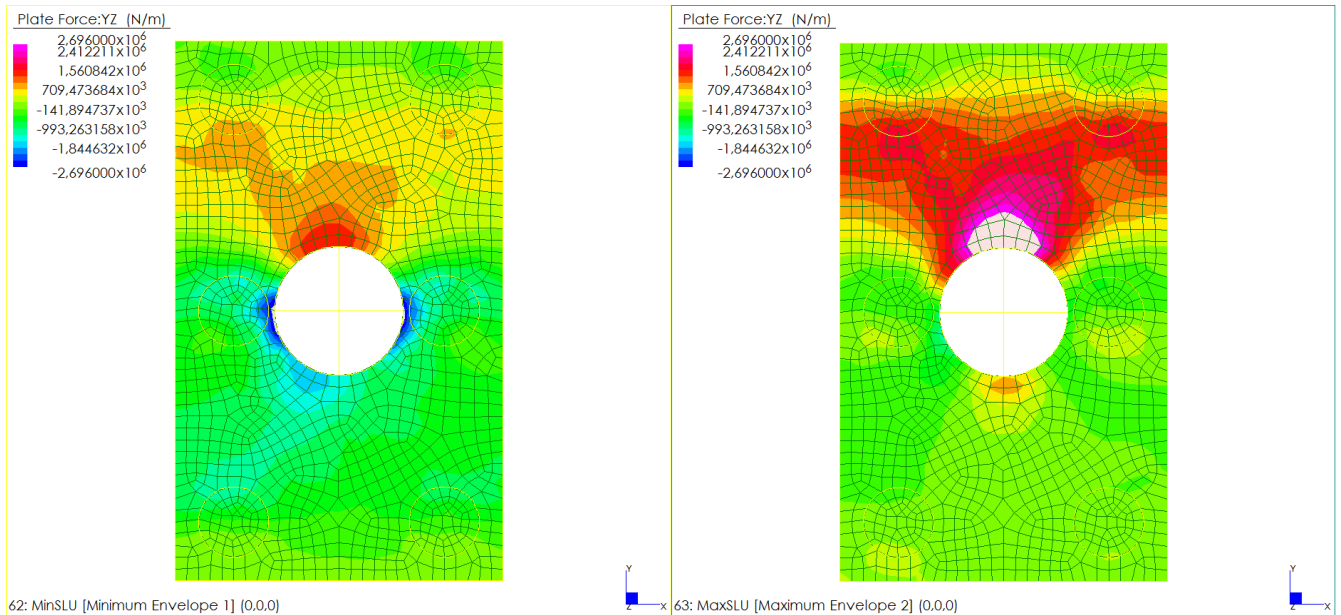
n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	20	7,85	40	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	$\boxed{705,94}$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	$\boxed{1586,27}$	[kN]	
$V_{wd} =$	$\boxed{1348,41}$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	$\boxed{2696,82}$	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	$\boxed{10317,94}$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

14.4.4.1 Verifiche al Taglio YZ

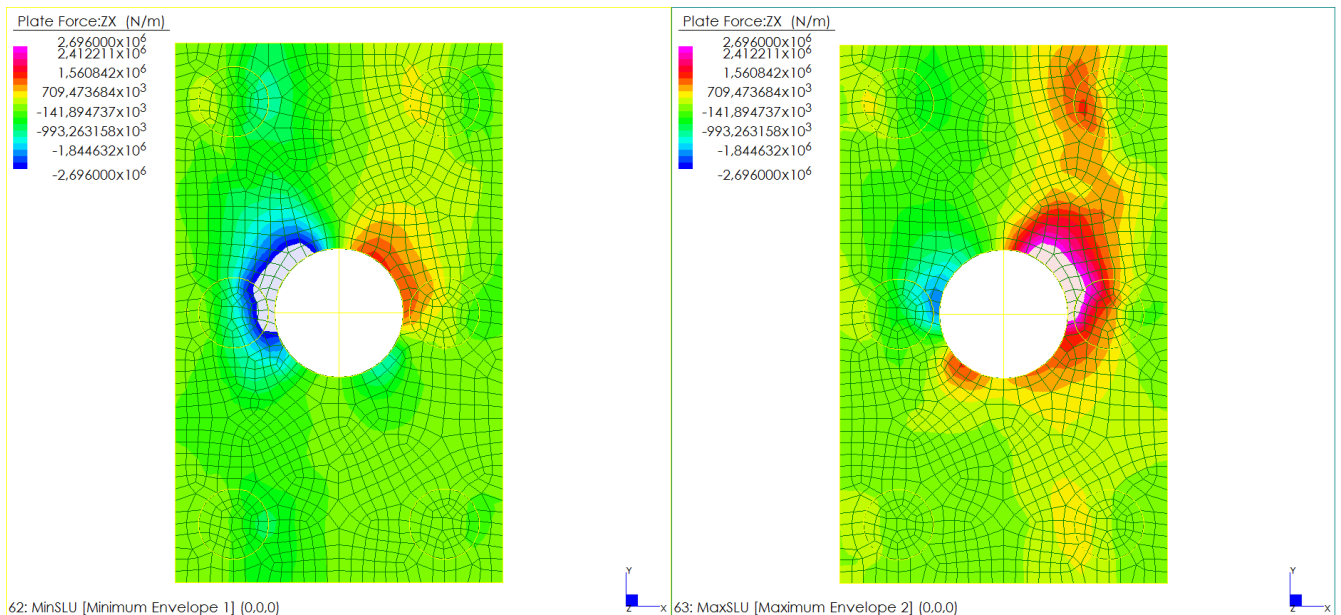
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

14.4.4.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

14.4.5 Resistenza limite a taglio con infittimento

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{200} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0014}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	5
2	5	26	195
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = \boxed{2}$$

Armatura a taglio

$n_{\text{bracci/m}}$	ϕ	A_s	passo	α
	[mm]	[cm ²]	[cm]	[deg]
2,5	20	7,85	20	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \boxed{705,94} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \boxed{1586,27} \text{ [kN]}$$

$$V_{wd} = \boxed{2696,82} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

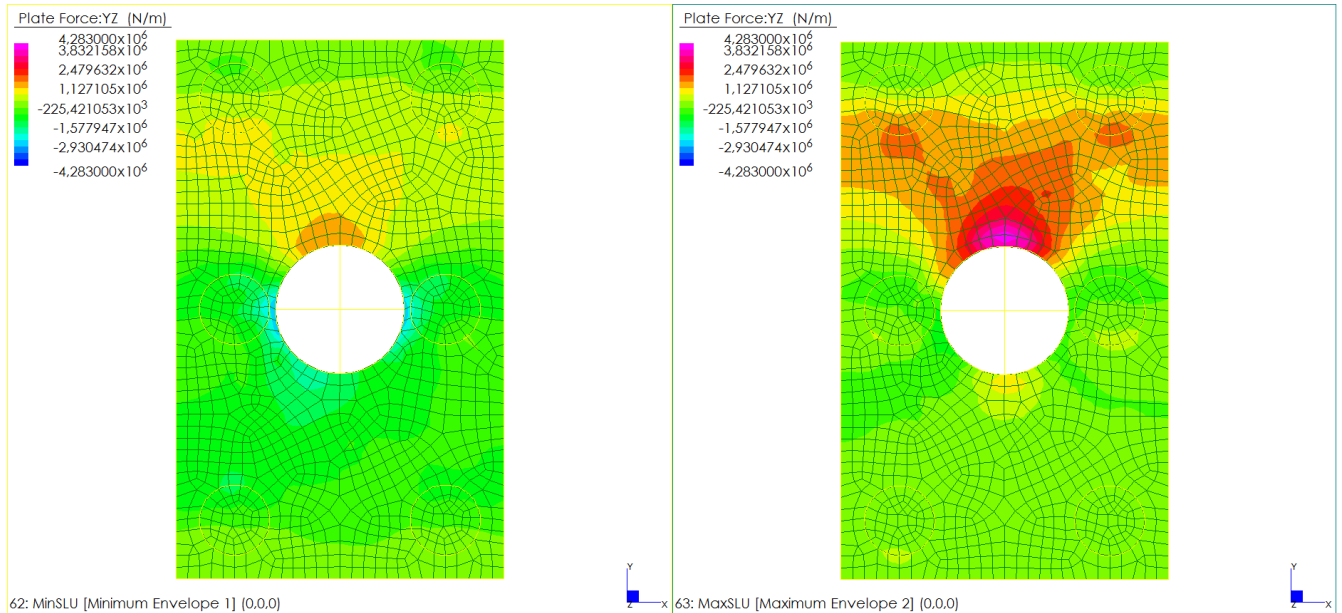
$$V_{Rd,s} = \boxed{4283,09} \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = \boxed{10317,94} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

14.4.5.1 Verifiche al Taglio YZ

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come

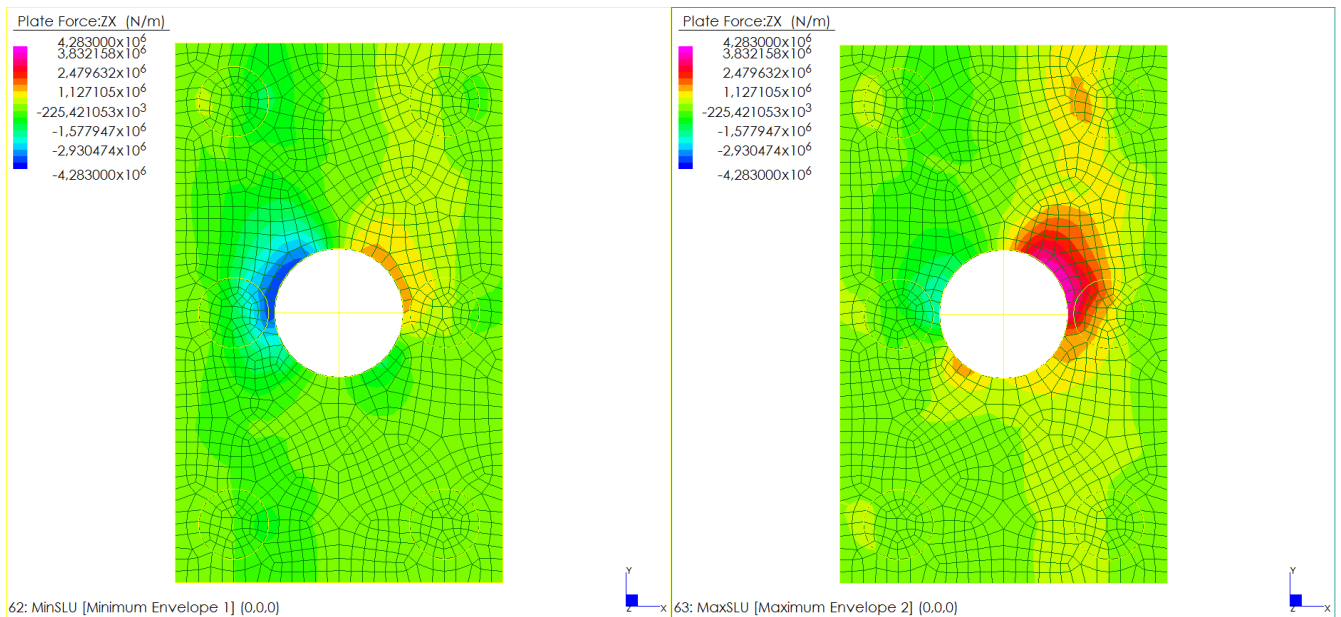
di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.4.5.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



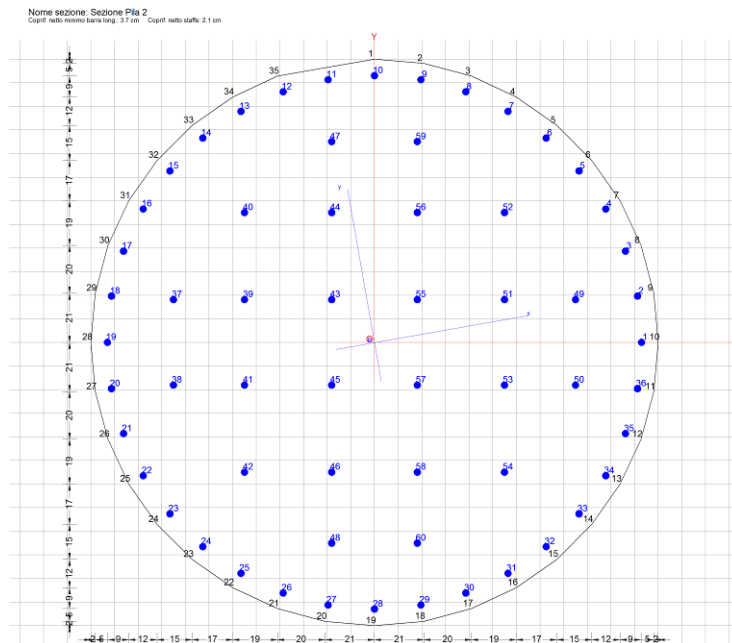
Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.5 VERIFICA FUSTO

Si verifica la sezione resistente del fusto delle pile per la combinazione A1-M1 utile al fine del dimensionamento strutturale.

Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Si presenta la verifica in corrispondenza delle due estremità dell'elemento *beam* che schematizza il fusto della pila. La geometria di tale sezione è rappresentata nella immagine di seguito proposta.

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di calcolo fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Coeff. di Poisson:	0.20
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00 MPa
Resist. snerv. di calcolo fyd:		391.30 MPa
Resist. ultima di calcolo ftd:		391.30 MPa
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	120.0
2	20.8	118.2
3	41.0	112.8
4	60.0	103.9
5	77.1	91.9
6	91.9	77.1
7	103.9	60.0
8	112.8	41.0



IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00

Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri

Foglio

231

9	118.2	20.8
10	120.0	0.0
11	118.2	-20.8
12	112.8	-41.0
13	103.9	-60.0
14	91.9	-77.1
15	77.1	-91.9
16	60.0	-103.9
17	41.0	-112.8
18	20.8	-118.2
19	0.0	-120.0
20	-20.8	-118.2
21	-41.0	-112.8
22	-60.0	-103.9
23	-77.1	-91.9
24	-91.9	-77.1
25	-103.9	-60.0
26	-112.8	-41.0
27	-118.2	-20.8
28	-120.0	0.0
29	-118.2	20.8
30	-112.8	41.0
31	-103.9	60.0
32	-91.9	77.1
33	-77.1	91.9
34	-60.0	103.9
35	-41.0	112.8

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	113.0	0.0	30
2	111.3	19.6	30
3	106.2	38.6	30
4	97.8	56.5	30
5	86.5	72.6	30
6	72.6	86.5	30
7	56.5	97.8	30
8	38.6	106.2	30
9	19.6	111.3	30
10	0.0	113.0	30
11	-19.6	111.3	30
12	-38.6	106.2	30
13	-56.5	97.8	30
14	-72.6	86.5	30
15	-86.5	72.6	30
16	-97.8	56.5	30
17	-106.2	38.6	30
18	-111.3	19.6	30
19	-113.0	0.0	30
20	-111.3	-19.6	30
21	-106.2	-38.6	30
22	-97.8	-56.5	30
23	-86.5	-72.6	30
24	-72.6	-86.5	30
25	-56.5	-97.8	30
26	-38.6	-106.2	30
27	-19.6	-111.3	30
28	0.0	-113.0	30
29	19.6	-111.3	30
30	38.6	-106.2	30
31	56.5	-97.8	30

32	72.6	-86.5	30
33	86.5	-72.6	30
34	97.8	-56.5	30
35	106.2	-38.6	30
36	111.3	-19.6	30
37	-85.0	18.1	30
38	-85.0	-18.1	30
39	-55.0	18.1	30
40	-55.0	55.0	30
41	-55.0	-18.1	30
42	-55.0	-55.0	30
43	-18.1	18.1	30
44	-18.1	55.0	30
45	-18.1	-18.1	30
46	-18.1	-55.0	30
47	-18.1	85.0	30
48	-18.1	-85.0	30
49	85.0	18.1	30
50	85.0	-18.1	30
51	55.0	18.1	30
52	55.0	55.0	30
53	55.0	-18.1	30
54	55.0	-55.0	30
55	18.1	18.1	30
56	18.1	55.0	30
57	18.1	-18.1	30
58	18.1	-55.0	30
59	18.1	85.0	30
60	18.1	-85.0	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm

Passo staffe e legature: 20.0 cm

Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:

N° Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra	Barra
1	9	29	25	22	20	18	16	13
2	11	7	4	2	36	34	31	27

N° Legature: 10

Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:

N° Legat.	Barra 1	Barra 2
1	14	6
2	16	4
3	18	2
4	20	36
5	22	34
6	24	32
7	25	13
8	31	7
9	33	5
10	23	15

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] nell'origine O del sist. di rif. X,Y,O
MX	Coppia concentrata [kNm] intorno all'asse X del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
MY	Coppia concentrata in daNm intorno all'asse Y del rif. X,Y,O con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione
VY	Componente del Taglio [kN] parall. all'asse Y del rif. X,Y,O
VX	Componente del Taglio [kN] parall. all'asse X del rif. X,Y,O

N°Comb.	N	MX	MY	VY	VX
1	13600.00	7770.00	0.00	-738.61	-130.24
2	18000.00	10400.00	-4220.00	-639.39	1034.69
3	18000.00	6390.00	-4220.00	-639.39	1034.69
4	16800.00	11300.00	-4220.00	-639.39	1034.69
5	16800.00	3240.00	-4220.00	-639.39	1034.69
6	16000.00	11100.00	-4220.00	-639.39	1034.69
7	16000.00	3070.00	-4220.00	-639.39	1034.69
8	18000.00	18700.00	0.00	-3102.14	-546.99
9	18000.00	14700.00	0.00	-3102.14	-546.99
10	16800.00	19600.00	0.00	-3102.14	-546.99
11	16800.00	11500.00	0.00	-3102.14	-546.99
12	16000.00	19400.00	0.00	-3102.14	-546.99
13	16000.00	11400.00	0.00	-3102.14	-546.99
14	10500.00	6830.00	-3310.00	-602.52	399.44
15	10500.00	5480.00	-3310.00	-602.52	399.44
16	10200.00	7120.00	-3310.00	-602.52	399.44
17	10200.00	4430.00	-3310.00	-602.52	399.44
18	9870.00	7060.00	-3310.00	-602.52	399.44
19	9870.00	4370.00	-3310.00	-602.52	399.44
20	10500.00	17900.00	-967.00	-1758.44	-162.82
21	10500.00	16600.00	-967.00	-1758.44	-162.82
22	10200.00	18200.00	-967.00	-1758.44	-162.82
23	10200.00	15500.00	-967.00	-1758.44	-162.82
24	9870.00	18200.00	-967.00	-1758.44	-162.82
25	9870.00	15500.00	-967.00	-1758.44	-162.82
26	13000.00	4960.00	0.00	-738.61	-130.24
27	17300.00	8750.00	0.00	-639.39	1034.69
28	17300.00	4700.00	0.00	-639.39	1034.69
29	16200.00	9610.00	0.00	-639.39	1034.69
30	16200.00	1560.00	0.00	-639.39	1034.69
31	15300.00	9450.00	0.00	-639.39	1034.69
32	15300.00	1380.00	0.00	-639.39	1034.69
33	17300.00	6900.00	0.00	-3102.14	-546.99
34	17300.00	2860.00	0.00	-3102.14	-546.99
35	16200.00	7770.00	0.00	-3102.14	-546.99
36	16200.00	-289.00	0.00	-3102.14	-546.99
37	15300.00	7600.00	0.00	-3102.14	-546.99
38	15300.00	-461.00	0.00	-3102.14	-546.99
39	10100.00	4920.00	-1630.00	-556.59	306.00
40	10100.00	3570.00	-1630.00	-556.59	306.00
41	9730.00	5200.00	-1630.00	-556.59	306.00
42	9730.00	2520.00	-1630.00	-556.59	306.00
43	9450.00	5150.00	-1630.00	-556.59	306.00
44	9450.00	2460.00	-1630.00	-556.59	306.00
45	10100.00	11500.00	-477.00	-1654.92	-174.02
46	10100.00	10200.00	-477.00	-1654.92	-174.02
47	9730.00	11800.00	-477.00	-1654.92	-174.02
48	9730.00	9120.00	-477.00	-1654.92	-174.02
49	9450.00	11700.00	-477.00	-1654.92	-174.02
50	9450.00	9060.00	-477.00	-1654.92	-174.02

COMBINAZIONI A IN ESERCIZIO – STATI LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
MX	Coppia concentrata [kNm] applicata all'asse X del rif. X,Y,O (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
MY	Coppia concentrata [kNm] applicata all'asse Y del rif. X,Y,O (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	MX	MY
1	9199.58	5180.00	0.00
2	12082.58	5970.00	-2810.00
3	12082.58	3270.00	-2810.00
4	11310.58	6540.00	-2810.00
5	11310.58	1170.00	-2810.00
6	10746.58	6430.00	-2810.00
7	10746.58	1060.00	-2810.00
8	12082.58	13500.00	0.00
9	12082.58	10800.00	0.00
10	11310.58	14000.00	0.00
11	11310.58	8670.00	0.00
12	10746.58	13900.00	0.00
13	10746.58	8560.00	0.00
14	8783.66	3300.00	0.00
15	11666.66	5220.00	0.00
16	11666.66	2520.00	0.00
17	10894.66	5790.00	0.00
18	10894.66	422.00	0.00
19	10330.66	5680.00	0.00
20	10330.66	308.00	0.00
21	11666.66	5220.00	0.00
22	11666.66	2520.00	0.00
23	10894.66	5790.00	0.00
24	10894.66	422.00	0.00
25	10330.66	5680.00	0.00
26	10330.66	308.00	0.00

COMBINAZIONI FEX IN ESERCIZIO - STATI LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
MX	Coppia concentrata [kNm] applicata all'asse X del rif. X,Y,O (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
MY	Coppia concentrata [kNm] applicata all'asse Y del rif. X,Y,O (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	MX	MY
1	9199.58	2210.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	11361.83	3050.00 (0.00)	0.00 (0.00)
3	11361.83	1030.00 (0.00)	0.00 (0.00)
4	10782.83	3480.00 (0.00)	0.00 (0.00)
5	10782.83-548.00	(-1787450.99)	0.00 (0.00)
6	10359.83	3400.00 (0.00)	0.00 (0.00)
7	10359.83-634.00	(-1520964.89)	0.00 (0.00)
8	8783.66	1460.00 (0.00)	0.00 (0.00)
9	10945.91	3050.00 (0.00)	0.00 (0.00)
10	10945.91	1030.00 (0.00)	0.00 (0.00)
11	10366.91	3480.00 (0.00)	0.00 (0.00)
12	10366.91-548.00	(-936447.56)	0.00 (0.00)
13	9943.91	3400.00 (0.00)	0.00 (0.00)
14	9943.91-634.00	(-911641.14)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nell'Origine assi X,Y coordinate (positivo se di compressione)
MX	Momento flettente assegnato [kNm] rifer. assi X,Y,O delle coordinate

IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00

Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri

Foglio

235

MY Momento flettente assegnato [kNm] rifer. assi X,Y,O delle coordinate
 N ult Sforzo normale ultimo [kN] nell'Origine assi X,Y coordinate (positivo se di compressione)
 MX ult Momento flettente ultimo [kNm] rif. X,Y,O (tra parentesi rif. assi princ. inerzia)
 MY ult Momento flettente ultimo [kNm] rif. X,Y,O (tra parentesi rif. assi princ. inerzia)
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N	MX	MY	N ult	MX ult	MY ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	13600.00	7770.00	0.00	13600.14	22835.70(22503.42)	-5.75(3959.71)	2.936	----
2	S	18000.00	10400.00	-4220.00	18000.17	22610.14(23876.42)	-9166.34(-5100.88)	2.172	----
3	S	18000.00	6390.00	-4220.00	17999.85	20404.97(22448.10)	-13447.10(-9699.52)	3.187	----
4	S	16800.00	11300.00	-4220.00	16799.83	22474.71(23607.25)	-8391.25(-4361.07)	1.988	----
5	S	16800.00	3240.00	-4220.00	16799.84	14668.90(17772.35)	-19058.34(-16221.57)	4.514	----
6	S	16000.00	11100.00	-4220.00	15999.86	22166.42(23310.14)	-8433.30(-4456.02)	1.996	----
7	S	16000.00	3070.00	-4220.00	15999.81	14011.37(17147.85)	-19195.64(-16470.96)	4.548	----
8	S	18000.00	18700.00	0.00	17999.78	24340.29(23986.85)	9.88(4236.38)	1.301	----
9	S	18000.00	14700.00	0.00	17999.78	24340.28(23987.01)	8.95(4235.46)	1.655	----
10	S	16800.00	19600.00	0.00	16800.19	23972.99(23623.86)	10.26(4172.97)	1.223	----
11	S	16800.00	11500.00	0.00	16800.18	23972.98(23624.22)	8.12(4170.86)	2.083	----
12	S	16000.00	19400.00	0.00	15999.95	23721.46(23375.33)	10.38(4129.41)	1.223	----
13	S	16000.00	11400.00	0.00	15999.95	23721.45(23375.68)	8.33(4127.39)	2.080	----
14	S	10500.00	6830.00	-3310.00	10499.75	19289.64(20629.64)	-9343.71(-5852.15)	2.822	----
15	S	10500.00	5480.00	-3310.00	10499.79	18342.07(19997.77)	-11078.87(-7725.49)	3.344	----
16	S	10200.00	7120.00	-3310.00	10199.79	19310.07(20584.39)	-8969.01(-5479.59)	2.710	----
17	S	10200.00	4430.00	-3310.00	10200.03	17052.62(19014.33)	-12729.98(-9575.43)	3.844	----
18	S	9870.00	7060.00	-3310.00	9869.91	19136.64(20411.37)	-8958.09(-5498.96)	2.708	----
19	S	9870.00	4370.00	-3310.00	9870.04	16838.15(18806.17)	-12749.51(-9631.90)	3.849	----
20	S	10500.00	17900.00	-967.00	10500.13	21418.45(21302.98)	-1148.22(2588.50)	1.196	----
21	S	10500.00	16600.00	-967.00	10499.72	21413.27(21313.47)	-1238.00(2499.18)	1.290	----
22	S	10200.00	18200.00	-967.00	10200.09	21275.81(21157.51)	-1121.15(2590.38)	1.169	----
23	S	10200.00	15500.00	-967.00	10200.27	21264.88(21180.78)	-1317.17(2395.45)	1.372	----
24	S	9870.00	18200.00	-967.00	9870.07	21116.66(20998.87)	-1112.12(2571.65)	1.160	----
25	S	9870.00	15500.00	-967.00	9870.00	21105.65(21022.00)	-1307.76(2377.07)	1.361	----
26	S	13000.00	4960.00	0.00	13000.16	22576.90(22248.42)	-8.42(3912.14)	4.544	----
27	S	17300.00	8750.00	0.00	17299.90	24127.46(23777.17)	6.28(4195.87)	2.755	----
28	S	17300.00	4700.00	0.00	17299.87	24127.42(23778.19)	0.24(4189.92)	5.121	----
29	S	16200.00	9610.00	0.00	16200.01	23784.79(23438.43)	7.33(4137.40)	2.473	----
30	S	16200.00	1560.00	0.00	16199.93	23784.66(23443.61)	-23.29(4107.23)	15.127	----
31	S	15300.00	9450.00	0.00	15300.16	23497.56(23154.62)	7.58(4087.77)	2.485	----
32	S	15300.00	1380.00	0.00	15299.77	23497.31(23160.14)	-25.67(4054.98)	16.884	----
33	S	17300.00	6900.00	0.00	17299.89	24127.45(23777.49)	4.40(4194.02)	3.492	----
34	S	17300.00	2860.00	0.00	17300.21	24127.48(23779.70)	-8.13(4181.68)	8.400	----
35	S	16200.00	7770.00	0.00	16200.00	23784.79(23438.67)	5.92(4136.01)	3.058	----
36	S	16200.00	-289.00	0.00	16200.19	-23839.35(-23424.66)	-208.82(-4345.31)	86.382	----
37	S	15300.00	7600.00	0.00	15300.15	23497.56(23154.85)	6.18(4086.40)	3.088	----
38	S	15300.00	-461.00	0.00	15300.17	-23551.96(-23157.84)	-120.70(-4208.62)	52.479	----
39	S	10100.00	4920.00	-1630.00	10099.87	20193.95(21058.50)	-6687.15(-3078.91)	4.099	----
40	S	10100.00	3570.00	-1630.00	10099.82	19331.62(20578.00)	-8810.55(-5319.80)	5.404	----
41	S	9730.00	5200.00	-1630.00	9729.86	20131.19(20930.05)	-6305.48(-2713.94)	3.867	----
42	S	9730.00	2520.00	-1630.00	9730.22	17683.15(19405.96)	-11412.14(-8168.11)	6.998	----
43	S	9450.00	5150.00	-1630.00	9450.17	19983.21(20786.63)	-6320.39(-2754.32)	3.876	----
44	S	9450.00	2460.00	-1630.00	9449.96	17439.86(19186.44)	-11529.34(-8325.78)	7.070	----
45	S	10100.00	11500.00	-477.00	10100.07	21240.38(21079.36)	-872.66(2828.95)	1.846	----
46	S	10100.00	10200.00	-477.00	10100.14	21234.99(21093.52)	-984.78(2717.60)	2.081	----
47	S	9730.00	11800.00	-477.00	9729.83	21061.06(20899.04)	-853.35(2816.83)	1.784	----
48	S	9730.00	9120.00	-477.00	9729.90	21049.32(20928.88)	-1091.75(2580.01)	2.307	----
49	S	9450.00	11700.00	-477.00	9449.86	20923.78(20763.50)	-853.01(2793.33)	1.788	----
50	S	9450.00	9060.00	-477.00	9450.22	20911.47(20794.97)	-1104.03(2543.98)	2.307	----

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe e legature: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [kN] = proiez. di VX e VY sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	750.00	19680.46	4936.72	200.4	218.0	45.00°	1.178	10.6	70.0(30.3)
2	S	839.45	20767.12	5418.70	199.5	220.3	45.00°	1.235	11.9	77.1(37.5)
3	S	995.12	20741.10	5472.09	199.7	219.8	45.00°	1.235	14.1	77.8(39.2)
4	S	814.49	20484.52	5396.68	199.6	219.9	45.00°	1.220	11.6	76.8(37.2)
5	S	1169.34	20481.17	5536.29	199.8	219.7	45.00°	1.220	16.6	78.7(43.9)
6	S	819.80	20259.87	5412.00	200.0	219.0	45.00°	1.209	11.6	76.8(37.2)
7	S	1177.60	20272.50	5556.10	200.0	219.1	45.00°	1.209	16.7	78.9(44.3)
8	S	3150.00	20747.85	4917.31	199.6	219.9	45.00°	1.235	44.8	69.9(30.3)
9	S	3150.00	20747.85	4917.35	199.6	219.9	45.00°	1.235	44.8	69.9(30.3)
10	S	3150.00	20484.25	4917.29	199.6	219.9	45.00°	1.220	44.8	69.9(30.3)
11	S	3150.00	20484.25	4917.38	199.6	219.9	45.00°	1.220	44.8	69.9(30.3)
12	S	3150.00	20260.10	4926.22	200.0	219.0	45.00°	1.209	44.7	69.9(30.3)
13	S	3150.00	20260.10	4926.31	200.0	219.0	45.00°	1.209	44.7	69.9(30.3)
14	S	688.39	18787.14	5118.87	201.9	213.9	45.00°	1.137	9.7	72.0(32.5)
15	S	705.74	18809.18	5134.32	201.8	214.3	45.00°	1.137	9.9	72.3(33.4)
16	S	684.75	18715.45	5114.23	201.9	213.8	45.00°	1.133	9.6	71.9(32.3)
17	S	717.68	18732.93	5551.92	201.8	214.1	45.00°	1.133	10.1	78.1(40.1)
18	S	685.50	18642.69	5117.54	201.9	213.8	45.00°	1.129	9.6	72.0(32.4)
19	S	718.24	18664.20	5550.43	201.8	214.1	45.00°	1.129	10.1	78.1(40.2)
20	S	1765.26	18799.51	5028.52	201.8	214.1	45.00°	1.137	24.8	70.8(31.2)
21	S	1765.46	18797.76	5033.39	201.8	214.1	45.00°	1.137	24.8	70.8(31.2)
22	S	1765.22	18734.99	5027.49	201.8	214.2	45.00°	1.133	24.8	70.7(31.1)
23	S	1765.62	18730.82	5038.17	201.8	214.1	45.00°	1.133	24.8	70.9(31.3)
24	S	1765.22	18663.64	5027.49	201.8	214.2	45.00°	1.129	24.8	70.7(31.1)
25	S	1765.62	18659.49	5038.17	201.8	214.1	45.00°	1.129	24.8	70.9(31.3)
26	S	750.00	19489.48	4947.23	200.8	216.9	45.00°	1.170	10.6	70.0(30.4)
27	S	450.32	20594.09	4917.46	199.6	219.9	45.00°	1.226	6.4	69.9(30.3)
28	S	450.59	20594.09	4917.72	199.6	219.9	45.00°	1.226	6.4	69.9(30.3)
29	S	450.27	20303.93	4926.35	200.0	219.0	45.00°	1.212	6.4	69.9(30.3)
30	S	451.66	20303.96	4927.67	200.0	219.0	45.00°	1.212	6.4	70.0(30.4)
31	S	450.26	20106.70	4926.34	200.0	219.0	45.00°	1.200	6.4	69.9(30.3)
32	S	451.78	20106.73	4927.78	200.0	219.0	45.00°	1.200	6.4	70.0(30.4)
33	S	3150.00	20594.09	4917.54	199.6	219.9	45.00°	1.226	44.8	69.9(30.3)
34	S	3150.00	20594.10	4918.08	199.6	219.9	45.00°	1.226	44.8	70.0(30.3)
35	S	3150.00	20303.93	4926.41	200.0	219.0	45.00°	1.212	44.7	69.9(30.3)
36	S	3149.89	20303.96	4935.13	200.0	219.0	45.00°	1.212	44.7	70.1(30.5)
37	S	3150.00	20106.70	4926.40	200.0	219.0	45.00°	1.200	44.7	69.9(30.3)
38	S	3149.96	20106.95	4931.37	200.0	219.0	45.00°	1.200	44.7	70.0(30.4)
39	S	594.86	18720.76	4983.91	201.7	214.3	45.00°	1.132	8.4	70.1(30.5)
40	S	615.31	18698.49	5105.60	201.9	213.9	45.00°	1.132	8.7	71.8(32.2)
41	S	591.20	18636.04	5405.76	201.8	214.2	45.00°	1.127	8.3	76.1(36.5)
42	S	631.64	18635.28	5523.23	201.8	214.2	45.00°	1.127	8.9	77.7(39.0)
43	S	591.84	18539.96	4975.69	202.0	213.6	45.00°	1.124	8.3	69.9(30.3)
44	S	632.34	18533.83	5539.60	202.1	213.4	45.00°	1.124	8.9	77.8(39.2)
45	S	1663.39	18717.58	5014.28	201.8	214.2	45.00°	1.132	23.4	70.6(31.0)

46	S	1663.61	18715.78	5020.29	201.8	214.2	45.00°	1.132	23.4	70.6(31.0)
47	S	1663.36	18637.70	5013.78	201.8	214.2	45.00°	1.127	23.4	70.6(31.0)
48	S	1663.80	18633.65	5026.60	201.8	214.2	45.00°	1.127	23.4	70.7(31.1)
49	S	1663.38	18540.53	5020.01	202.0	213.6	45.00°	1.124	23.4	70.6(31.0)
50	S	1663.82	18536.28	5033.56	202.0	213.5	45.00°	1.124	23.4	70.7(31.1)

COMBINAZIONI A IN ESERCIZIO - STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min
1	S	5.05	0.0	0.0	-19.1	0.0	-113.0
2	S	6.90	-60.0	103.9	-34.9	56.5	-97.8
3	S	5.08	-77.1	91.9	-3.2	72.6	-86.5
4	S	7.41	-41.0	112.8	-52.5	38.6	-106.2
5	S	4.11	-112.8	41.0	6.1	106.2	-38.6
6	S	6.50	-41.0	112.8	-30.7	38.6	-106.2
7	S	3.98	-112.8	41.0	4.8	106.2	-38.6
8	S	10.84	0.0	0.0	-84.4	0.0	-113.0
9	S	11.60	0.0	0.0	-148.3	0.0	-113.0
10	S	14.66	0.0	0.0	-279.6	0.0	-113.0
11	S	9.14	0.0	0.0	-93.6	0.0	-113.0
12	S	14.62	0.0	0.0	-288.6	0.0	-113.0
13	S	9.07	0.0	0.0	-98.5	0.0	-113.0
14	S	3.81	0.0	0.0	-4.1	0.0	-113.0
15	S	5.68	0.0	0.0	-15.5	0.0	-113.0
16	S	3.86	0.0	0.0	11.7	0.0	-113.0
17	S	5.77	0.0	0.0	-19.6	0.0	-113.0
18	S	2.39	0.0	0.0	28.0	0.0	-113.0
19	S	5.59	0.0	0.0	-20.2	0.0	-113.0
20	S	2.21	0.0	0.0	27.4	0.0	-113.0
21	S	5.56	0.0	0.0	-12.3	0.0	-113.0
22	S	3.86	0.0	0.0	11.7	0.0	-113.0
23	S	5.77	0.0	0.0	-19.6	0.0	-113.0
24	S	2.39	0.0	0.0	28.0	0.0	-113.0
25	S	5.59	0.0	0.0	-20.2	0.0	-113.0
26	S	2.21	0.0	0.0	27.4	0.0	-113.0

Le tensioni di esercizio sulle barre di armatura tese e sul calcestruzzo compresso sono inferiori ai valori limite considerati nelle verifiche.

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = \boxed{14,94} \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = \boxed{292,50} \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

COMBINAZIONI FEX IN ESERCIZIO - STATO LIMITE APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	3.19	0.0	0.0	7.2	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
2	S	4.14	0.0	0.0	6.1	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
3	S	2.87	0.0	0.0	24.0	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
4	S	4.29	0.0	0.0	0.6	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
5	S	2.44	0.0	-120.0	26.7	0.0	113.0	---	---	---	---	---
6	S	4.16	0.0	0.0	0.1	0.0	-113.0	---	---	---	---	---

7	S	2.41	0.0	-120.0	24.7	0.0	113.0	---	---	---	---	---
8	S	2.63	0.0	0.0	12.7	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
9	S	4.05	0.0	0.0	4.9	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
10	S	2.79	0.0	0.0	22.8	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
11	S	4.21	0.0	0.0	-0.6	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
12	S	2.36	0.0	-120.0	25.5	0.0	113.0	---	---	---	---	---
13	S	4.08	0.0	0.0	-1.1	0.0	-113.0	---	---	---	---	---
14	S	2.33	0.0	-120.0	23.5	0.0	113.0	---	---	---	---	---

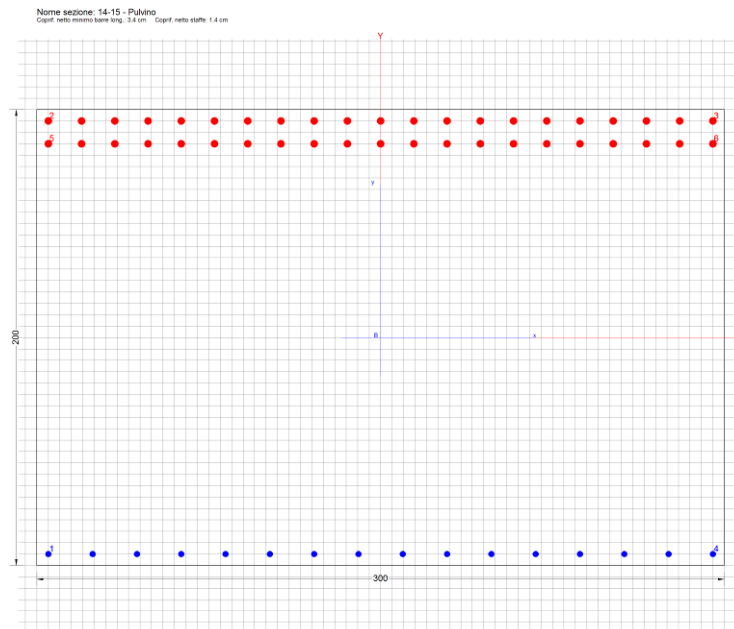
La sezione risulta compressa per ogni combinazione di carico, pertanto la verifica a fessurazione può considerarsi soddisfatta.

14.6 VERIFICA PULVINI

Si verifica la sezione resistente del fusto delle pile per la combinazione A1-M1 utile al fine del dimensionamento strutturale.

Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Si presenta la verifica in corrispondenza delle due estremità dell'elemento *beam* che schematizza il fusto della pila. La geometria di tale sezione è rappresentata nell'immagine di seguito proposta.



14.6.1 Resistenze limite

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una

sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 300 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	21	32	6
2	21	32	16
3	16	26	194
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

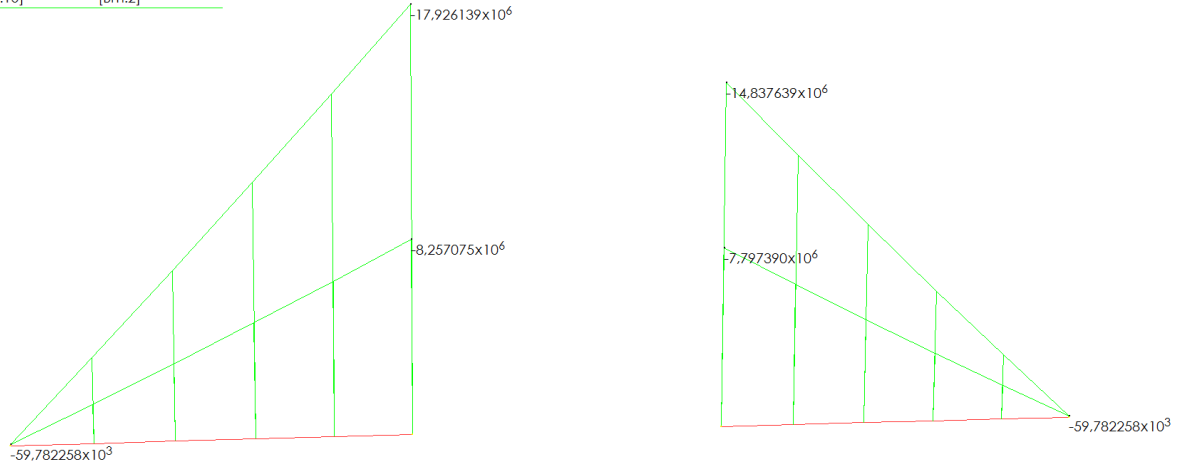
Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1 ^a Fessurazione [kNm]
M_R^-	-23628,71	-16180,17	-8305,21
M_R^+	6329,42	4583,47	7515,47

14.6.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Si riportano i diagrammi di involuppo del momento flettente per le combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.

	MIN	MAX
BM2(N.m)	$-17,926139 \times 10^6$	$-38,705622 \times 10^3$
	[Bm:10]	[Bm:2]

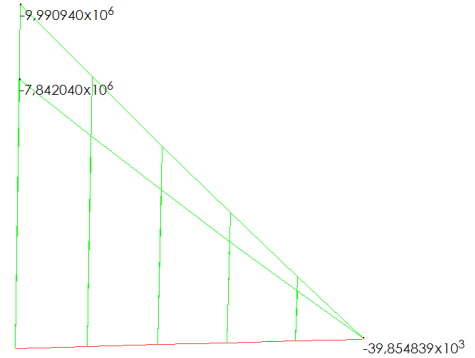
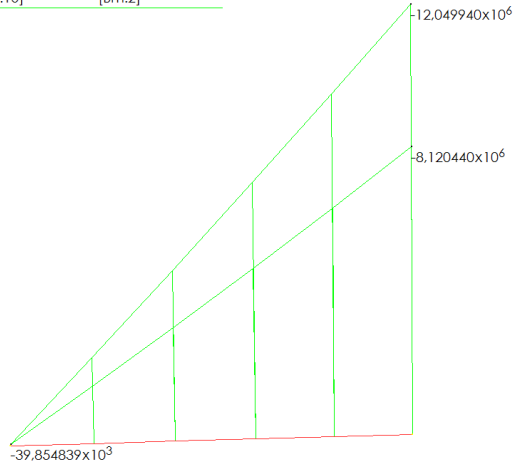


Dal confronto fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.6.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

Si riportano i diagrammi di involuppo del momento flettente per le combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-12.049940×10^6	-39.854839×10^3
	[8m:10]	[8m:2]

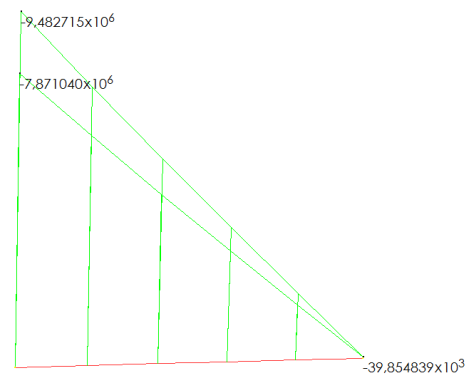
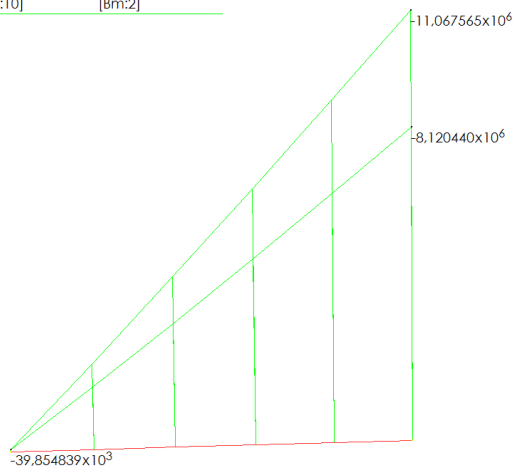


Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

14.6.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano i diagrammi di involuppo del momento flettente per le combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

	MIN	MAX
BM2(N.m)	-11.067565×10^6	-39.854839×10^3
	[8m:10]	[8m:2]



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione risulta fessurata. Si procede pertanto al calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure per il momento sollecitante massimo M_{Ed} .

Calcolo ampiezza delle fessure

$$s_{rm} = 19,7286 \text{ [cm]}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,0007$$

$$M_{Ed} = -11068,00 \text{ [kNm]}$$

$$c = 4,40 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_s = 2000,84 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_m = 0,12 \text{ [mm]}$$

$$s = 14,29 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_{sr} = 1501,39 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_k = 0,20 \text{ [mm]}$$

$$d_{eff} = 38,40 \text{ [cm]}$$

$$\beta_1 = 1,00$$

$$w_{k,LIM} = 0,20 \text{ [mm]}$$

$$k_2 = 0,40$$

$$\beta_2 = 0,50$$

$$k_3 = 0,13$$

$$\phi = 3,20 \text{ [cm]}$$

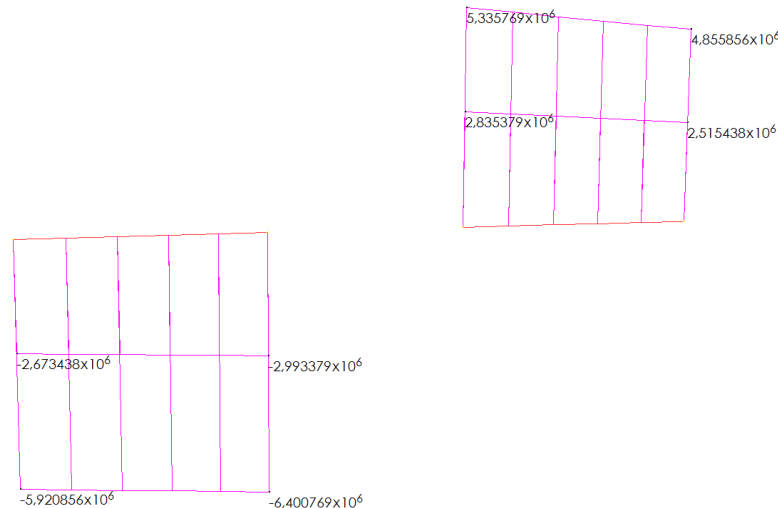
$$\rho_r = 0,0293$$

Sezione verificata allo
Stato Limite di Fessurazione

14.6.1.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per il Taglio

Si riportano i diagrammi di involuppo della sollecitazione a taglio per le combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. Si verifica la sollecitazione massima in corrispondenza della sezione minima che si ha in corrispondenza dell'asse del boggolo esterno. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite.

	MIN	MAX
SF2(N)	$-6,400769 \times 10^6$	$5,335769 \times 10^6$
[Bm:10]		[Bm:2]



Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{300} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{141} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0352}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	21	32	6
2	21	32	16
3	16	26	135
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

strati di armatura	3
--------------------	---

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ	A_s	passo	α
	[mm]	[cm ²]	[cm]	[deg]
7	20	21,99	15	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \boxed{3787,77} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \boxed{3294,56} \text{ [kN]}$$

$$V_{wd} = \boxed{6970,24} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = \boxed{10264,80} \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = \boxed{21429,56} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

14.7 VERIFICHE BAGGIOLO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il baggiolo condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si riportano nel prosieguo le combinazioni di calcolo adottate per la verifica dell'elemento. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Si riporta nella prima immagine lo schema di carico per gli appoggi della spalla, escludendo le sollecitazioni direttamente assorbite dal ritegno sismico.



		G1	G2_Ponte	Eps2_ritiro	Eps3_termico	Q1_2a	Q1_2b	Q1_2c	Q1_2d	Q1_2e	Q1_2f	Q5_vento
T1	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fz	301	162	-136	-35	154	272	50	288	-33	208	0
T2	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	170
	Fz	330	24	-136	-35	647	771	352	599	345	592	0
T3	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fz	307	168	-136	-35	655	412	627	142	540	52	0

Si riporta in questa immagine un estratto della tabella di combinazione per le condizioni che agiscono sul baggiolo.

	AI	All-a-Q8X	All-b-Q8X	All-c-Q8X	All-d-Q8X	All-e-Q8X	All-f-Q8X	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
G1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Ponte	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps2_ritiro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps3_termico	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q1_2a	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75
Q5_vento	1,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

	UI	UII-a-Q8X	UII-b-Q8X	UII-c-Q8X	UII-d-Q8X	UII-e-Q8X	UII-f-Q8X
G1	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
G2_Ponte	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Eps2_ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Eps3_termico	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Q1_2a	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
Q5_vento	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90

Si riporta infine la tabella dei valori sollecitanti con il calcolo dei momenti flettenti.

	AI	All-a-Q8X	All-b-Q8X	All-c-Q8X	All-d-Q8X	All-e-Q8X	All-f-Q8X	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T1 Fx	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fz	2469,0	2908,0	3151	2686	3170	2429	2914	2469	2799,266	2982,078	2632,252	2996,372	2438,907	2803,78
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	AI	All-a-Q8X	All-b-Q8X	All-c-Q8X	All-d-Q8X	All-e-Q8X	All-f-Q8X	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T2 Fx	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	500,0	200,0	200	200	200	200	200	200	0	0	0	0	0	0
Fz	2131,0	3220,0	3391	2751	3093	2728	3069	2131	2950,27	3078,916	2597,435	2854,726	2580,131	2836,671
Mx	200,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	AI	All-a-Q8X	All-b-Q8X	All-c-Q8X	All-d-Q8X	All-e-Q8X	All-f-Q8X	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T3 Fx	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fz	2525,0	3880,0	3466	3799	2973	3515	2689	2525	3544,385	3232,927	3483,448	2862,037	3269,791	2648,379
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	UI	UII-a-Q8X	UII-b-Q8X	UII-c-Q8X	UII-d-Q8X	UII-e-Q8X	UII-f-Q8X
T1 Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0	0	0	0	0	0	0
Fz	3652,2	4310,7	4675,2	3977,7	4703,7	3592,2	4319,7
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	UI	UII-a-Q8X	UII-b-Q8X	UII-c-Q8X	UII-d-Q8X	UII-e-Q8X	UII-f-Q8X
T2 Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	750	450	450	450	450	450	450
Fz	3145,2	4778,7	5035,2	4075,2	4588,2	4040,7	4552,2
Mx	300,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0	180,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	UI	UII-a-Q8X	UII-b-Q8X	UII-c-Q8X	UII-d-Q8X	UII-e-Q8X	UII-f-Q8X
T3 Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0	0	0	0	0	0	0
Fz	3736,2	5768,7	5147,7	5647,2	4408,2	5221,2	3982,2
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Si riportano i valori dei momenti resistenti per la sezione di calcolo del baggiolo e il dominio M-N dove sono rappresentati gli stati di sollecitazione cui l'elemento è sottoposto. Dal confronto si evince che l'elemento è verificato allo Stato Limite Ultimo per la sollecitazione a Momento Flettente.

Caratteristiche geometriche sezione

b = 80 [cm]
h = 80 [cm]

Caratteristiche dei materiali

$f_{yk} = 450$ [Mpa]
 $E_s = 210000$ [Mpa]
 $\gamma_s = 1,15$

$R_{ck} = 40$ [Mpa]
 $f_{ck} = 33,20$ [Mpa]
 $\alpha_{cc} = 0,85$
 $\gamma_c = 1,60$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	5
2	2	20	10
3	2	20	70
4	5	20	75
5			

strati di armatura = 4

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Limiti tensionali

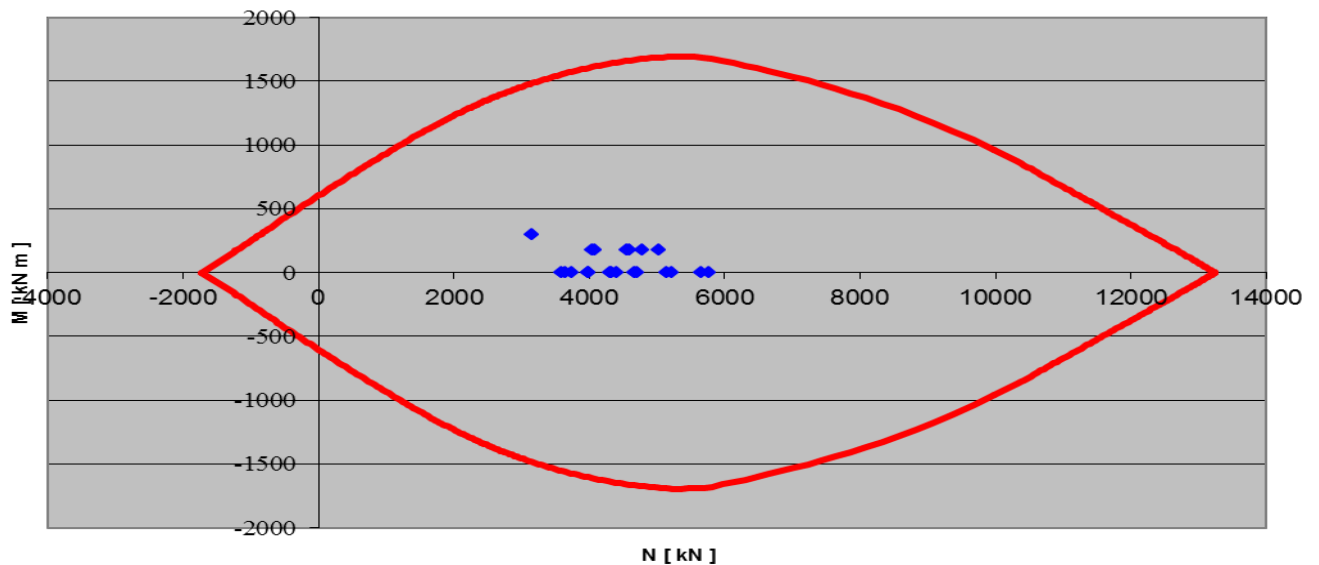
SL limitazione tensioni
 $0,45 * f_{ck} = 14,94$ [Mpa] cls
 $0,65 * f_{yk} = 292,50$ [Mpa] acciaio

SL 1° fessurazione
 $f_{ctm} = 3,10$ [Mpa]
 $f_{ctk} = 2,17$ [Mpa]

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-603,10	-422,99	-328,45
M_R^+	603,10	422,99	328,45

Dominio M-N



Confrontando i valori di momento sollecitante agli Stati Limite di Limitazione delle Tensioni e di Fessurazione con i rispettivi valori di momento resistente si deduce che l'elemento risulta verificato anche per queste combinazioni di carico.

Si riportano i valori di taglio resistente per la sezione di calcolo del baggio. Da un confronto fra azioni sollecitanti e azioni resistenti si evidenzia come le verifiche risultino ampiamente soddisfatte.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0026$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	5
2	5	20	75
3			
4			
5			

$$\text{strati di armatura} = 2$$

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
4	14	6,16	10	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	229,99	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	488,08	[kN]	
$V_{wd} =$	1626,39	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	2114,47	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	3174,75	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

14.8 VERIFICHE RITEGNO SISMICO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio, calcolo delle sollecitazioni e verifiche strutturali, per l'elemento che costituisce il ritegno sismico.

Nelle pagine che seguono si riportano le combinazioni di calcolo adottate per la verifica dell'elemento. Vengono proposte le verifiche allo SLU dell'elemento strutturale.

L'azioni sismiche trasversali trasferite dall'impalcato all'elemento di ritegno sismico è quella di seguito riportata:

$$\text{Taglio trasversale} = 972 \text{ kN}$$

Le azioni di calcolo con cui si effettua il dimensionamento dell'elemento si determinano come segue:

$$V_{Ed} = 1,30 * 972 \text{ kN} = 1264 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,30 * 972 \text{ kN} * 0,42 \text{ m} = 531 \text{ kNm}$$

Si riportano i valori dei momenti resistenti per la sezione di calcolo del baggiolo. Dal confronto si evince che l'elemento è verificato allo Stato Limite Ultimo per la sollecitazione a Momento Flettente.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	8	20	5
2	8	20	75
3			
4			
5			

strati di armatura

2

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-700,53	-506,28	-342,40
M_R^+	700,53	506,28	342,40

Si riportano i valori di taglio resistente per la sezione di calcolo del baggiolo. Da un confronto fra azioni sollecitanti e azioni resistenti si evidenzia come le verifiche risultino ampiamente soddisfatte.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0042$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	8	20	5
2	8	20	75
3			
4			
5			

$$\text{strati di armatura} = 2$$

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
4	16	8,04	15	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = 245,96 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = 488,08 \text{ [kN]}$$

$$V_{wd} = 1416,18 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con}$$

$$V_{Rd,s} = 1904,26 \text{ [kN]} \quad \text{armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,max} = 3174,75 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 250

15 SPALLA A

15.1 CONDIZIONI DI CARICO

Si riportano le condizioni di carico considerate nella modellazione della struttura. I carichi applicati appartengono a due gruppi: il primo è costituito dai carichi dovuti al terreno e al sisma direttamente applicati alla spalla; il secondo gruppo è invece costituito dai carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato del ponte che poggia sulle spalle. Le azioni considerate nella progettazione delle spalle del ponte sono quelle definite al §3.1 del D.M. 4 maggio 1990.

15.1.1 Carichi direttamente applicati alla spalla

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Massa delle strutture in conglomerato cementizio armato che costituiscono la spalla

- **G2: Carichi permanenti portati**

Massa del volume di terreno contenuto all'intero dei muri della spalla

- **G3: Altre azioni permanenti**

Spinta laterale del volume di terreno contenuto all'intero dei muri della spalla applicata al modello in modo idrostatico

- **Q1: Carichi mobili**

Spinta laterale del carico accidentale agente sul terreno contenuto all'intero dei muri della spalla applicata al modello in modo idrostatico

- **Q6-InerzialeX,Y**

Spinta sismica applicata alle strutture in conglomerato cementizio armato e al terreno imbarcato applicata al modello con una accelerazione pari alla gravità g in direzione orizzontale.

- **Q6-WoodX**

Sovraspinta sismica del terreno su di una struttura interrata che subisce deformazioni molto contenute applicata al modello con una accelerazione pari alla gravità g in direzione orizzontale.

15.1.2 Carichi derivanti dall'impalcato

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Forza applicata ai baggioli dovuta al peso proprio delle strutture che costituiscono l'impalcato.

- **G2: Carichi permanenti portati**

Forza applicata ai baggioli dovuta ai carichi permanentemente portati presenti sul ponte.

- **ε2: Ritiro del calcestruzzo**

Forza applicata ai baggioli dovuta ai fenomeni di ritiro che interessano l'impalcato del ponte.

- **ε2: Variazioni termiche**

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 251

Forza applicata ai baggioli dovuta ai fenomeni di variazione termica che interessano l'impalcato del ponte.

- **Q1-a,b,c,d,e,f: Carichi mobili**

Forza applicata ai baggioli dovuta alle configurazioni di carico da traffico considerate per il ponte comprensiva del coefficiente dinamico.

- **Q3: Azioni longitudinali di frenamento**

Forza applicata ai baggioli dovuta all'azione longitudinale di frenamento.

- **Q5: Azioni del vento**

Forza applicata ai baggioli dovuta all'azione trasversale trasferita dal vento all'impalcato.

- **Q6-SismalmpalcatoX,Y**

Forza applicata ai baggioli dovuta all'azione sismica applicata alle strutture che costituiscono l'impalcato.

15.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche sono quelle riportate al §3.13 del D.M. 4 maggio 1990 per quanto attiene le condizioni agli SLU statici e agli SLE. Le combinazioni sismiche sono invece quelle proposte al §5.4 del O.P.C.M. 3431 del 5 maggio 2005.

Si riporta di seguito la tabella del D.M. 4 maggio 1990 che riporta le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche effettuate nell'analisi dell'opera.

combinazioni e coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche

Azione	gruppo	g1	g2	g3	ε1	ε2	ε3	ε4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
<i>METODO TEN. AMMISSIBILI</i>																	
A I	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6*	0	1	1	1
A III	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
<i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO FESSURAZIONE</i>																	
F I	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
F II	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	ψ1	ψ1	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1(β1)	1	1	1	1	1	ψ2	ψ2	0	0	0	0	0	0	0

Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV

<i>STATI LIMITE ULTIMI</i>																	
U I	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	0	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(**)
U II	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5		
U III	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5		
U IV	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3	1,5	1,5		

β1 = 0,7 per spinta delle terre
β2 = 0,5 per spinta delle terre

Si specificano di seguito i parametri assunti nella determinazione dei coefficienti di combinazione:

- Il coefficiente di spinta a riposo è assunto pari a $k_0 = 1 - \sin \phi = 0,43$.
- I coefficienti ψ_1 e ψ_2 per lo Stato Limite di Fessurazione per impalcato con luce di calcolo compresa fra 10 e 100 metri si ottengono applicando le seguenti relazioni:

$$\psi_1 = 0,40 + 0,74 (100 - L)^2/100 \quad \psi_2 = 0,25 + 0,556 (100 - L)^2/100$$

Per una luce di calcolo dell'impalcato di 24m si ottiene:

$$\psi_1 = 0,83 \quad \psi_2 = 0,57$$

- Per le combinazioni sismiche i carichi accidentali dovuti al traffico vengono considerati con coefficiente di partecipazione pari a 0,50.
- Le combinazioni sismiche considerano principale la direzione con coefficiente unitario e secondaria l'altra che contribuisce al 30%.

- Secondo l'O.P.C.M. 3431 l'azione sismica viene amplificata secondo un fattore di importanza $\gamma_I=1,30$ valido per strutture "di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e ponti il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente alto di vittime".
- Le forze inerziali sono valutate mediante un coefficiente k_h pari a

$$K_h = S a_g / g = 0,1875$$

Si riportano tre tabelle di coefficienti:

- la prima contiene i coefficienti proposti dalla Normativa utilizzata per il calcolo: in particolare sono considerati quelli propri della combinazione allo SL valutata o del relativo coefficiente di partecipazione;
- la seconda contiene i coefficienti che tengono conto dell'effettiva intensità di carico, per le spinte delle terre ad esempio il coefficiente di spinta a riposo, per il sisma i coefficienti di combinazione dovuti al fattore di importanza e al coefficiente di partecipazione in funzione della direzione considerata come principale;
- la terza riporta i coefficienti applicati al modello di calcolo, ottenuti come prodotto dei valori riportati nelle prime due tabelle.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00

Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri

Foglio

255

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00

Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri

Foglio

257

15.3 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti negli elementi strutturali si utilizza il software Straus7.

Il modello utilizzato per effettuare tali analisi consiste in elementi Plate per rappresentare la platea di fondazione e i setti ed in elementi Beam per rappresentare gli elementi che costituiscono i banchi di appoggio dell'impalcato.

Su tali elementi sono applicate le masse non strutturali che simulano l'azione dei pesi propri, dei permanenti portati e degli accidentali. Le immagini seguenti riportano una vista tridimensionale del modello utilizzato per il dimensionamento della copertura e della struttura nella sua interezza.

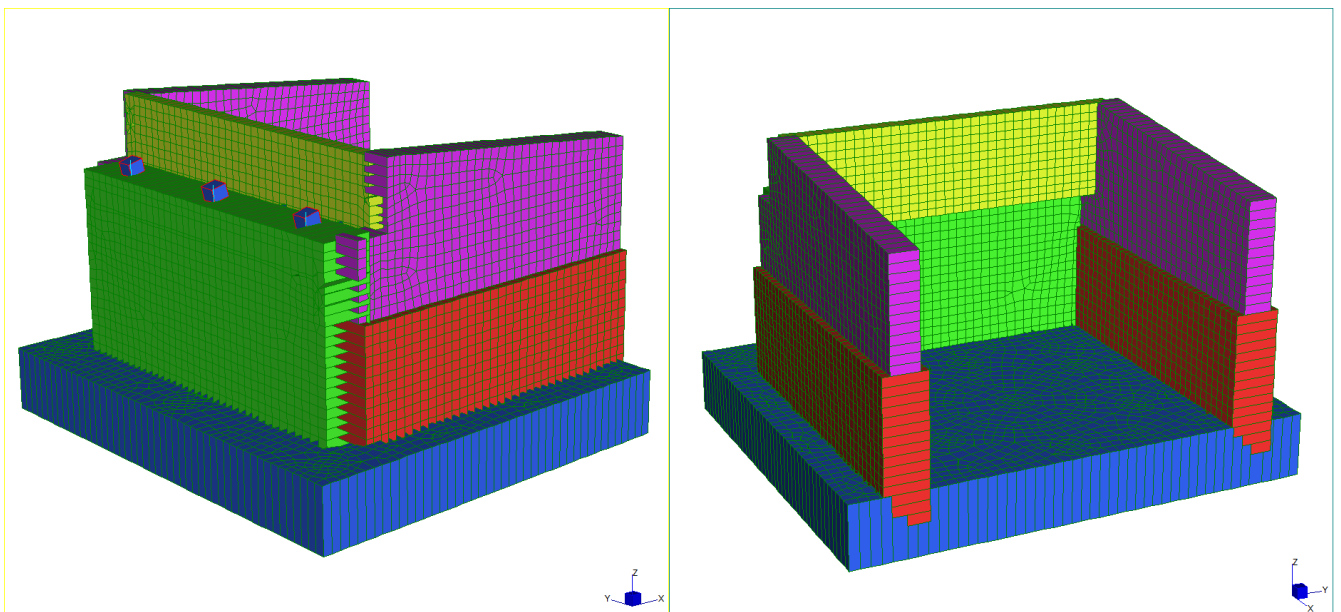


Figura 103 Vista del modello strutturale 3D

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 259

15.4 VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi di fondazione (platea) condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 15.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

15.4.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione x

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infilamento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	7,5
2	5	20	100
3	5	26	192,5
4			
5			

strati di armatura 3

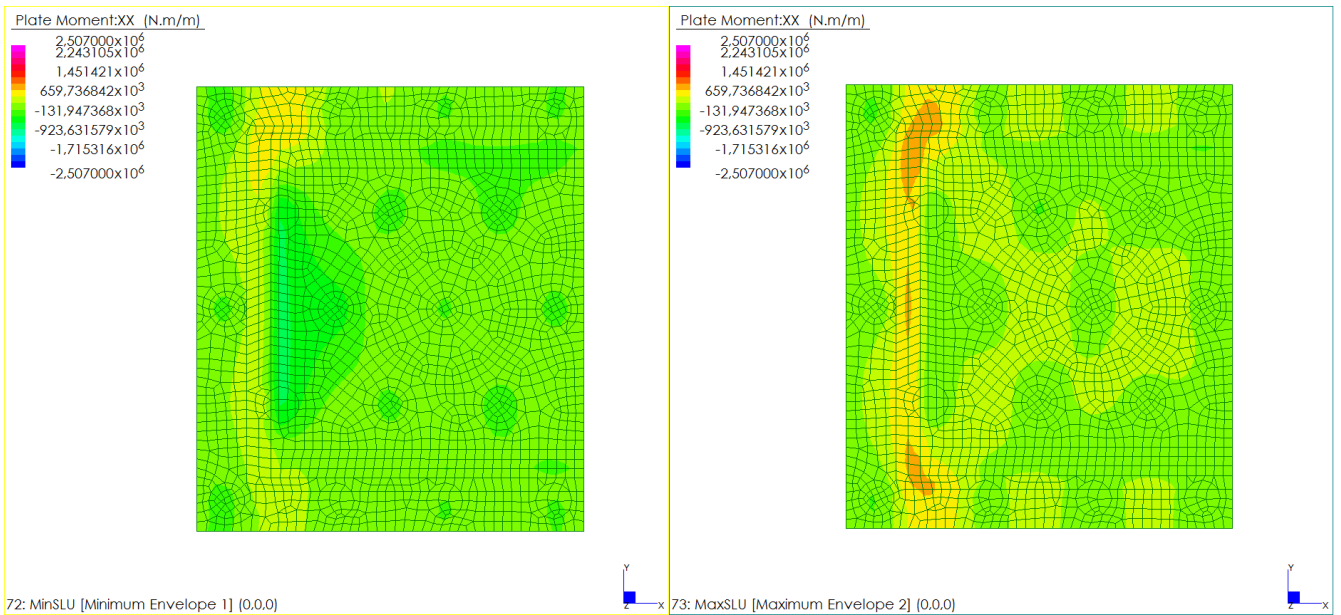
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1 ^a Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-2507,86	-1572,19	-2320,48
M_R^+	2507,86	1572,19	2320,48

15.4.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

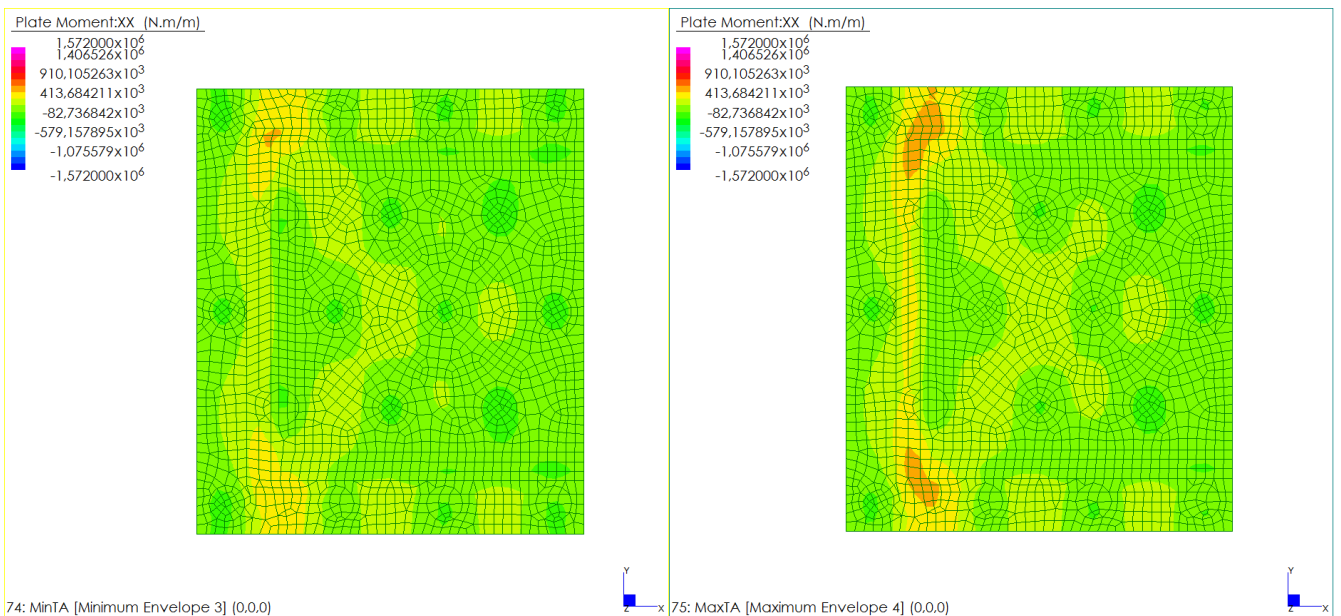
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.4.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

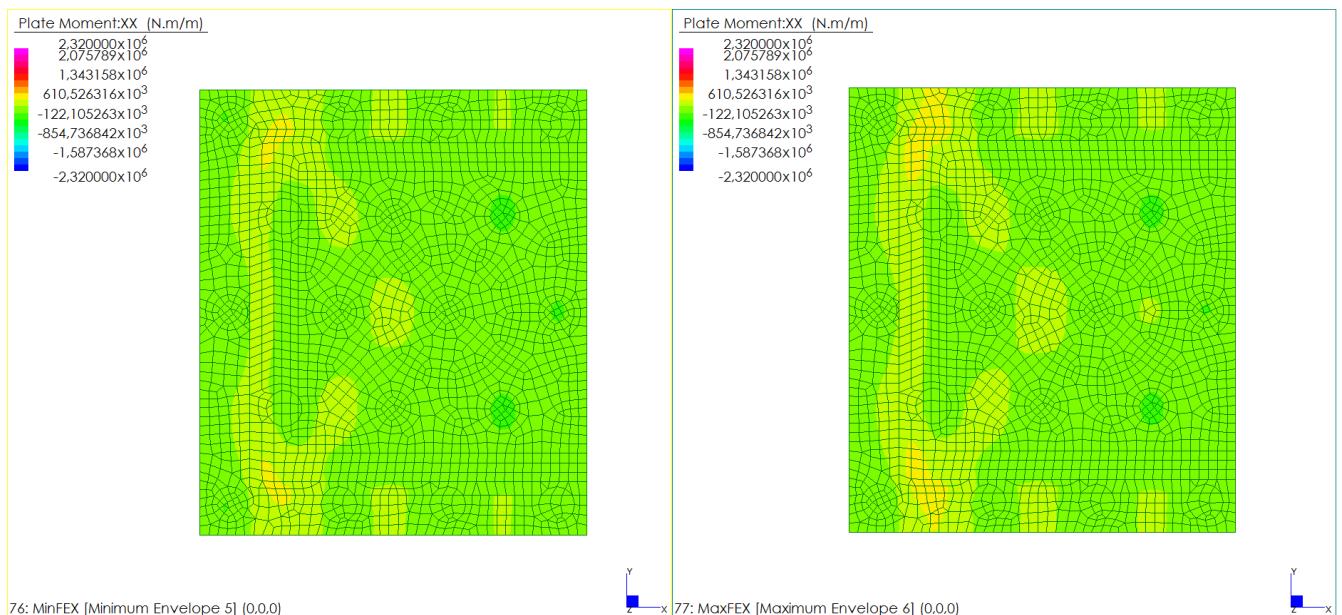
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.4.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.4.2 Resistenze limite per armatura di base in direzione y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d*
 [mm] [cm]

1	5	26	5
2	5	20	100
3	5	26	195
4			
5			

strati di armatura 3

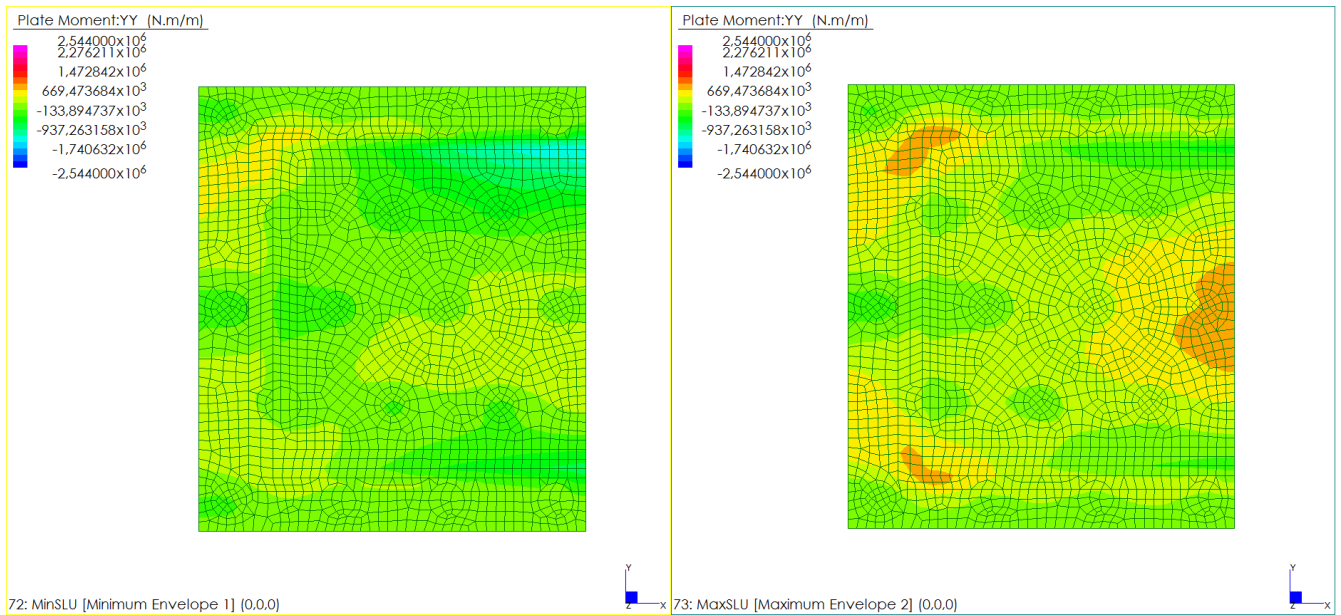
 * la posizione delle barre è riferita
 al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1 ^a Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2544,21	-1593,29	-2332,27
M_R^+	2544,21	1593,29	2332,27

15.4.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

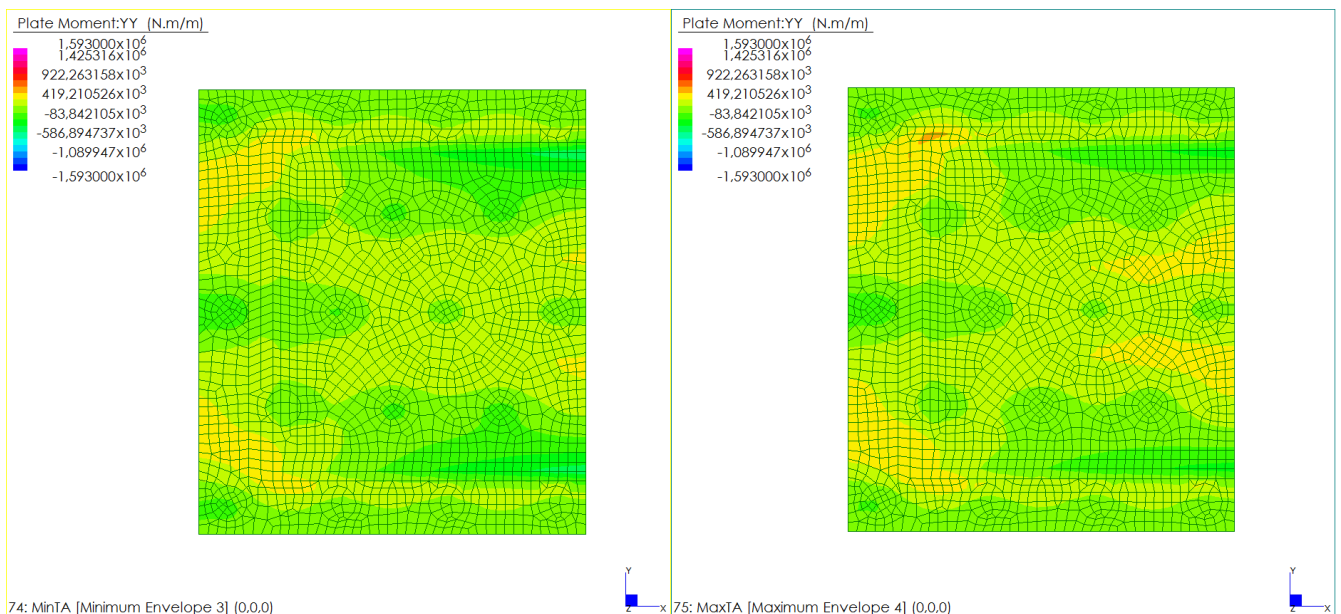
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'inviluppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.4.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

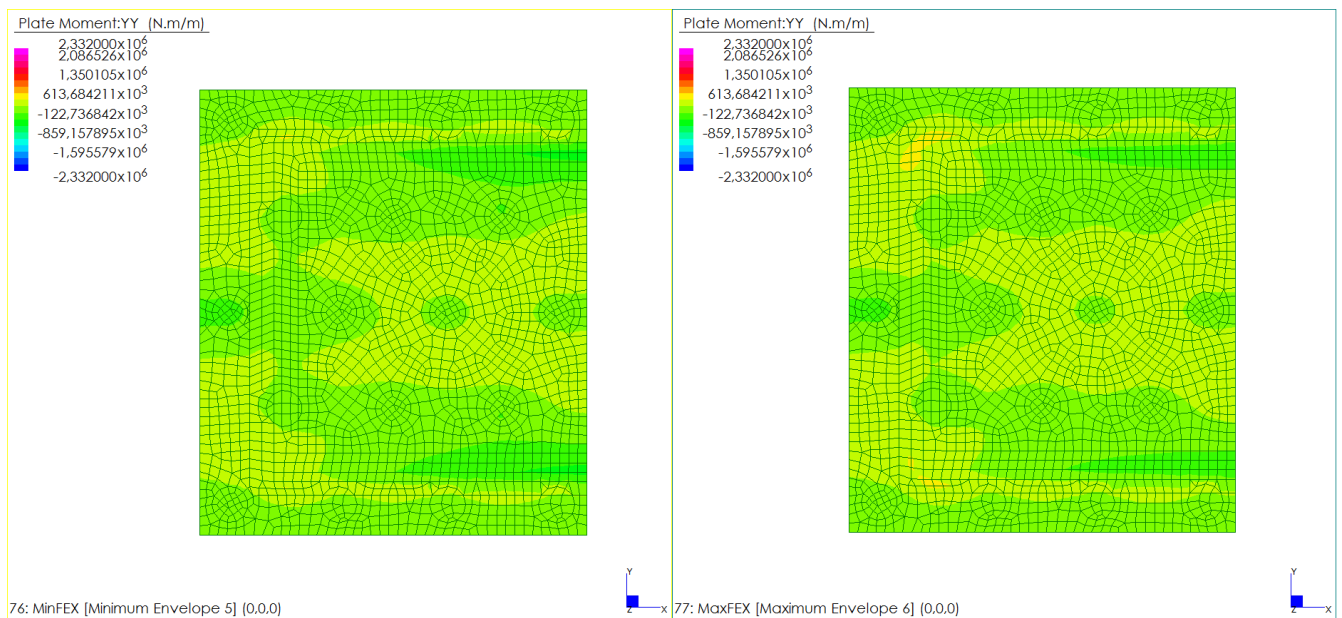
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.4.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.4.3 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{200} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0014}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	195
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	20	7,85	40	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \boxed{705,94} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \boxed{1586,27} \text{ [kN]}$$

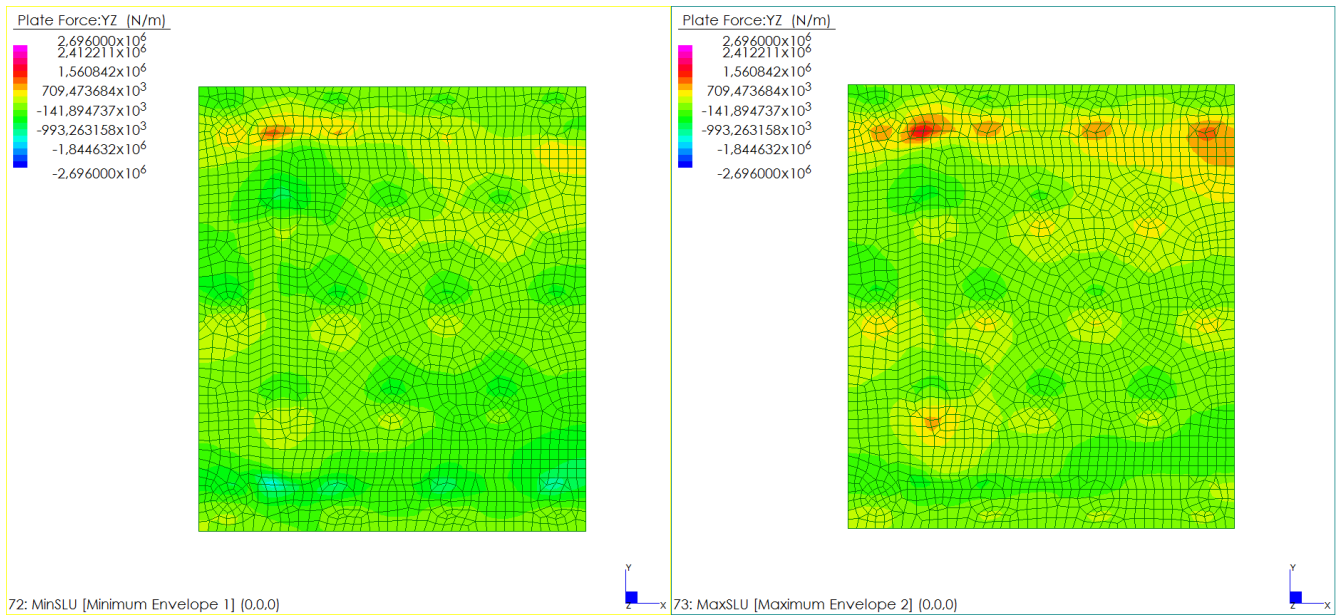
$$V_{wd} = \boxed{1348,41} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = \boxed{2696,82} \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = \boxed{10317,94} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

15.4.3.1 Verifiche al Taglio YZ

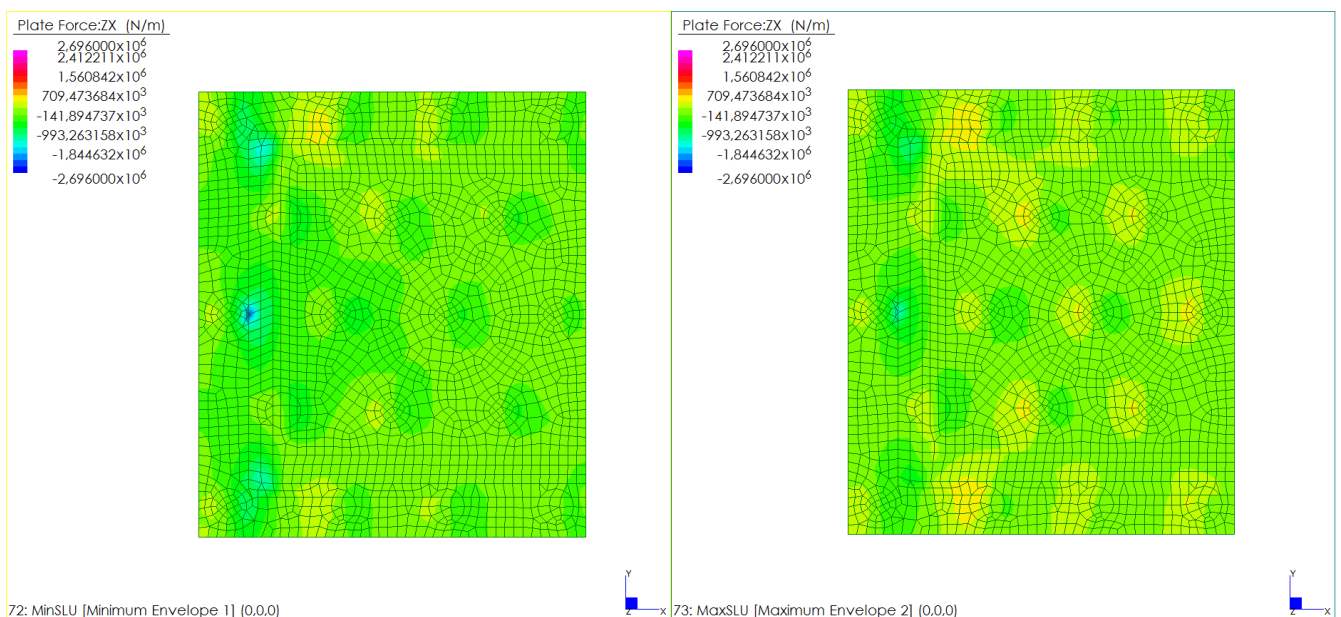
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.4.3.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 268

Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.5 VERIFICHE MURO LATERALE BASSO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il muro laterale basso condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 15.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

15.5.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione x

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	135
3			
4			
5			

strati di armatura 2

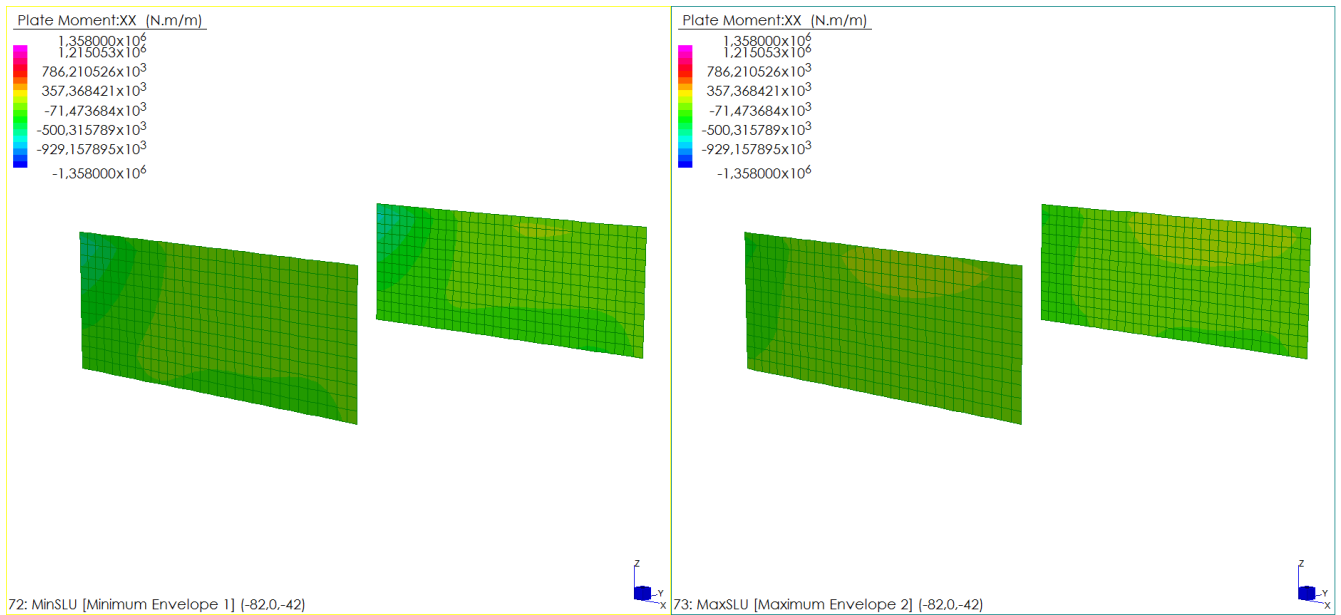
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-1358,66	-985,80	-1183,39
M_R^+	1358,66	985,80	1183,39

15.5.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

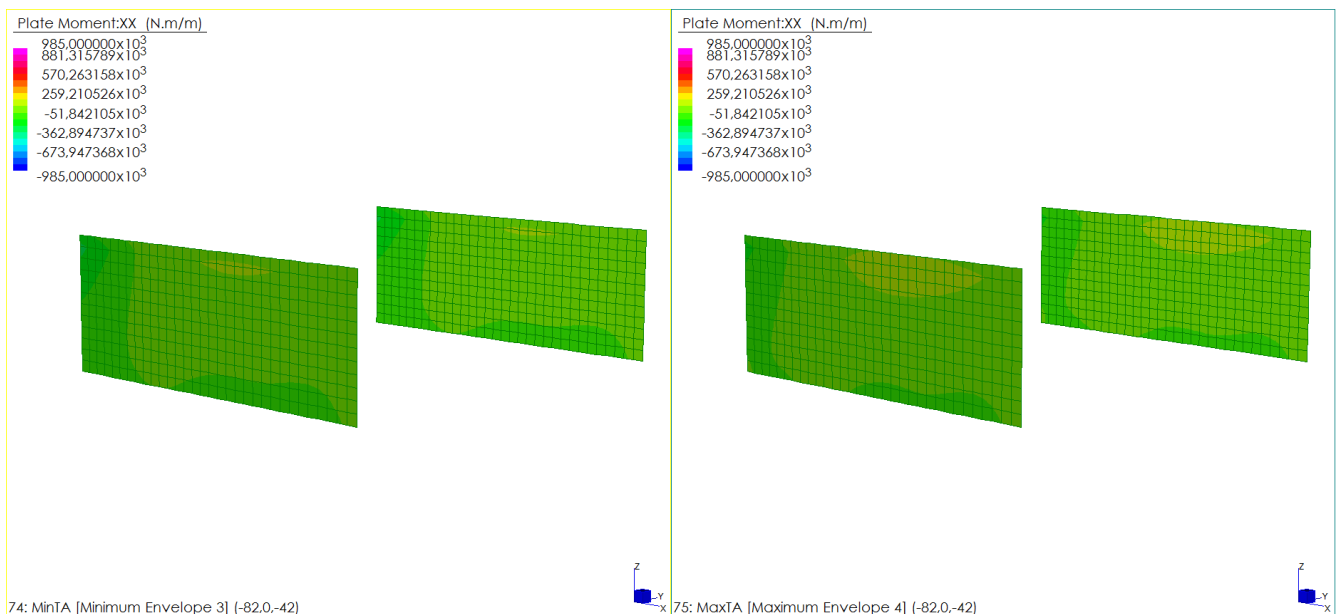
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.5.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

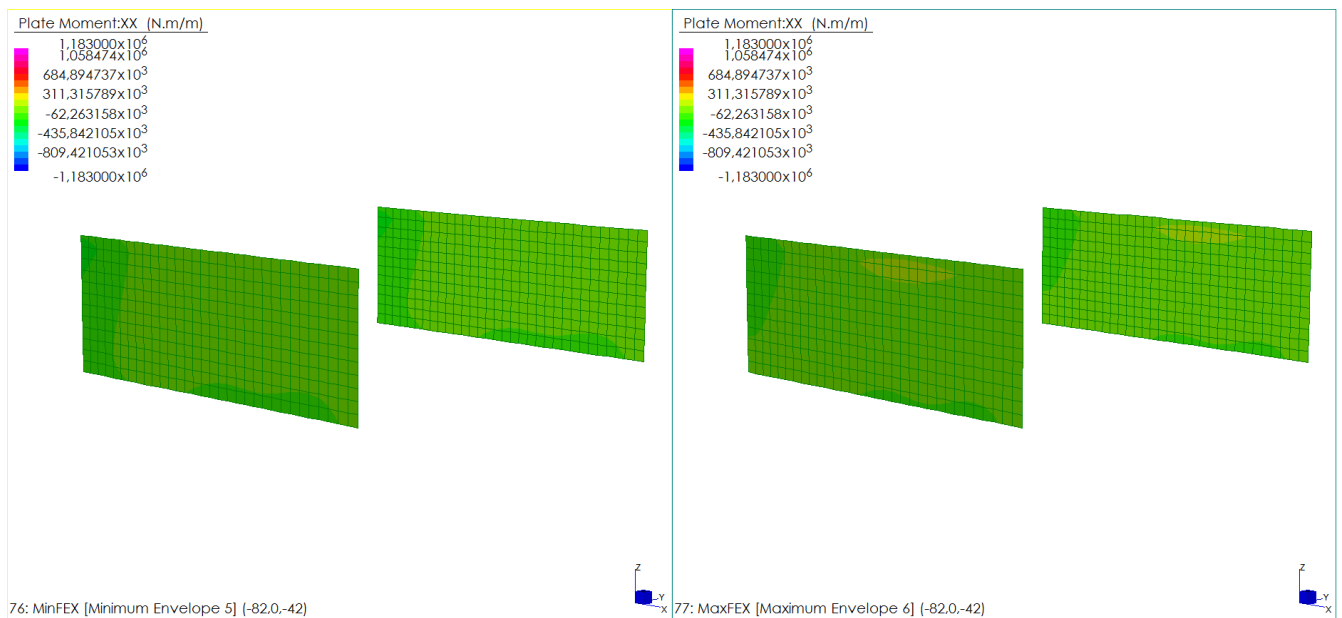
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.5.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.5.2 Resistenze limite per armatura di base in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	7,5
2	5	26	132,5
3			
4			
5			

1	5	26	7,5
2	5	26	132,5
3			
4			
5			

strati di armatura	2
--------------------	---

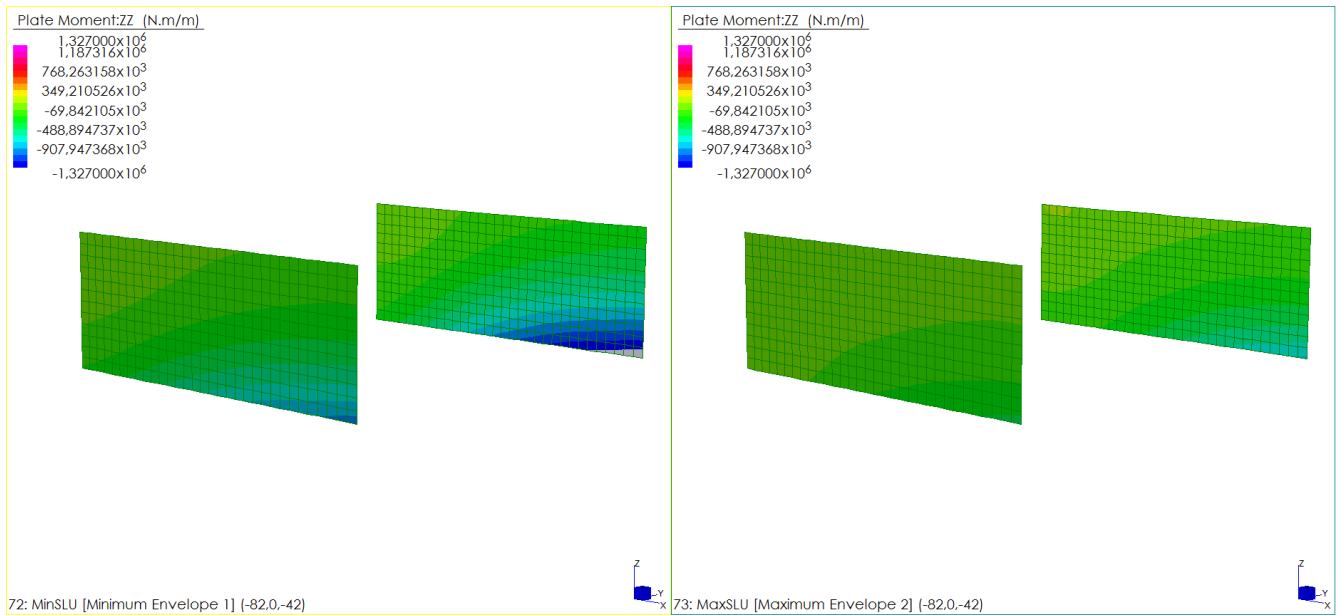
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-1327,18	-962,38	-1171,94
M_R^+	1327,18	962,38	1171,94

15.5.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

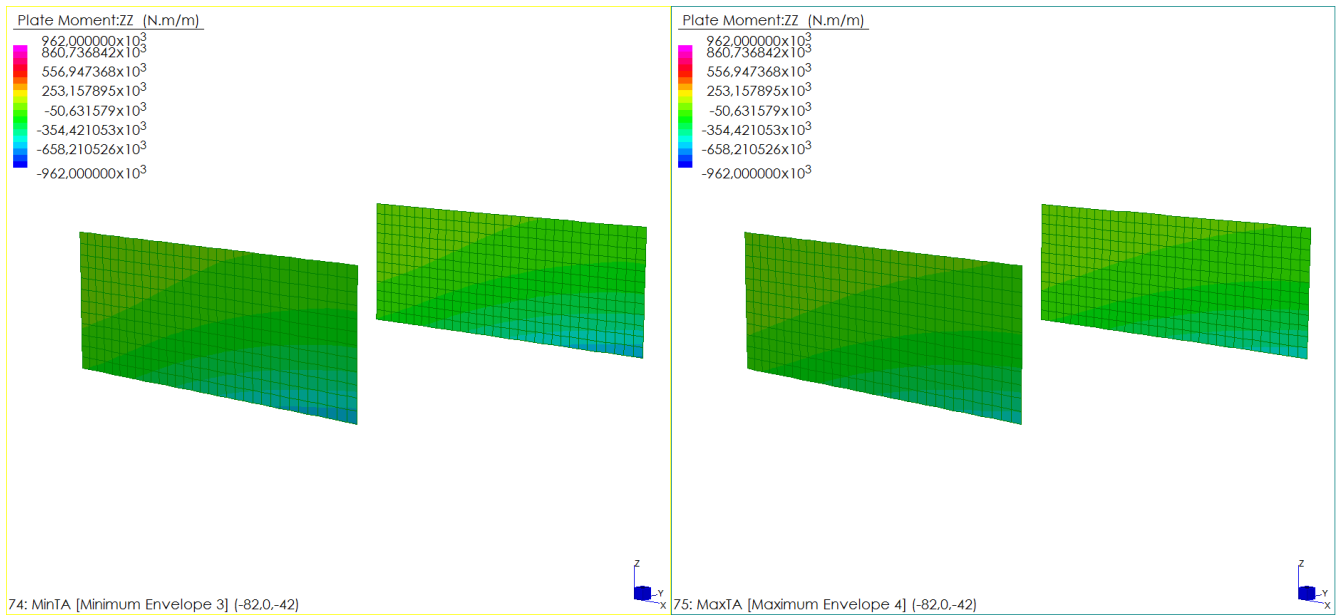
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

15.5.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

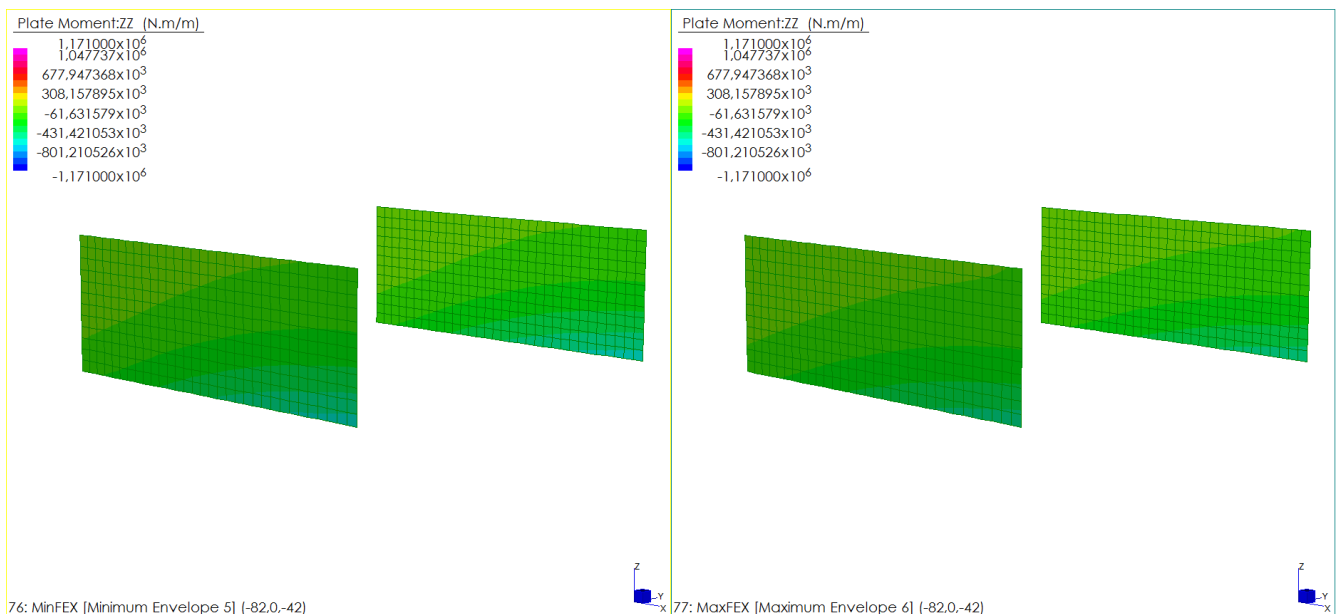
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.5.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.5.3 Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	7,5
2	5	26	7,5
3	5	26	132,5
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

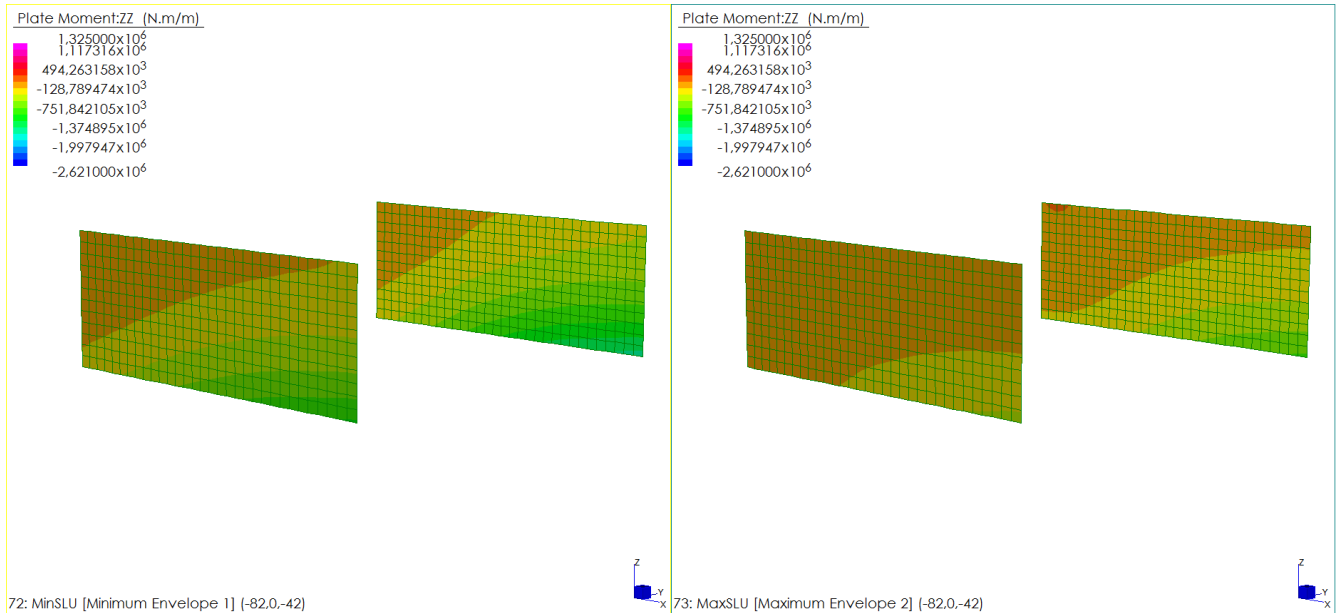
Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2621,41	-1881,07	-1269,99
M_R^+	1325,91	967,31	1211,91

15.5.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come

di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.5.4 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{140} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0020}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	135
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

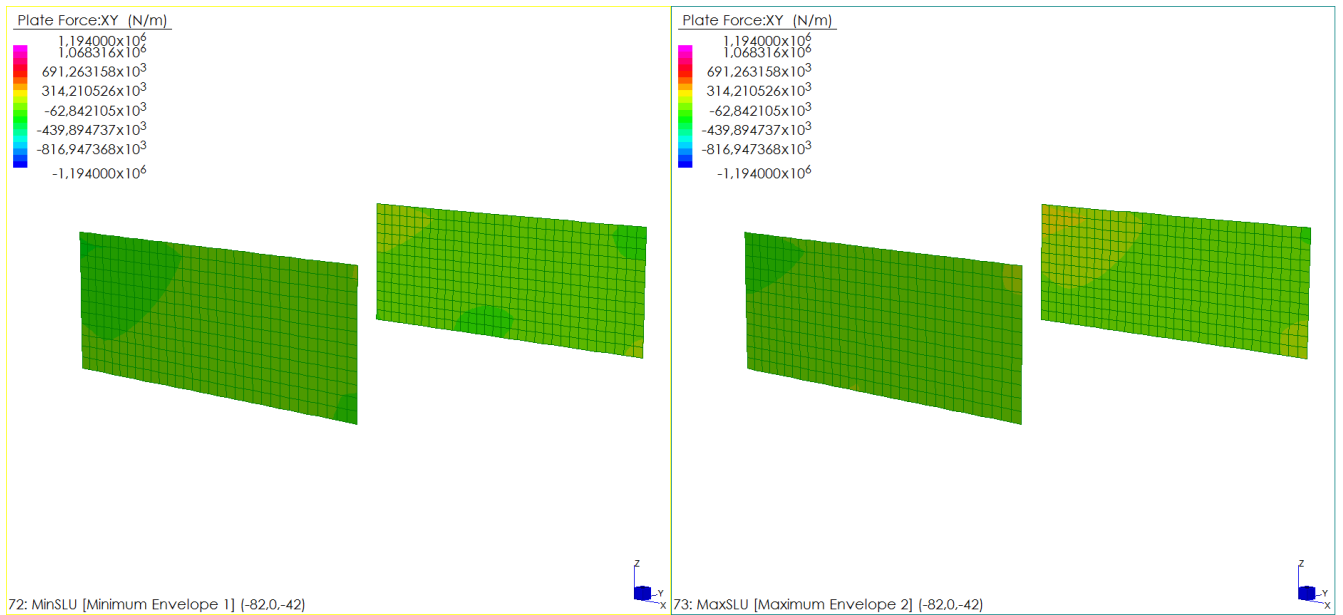
n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	16	5,03	40	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	$\boxed{502,57}$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	$\boxed{1098,19}$	[kN]	
$V_{wd} =$	$\boxed{597,45}$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	$\boxed{1194,90}$	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	$\boxed{7143,19}$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

15.5.4.1 Verifiche al Taglio XY

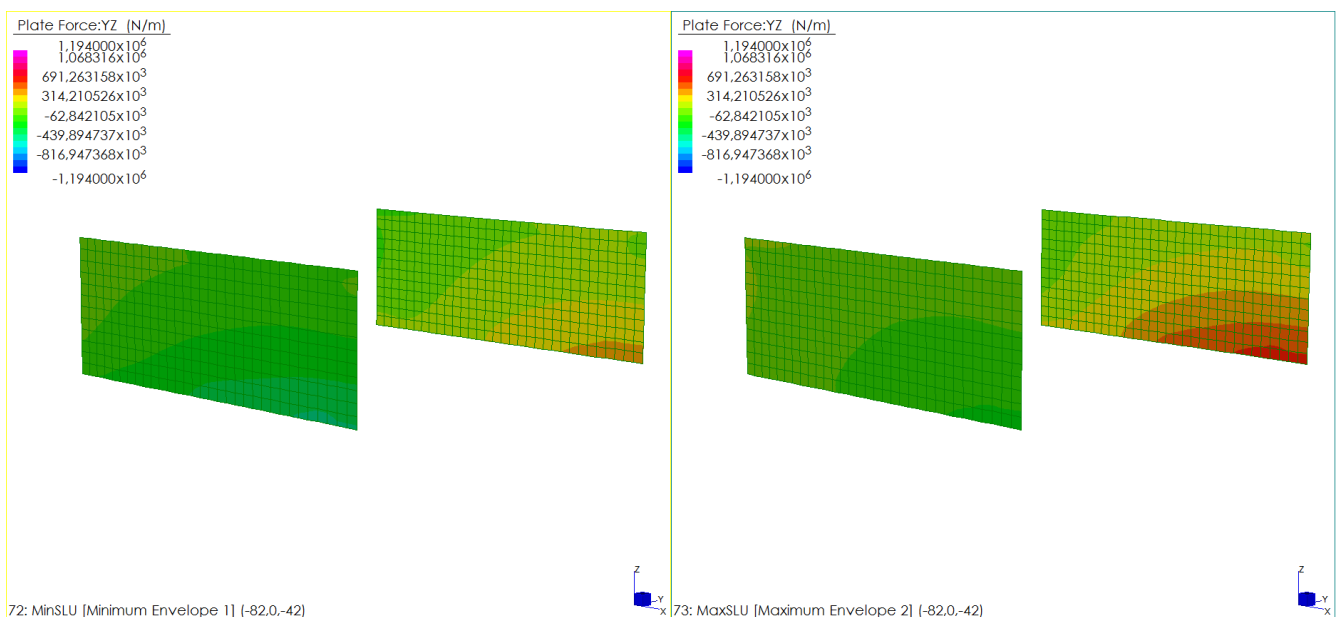
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.5.4.2 Verifiche al Taglio YZ

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 279

Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.6 VERIFICHE MURO FRONTALE

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il muro frontale condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 15.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

15.6.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione Y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 160 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	155
3			
4			
5			

strati di armatura 2

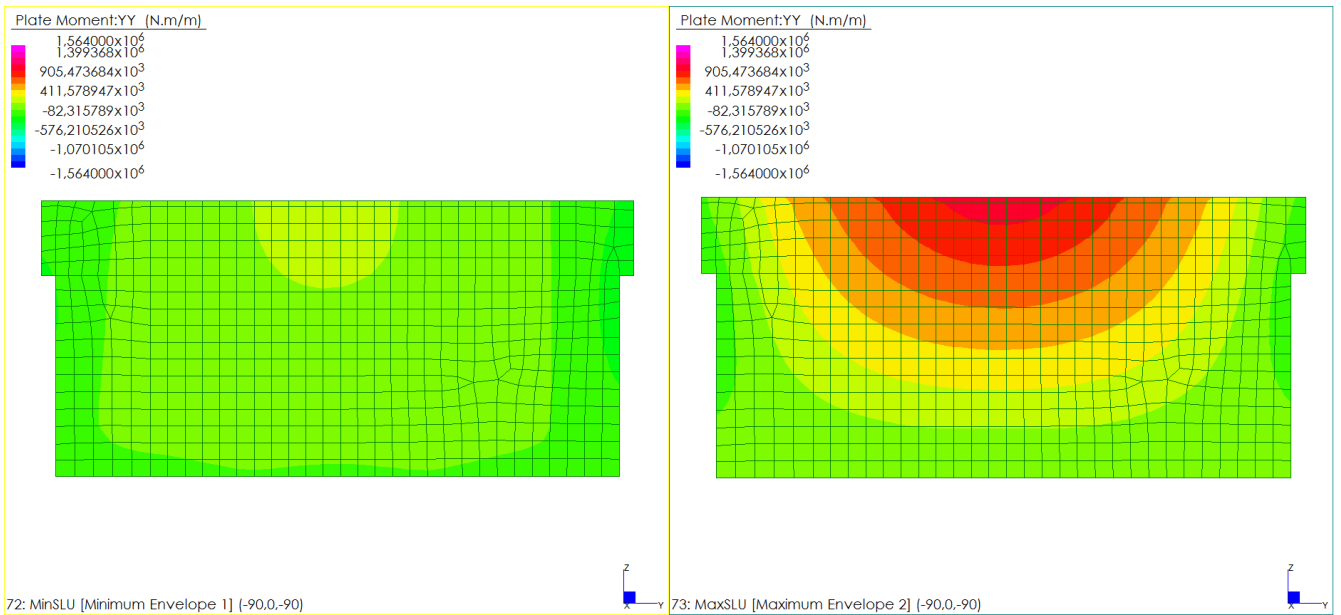
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-1564,48	-1136,08	-1524,22
M_R^+	1564,48	1136,08	1524,22

15.6.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

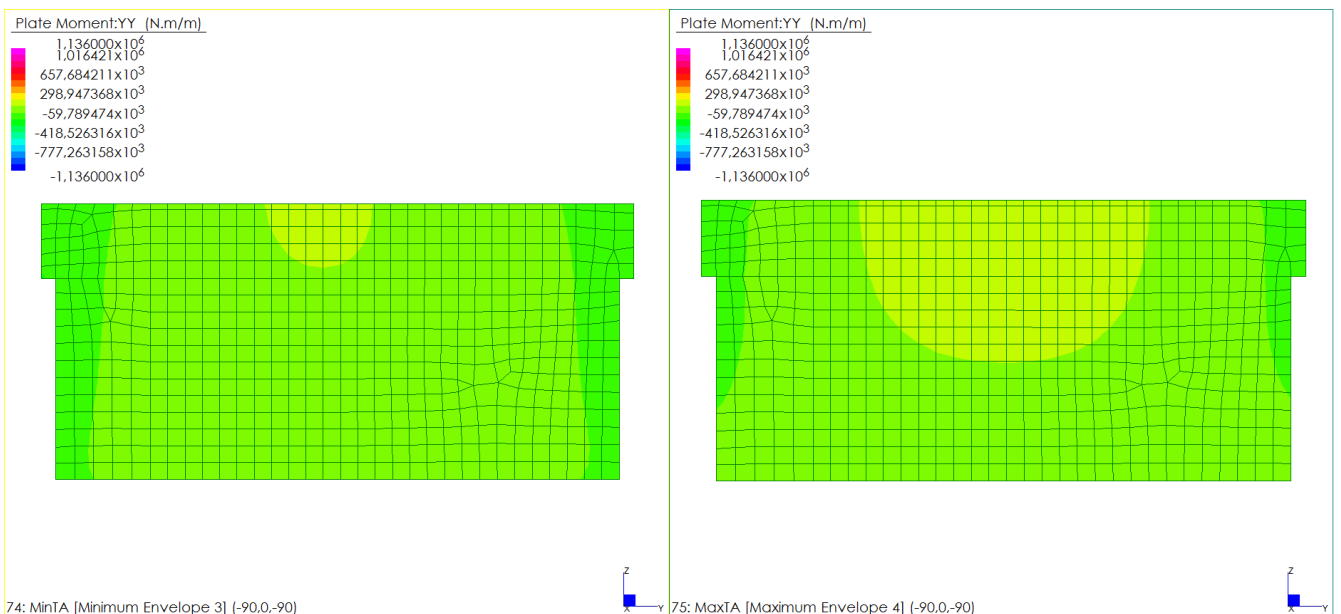
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.6.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

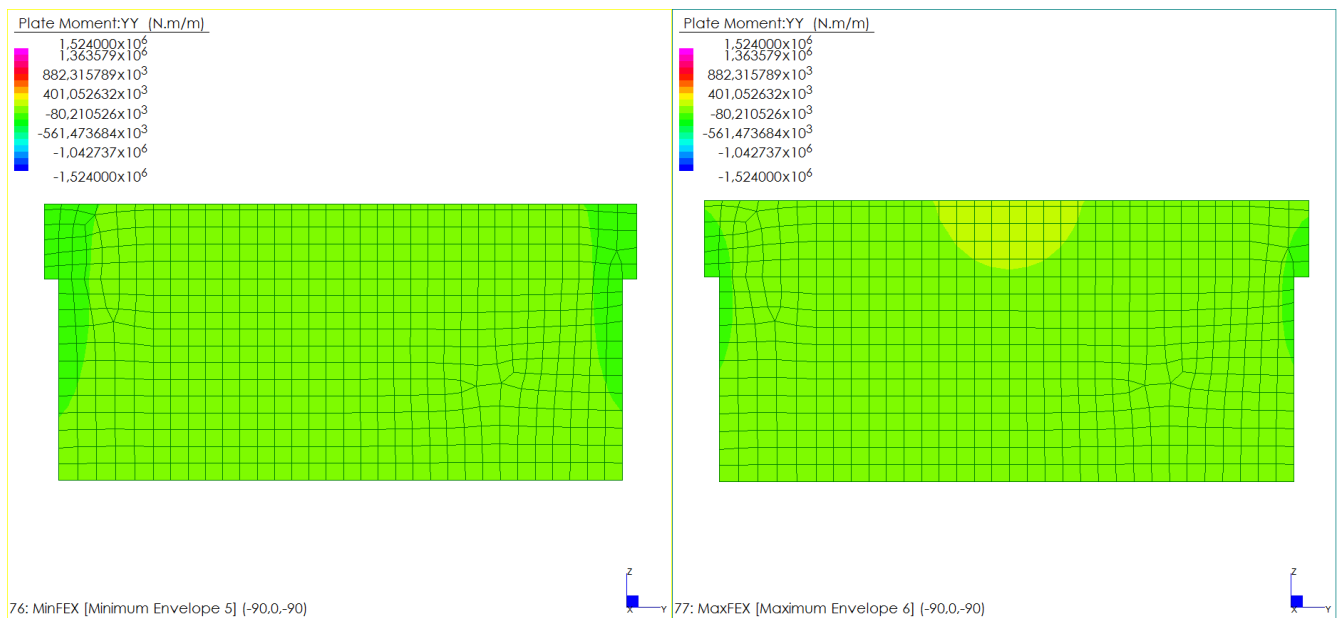
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.6.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.6.2 Resistenze limite per armatura di base in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 160 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	7,5
2	5	26	152,5
3			
4			
5			

strati di armatura	2
--------------------	---

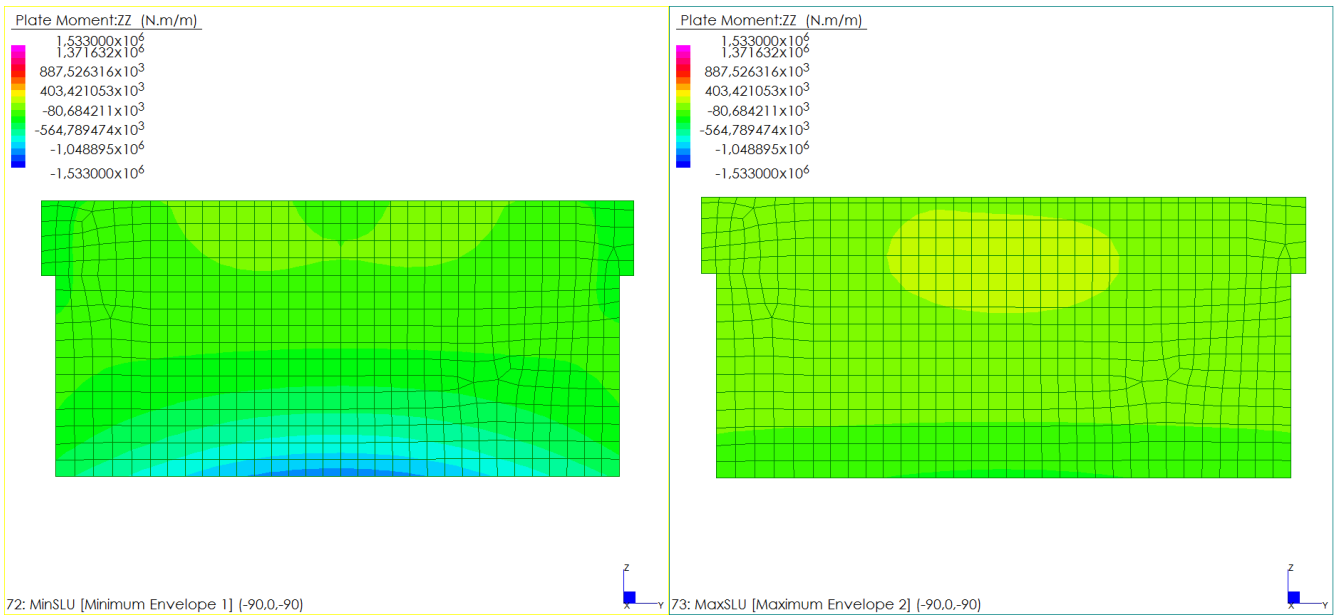
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1° Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-1533,03	-1112,78	-1512,63
M_R^+	1533,03	1112,78	1512,63

15.6.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

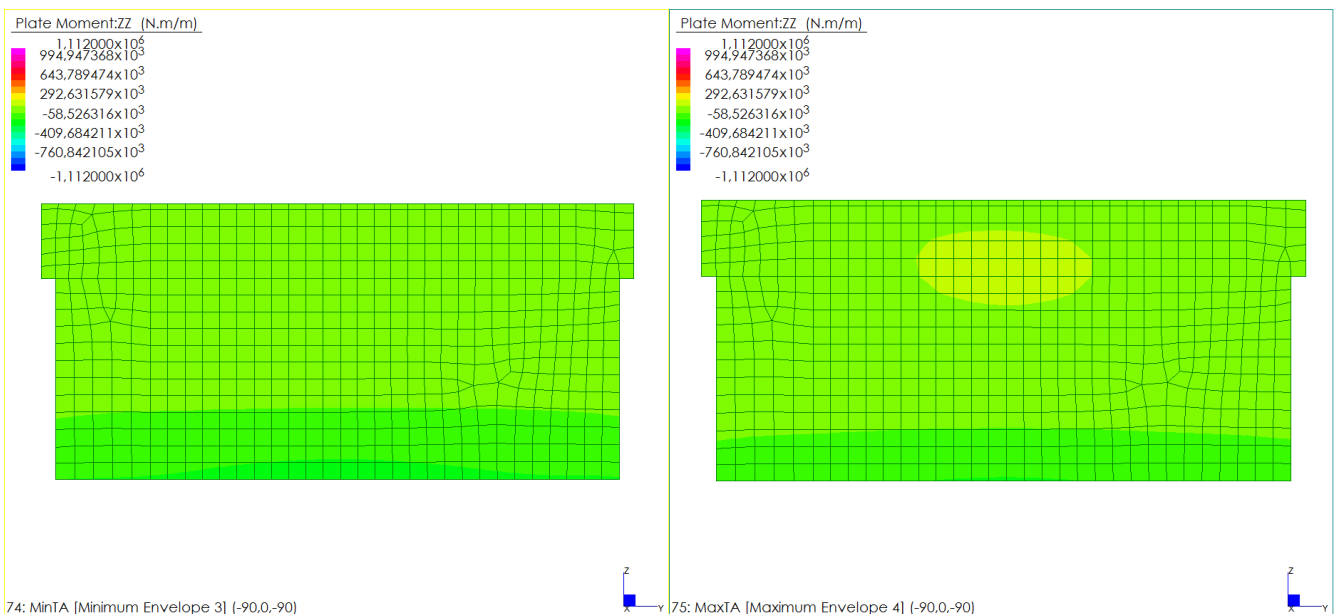
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.6.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

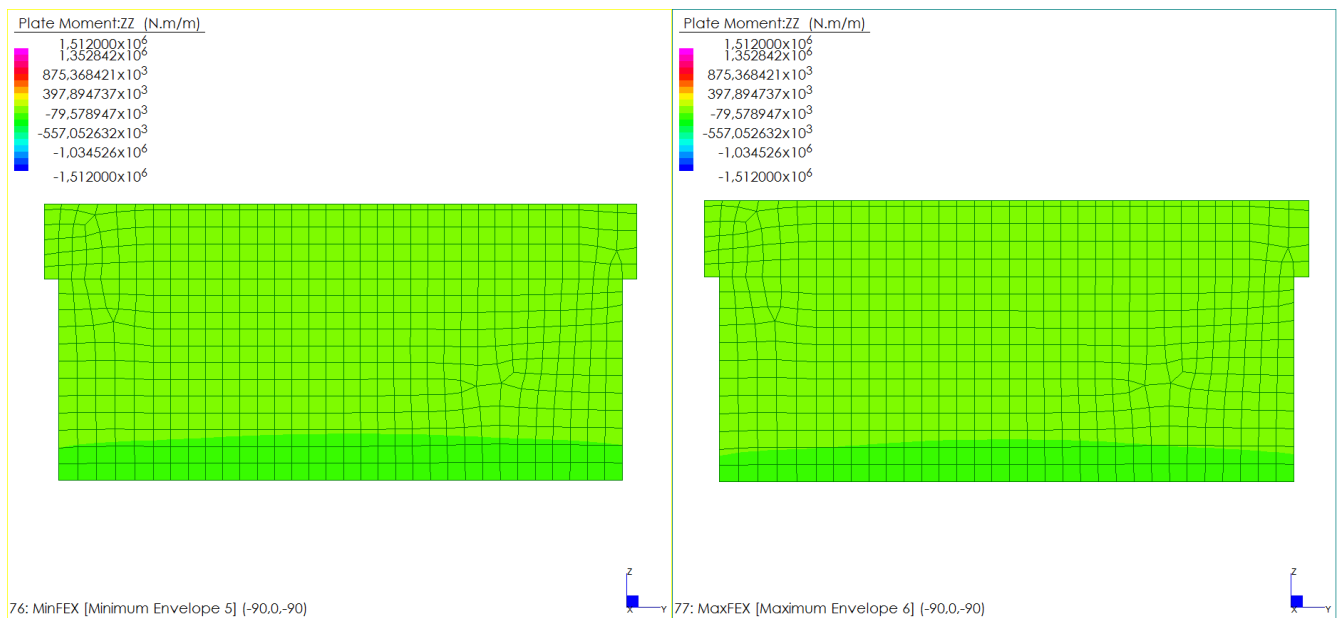
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.6.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.6.3 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 160 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0017$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	155
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	16	5,03	40	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = 570,36 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = 1260,88 \text{ [kN]}$$

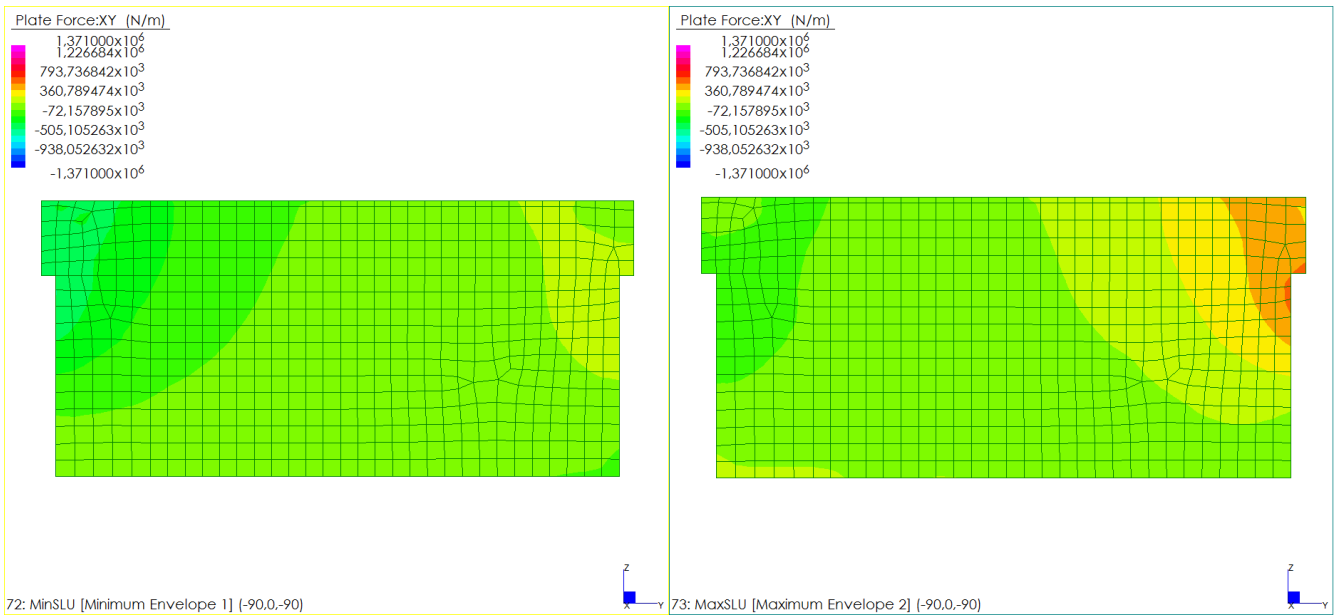
$$V_{wd} = 685,96 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = 1371,92 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = 8201,44 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

15.6.3.1 Verifiche al Taglio XY

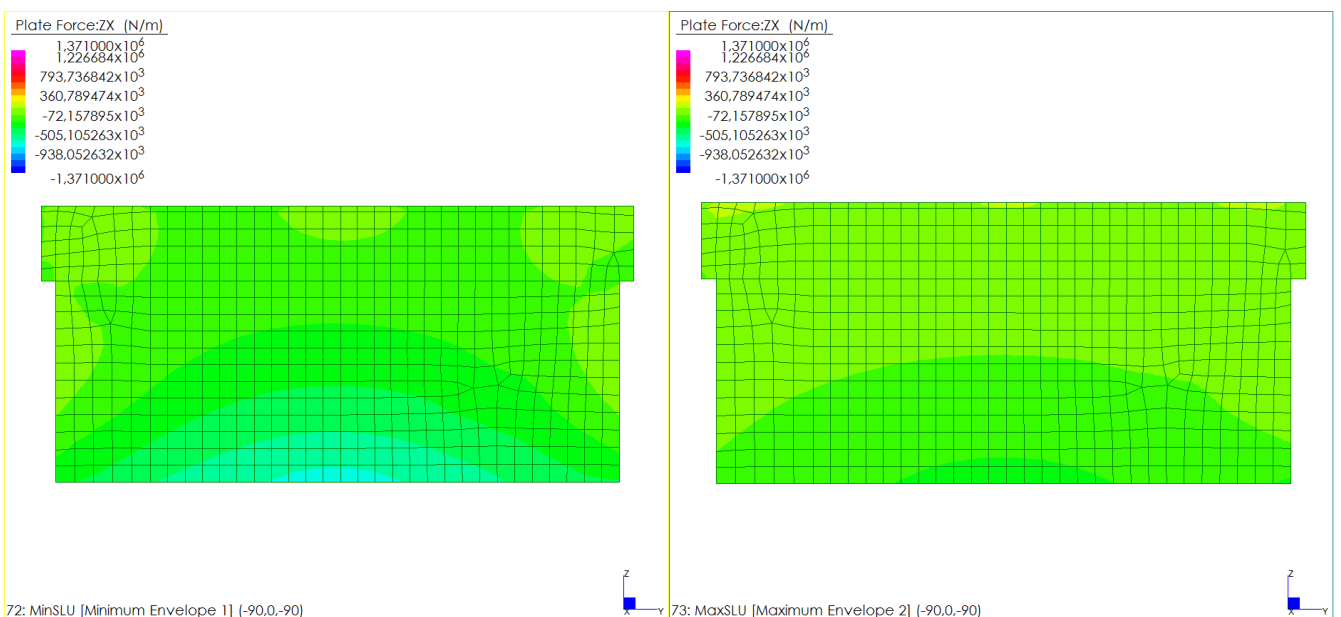
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.6.3.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 288

Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.7 VERIFICHE MURO D'ALA SUPERIORE

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il muro d'ala superiore condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 15.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

15.7.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione X

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 90 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	85
3			
4			
5			

strati di armatura 2

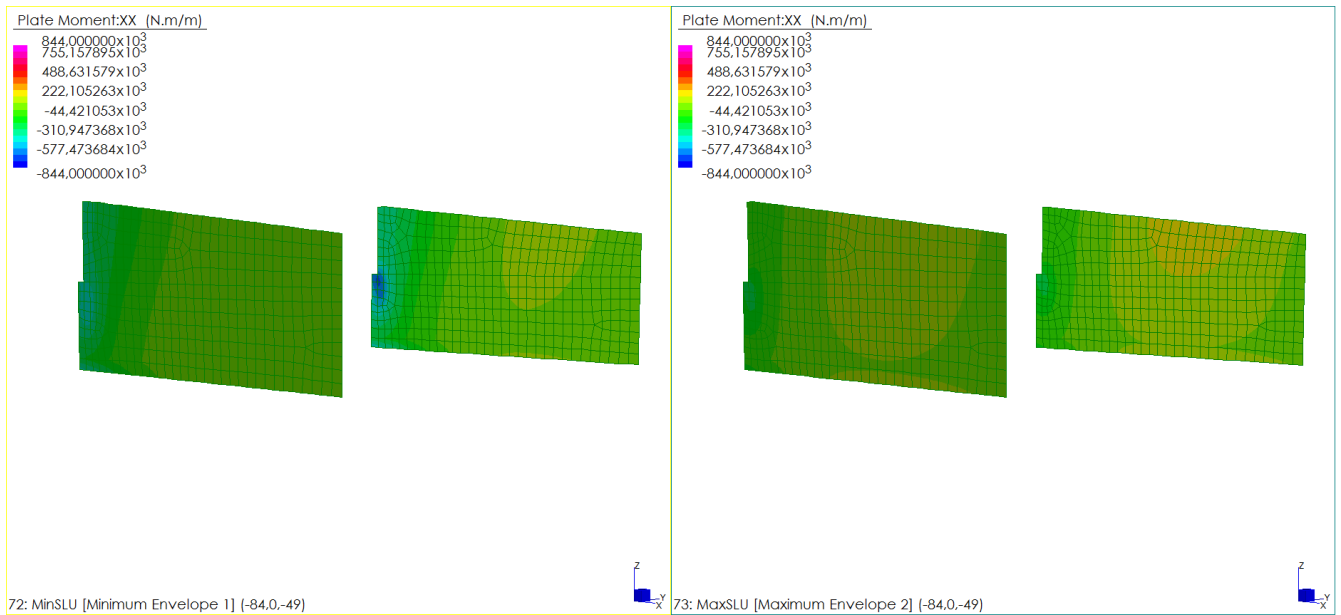
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-844,89	-611,29	-515,74
M_R^+	844,89	611,29	515,74

15.7.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

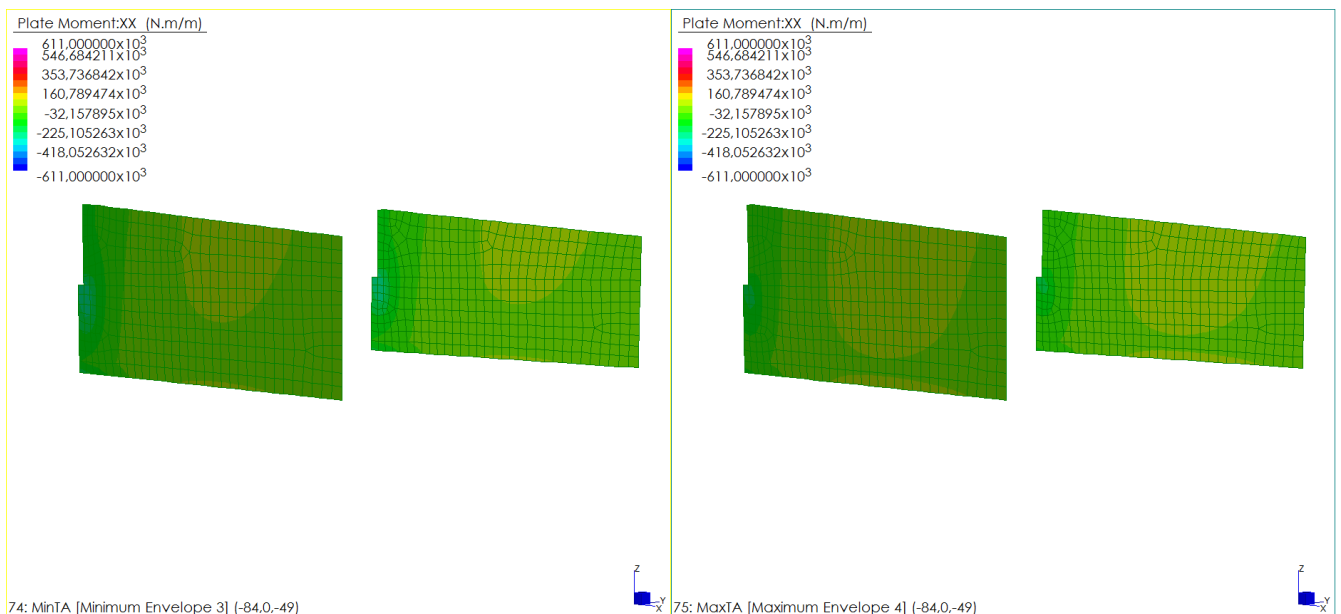
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.7.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

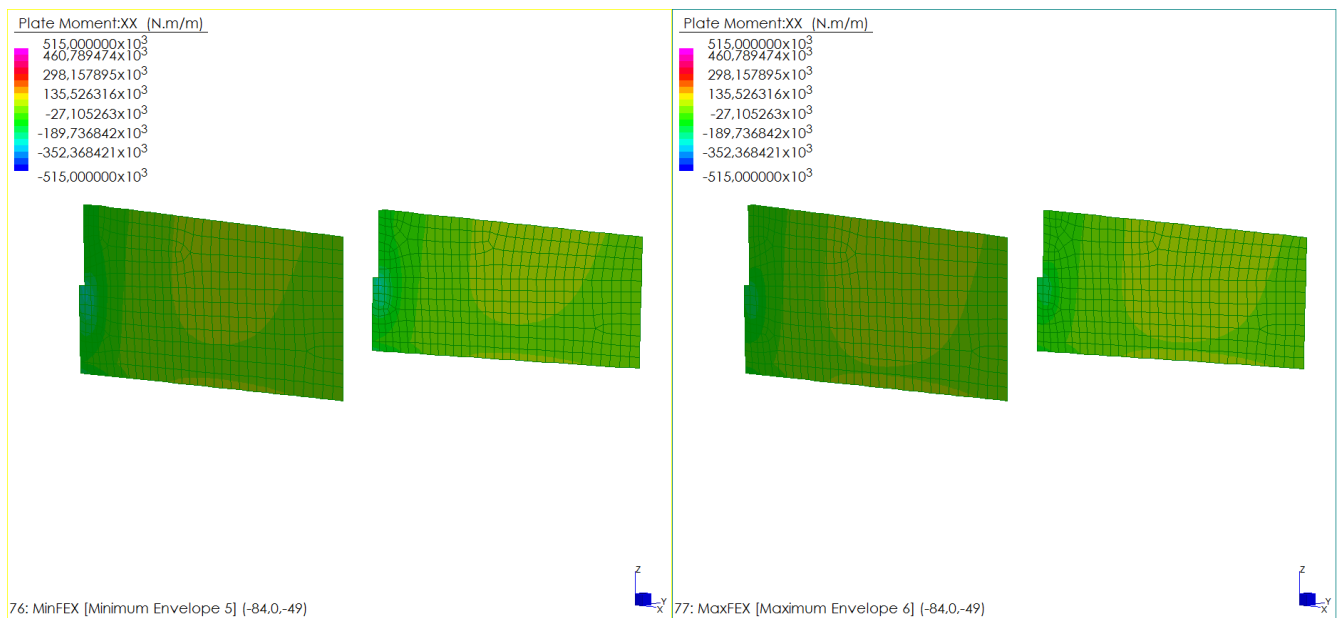
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.7.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.7.2 Resistenze limite per armatura di base in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 90 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d*
 [mm] [cm]

1	5	26	7,5
2	5	26	82,5
3			
4			
5			

strati di armatura 2

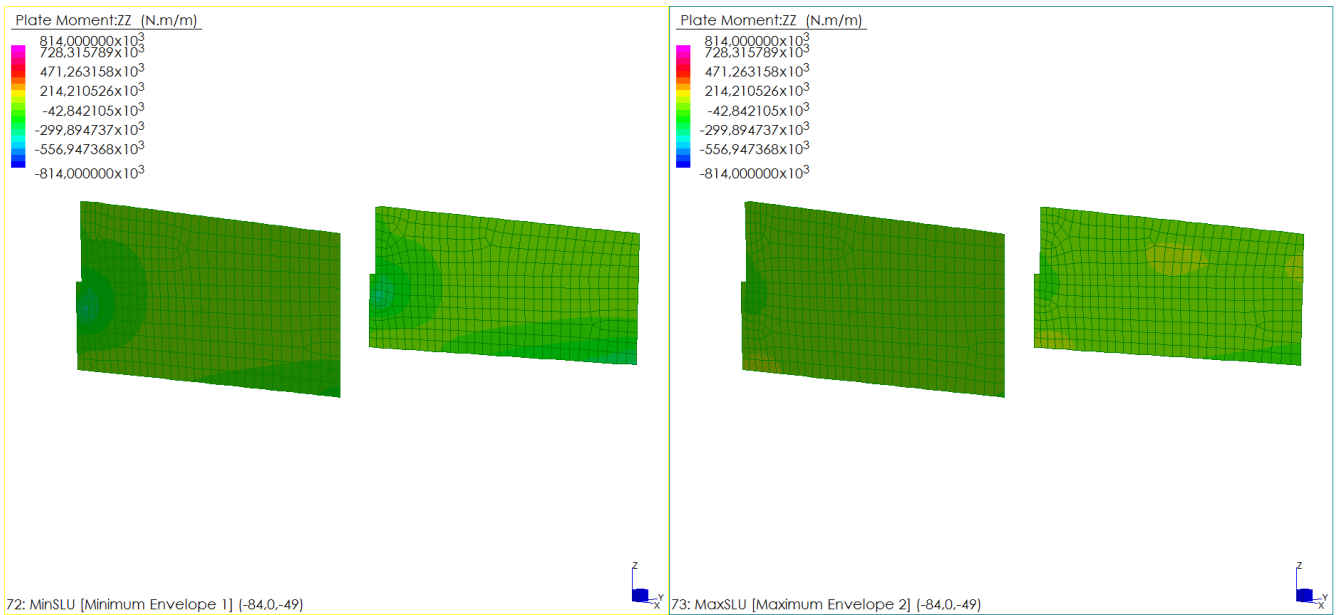
 * la posizione delle barre è riferita
 al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1 ^a Fessurazione [kNm]
M_R^-	-814,98	-587,61	-504,91
M_R^+	814,98	587,61	504,91

15.7.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

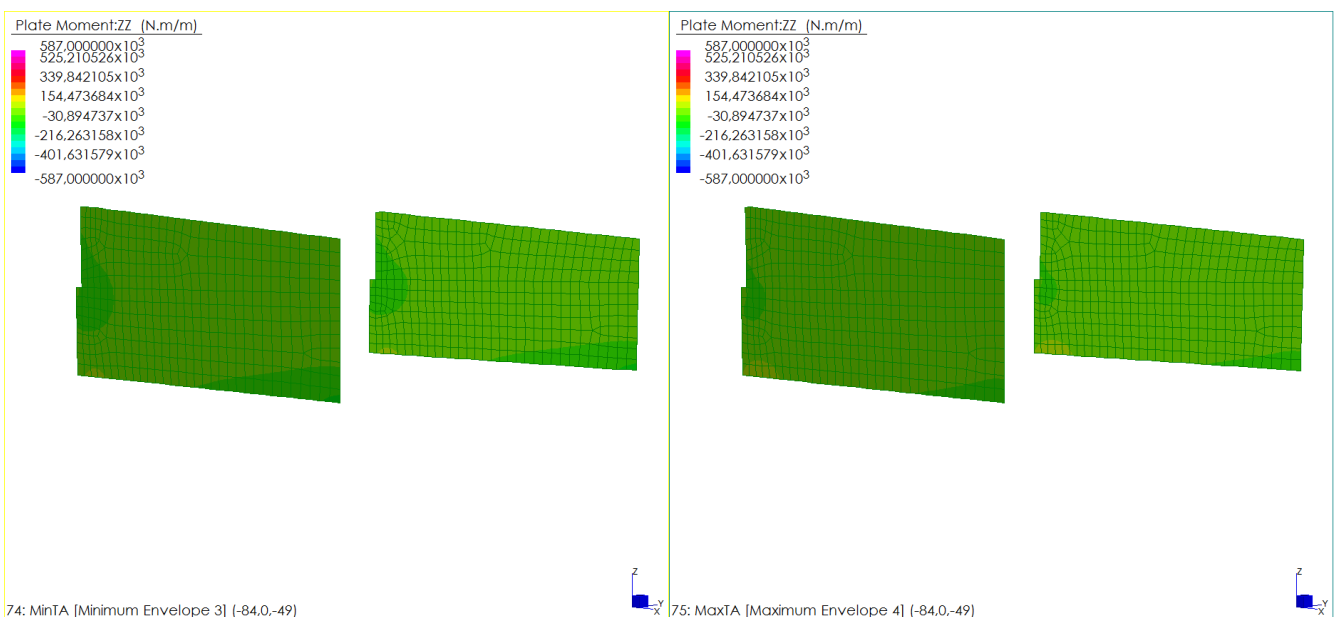
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.7.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

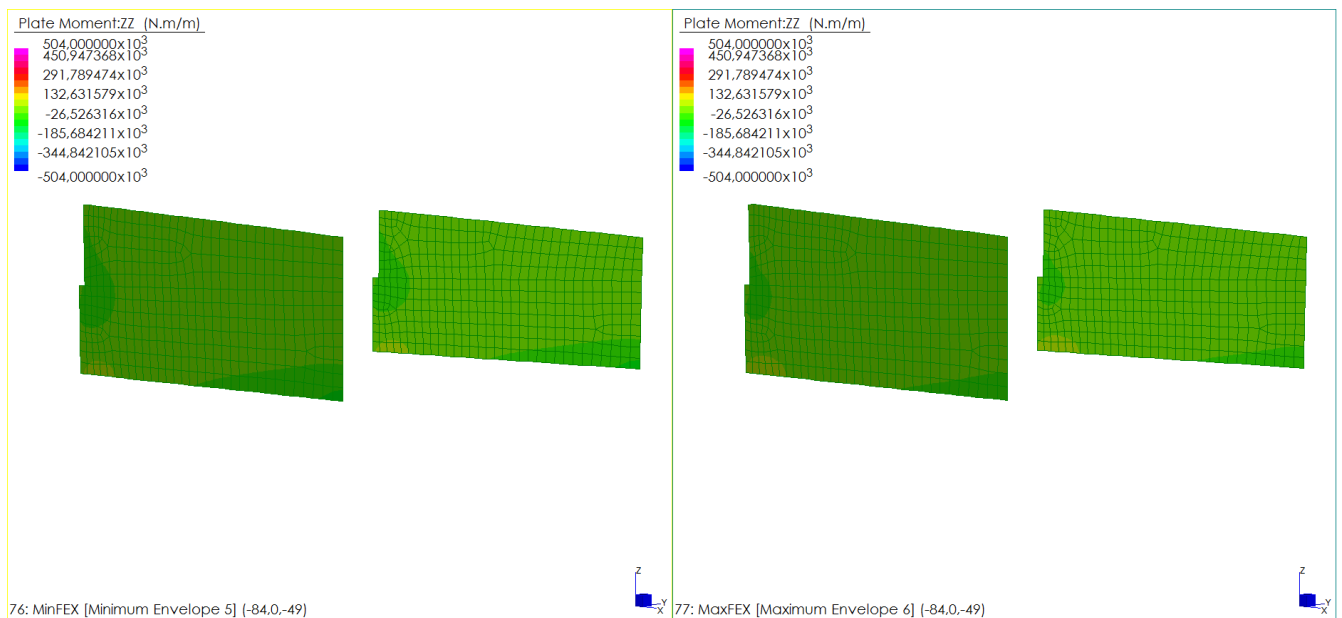
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.7.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.7.3 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \begin{matrix} 100 \\ 90 \end{matrix} \text{ [cm]}$$

$$h = \begin{matrix} 100 \\ 90 \end{matrix} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \begin{matrix} 450 \\ 391,30 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \begin{matrix} 391,30 \\ 210000 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \begin{matrix} 210000 \\ 1,15 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \begin{matrix} 1,15 \\ 40 \end{matrix}$$

$$R_{ck} = \begin{matrix} 40 \\ 33,20 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \begin{matrix} 33,20 \\ 17,64 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \begin{matrix} 17,64 \\ 1,36 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \begin{matrix} 1,36 \\ 0,85 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \begin{matrix} 0,85 \\ 1,60 \end{matrix}$$

$$\gamma_c = \begin{matrix} 1,60 \end{matrix}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \begin{matrix} 0,0031 \\ 1,00 \end{matrix}$$

$$r = \begin{matrix} 1,00 \end{matrix}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	5
2	5	26	85
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ	A_s	passo	α
	[mm]	[cm ²]	[cm]	[deg]
2,5	16	5,03	40	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \begin{matrix} 333,09 \\ \text{[kN]} \end{matrix} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \begin{matrix} 691,45 \\ \text{[kN]} \end{matrix}$$

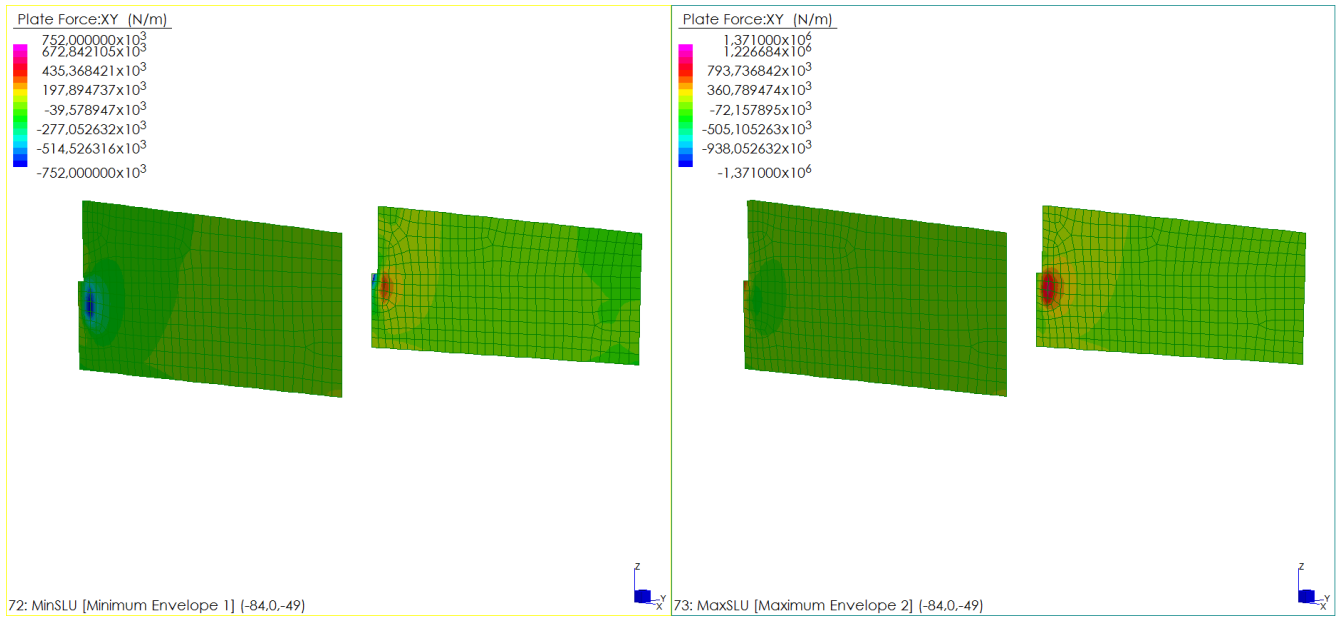
$$V_{wd} = \begin{matrix} 376,17 \\ \text{[kN]} \end{matrix} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = \begin{matrix} 752,34 \\ \text{[kN]} \end{matrix}$$

$$V_{Rd,max} = \begin{matrix} 4497,56 \\ \text{[kN]} \end{matrix} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

15.7.3.1 Verifiche al Taglio XY

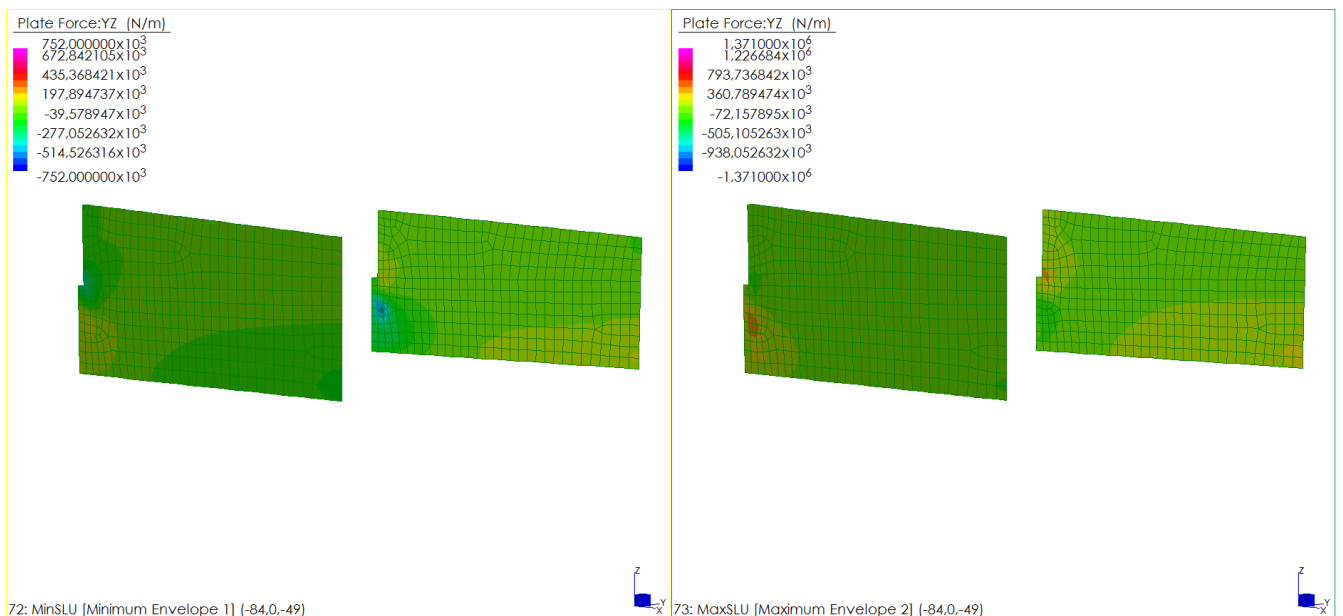
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.7.3.2 Verifiche al Taglio YZ

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 297

Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.8 VERIFICHE MURO PARAGHIAIA

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il muro paraghiaia condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 15.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

15.8.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione Y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 50 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	7
2	5	20	43
3			
4			
5			

strati di armatura 2

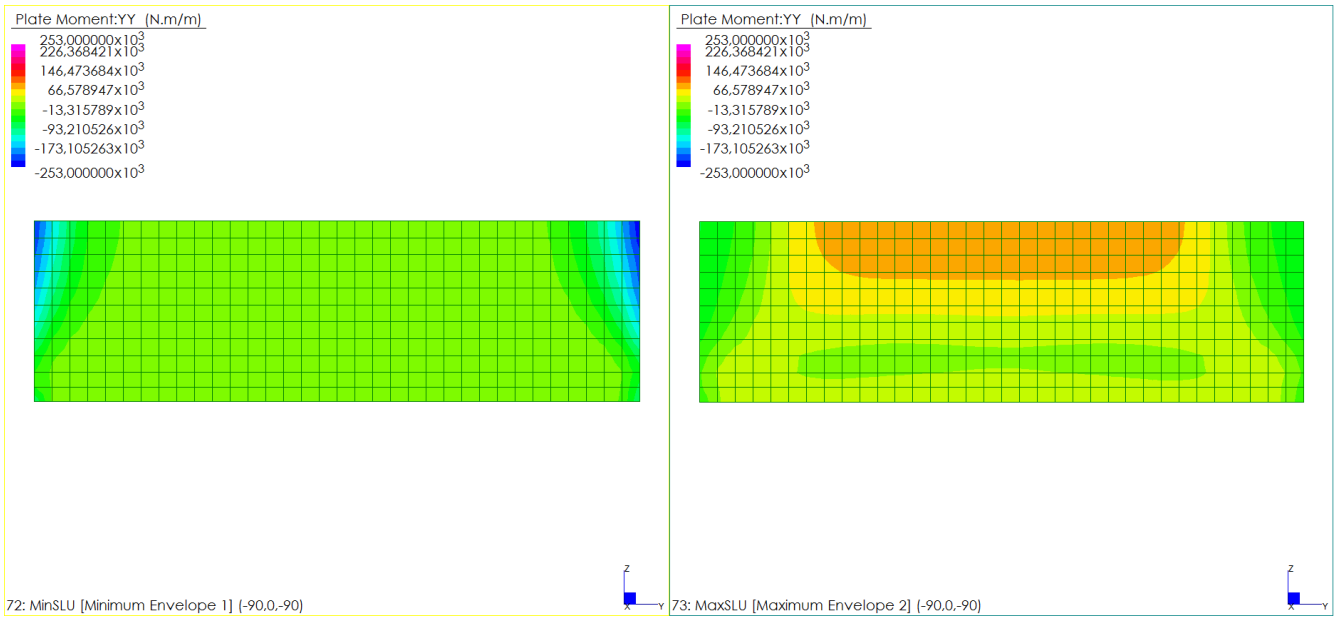
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-253,46	-178,16	-150,87
M_R^+	253,46	178,16	150,87

15.8.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

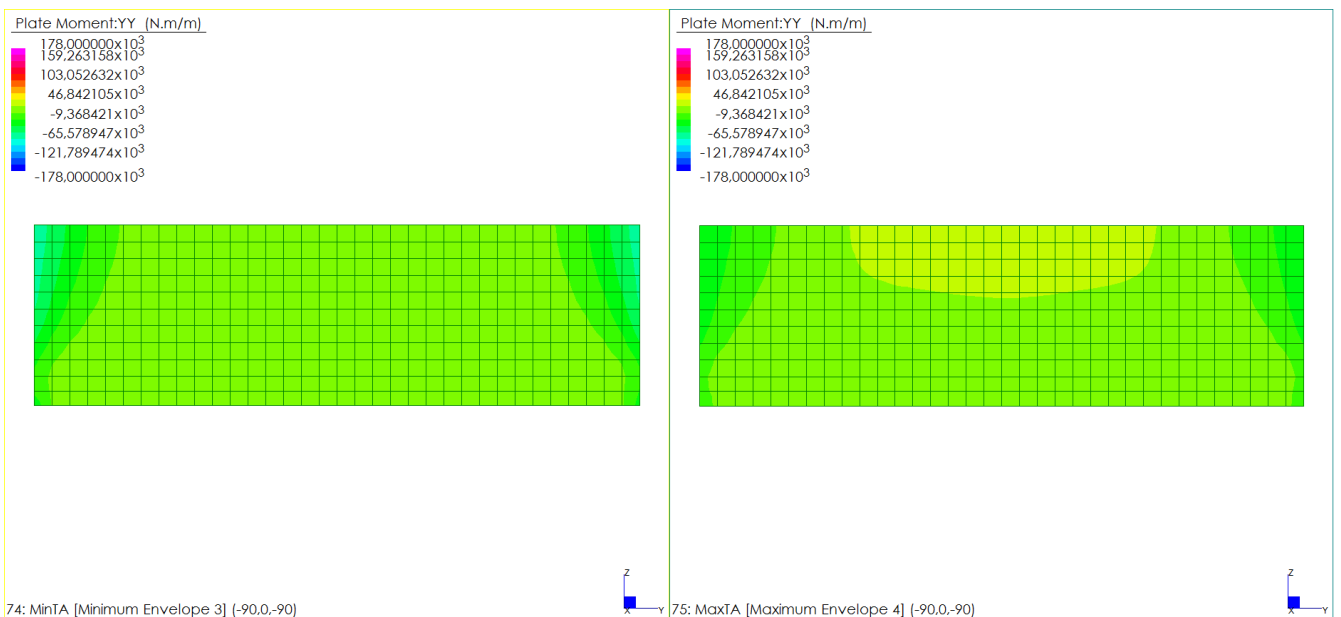
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.8.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

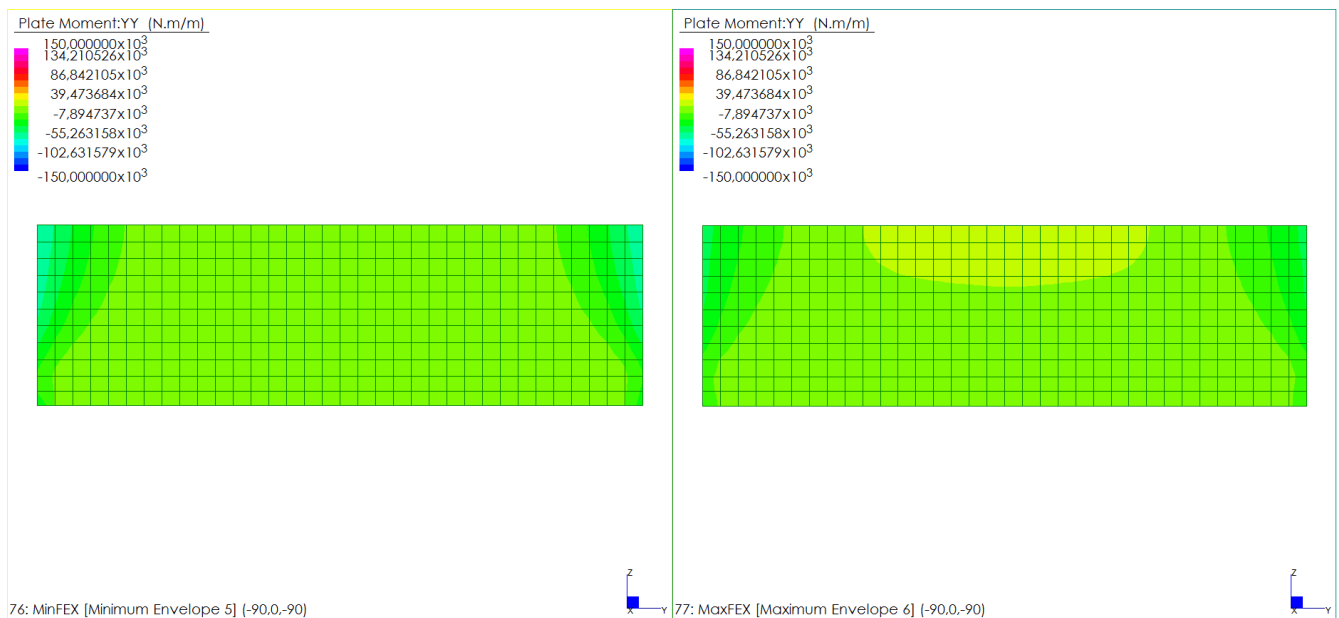
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.8.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.8.2 Resistenze limite per armatura di base in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 50 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

1	5	20	5
2	5	20	45
3			
4			
5			

strati di armatura 2

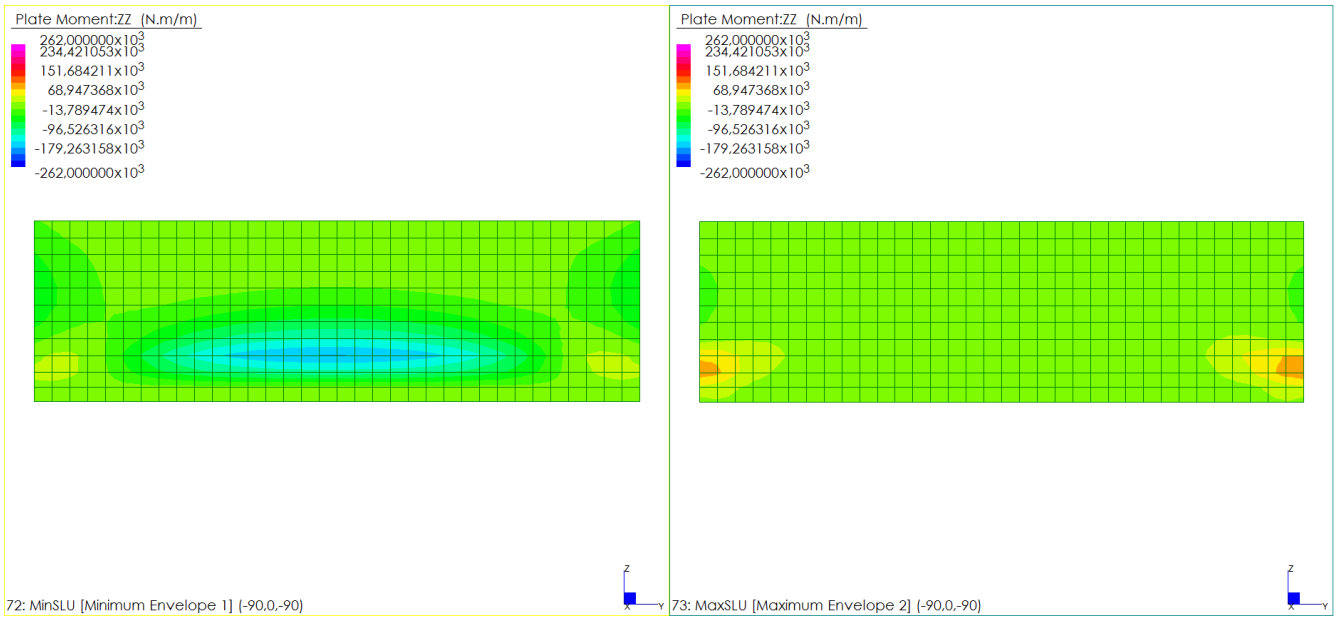
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-262,37	-188,33	-155,39
M_R^+	262,37	188,33	155,39

15.8.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

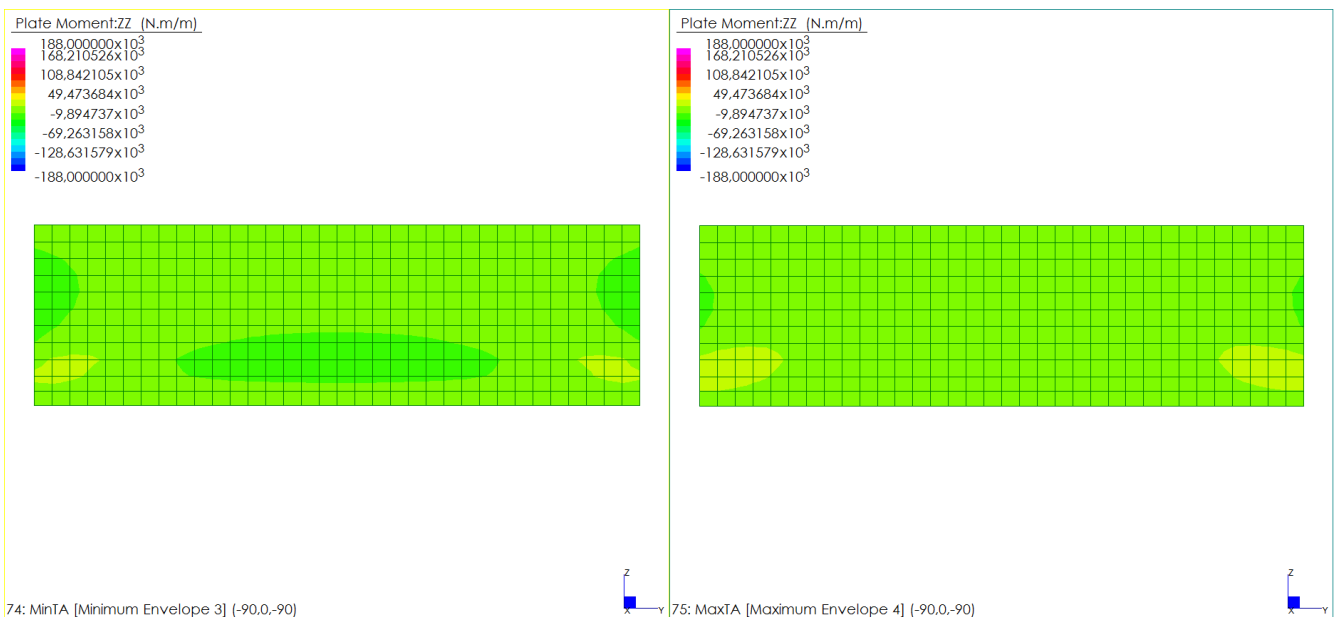
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.8.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

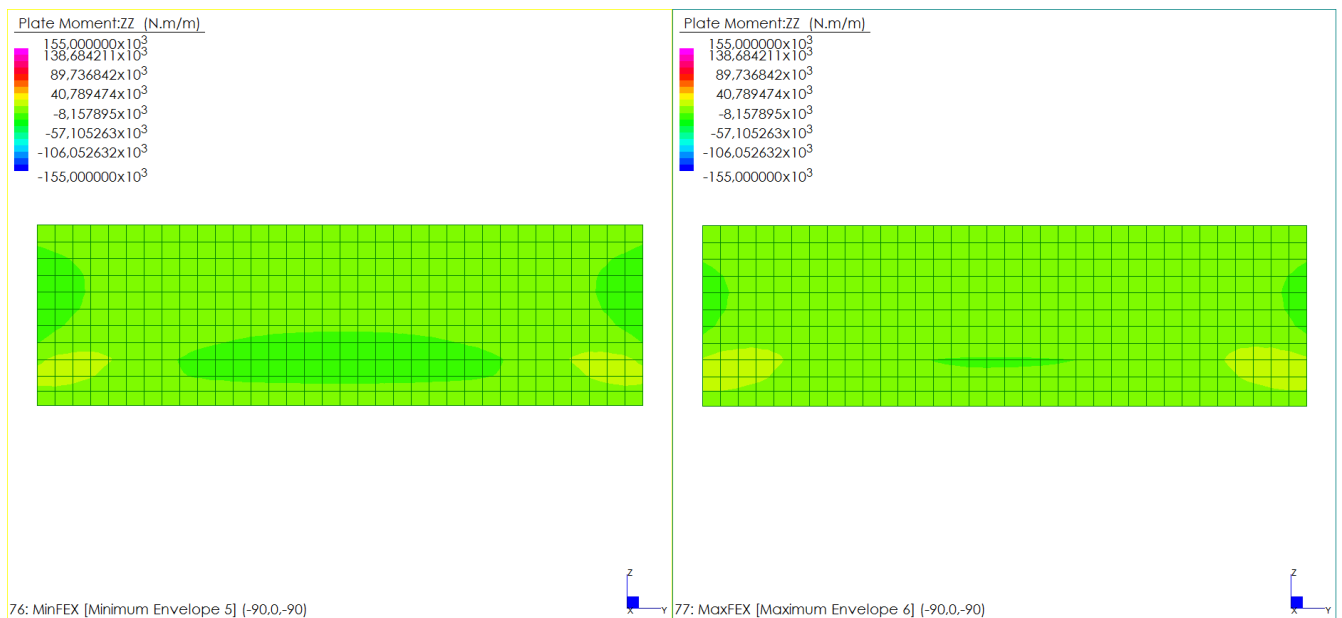
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.8.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.8.3 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 50 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0035$$

$$r = 1,15$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	5
2	5	20	45
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = 2$$

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ	A_s	passo	α
	[mm]	[cm ²]	[cm]	[deg]
2,5	16	5,03	40	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = 206,02 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = 366,06 \text{ [kN]}$$

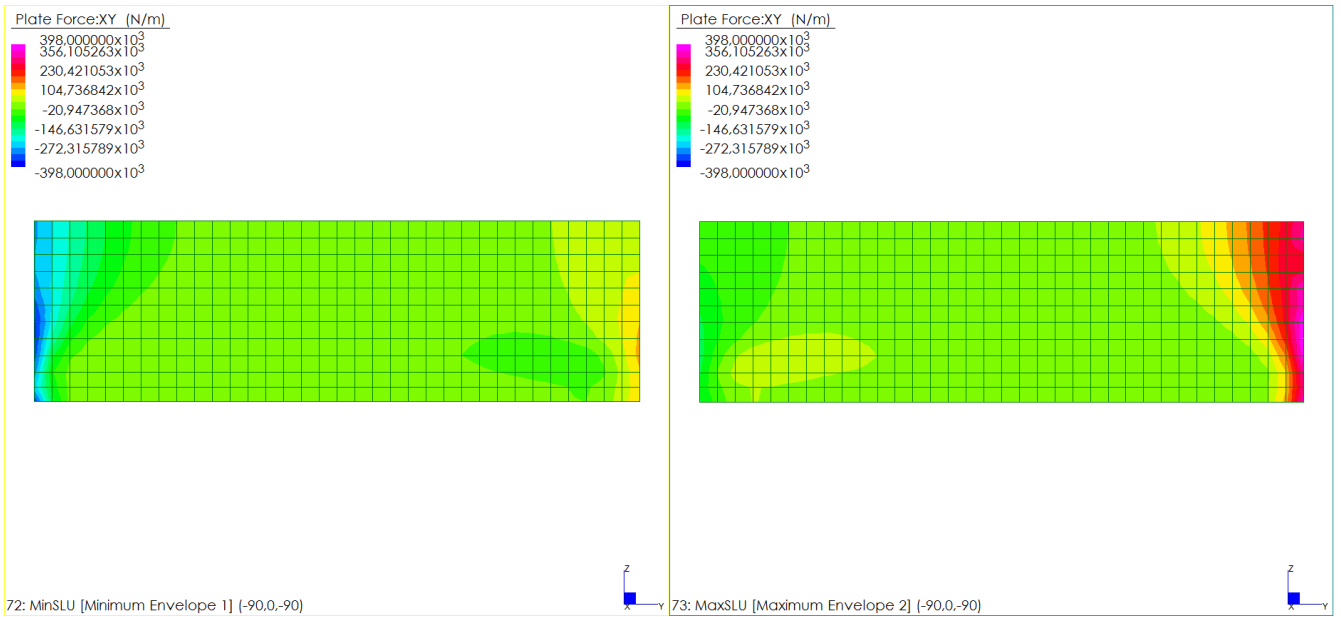
$$V_{wd} = 199,15 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = 398,30 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = 2381,06 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

15.8.3.1 Verifiche al Taglio XY

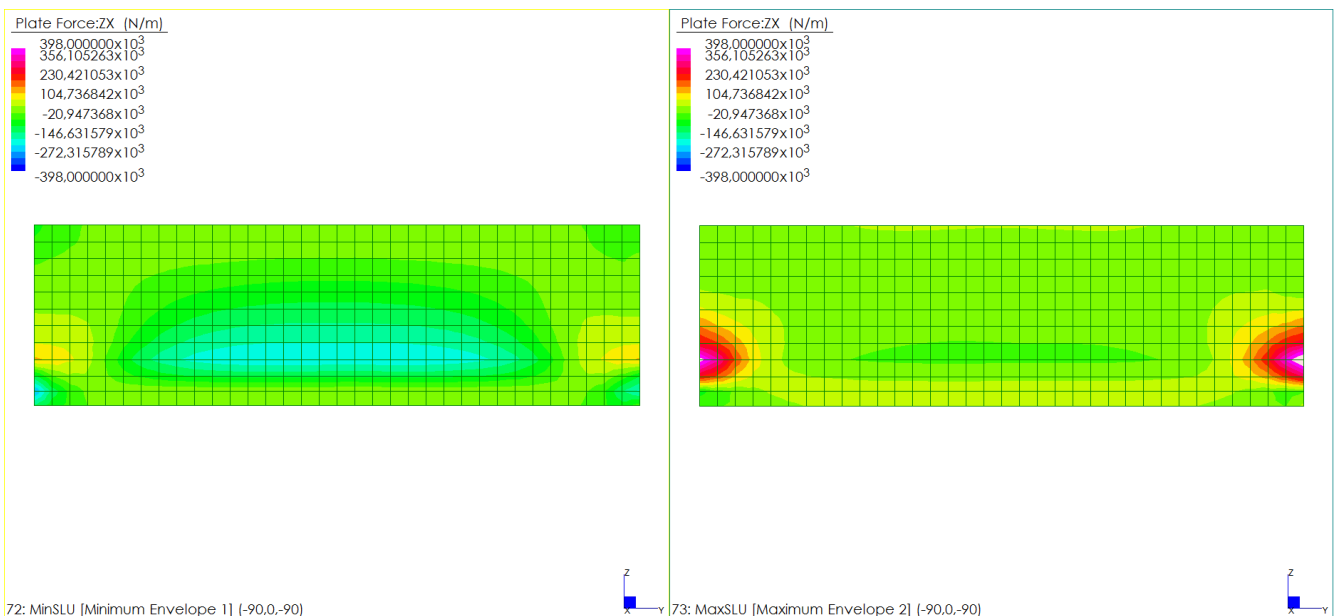
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.8.3.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

15.8.4 Resistenza limite a taglio con infittimento

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{50} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0035}$$

$$r = \boxed{1,15}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	5
2	5	20	45
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

strati di armatura	2
--------------------	---

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ	A_s	passo	α
	[mm]	[cm ²]	[cm]	[deg]
2,5	16	5,03	20	0

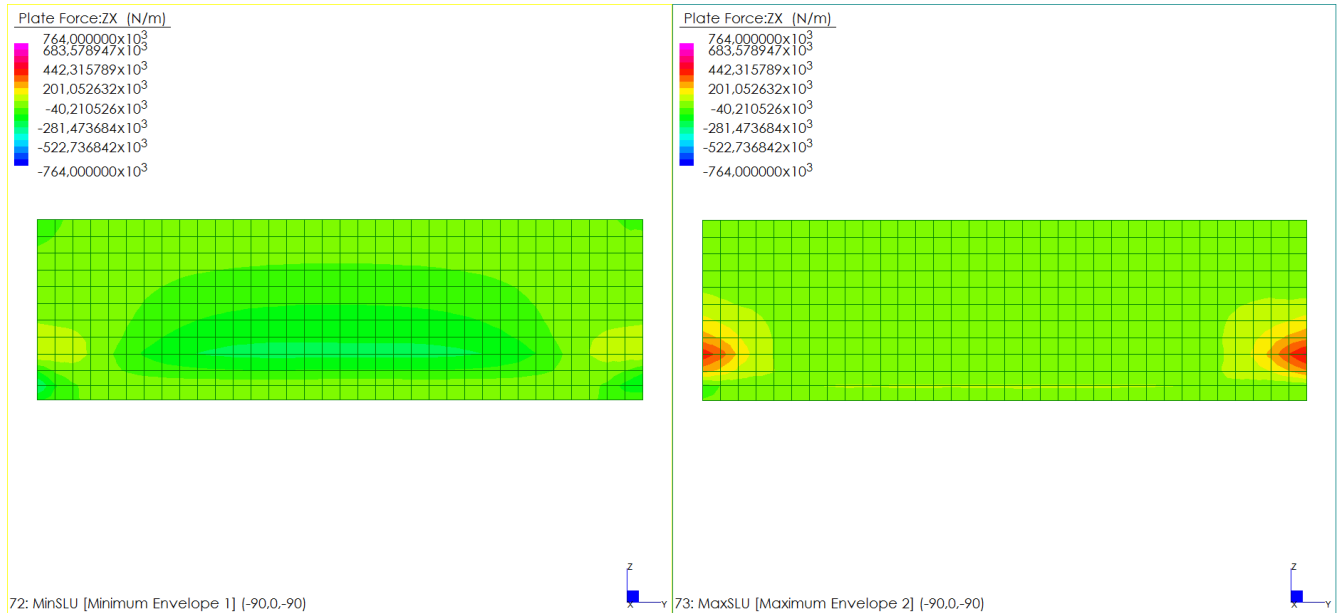
Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	$\boxed{206,02}$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	$\boxed{366,06}$	[kN]	
$V_{wd} =$	$\boxed{398,30}$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	$\boxed{764,36}$	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	$\boxed{2381,06}$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

15.8.4.1 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come

di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

15.9 VERIFICHE BAGGIOLO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il baggiolo condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si riportano nel prosieguo le combinazioni di calcolo adottate per la verifica dell'elemento. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.



Si riporta nella prima immagine lo schema di carico per gli appoggi della spalla, escludendo le sollecitazioni direttamente assorbite dal ritegno sismico.

		G1	G2_Ponte	Eps2_ritiro	Eps3_termico	Q1_2a	Q1_2b	Q1_2c	Q1_2d	Q1_2e	Q1_2f	Q3_frenamento	Q5_vento	SismaImpalcatoX
T1	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	790
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fz	301	162	-136	-35	154	272	50	288	-33	208	0	0	0
T2	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	790
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	170	0
	Fz	330	24	-136	-35	647	771	352	599	345	592	0	0	0
T3	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100	0	790
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fz	307	168	-136	-35	655	412	627	142	540	52	0	0	0

Si riporta in questa immagine un estratto della tabella di combinazione per le condizioni che agiscono sul baggiolo.

	AI	All-a	All-b	All-c	All-d	All-e	All-f	All-a	All-b	All-c	All-d	All-e	All-f
G1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Ponte	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps2_ritiro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps3_termico	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q1_2a	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
Q3_frenamento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q5_vento	1,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
SismaImpalcatoX	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f	FIII-a	FIII-b	FIII-c	FIII-d	FIII-e	FIII-f
G1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Ponte	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps2_ritiro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps3_termico	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q1_2a	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57
Q3_frenamento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q5_vento	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SismaImpalcatoX	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

	UI	UII-a	UII-b	UII-c	UII-d	UII-e	UII-f	UIII-a	UIII-b	UIII-c	UIII-d	UIII-e	UIII-f	SismaX-a	SismaX-b	SismaX-c	SismaX-d	SismaX-e	SismaX-f
G1	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Ponte	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps2_ritiro	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps3_termico	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2a	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50
Q3_frenamento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q5_vento	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SismaImpalcatoX	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30

evince che l'elemento è verificato allo Stato Limite Ultimo per la sollecitazione a Momento Flettente.

Caratteristiche geometriche sezione

b =	80	[cm]
h =	80	[cm]

Caratteristiche dei materiali

f_{yk} =	450	[Mpa]
E_s =	210000	[Mpa]
γ_s =	1,15	

R_{ck} =	40	[Mpa]
f_{ck} =	33,20	[Mpa]
α_{cc} =	0,85	
γ_c =	1,60	

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	5
2	2	20	10
3	2	20	70
4	5	20	75
5			

strati di armatura	4
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$0,45 * f_{ck}$ =	14,94	[Mpa]	cls
$0,65 * f_{yk}$ =	292,50	[Mpa]	acciaio

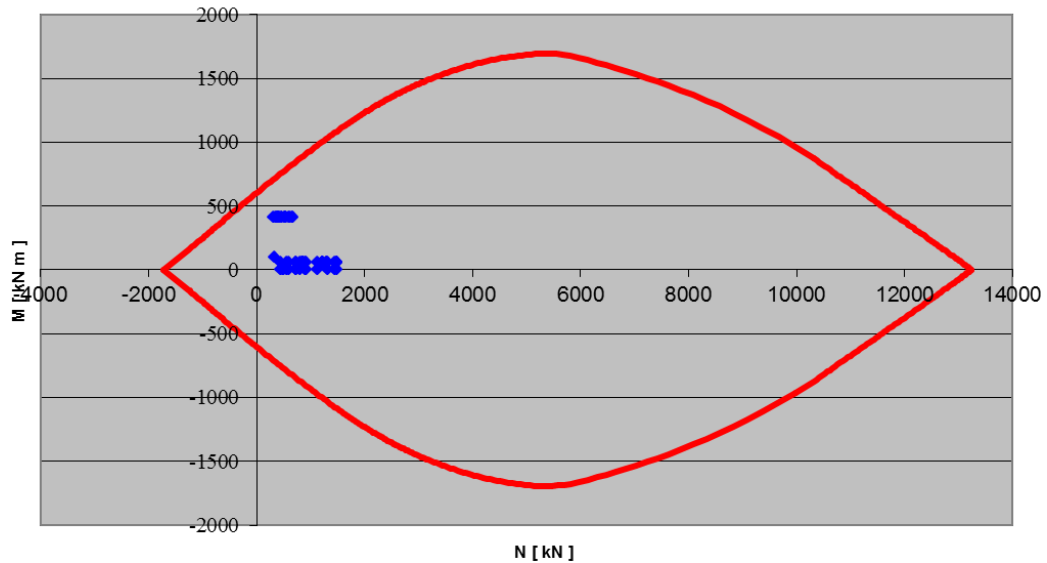
SL 1ª fessurazione

f_{ctm} =	3,10	[Mpa]
f_{ctk} =	2,17	[Mpa]

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1ª Fessurazione [kNm]
M_R^-	-603,10	-422,99	-328,45
M_R^+	603,10	422,99	328,45

Dominio M-N



Confrontando i valori di momento sollecitante agli Stati Limite di Limitazione delle Tensioni e di Fessurazione con i rispettivi valori di momento resistente si deduce che l'elemento risulta verificato anche per queste combinazioni di carico.

Si riportano i valori di taglio resistente per la sezione di calcolo del baggiolo. Da un confronto fra azioni sollecitanti e azioni resistenti si evidenzia come le verifiche risultino ampiamente soddisfatte.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0026$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	5
2	5	20	75
3			
4			
5			

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = 2$$

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
4	14	6,16	10	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = 229,99 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = 488,08 \text{ [kN]}$$

$$V_{wd} = 1626,39 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = 2114,47 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = 3174,75 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

15.10 VERIFICHE RITEGNO SISMICO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il ritegno sismico condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si riportano nel prosieguo le combinazioni di calcolo adottate per la verifica dell'elemento. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale,

Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Le azioni sismiche longitudinali e trasversali trasferite dall'impalcato all'elemento di ritegno sismico sono quelle riportate qui di seguito:

Taglio-longitudinale = 729 kN

Taglio trasversale = 327 kN

Le azioni di calcolo con cui si effettua il dimensionamento dell'elemento si determinano come segue:

$$V_{Ed} = 1,30 * 327 \text{ kN} = 425 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,30 * 327 \text{ kN} * 0,42 \text{ m} = 179 \text{ kNm}$$

Si riportano i valori dei momenti resistenti per la sezione di calcolo del baggiolo. Dal confronto si evince che l'elemento è verificato allo Stato Limite Ultimo per la sollecitazione a Momento Flettente.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 60 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	5
2	5	20	55
3			
4			
5			

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-320,51	-231,16	-182,58
M_R^+	320,51	231,16	182,58

Si riportano i valori di taglio resistente per la sezione di calcolo del baggiolo. Da un confronto fra azioni sollecitanti e azioni resistenti si evidenzia come le verifiche risultino ampiamente soddisfatte.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 60 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0036$$

$$r = 1,05$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	5
2	5	20	55
3			
4			
5			

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = 2$$

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
5	16	10,05	20	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = 184,55 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = 357,93 \text{ [kN]}$$

$$V_{wd} = 973,62 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = 1331,55 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = 2328,15 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

16 SPALLA B**16.1 CONDIZIONI DI CARICO**

Si riportano le condizioni di carico considerate nella modellazione della struttura. I carichi applicati appartengono a due gruppi: il primo è costituito dai carichi dovuti al terreno e al sisma direttamente applicati alla spalla; il secondo gruppo è invece costituito dai carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato del ponte che poggia sulle spalle. Le azioni considerate nella progettazione delle spalle del ponte sono quelle definite al §3.1 del D.M. 4 maggio 1990.

16.1.1 Carichi direttamente applicati alla spalla

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Massa delle strutture in conglomerato cementizio armato che costituiscono la spalla

- **G2: Carichi permanenti portati**

Massa del volume di terreno contenuto all'intero dei muri della spalla

- **G3: Altre azioni permanenti**

Spinta laterale del volume di terreno contenuto all'intero dei muri della spalla applicata al modello in modo idrostatico

- **Q1: Carichi mobili**

Spinta laterale del carico accidentale agente sul terreno contenuto all'intero dei muri della spalla applicata al modello in modo idrostatico

- **Q6-InerzialeX,Y**

Spinta sismica applicata alle strutture in conglomerato cementizio armato e al terreno imbarcato applicata al modello con una accelerazione pari alla gravità g in direzione orizzontale.

- **Q6-WoodX**

Sovraspinta sismica del terreno su di una struttura interrata che subisce deformazioni molto contenute applicata al modello con una accelerazione pari alla gravità g in direzione orizzontale.

16.1.2 Carichi derivanti dall'impalcato

- **G1: Peso proprio delle strutture**

Forza applicata ai baggioli dovuta al peso proprio delle strutture che costituiscono l'impalcato.

- **G2: Carichi permanenti portati**

Forza applicata ai baggioli dovuta ai carichi permanentemente portati presenti sul ponte.

- **ε2: Ritiro del calcestruzzo**

Forza applicata ai baggioli dovuta ai fenomeni di ritiro che interessano l'impalcato del ponte.

- **ε2: Variazioni termiche**

Forza applicata ai baggioli dovuta ai fenomeni di variazione termica che interessano l'impalcato del ponte.

- **Q1-a,b,c: Carichi mobili**

Forza applicata ai baggioli dovuta alle configurazioni di carico da traffico considerate per il ponte comprensiva del coefficiente dinamico.

- **Q3: Azioni longitudinali di frenamento**

Forza applicata ai baggioli dovuta all'azione longitudinale di frenamento.

- **Q5: Azioni del vento**

Forza applicata ai baggioli dovuta all'azione trasversale trasferita dal vento all'impalcato.

- **Q6-SismalmpalcatoX,Y**

Forza applicata ai baggioli dovuta all'azione sismica applicata alle strutture che costituiscono l'impalcato.

16.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche sono quelle riportate al §3.13 del D.M. 4 maggio 1990 per quanto attiene le condizioni agli SLU statici e agli SLE. Le combinazioni sismiche sono invece quelle proposte al §5.4 del O.P.C.M. 3431 del 5 maggio 2005.

Si riporta di seguito la tabella del D.M. 4 maggio 1990 che riporta le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche effettuate nell'analisi dell'opera.

combinazioni e coefficienti moltiplicativi delle singole azioni per i diversi tipi di verifiche

Azione	gruppo	g1	g2	g3	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	ϵ_4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
<i>METODO TEN. AMMISSIBILI</i>																	
AI	1	1	1	$1(\beta_1)$	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
AII	1	1	1	$1(\beta_1)$	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6*	0	1	1	1
AIII	1	1	1	$1(\beta_1)$	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
AIV	1	1	1	$1(\beta_1)$	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
AV	1	1	1	$1(\beta_1)$	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
<i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO FESSURAZIONE</i>																	
FI	1	1	1	$1(\beta_1)$	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
FII	1	1	1	$1(\beta_1)$	1	1	1	1	ψ_1	ψ_1	0	0	0	0	0	0	0
FIII	1	1	1	$1(\beta_1)$	1	1	1	1	ψ_2	ψ_2	0	0	0	0	0	0	0
Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV																	
<i>STATI LIMITE ULTIMI</i>																	
UI	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(1,0)	$1,5(\beta_2)$	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(**)
UII	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(1,0)	$1,5(\beta_2)$	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5	
UIII	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(1,0)	$1,5(\beta_2)$	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5	
UIV	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(1,0)	$1,5(\beta_2)$	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3	1,5	1,5	

$\beta_1 = 0,7$ per spinta delle terre
 $\beta_2 = 0,5$ per spinta delle terre

Si specificano di seguito i parametri assunti nella determinazione dei coefficienti di combinazione:

- Il coefficiente di spinta a riposo è assunto pari a $k_0 = 1 - \sin \phi = 0,43$.

- I coefficienti ψ_1 e ψ_2 per lo Stato Limite di Fessurazione per impalcato con luce di calcolo compresa fra 10 e 100 metri si ottengono applicando le seguenti relazioni:

$$\psi_1 = 0,40 + 0,74 (100 - L)^2/100 \qquad \psi_2 = 0,25 + 0,556 (100 - L)^2/100$$

Per una luce di calcolo dell'impalcato di 24m si ottiene:

$$\psi_1 = 0,83 \qquad \psi_2 = 0,57$$

- Per le combinazioni sismiche i carichi accidentali dovuti al traffico vengono considerati con coefficiente di partecipazione pari a 0,50.
- Le combinazioni sismiche considerano principale la direzione con coefficiente unitario e secondaria l'altra che contribuisce al 30%.
- Secondo l'O.P.C.M. 3431 l'azione sismica viene amplificata secondo un fattore di importanza $\gamma_I=1,30$ valido per strutture "di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e ponti il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente alto di vittime".
- Le forze inerziali sono valutate mediante un coefficiente k_h pari a

$$K_h = S a_g / g = 0,1875$$

Si riportano tre tabelle di coefficienti:

- la prima contiene i coefficienti proposti dalla Normativa utilizzata per il calcolo: in particolare sono considerati quelli propri della combinazione allo SL valutata o del relativo coefficiente di partecipazione;
- la seconda contiene i coefficienti che tengono conto dell'effettiva intensità di carico, per le spinte delle terre ad esempio il coefficiente di spinta a riposo, per il sisma i coefficienti di combinazione dovuti al fattore di importanza e al coefficiente di partecipazione in funzione della direzione considerata come principale;
- la terza riporta i coefficienti applicati al modello di calcolo, ottenuti come prodotto dei valori riportati nelle prime due tabelle.

16.3 MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti negli elementi strutturali si utilizza il software Straus7.

Il modello utilizzato per effettuare tali analisi consiste in elementi Plate per rappresentare la platea di fondazione e i setti ed in elementi Beam per rappresentare gli elementi che costituiscono i banchi di appoggio dell'impalcato.

Su tali elementi sono applicate le masse non strutturali che simulano l'azione dei pesi propri, dei permanenti portati e degli accidentali. Le immagini seguenti riportano una vista tridimensionale del modello utilizzato per il dimensionamento della copertura e della struttura nella sua interezza.

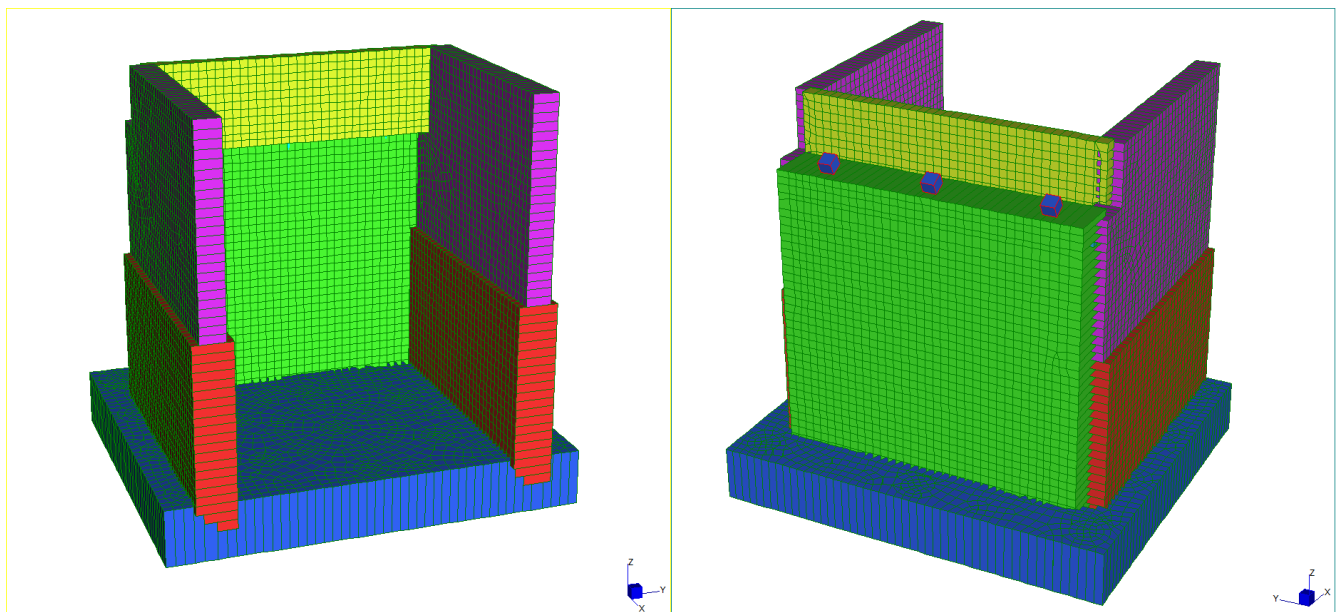


Figura 104 Vista del modello strutturale 3D

GENERAL CONTRACTOR  Censorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 320

16.4 VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi di fondazione (platea) condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 16.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

16.4.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione x

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	7,5
2	5	20	100
3	5	26	192,5
4			
5			

strati di armatura 3

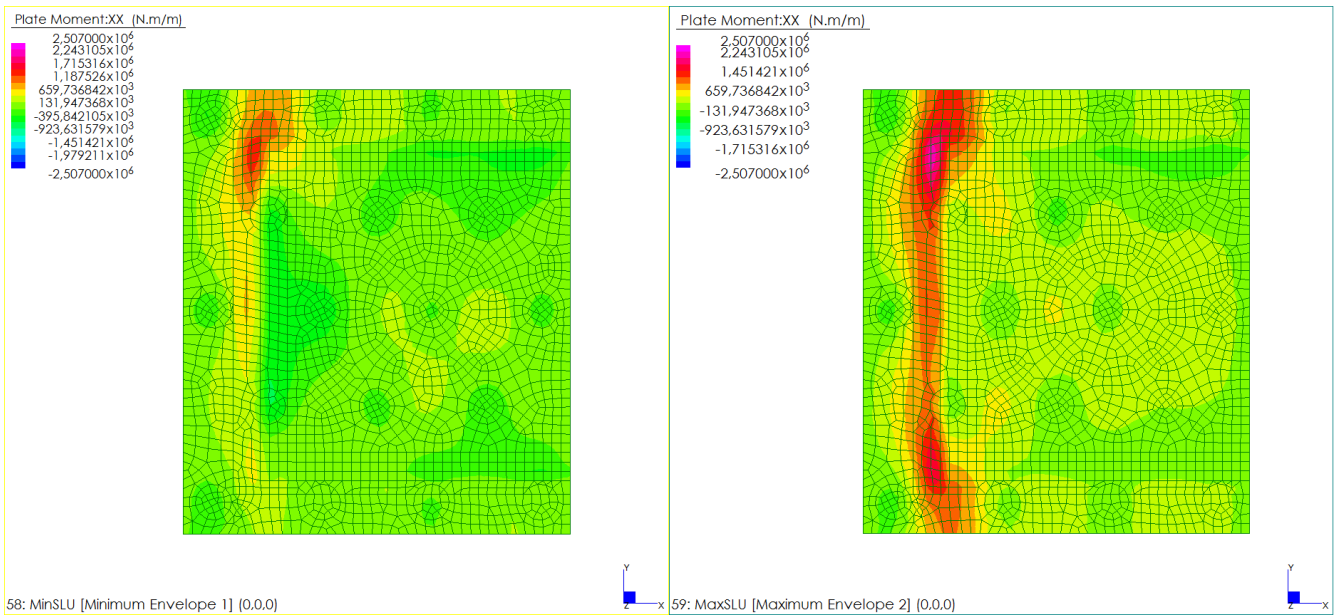
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1 ^a Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-2507,86	-1572,19	-2320,48
M_R^+	2507,86	1572,19	2320,48

16.4.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

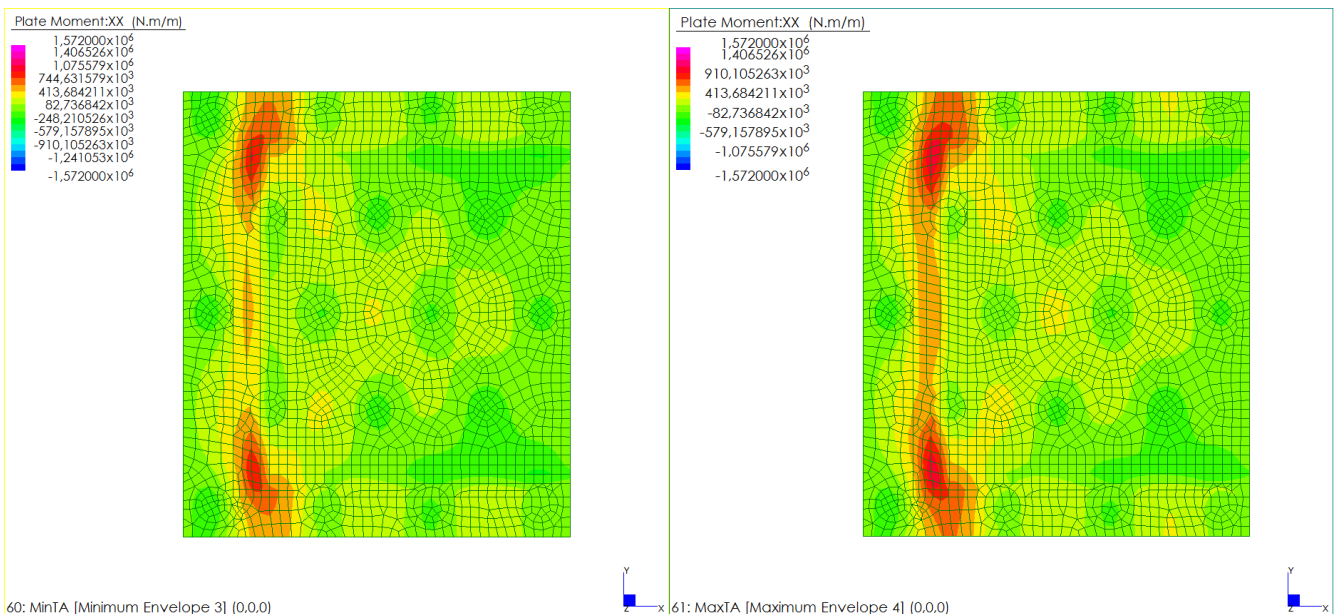
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.4.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

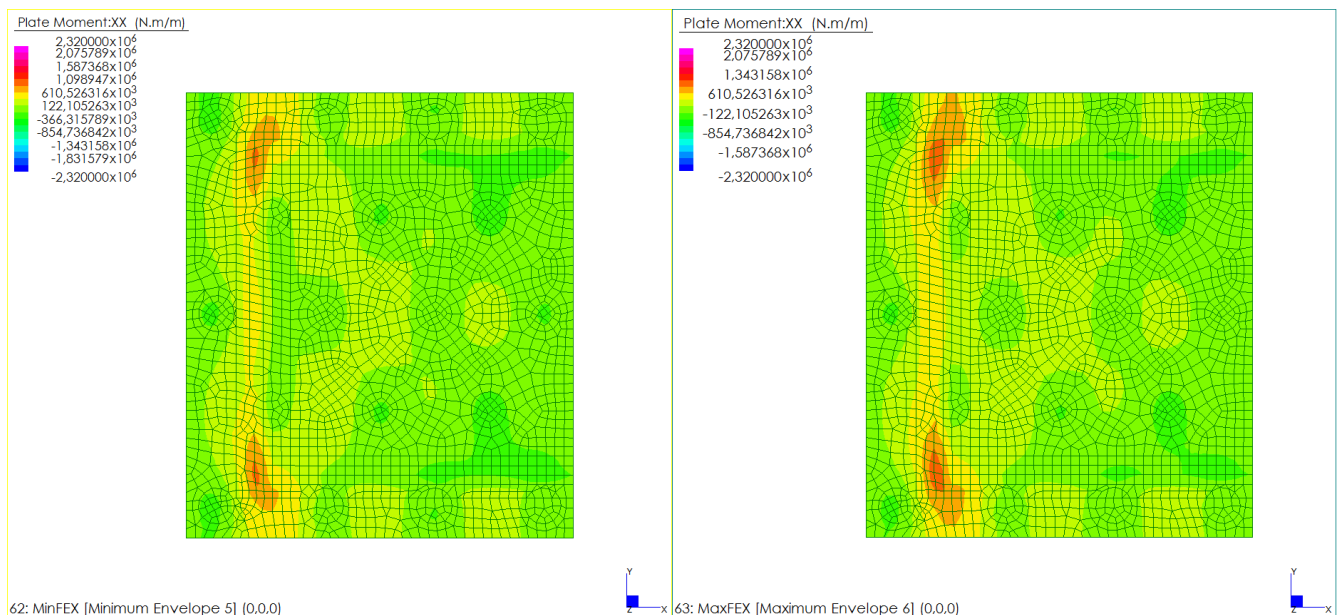
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.4.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.4.2 Resistenze limite per armatura di base in direzione y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati n ϕ d*

	n	ϕ [mm]	d* [cm]
1	5	26	5
2	5	20	100
3	5	26	195
4			
5			

strati di armatura 3

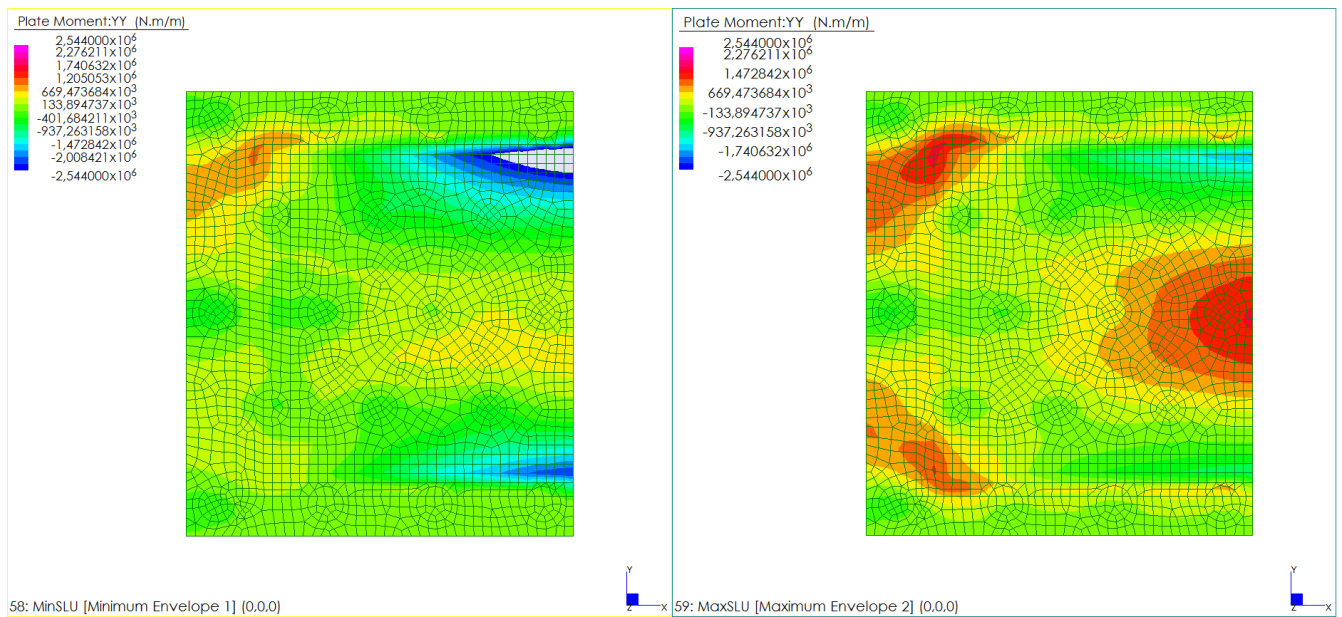
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1 ^a Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2544,21	-1593,29	-2332,27
M_R^+	2544,21	1593,29	2332,27

16.4.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

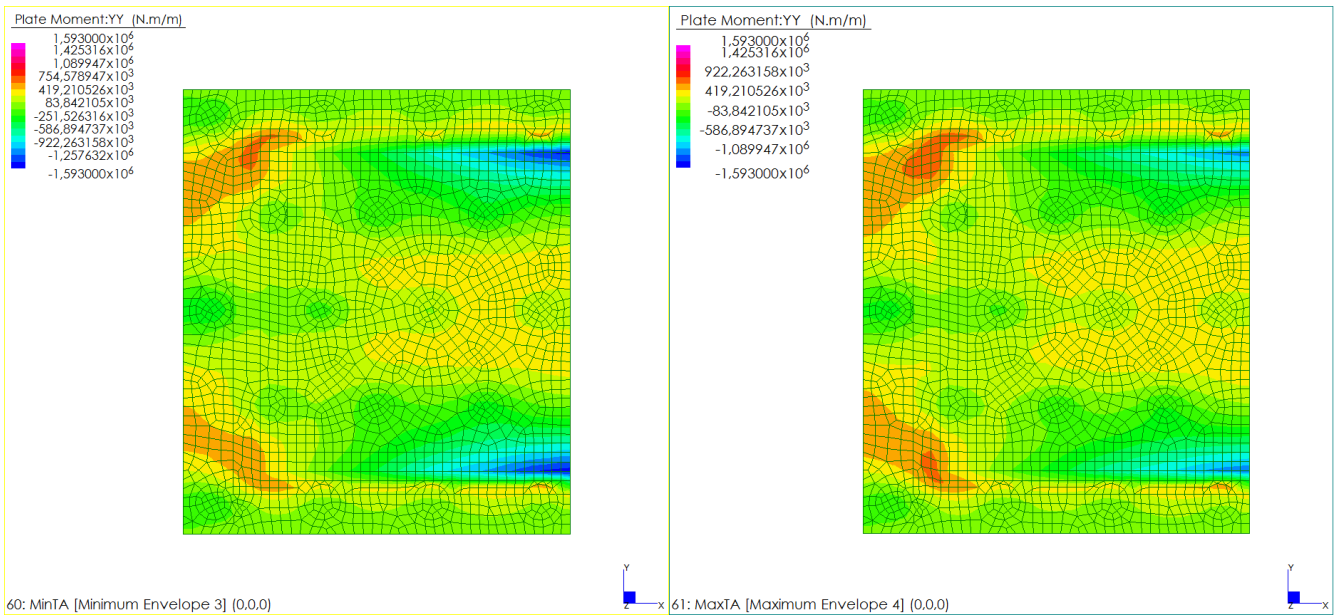
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo superiore in corrispondenza dei muri d'ala. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.4.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

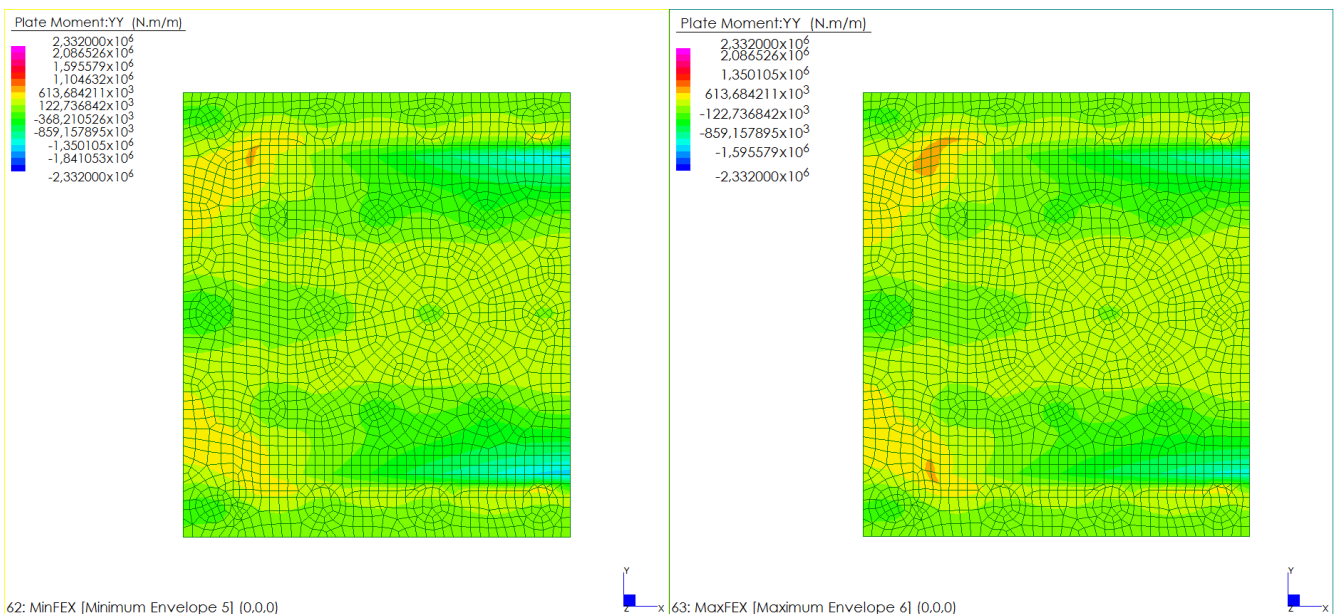
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.4.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.4.3 Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 200 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	5
2	5	26	5
3	5	20	100
4	5	26	195
5			

strati di armatura 4

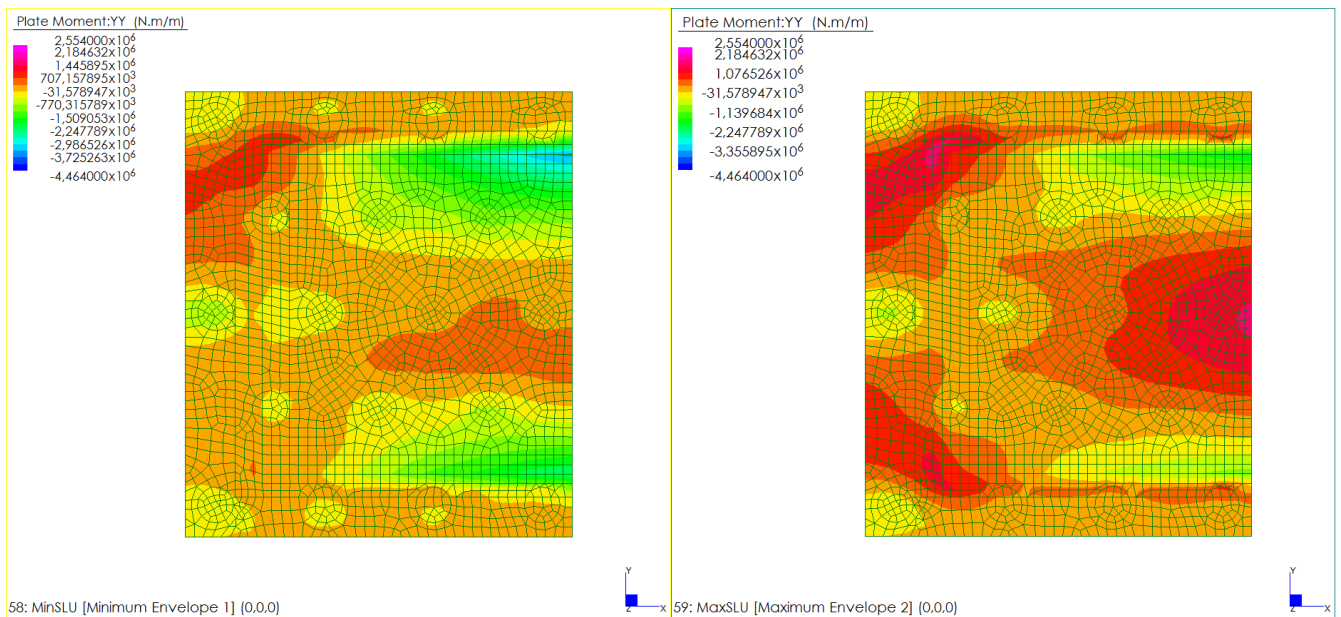
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1° Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-4464,28	-2944,18	-2487,56
M_R^+	2554,14	1611,65	2401,26

16.4.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.4.4 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{200} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0014}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	195
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	20	7,85	40	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \boxed{705,94} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \boxed{1586,27} \text{ [kN]}$$

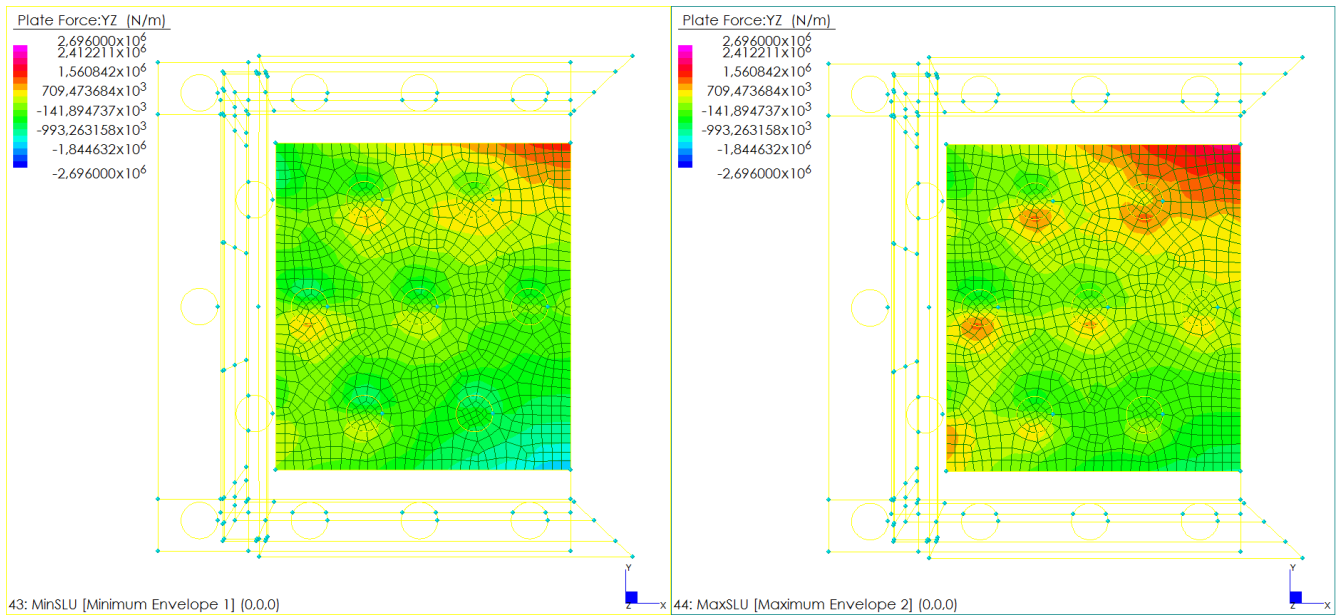
$$V_{wd} = \boxed{1348,41} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = \boxed{2696,82} \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = \boxed{10317,94} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

16.4.4.1 Verifiche al Taglio YZ

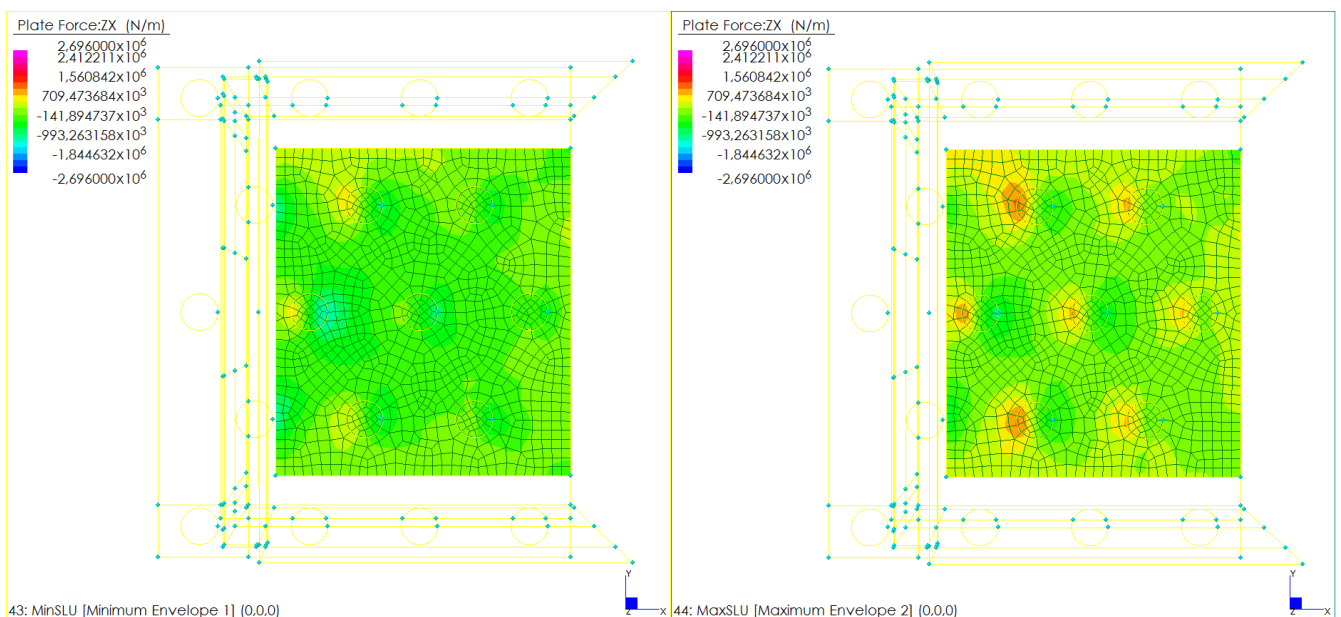
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.4.4.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 331

Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.5 VERIFICHE MURO LATERALE BASSO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il muro laterale basso condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 16.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

16.5.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione x

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	135
3			
4			
5			

strati di armatura 2

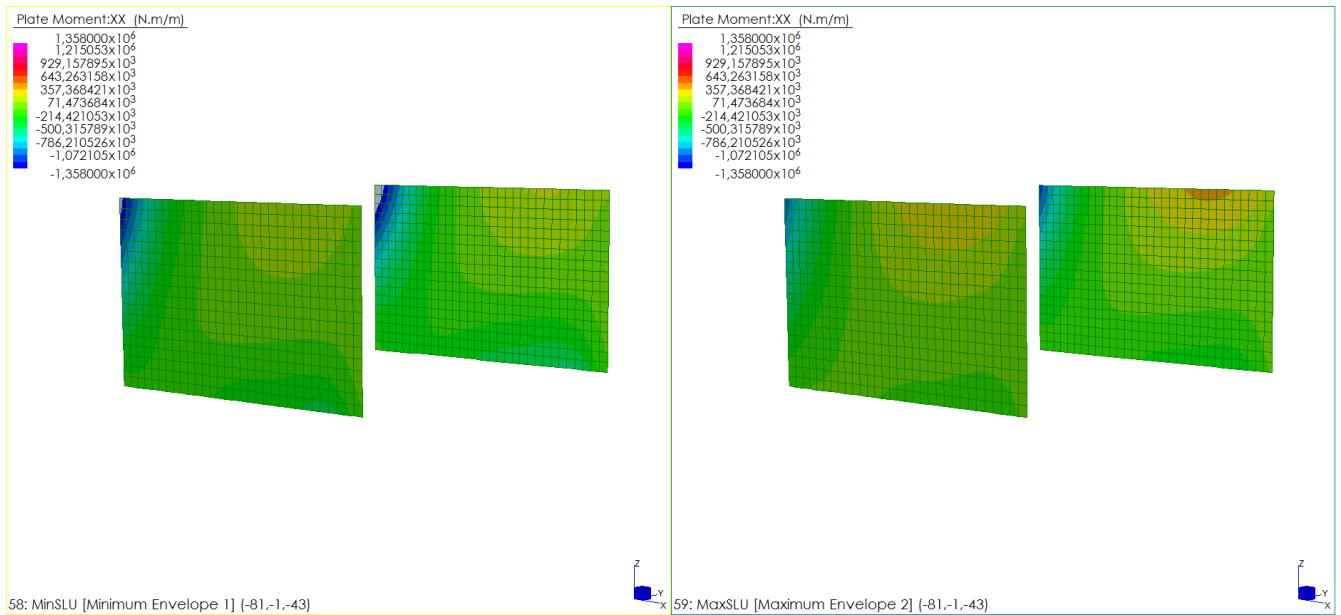
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-1358,66	-985,80	-1183,39
M_R^+	1358,66	985,80	1183,39

16.5.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

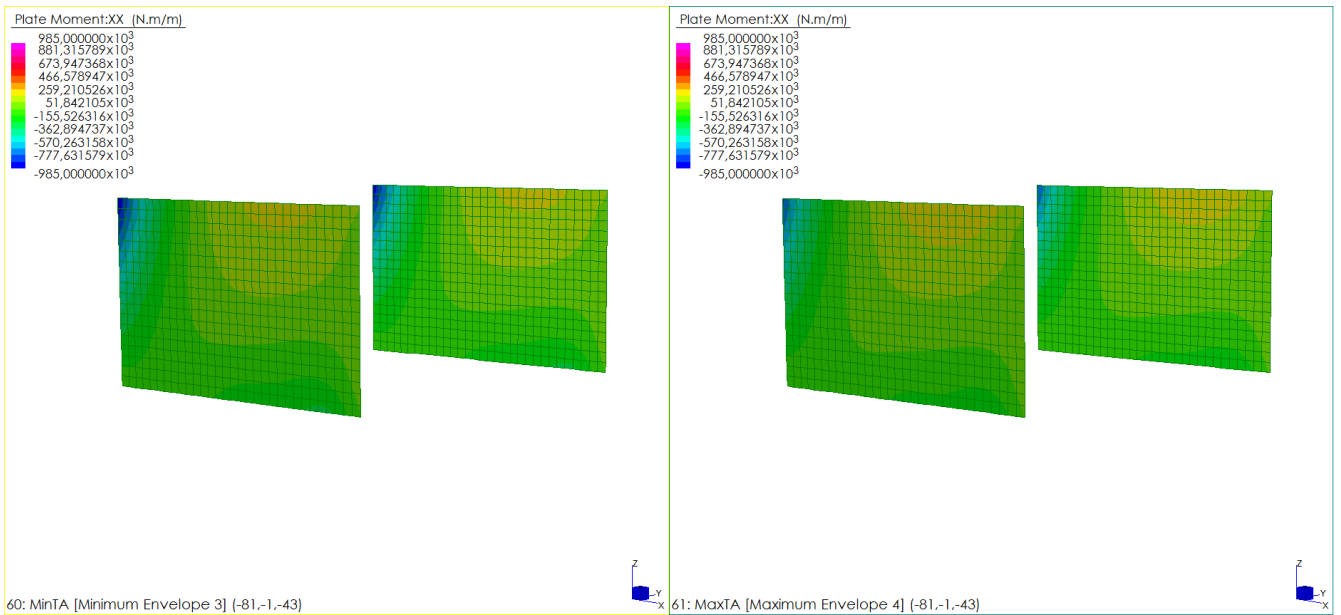
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.5.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

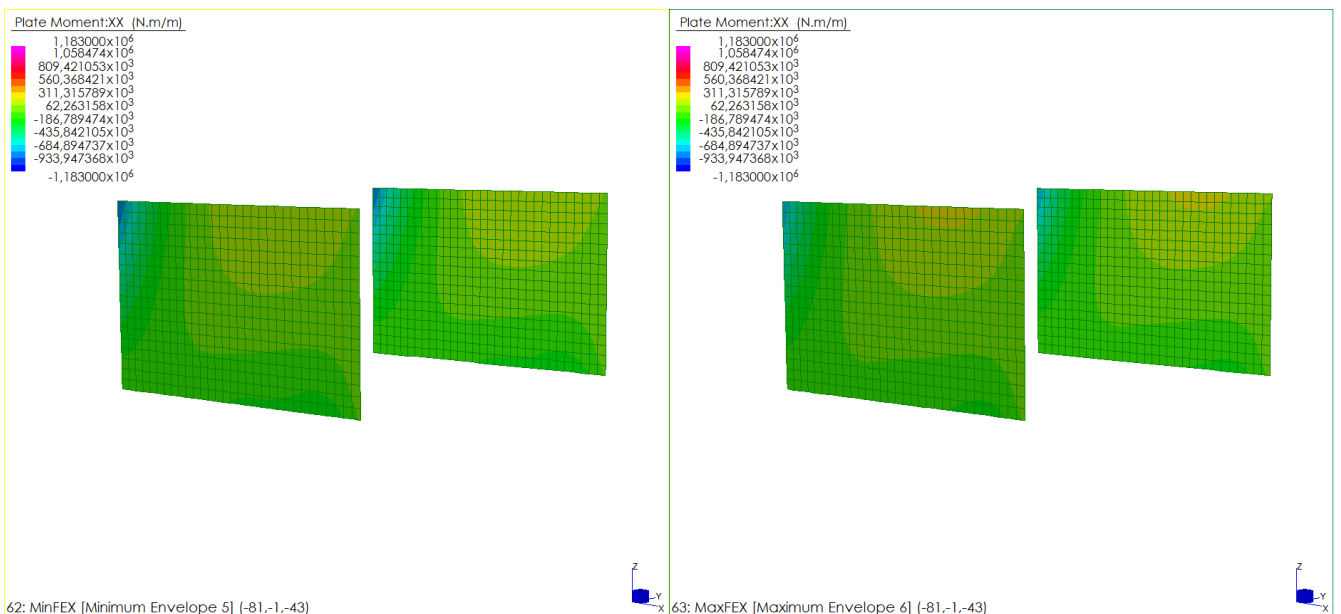
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.5.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.5.2 Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione x

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	5
2	5	26	5
3	5	26	135
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

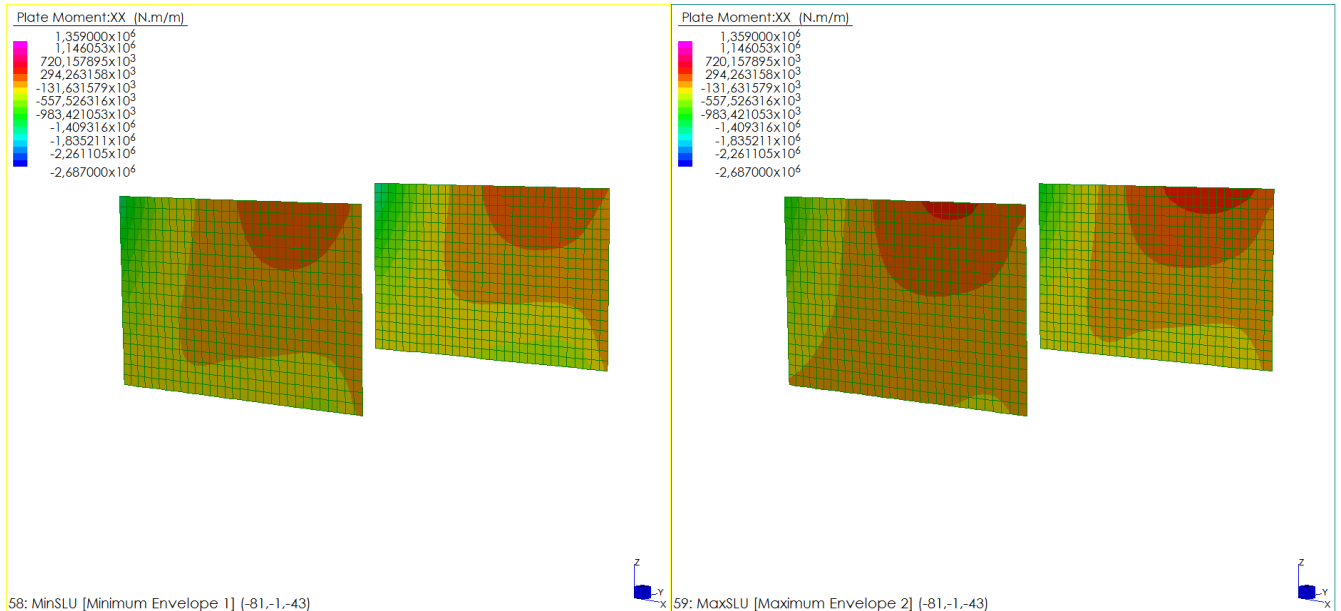
Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1° Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-2687,87	-1925,89	-1288,66
M_R^+	1359,89	994,02	1227,43

16.5.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come

di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.5.3 Resistenze limite per armatura di base in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	7,5
2	5	26	132,5
3			
4			
5			

strati di armatura 2

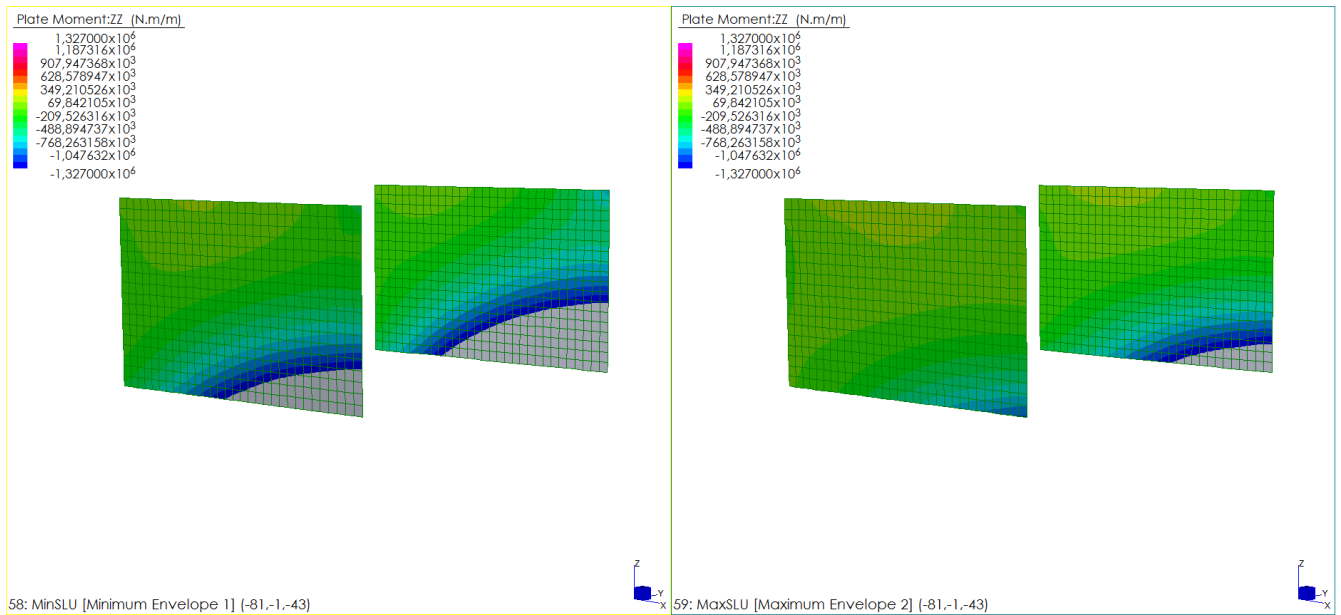
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-1327,18	-962,38	-1171,94
M_R^+	1327,18	962,38	1171,94

16.5.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

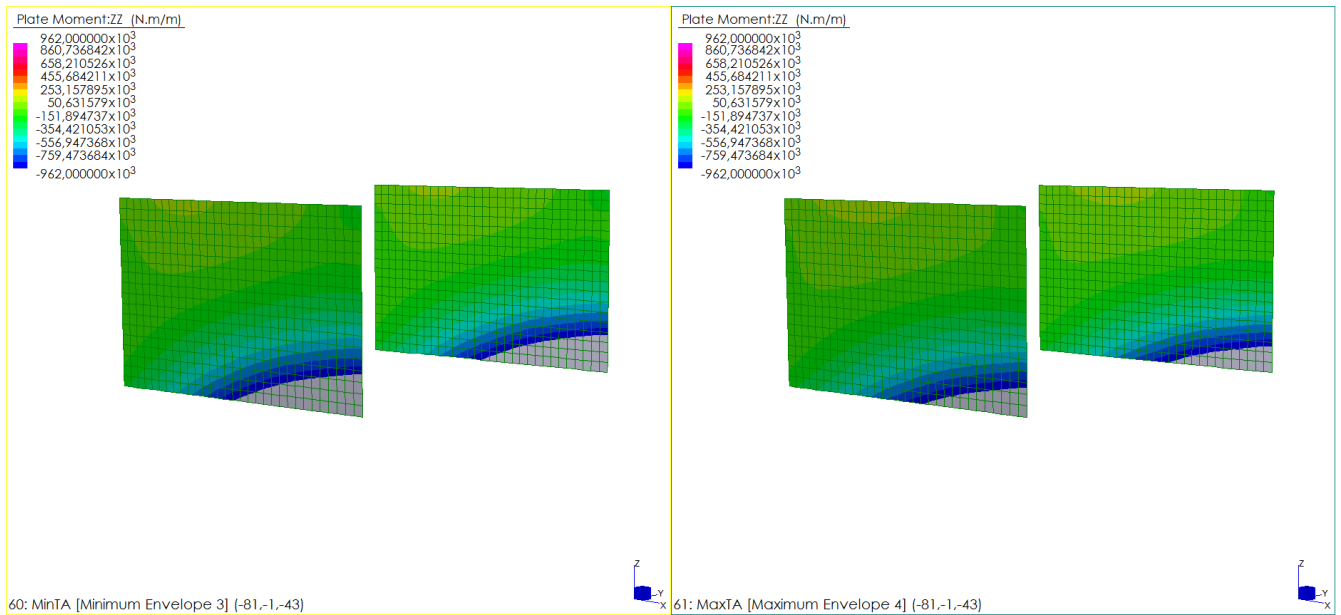
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.5.3.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

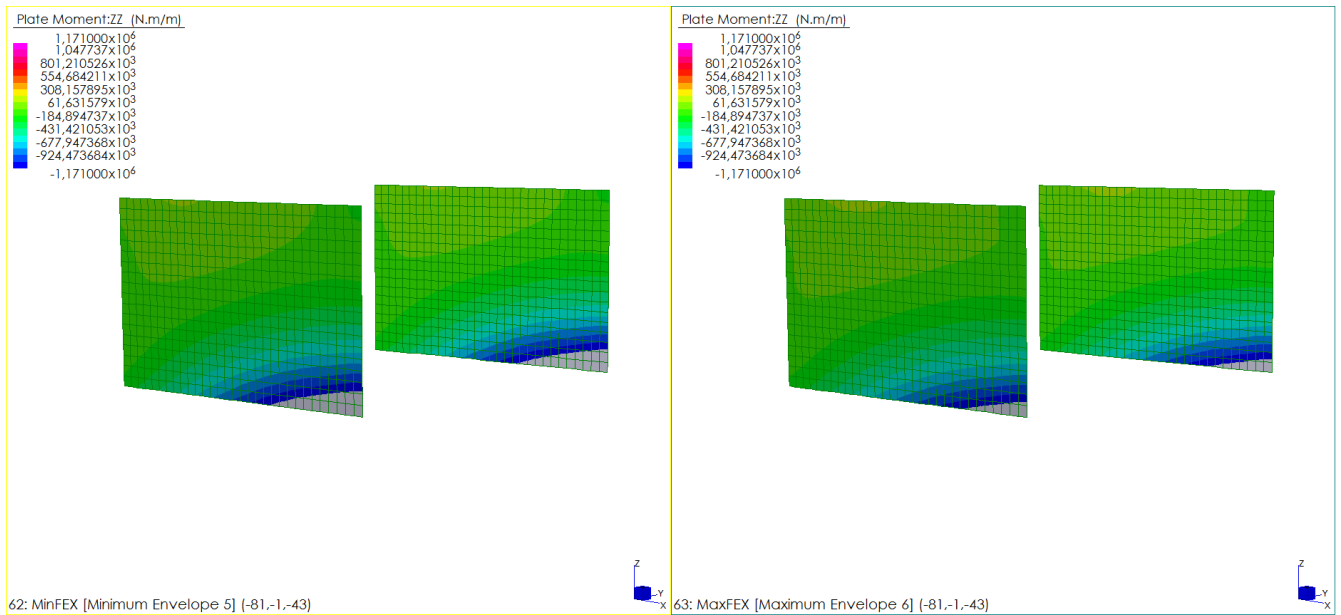
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.5.3.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.5.4 Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	7,5
2	5	26	7,5
3	5	26	132,5
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

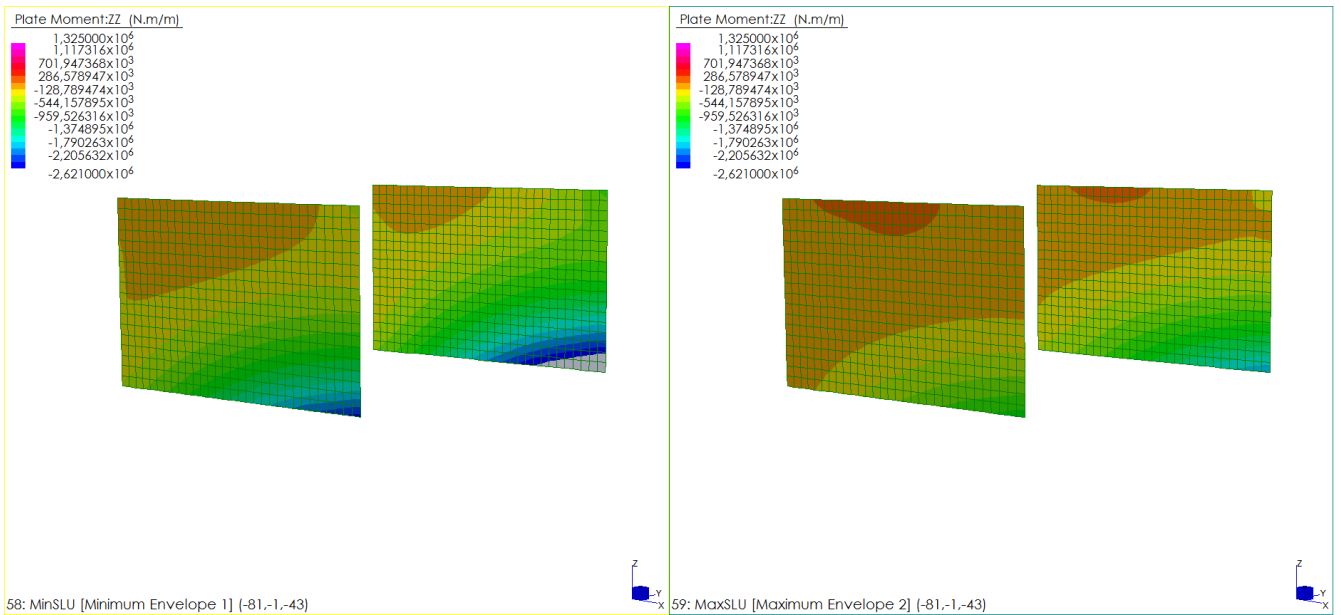
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1° Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-2621,41	-1881,07	-1269,99
M_R^+	1325,91	967,31	1211,91

16.5.4.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

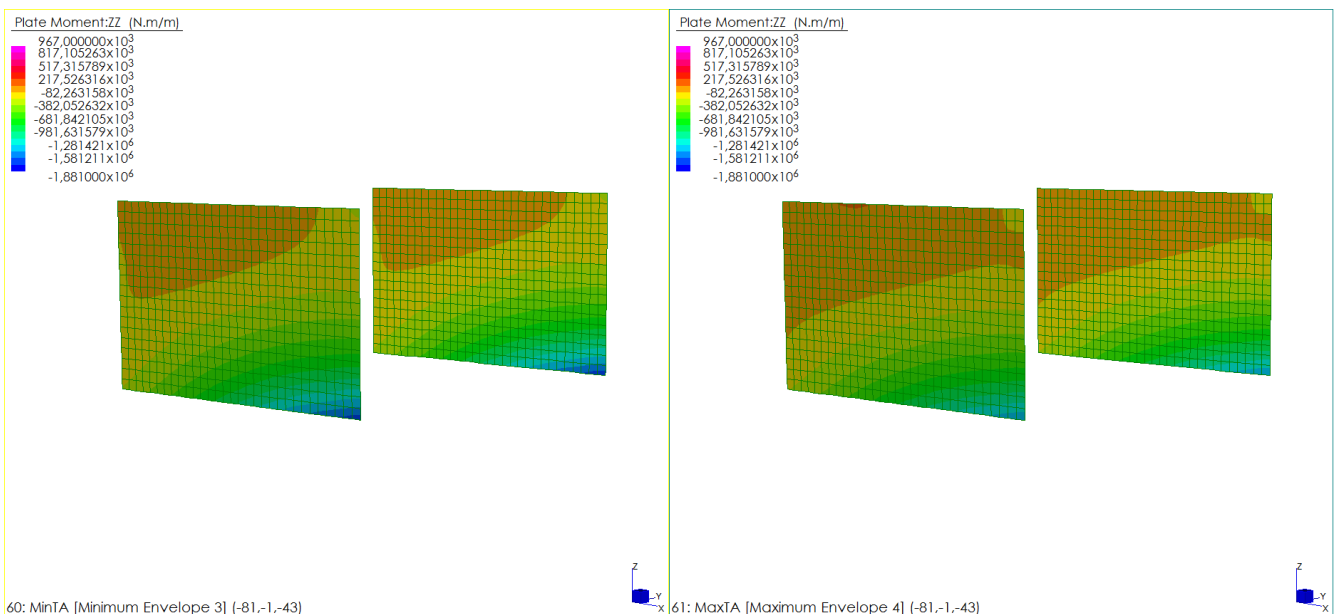
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.5.4.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

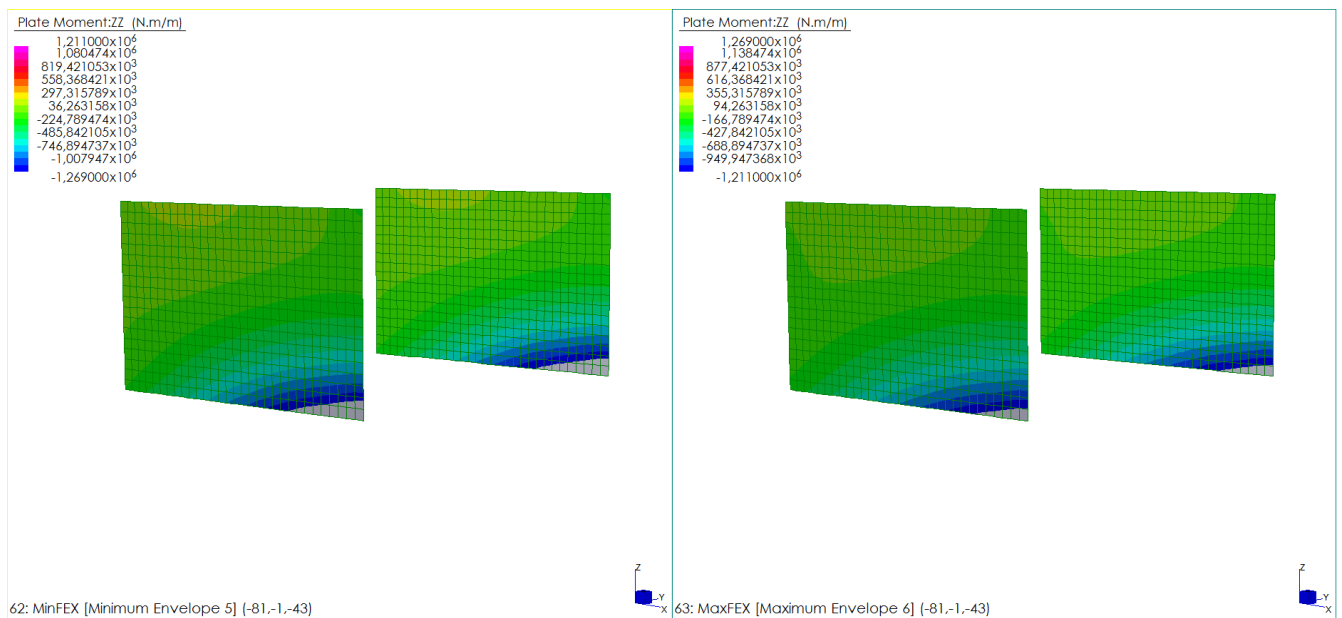
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.5.4.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.5.5 Resistenze limite per armatura con doppio infittimento in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	7,5
2	5	26	7,5
3	10	26	17,5
4	5	26	132,5
5			

strati di armatura 4

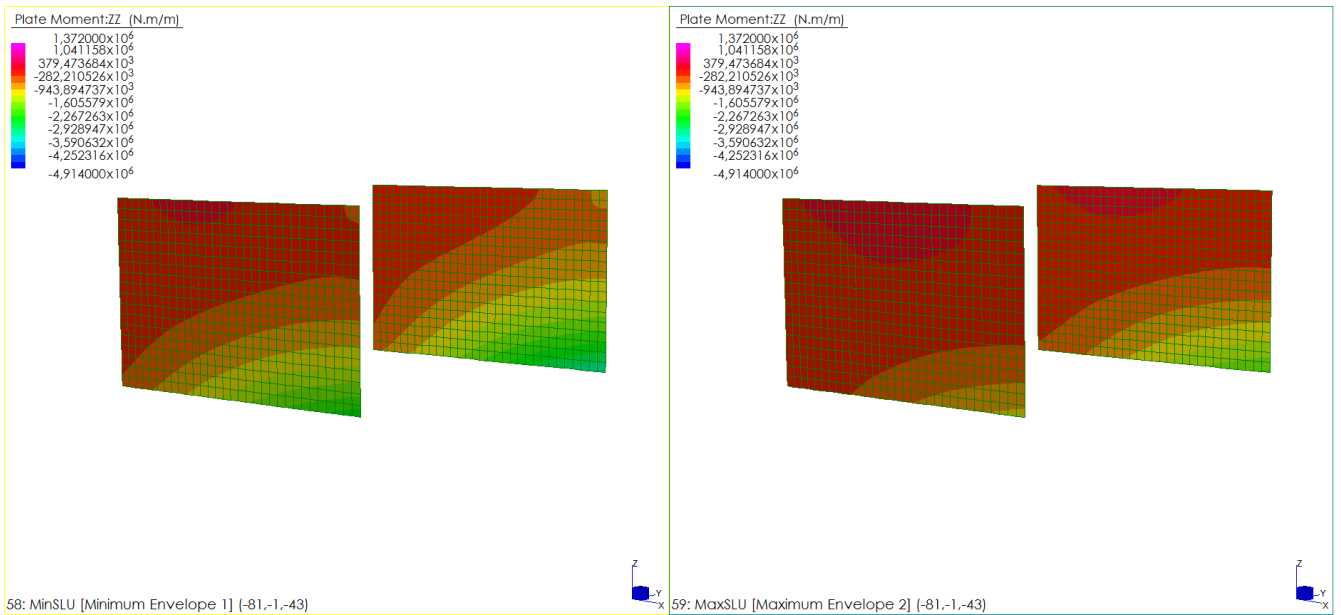
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1° Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-4914,46	-3305,76	-1412,77
M_R^+	1372,63	961,71	1253,87

16.5.5.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

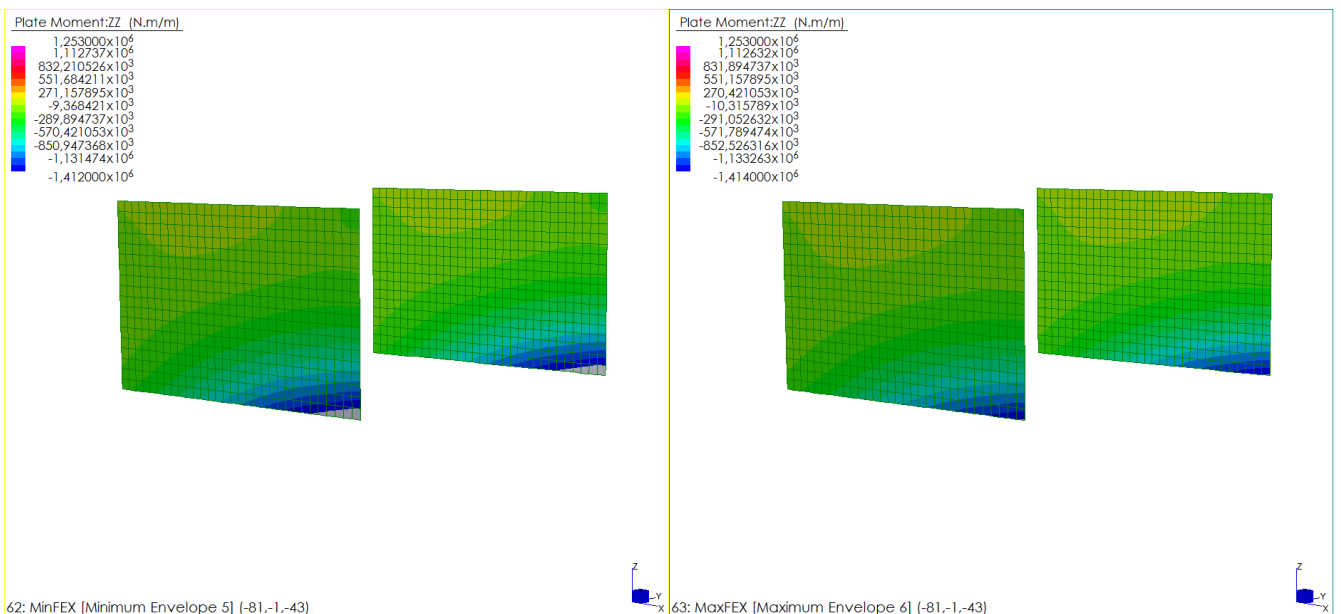
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.5.5.2 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione risulta fessurata. Si procede pertanto al calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure per il momento sollecitante massimo M_{Ed} .

Calcolo ampiezza delle fessure

$$s_m = 18,7706 \text{ [cm]}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,0004$$

$$M_{Ed} = -1649,00 \text{ [kNm]}$$

$$c = 6,20 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_s = 1459,07 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_m = 0,08 \text{ [mm]}$$

$$s = 10,00 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_{sr} = 1250,04 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_k = 0,14 \text{ [mm]}$$

$$d_{eff} = 35,70 \text{ [cm]}$$

$$\beta_1 = 1,00$$

$$w_{k,LIM} = 0,15 \text{ [mm]}$$

$$k_2 = 0,40$$

$$\beta_2 = 0,50$$

$$k_3 = 0,13$$

$$\phi = 2,60 \text{ [cm]}$$

$$\rho_r = 0,0297$$

Sezione verificata allo
Stato Limite di Fessurazione

16.5.6 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{140} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0020}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	135
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

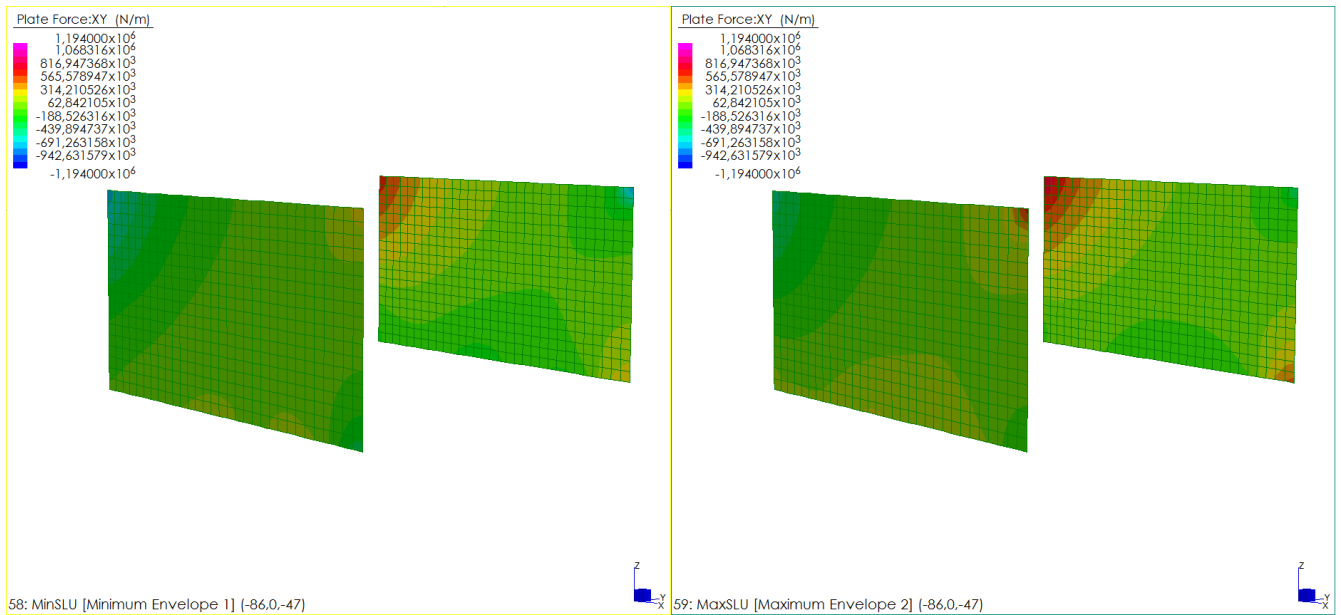
n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	16	5,03	40	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	$\boxed{502,57}$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	$\boxed{1098,19}$	[kN]	
$V_{wd} =$	$\boxed{597,45}$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	$\boxed{1194,90}$	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	$\boxed{7143,19}$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

16.5.6.1 Verifiche al Taglio XY

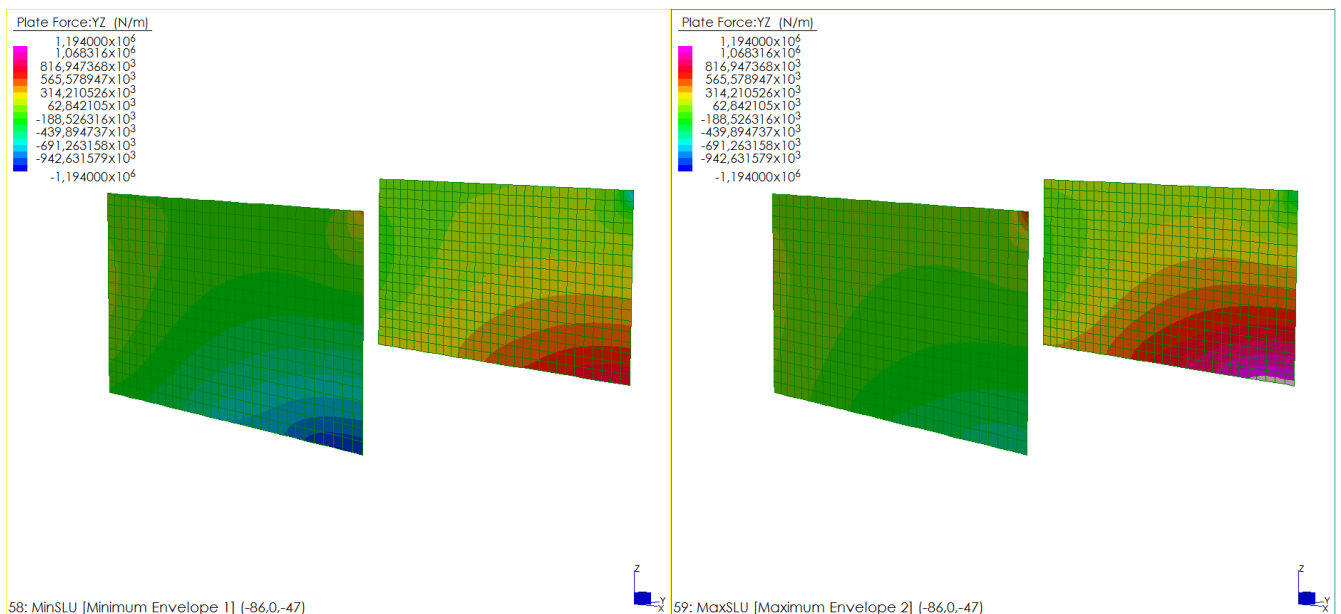
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione **RICHIESTE** un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.5.6.2 Verifiche al Taglio YZ

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.5.7 Resistenza limite a taglio con infittimento

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 140 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0020$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	135
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

strati di armatura	2
--------------------	---

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	16	5,03	20	0

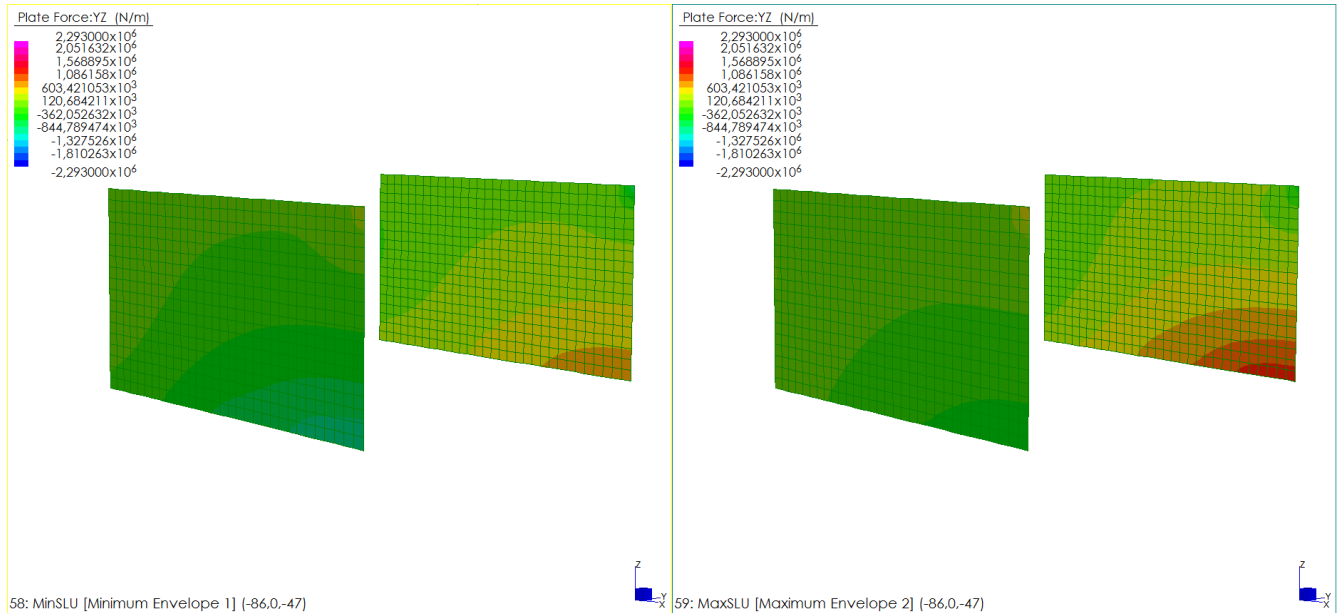
Resistenze limite

$V_{Rd,c}$	502,57	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
V_{cd}	1098,19	[kN]	
V_{wd}	1194,90	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s}$	2293,09	[kN]	
$V_{Rd,max}$	7143,19	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

16.5.7.1 Verifiche al Taglio XY

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come

di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.6 VERIFICHE MURO FRONTALE

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il muro frontale condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involucro dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 16.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

16.6.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione Y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il

valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infiltramento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 180 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	5
2	5	26	175
3			
4			
5			

strati di armatura	2
--------------------	---

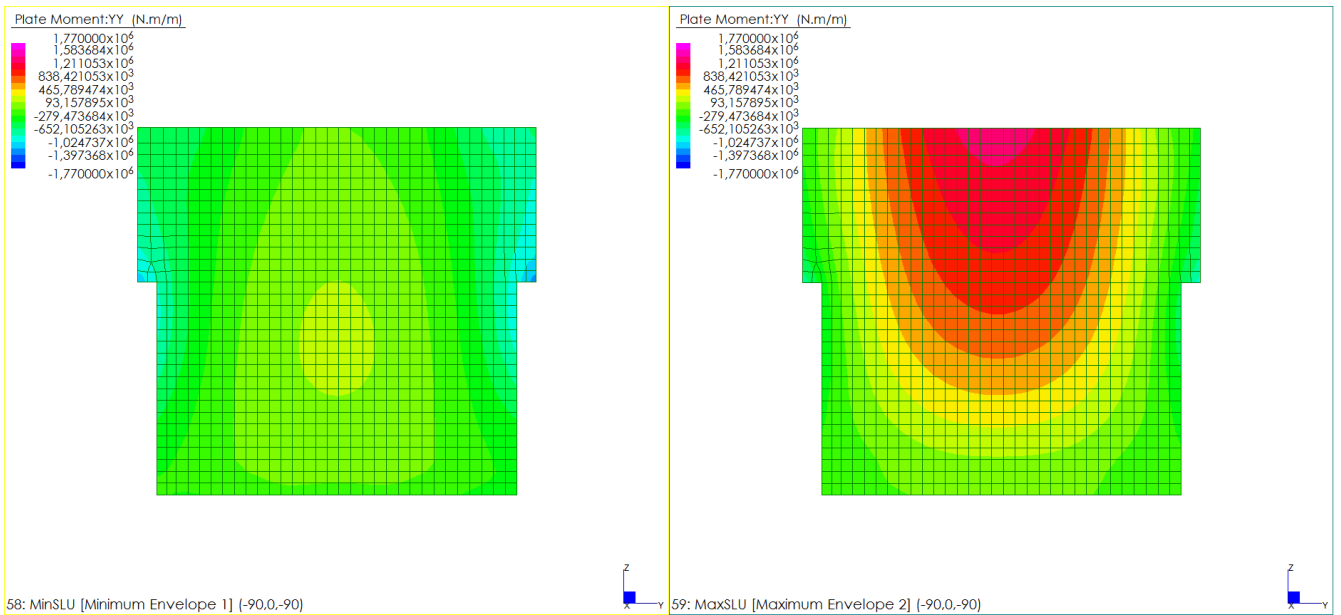
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-1770,40	-1286,58	-1907,18
M_R^+	1770,40	1286,58	1907,18

16.6.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

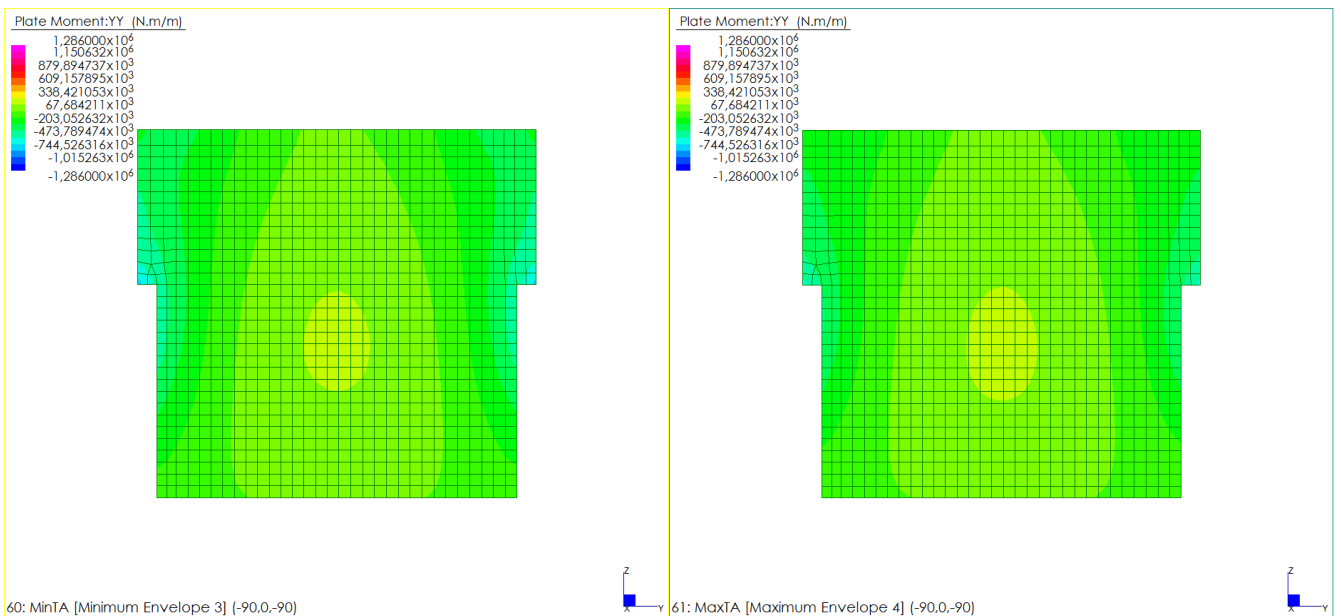
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infiltramento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.6.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

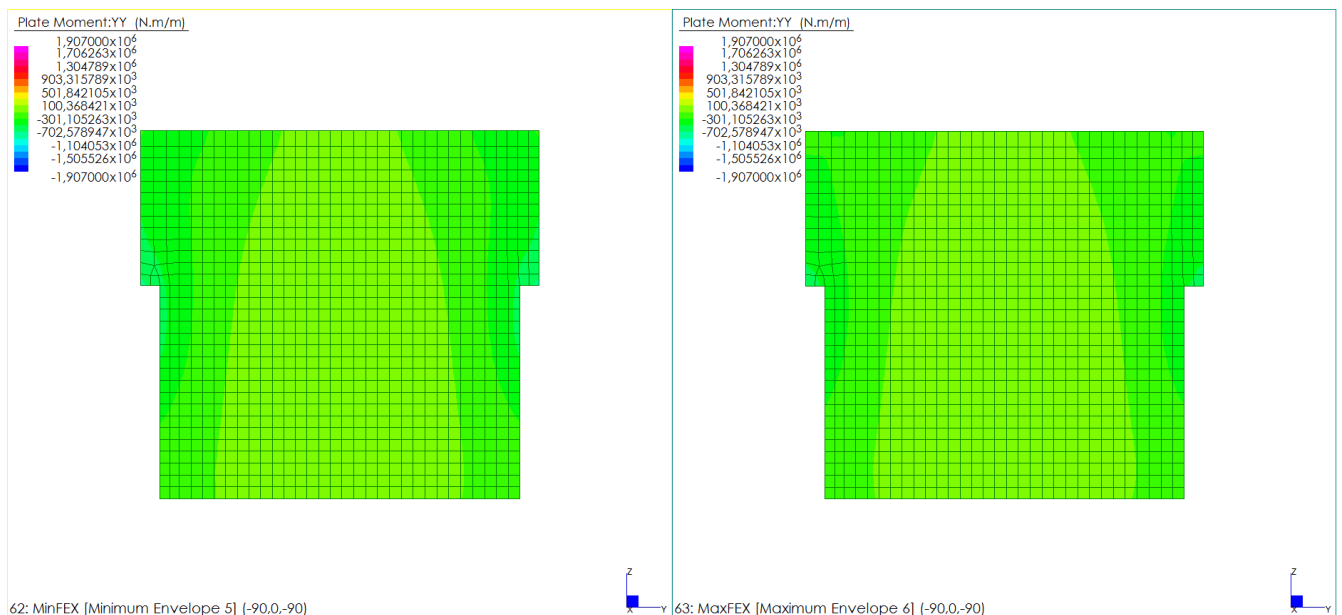
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.6.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.6.2 Resistenze limite per armatura di base in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 180 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	7,5
2	5	26	172,5
3			
4			
5			

strati di armatura 2

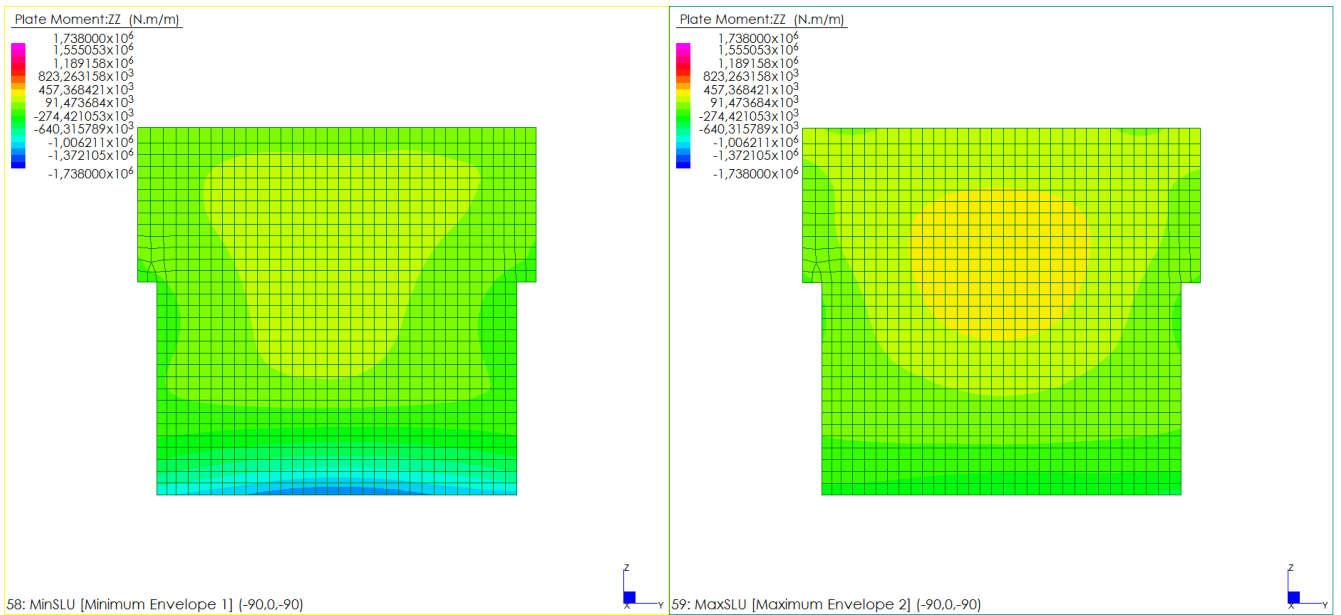
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-1738,55	-1263,39	-1895,48
M_R^+	1738,55	1263,39	1895,48

16.6.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

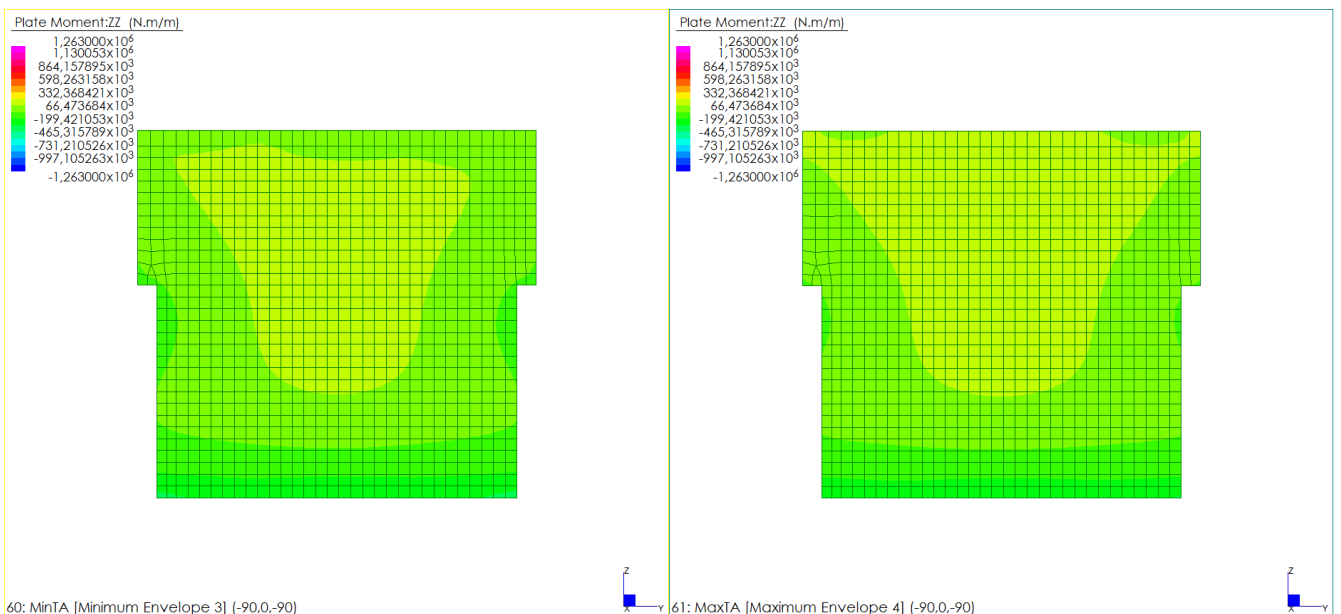
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.6.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

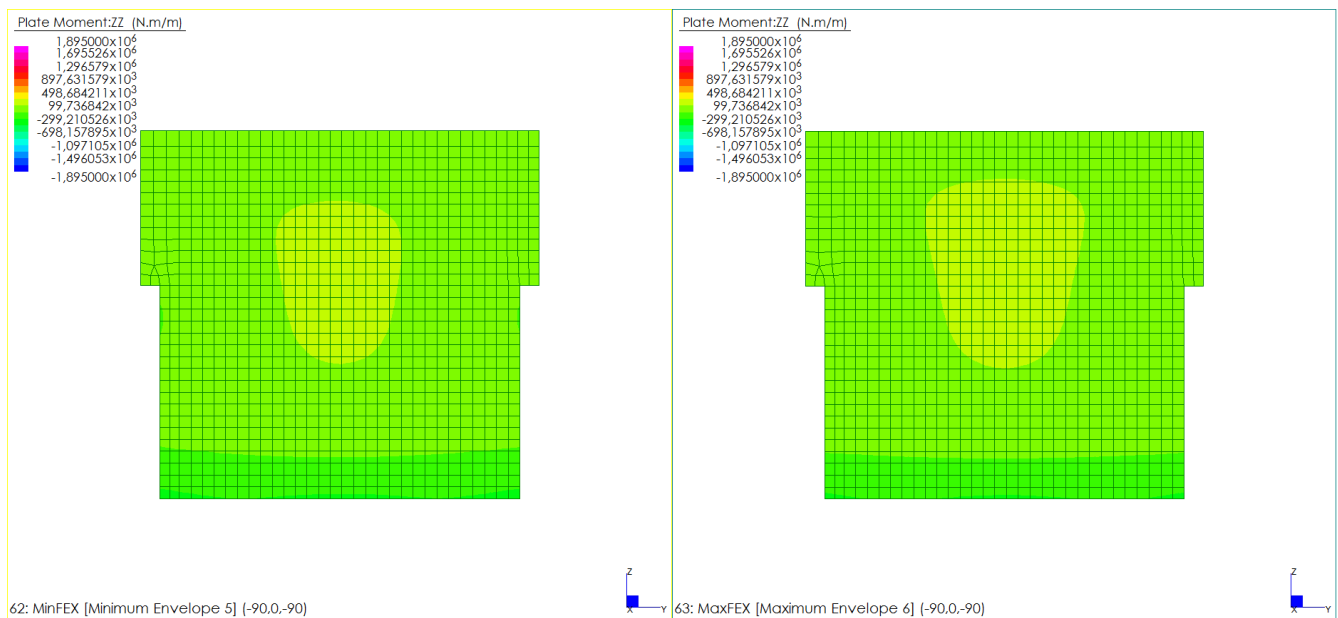
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.6.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.6.3 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{180} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0015}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	175
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

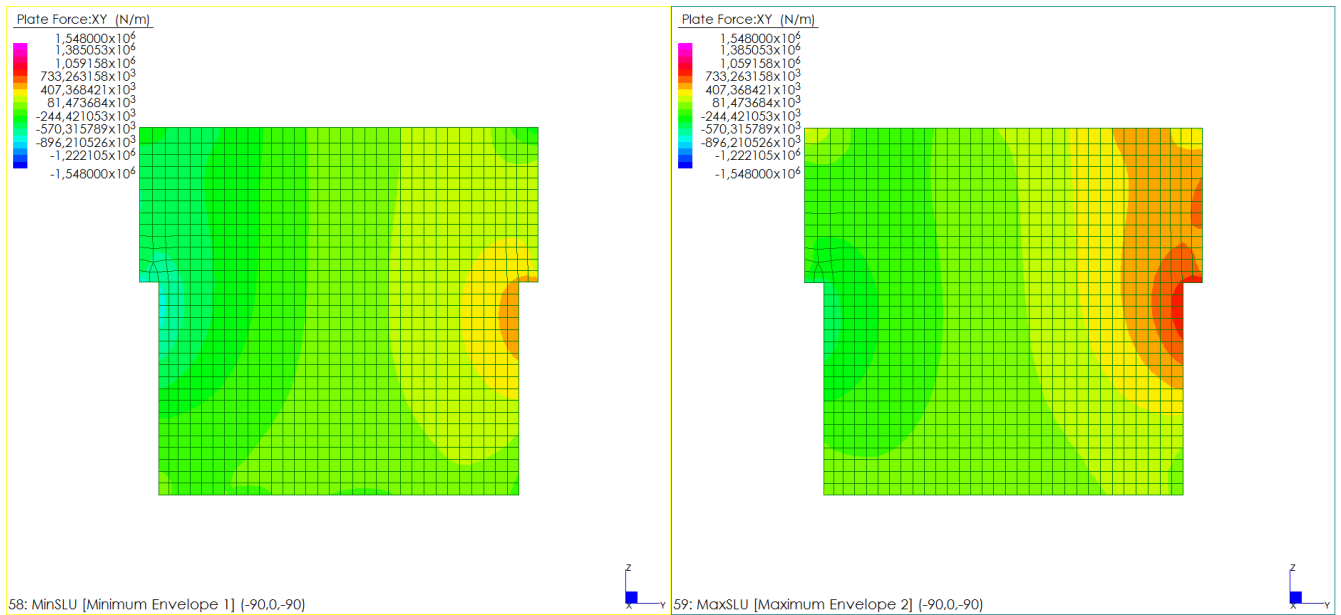
n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	16	5,03	40	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	$\boxed{638,15}$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	$\boxed{1423,58}$	[kN]	
$V_{wd} =$	$\boxed{774,47}$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	$\boxed{1548,94}$	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	$\boxed{9259,69}$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

16.6.3.1 Verifiche al Taglio XY

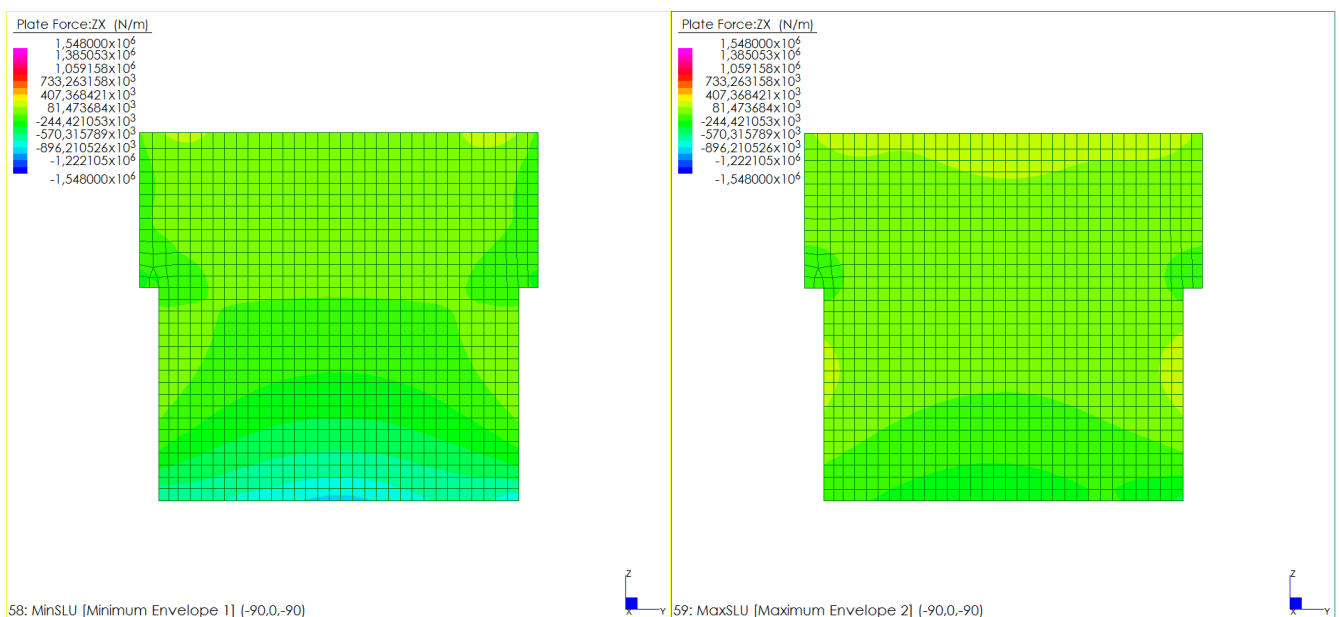
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.6.3.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00 Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri		Foglio 359

Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.7 VERIFICHE MURO D'ALA SUPERIORE

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il muro d'ala superiore condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involucro dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al paragrafo 16.2. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

16.7.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione X

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 90 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

1	5	26	5
2	5	26	85
3			
4			
5			

strati di armatura 2

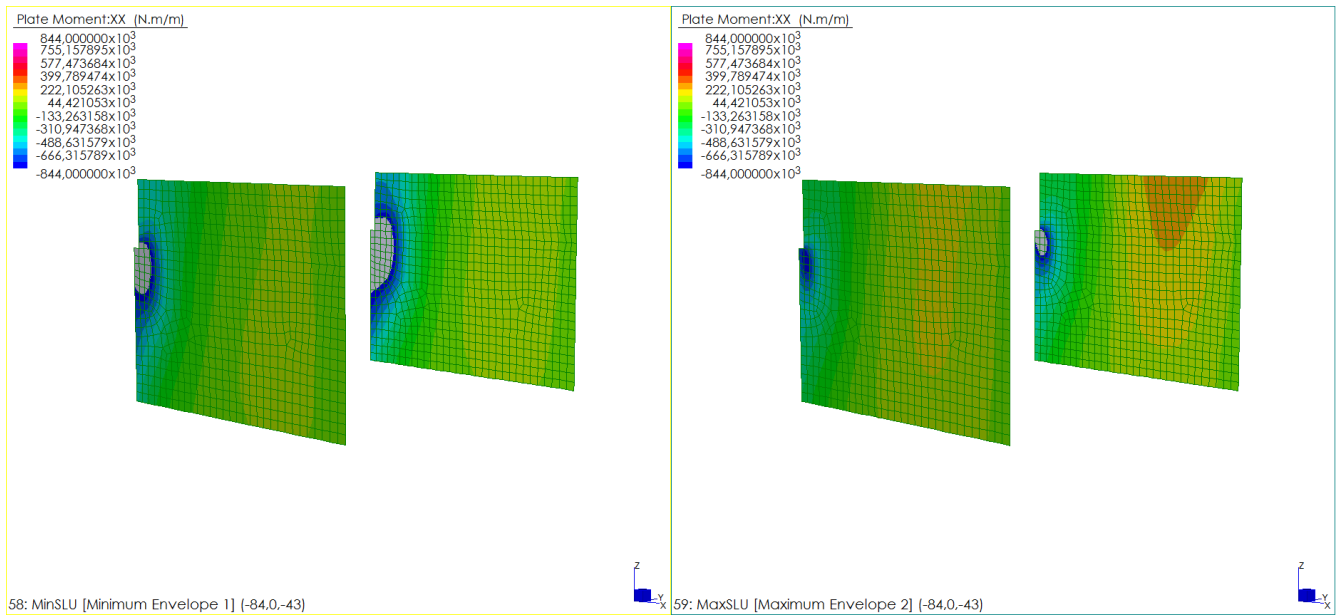
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-844,89	-611,29	-515,74
M_R^+	844,89	611,29	515,74

16.7.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

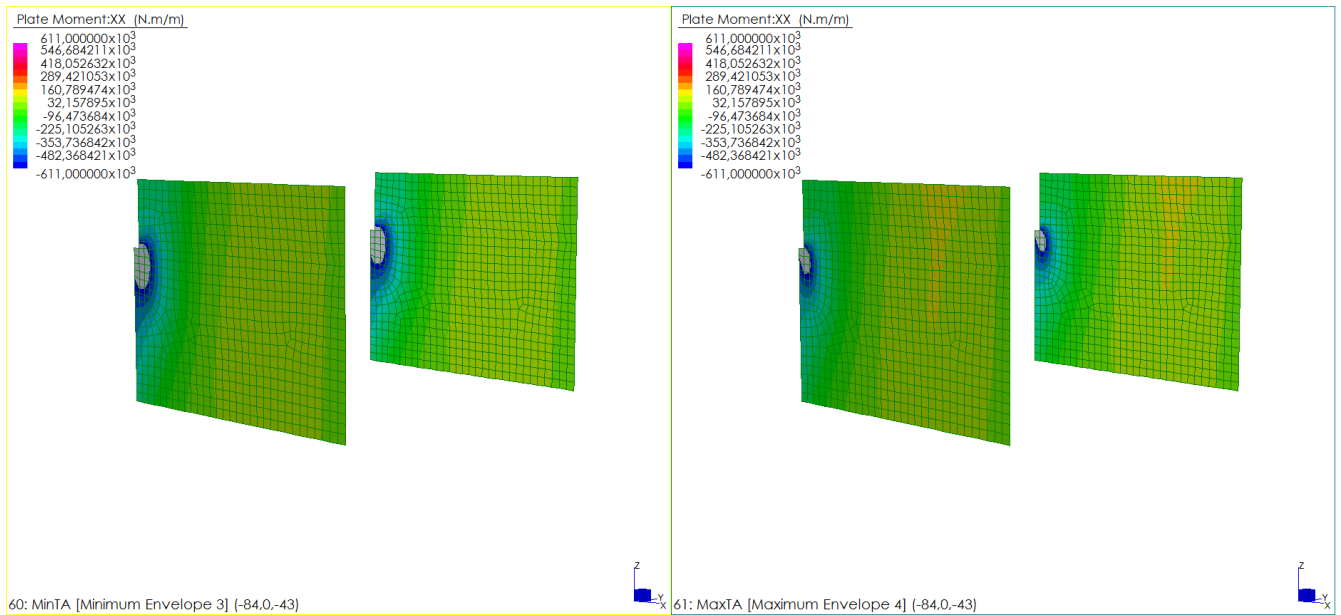
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.7.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

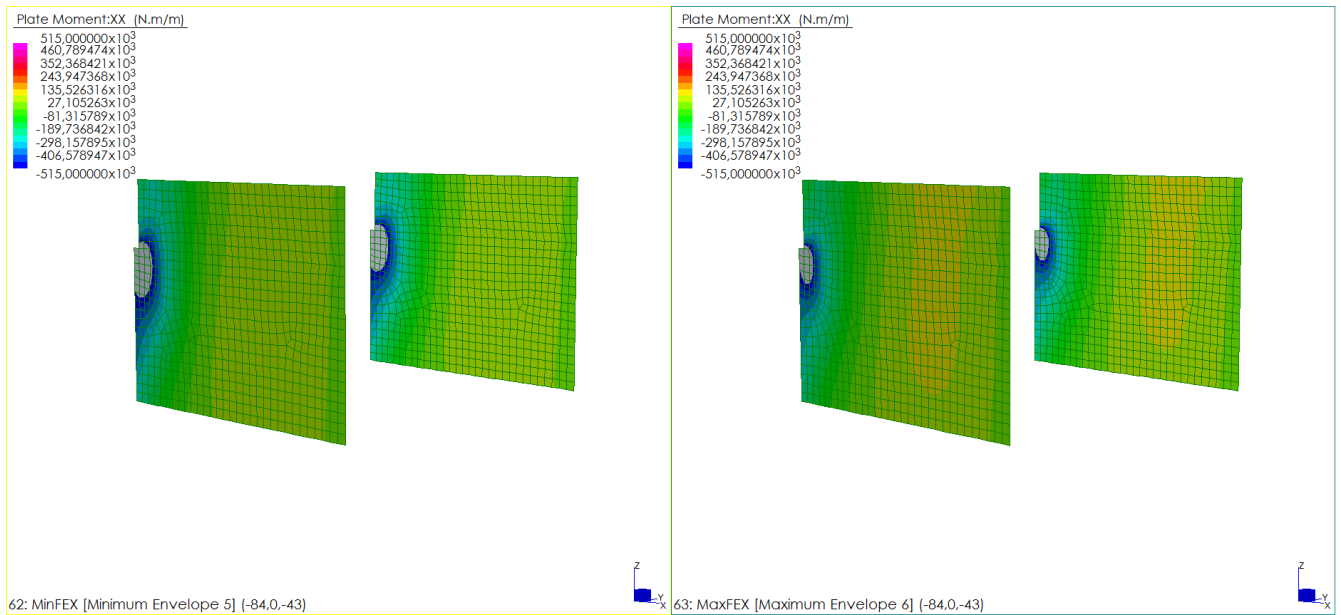
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.7.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.7.2 Resistenze limite per armatura con primo infittimento in direzione X

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 90 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	5
3	5	26	85
4			
5			

strati di armatura 3

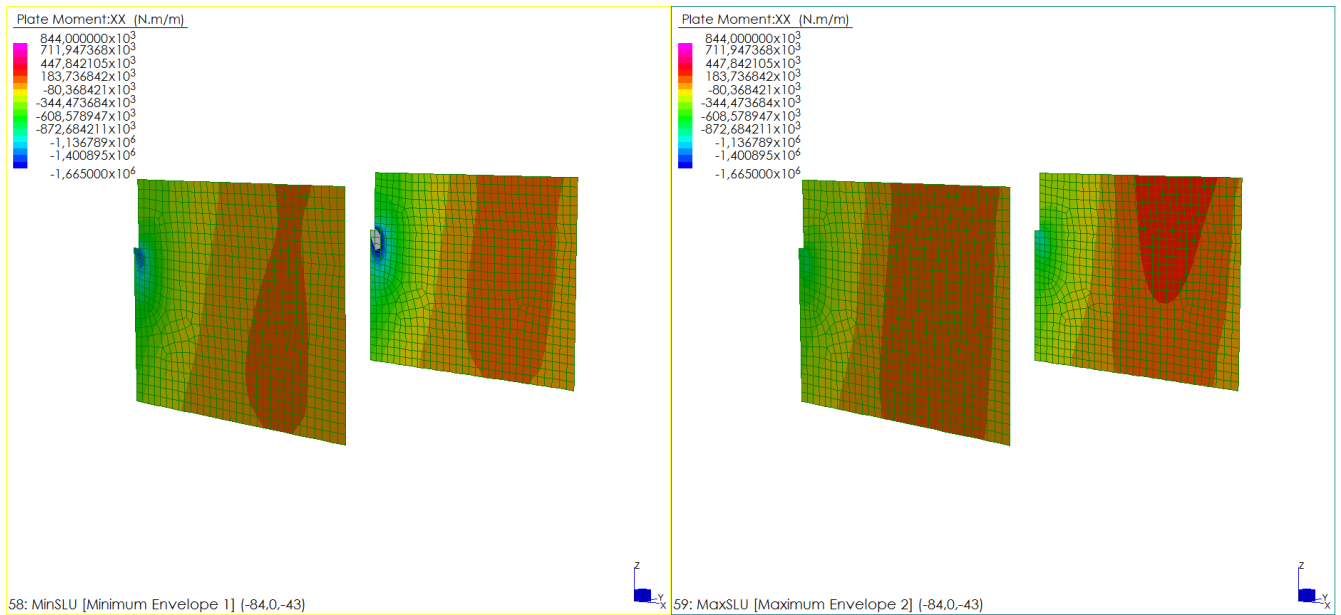
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-1665,38	-1191,17	-578,80
M_R^+	844,31	616,38	539,96

16.7.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

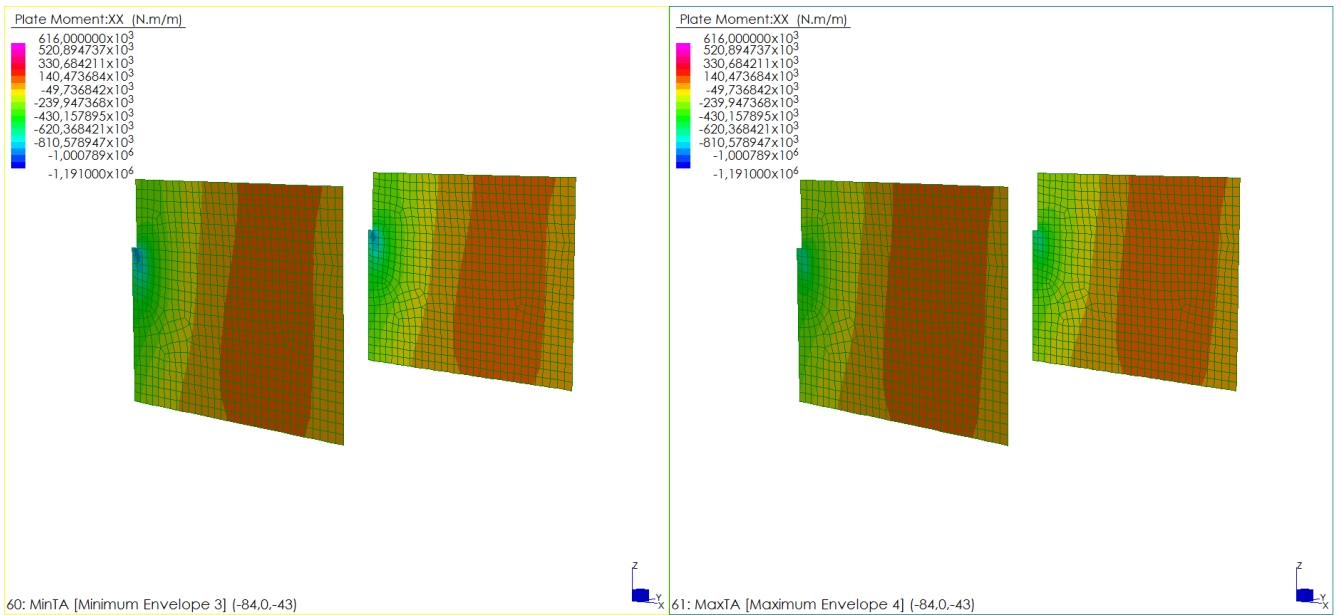
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.7.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

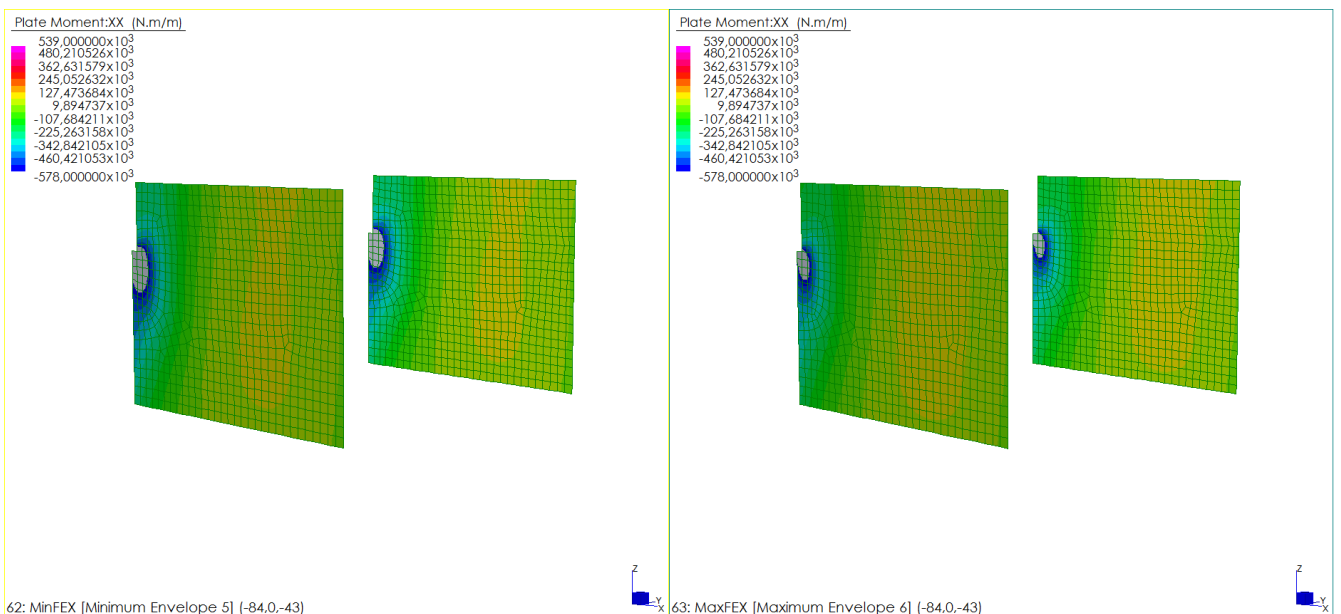
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.7.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.7.3 Resistenze limite per armatura con secondo infittimento in direzione X

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 90 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	10	26	5
3	5	26	85
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

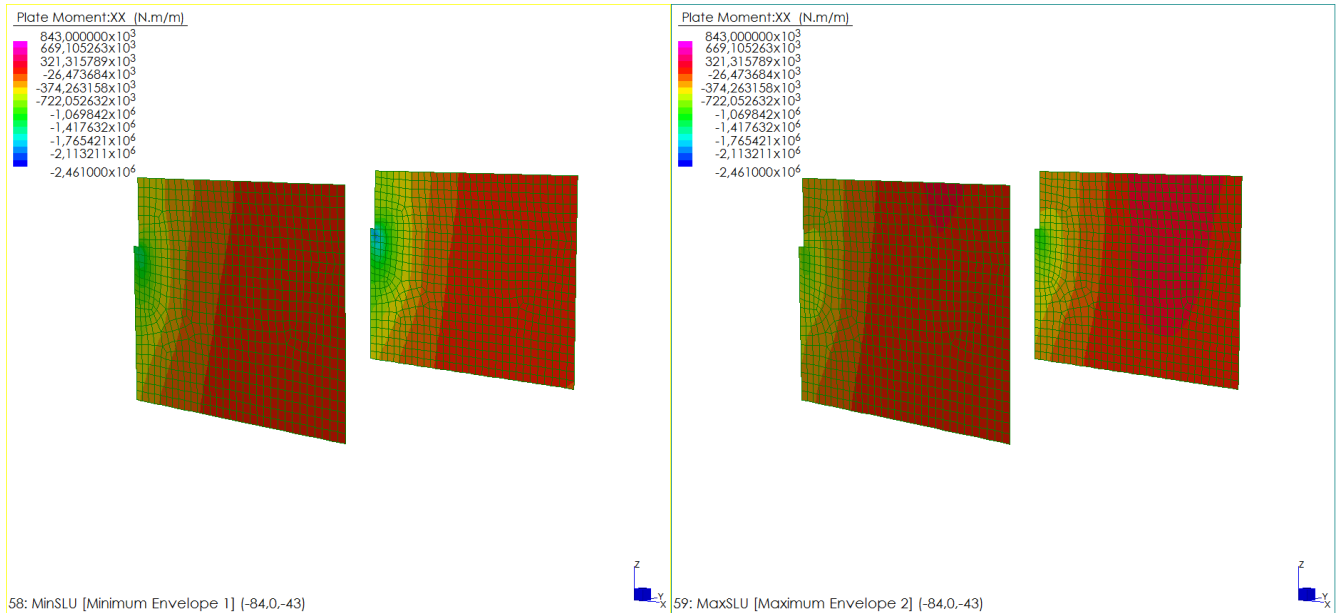
Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-2461,29	-1752,51	-641,30
M_R^+	843,75	619,28	560,95

16.7.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come

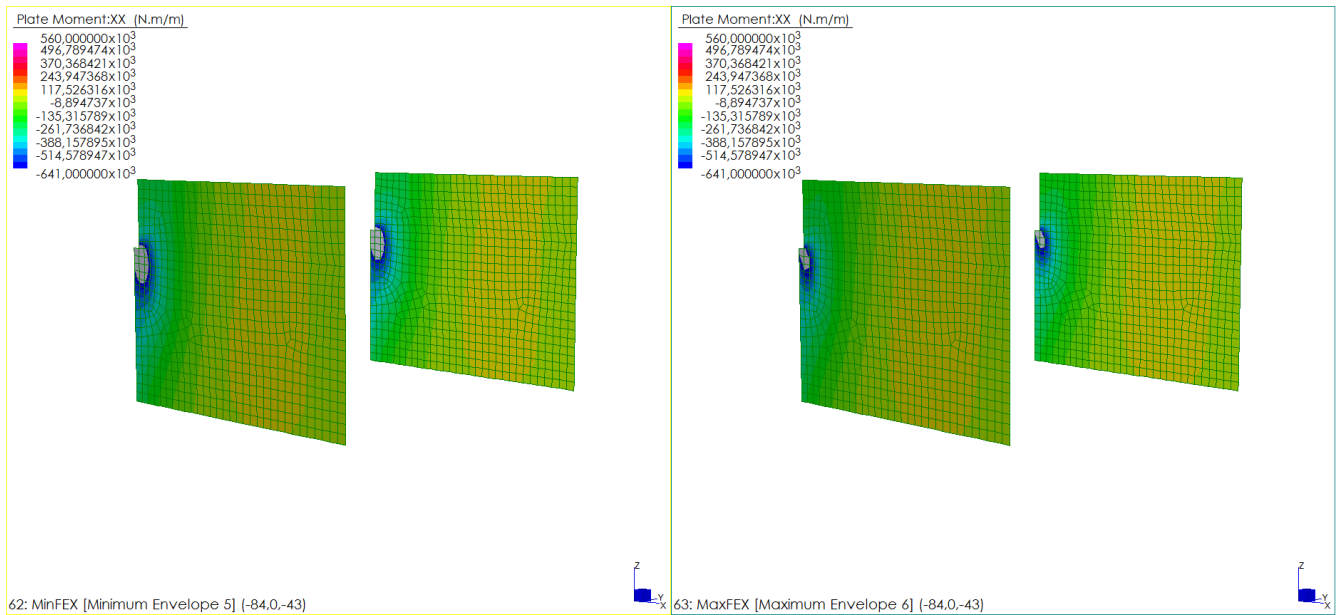
di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.7.3.2 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione risulta fessurata. Si procede pertanto al calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure per il momento sollecitante massimo M_{Ed} .

Calcolo ampiezza delle fessure

$$s_{m1} = 12,5204 \text{ [cm]}$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,0006$$

$$M_{Ed} = -954,00 \text{ [kNm]}$$

$$c = 3,70 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_s = 1592,26 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_m = 0,07 \text{ [mm]}$$

$$s = 6,67 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_{sr} = 1070,35 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_k = 0,12 \text{ [mm]}$$

$$d_{eff} = 23,20 \text{ [cm]}$$

$$\beta_1 = 1,00$$

$$w_{k,LIM} = 0,15 \text{ [mm]}$$

$$k_2 = 0,40$$

$$\beta_2 = 0,50$$

$$k_3 = 0,13$$

$$\phi = 2,60 \text{ [cm]}$$

$$\rho_r = 0,0343$$

Sezione verificata allo
Stato Limite di Fessurazione

16.7.4 Resistenze limite per armatura di base in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il

valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infiltramento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 90 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	7,5
2	5	26	82,5
3			
4			
5			

strati di armatura	2
--------------------	---

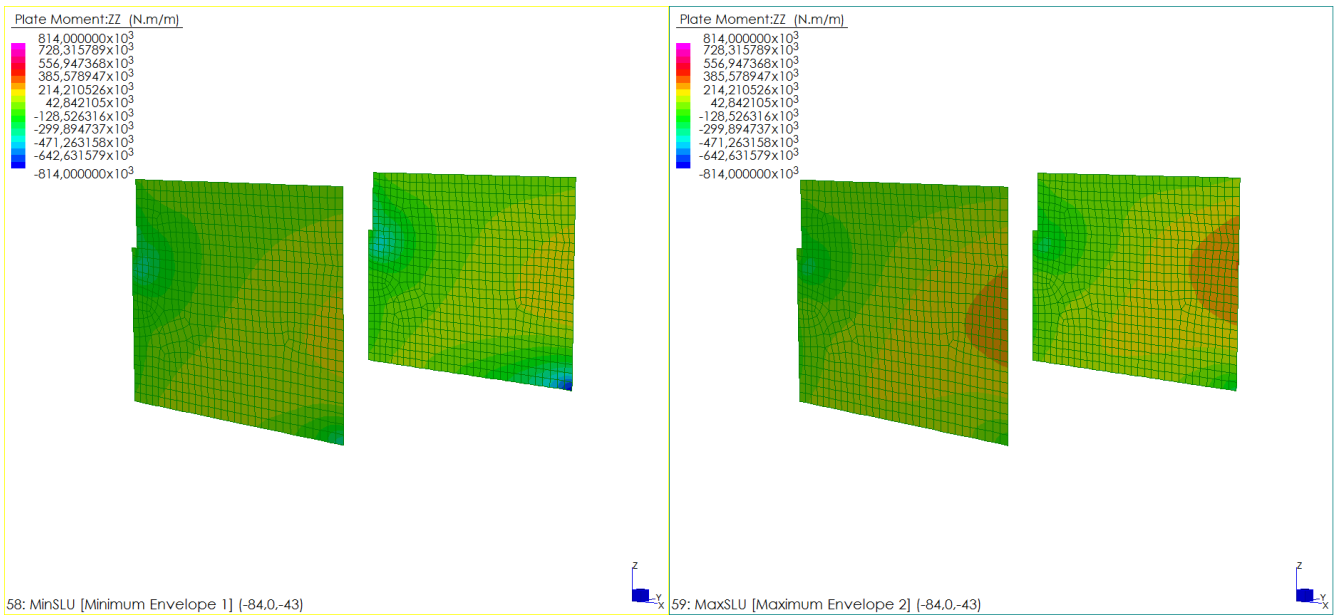
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-814,98	-587,61	-504,91
M_R^+	814,98	587,61	504,91

16.7.4.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

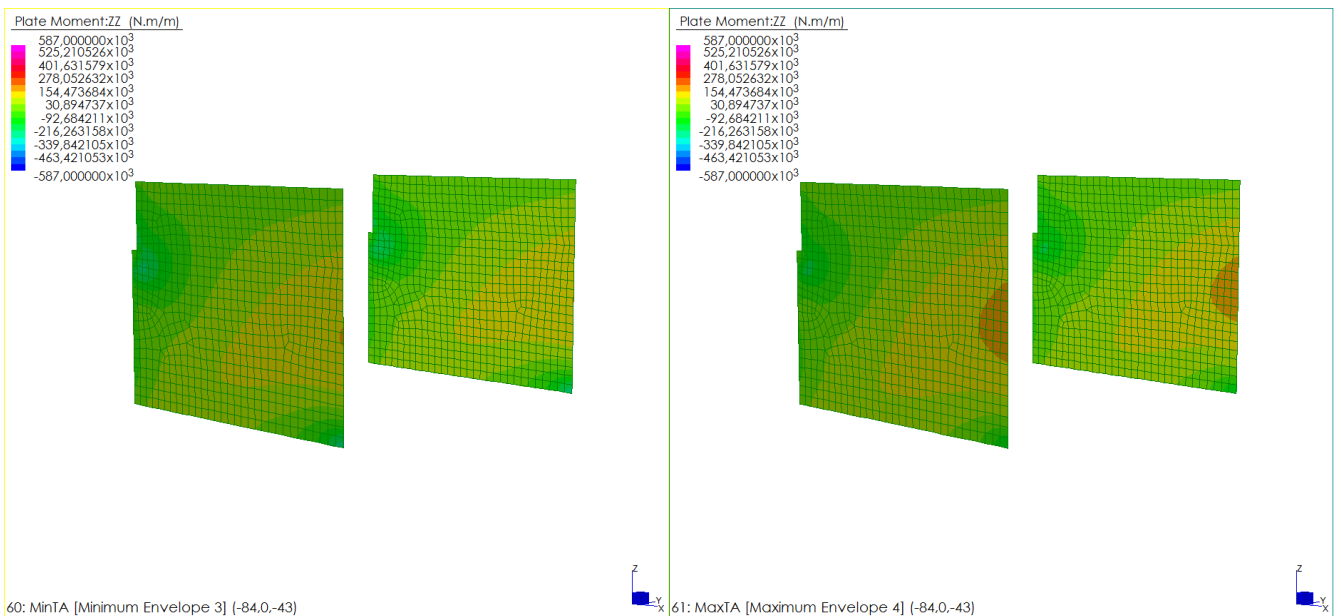
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infiltramento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.7.4.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

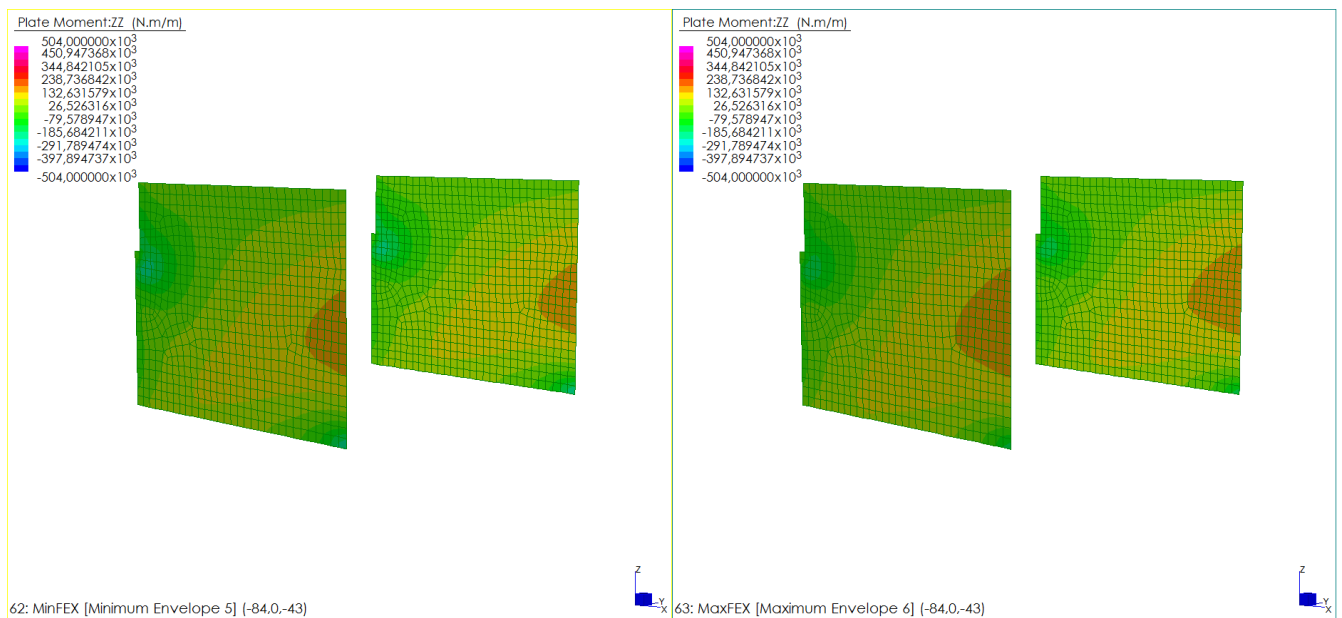
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.7.4.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.7.5 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \begin{matrix} 100 \\ 90 \end{matrix} \text{ [cm]}$$

$$h = \begin{matrix} 100 \\ 90 \end{matrix} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \begin{matrix} 450 \\ 391,30 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \begin{matrix} 450 \\ 391,30 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \begin{matrix} 210000 \\ 210000 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \begin{matrix} 1,15 \\ 1,15 \end{matrix}$$

$$R_{ck} = \begin{matrix} 40 \\ 33,20 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \begin{matrix} 40 \\ 33,20 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \begin{matrix} 40 \\ 17,64 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \begin{matrix} 1,36 \\ 1,36 \end{matrix} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \begin{matrix} 0,85 \\ 0,85 \end{matrix}$$

$$\gamma_c = \begin{matrix} 1,60 \\ 1,60 \end{matrix}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \begin{matrix} 0,0031 \\ 0,0031 \end{matrix}$$

$$r = \begin{matrix} 1,00 \\ 1,00 \end{matrix}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	26	5
2	5	26	85
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ	A_s	passo	α
	[mm]	[cm ²]	[cm]	[deg]
2,5	16	5,03	40	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \begin{matrix} 333,09 \\ 333,09 \end{matrix} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \begin{matrix} 691,45 \\ 691,45 \end{matrix} \text{ [kN]}$$

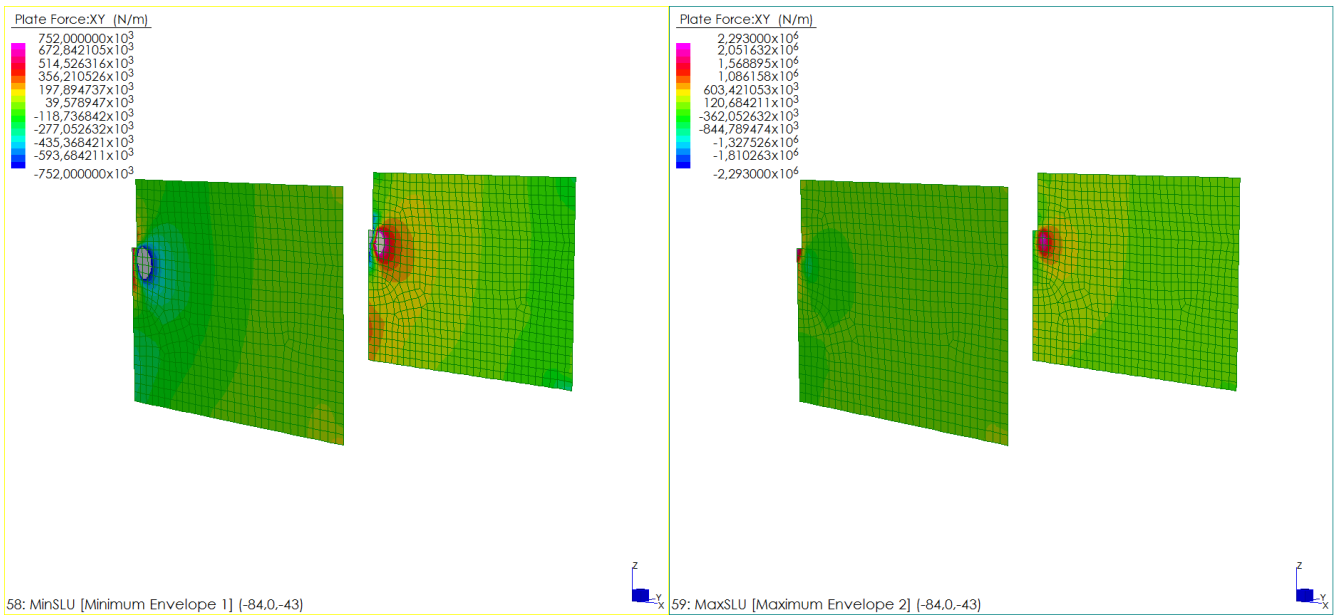
$$V_{wd} = \begin{matrix} 376,17 \\ 376,17 \end{matrix} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = \begin{matrix} 752,34 \\ 752,34 \end{matrix} \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = \begin{matrix} 4497,56 \\ 4497,56 \end{matrix} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

16.7.5.1 Verifiche al Taglio XY

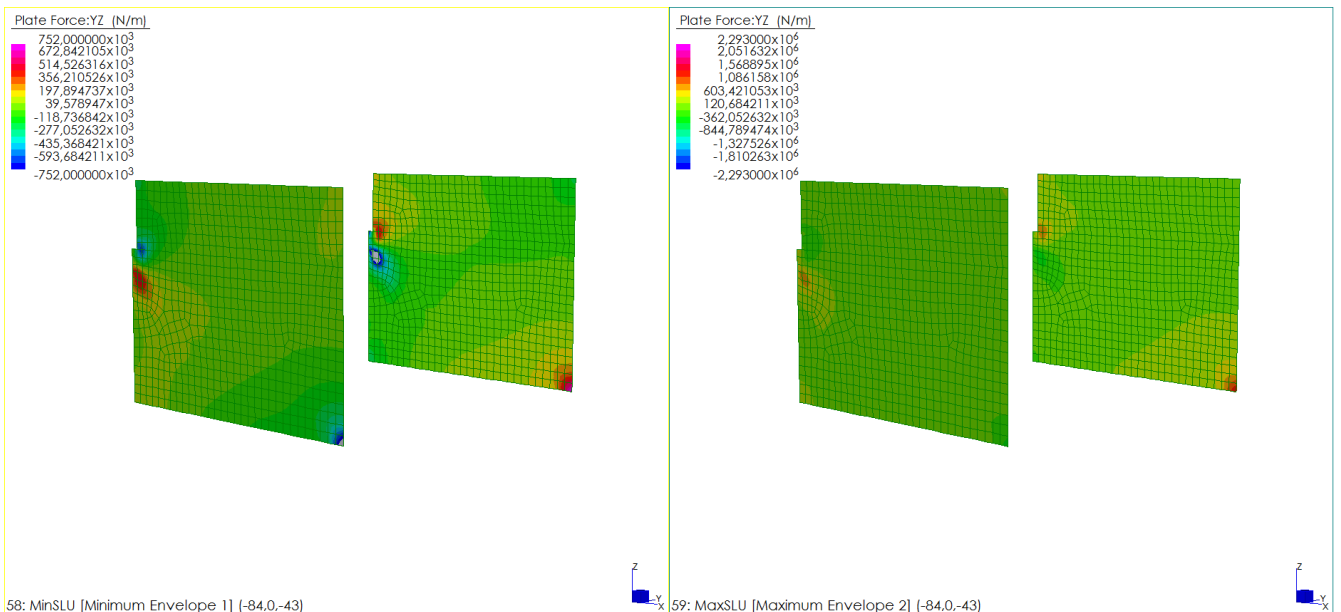
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.7.5.2 Verifiche al Taglio YZ

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.7.6 Resistenza limite a taglio con primo infittimento

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 90 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0031$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	85
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

strati di armatura	2
--------------------	---

Armatura a taglio

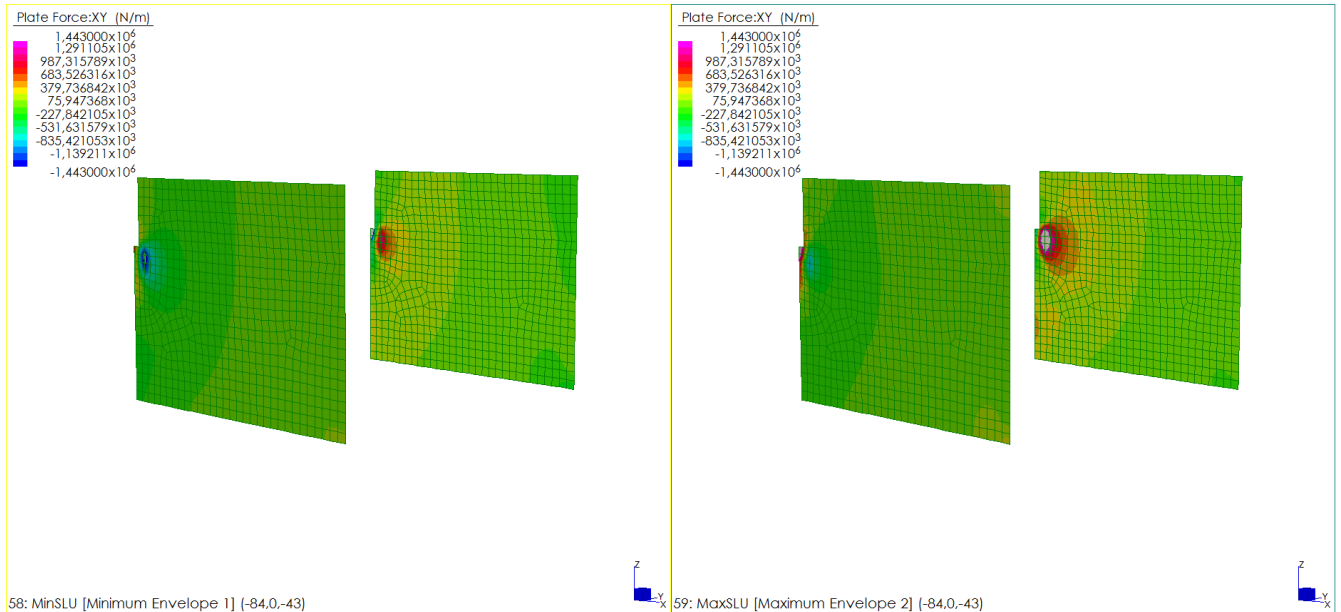
n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	16	5,03	20	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} = 333,09$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} = 691,45$	[kN]	
$V_{wd} = 752,34$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} = 1443,79$	[kN]	
$V_{Rd,max} = 4497,56$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

16.7.6.1 Verifiche al Taglio XY

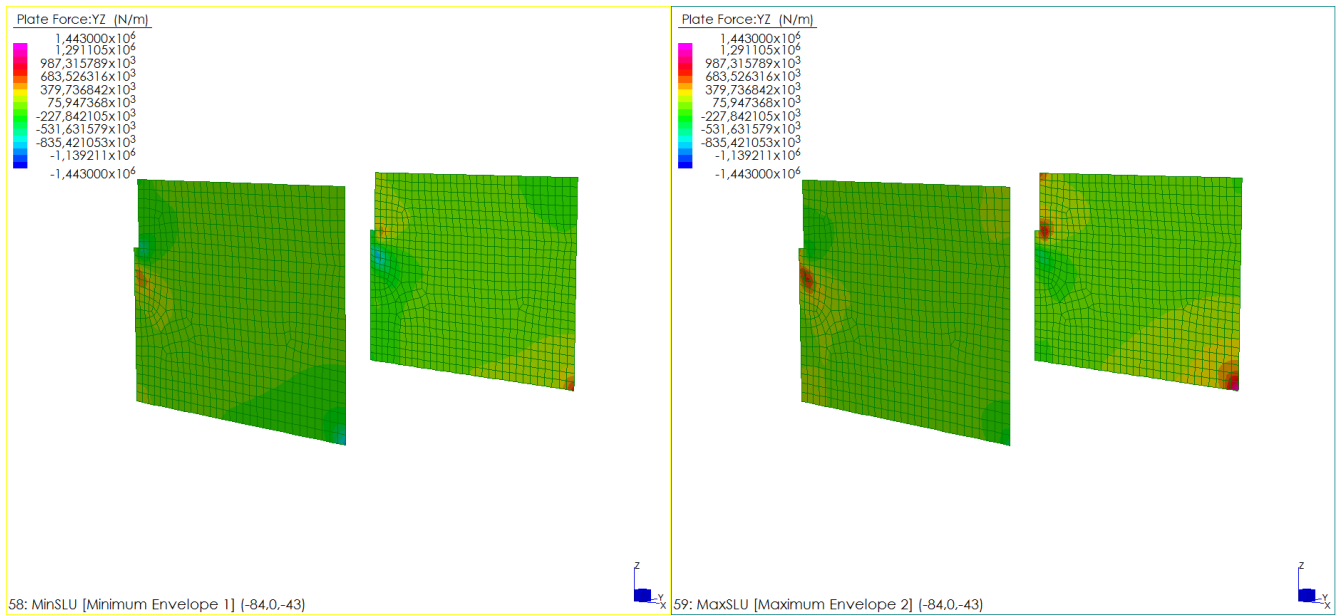
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.7.6.2 Verifiche al Taglio YZ

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.7.7 Resistenza limite a taglio con secondo infittimento

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{90} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0031}$$

$$r = \boxed{1,00}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	26	5
2	5	26	85
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

strati di armatura	2
--------------------	---

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Armatura a taglio

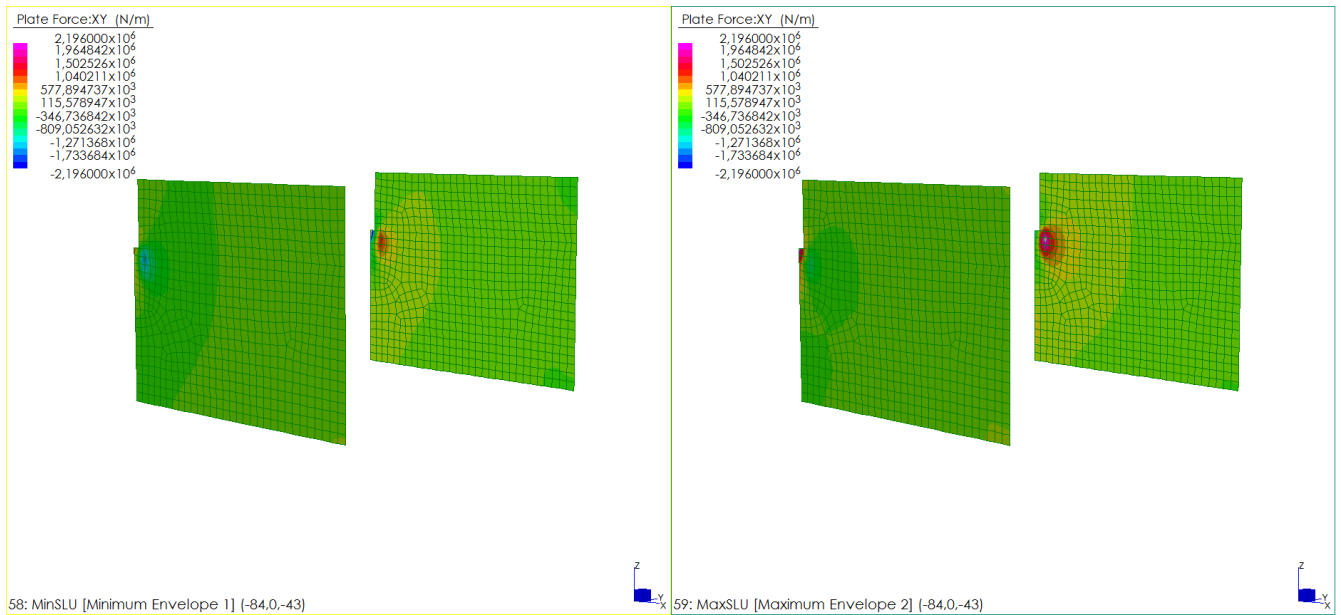
n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
5	16	10,05	20	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	$\boxed{333,09}$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	$\boxed{691,45}$	[kN]	
$V_{wd} =$	$\boxed{1504,69}$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	$\boxed{2196,14}$	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	$\boxed{4497,56}$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

16.7.7.1 Verifiche al Taglio XY

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un ulteriore infittimento locale di armatura in quanto le aree dove le sollecitazioni si estendono oltre il limite di calcolo sono limitate e si trovano all'interno della sezione degli elementi che costituiscono la spalla.

16.8 VERIFICHE MURO PARAGHIAIA

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il muro paraghiaia condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si estrae la combinazione di involucro dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni considerate al **paragrafo 16.2**. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

16.8.1 Resistenze limite per armatura di base in direzione Y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il

valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infiltramento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 50 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	7
2	5	20	43
3			
4			
5			

strati di armatura

2

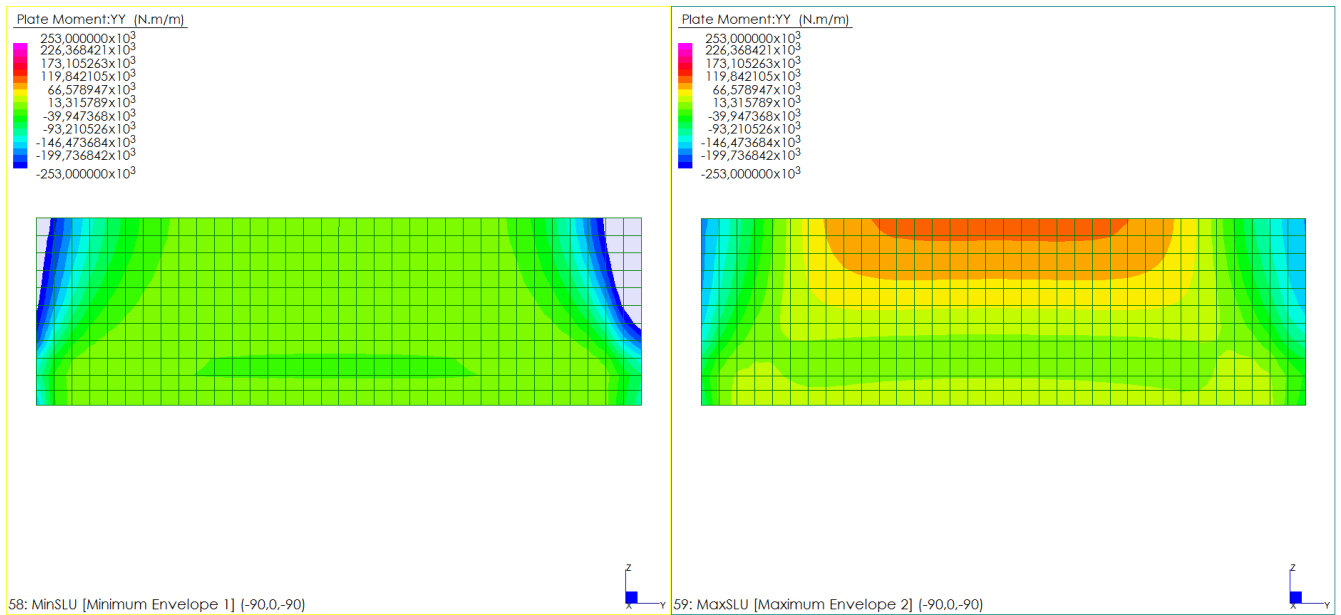
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-253,46	-178,16	-150,87
M_R^+	253,46	178,16	150,87

16.8.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

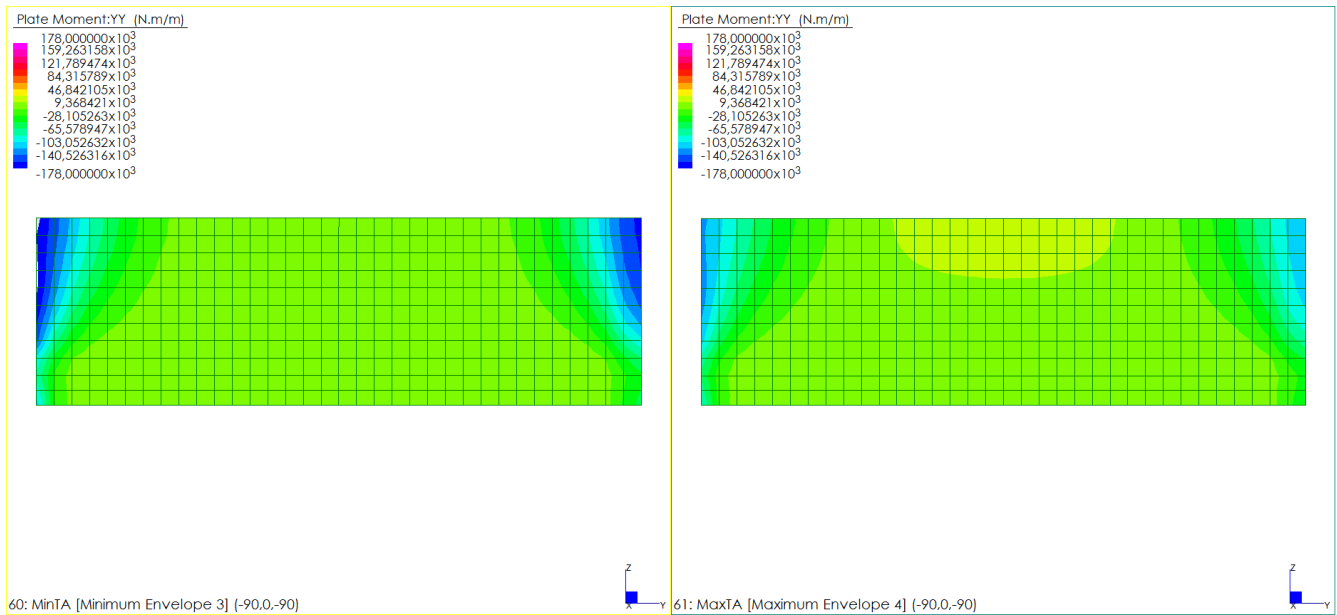
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infiltramento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.8.1.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

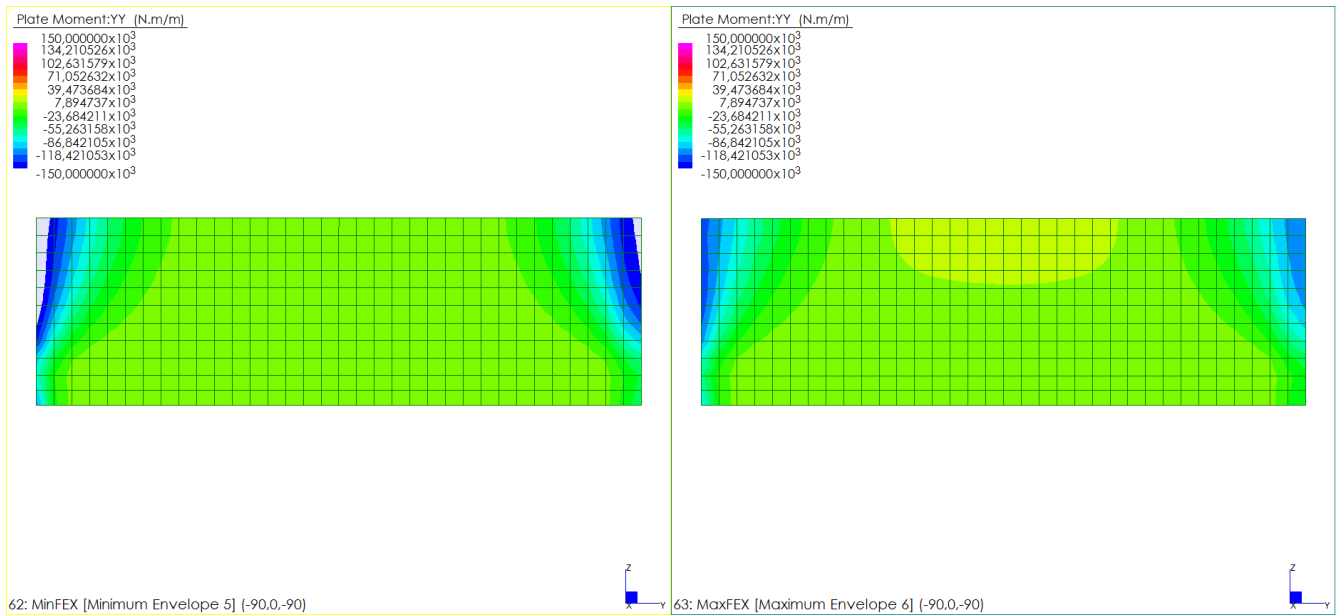
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.8.1.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura al lembo interno della sezione. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.8.2 Resistenze limite per armatura con infittimento in direzione Y

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 50 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	7
2	5	20	7
3	5	20	43
4			
5			

strati di armatura	3
--------------------	---

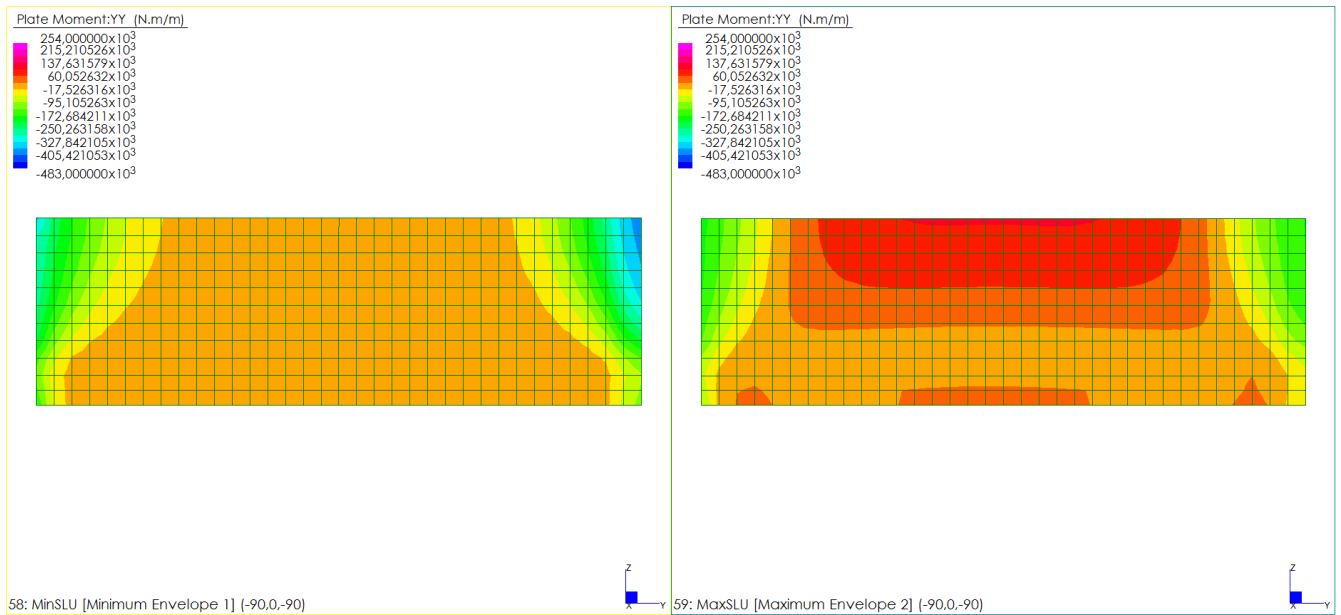
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU	Tensioni Limite	1° Fessurazione
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
M_R^-	-483,51	-346,48	-165,02
M_R^+	254,59	177,38	155,49

16.8.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

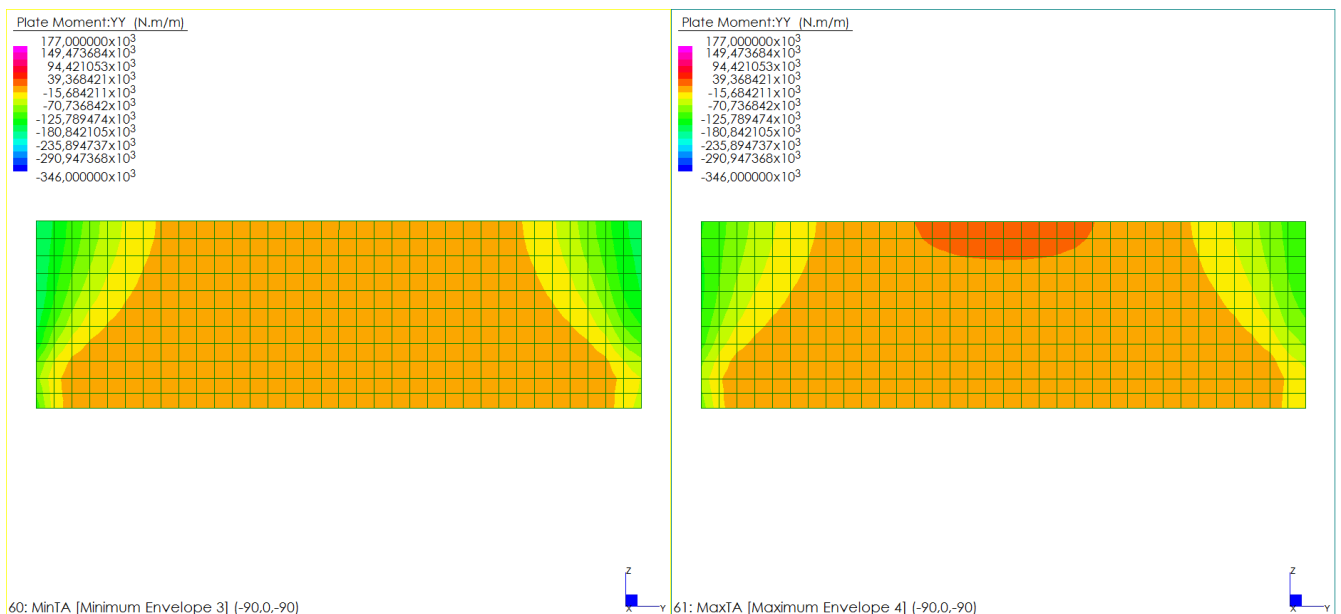
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.8.2.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

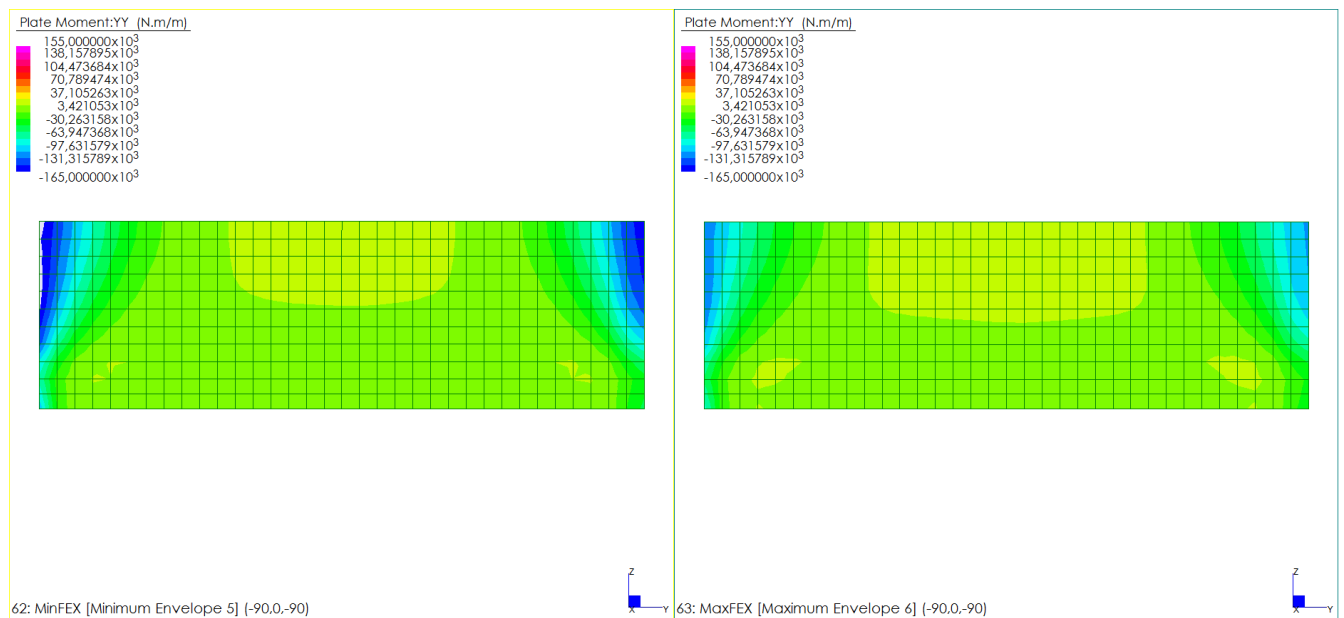
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.8.2.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione risulta fessurata. Si procede pertanto al calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure per il momento sollecitante massimo M_{Ed} .

Calcolo ampiezza delle fessure

$$s_{rm} = 19,5661 \text{ [cm]}$$

$$\epsilon_{sm} = 0,0004$$

$$M_{Ed} = -174,00 \text{ [kNm]}$$

$$c = 6,00 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_s = 1468,92 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_m = 0,08 \text{ [mm]}$$

$$s = 10,00 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_{sr} = 1393,09 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$w_k = 0,13 \text{ [mm]}$$

$$d_{eff} = 17,49 \text{ [cm]}$$

$$\beta_1 = 1,00$$

$$w_{k,LIM} = 0,15 \text{ [mm]}$$

$$k_2 = 0,40$$

$$\beta_2 = 0,50$$

$$k_3 = 0,13$$

$$\phi = 2,00 \text{ [cm]}$$

$$\rho_r = 0,0180$$

Sezione verificata allo
Stato Limite di Fessurazione

16.8.3 Resistenze limite per armatura di base in direzione Z

Si riportano i valori di momento resistente allo SLU, i valori di momento limite per cui sono soddisfatte le limitazioni tensionali lato acciaio e lato calcestruzzo e il momento di prima fessurazione per una sezione di caratteristiche geometriche e meccaniche riportate in tabella. I valori resistenti di momento per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 50 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

 strati n ϕ d^*
 [mm] [cm]

1	10	20	5
2	5	20	45
3			
4			
5			

strati di armatura 2

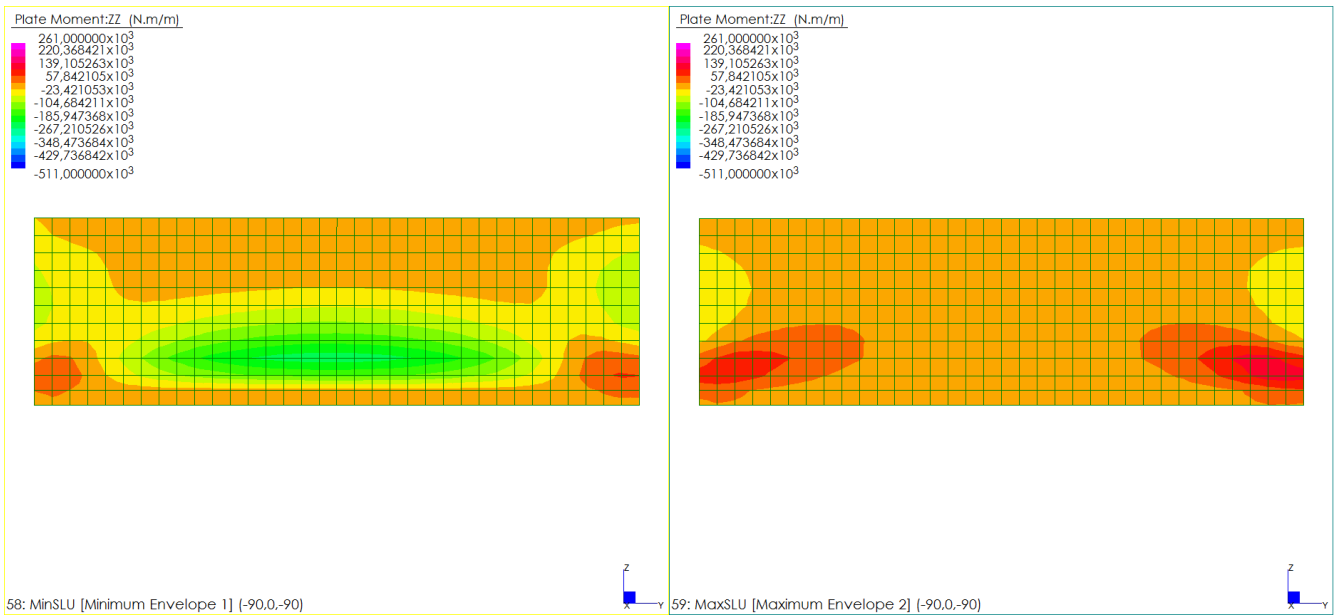
* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-511,28	-366,96	-172,50
M_R^+	261,84	188,46	161,47

16.8.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

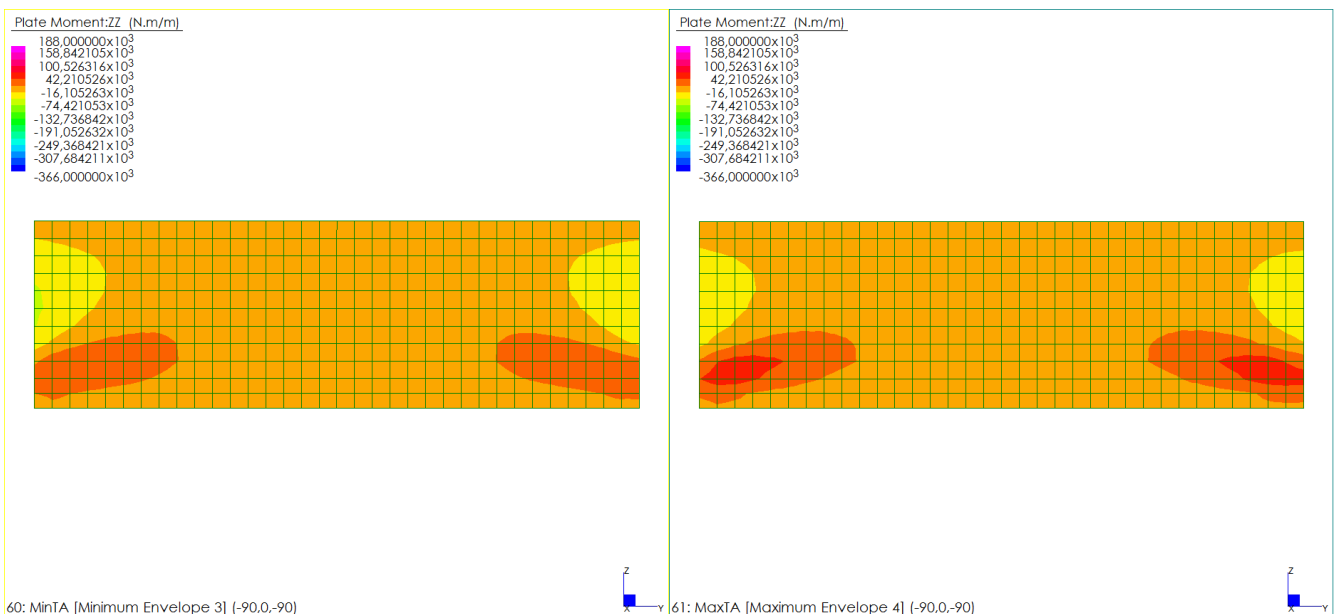
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.8.3.2 Verifiche allo Stato Limite di Limitazione delle Tensioni

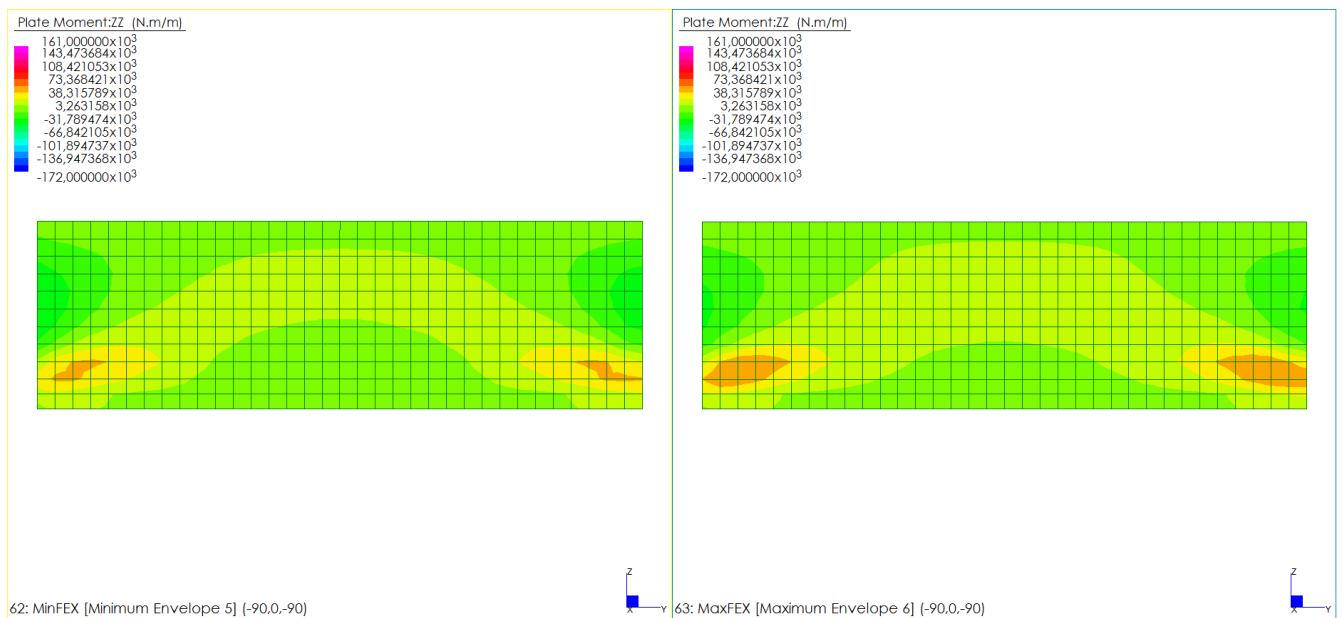
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Limitazione delle Tensioni. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.8.3.3 Verifiche allo Stato Limite di Prima Fessurazione

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SL di Prima Fessurazione. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del momento sollecitante eccede il valore del momento limite si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.8.4 Resistenza limite a taglio

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 100 \text{ [cm]}$$

$$h = 50 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0035$$

$$r = 1,15$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ	d^*
		[mm]	[cm]
1	5	20	5
2	5	20	45
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = 2$$

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ	A_s	passo	α
	[mm]	[cm ²]	[cm]	[deg]
2,5	16	5,03	40	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = 206,02 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = 366,06 \text{ [kN]}$$

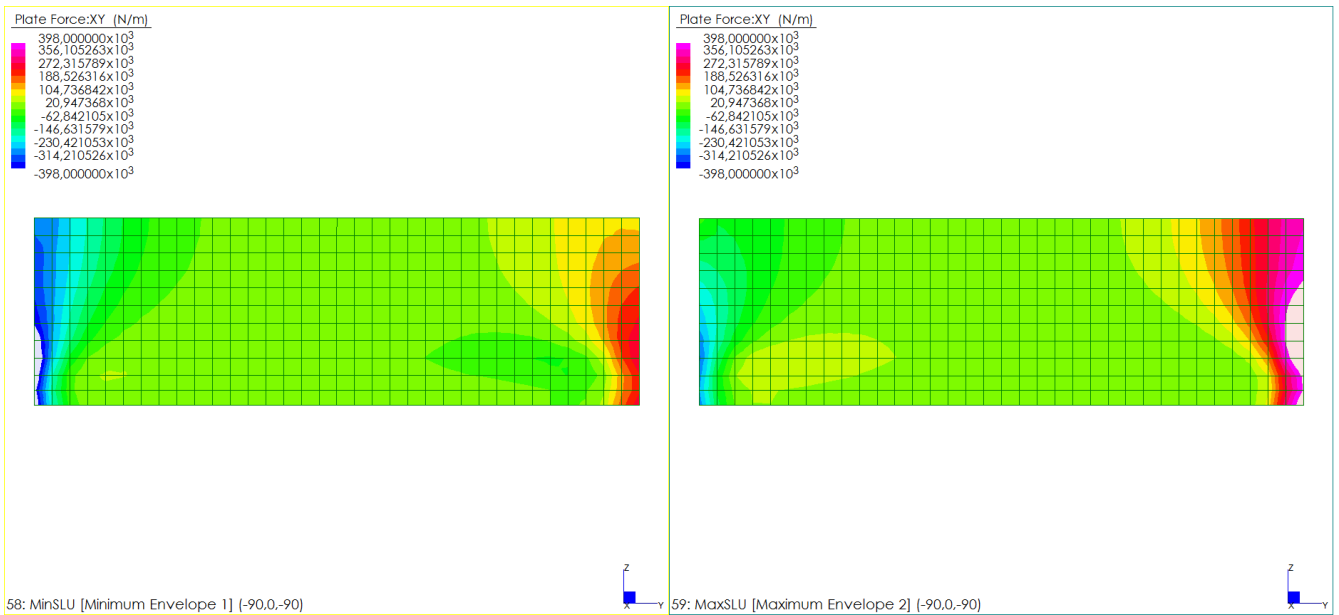
$$V_{wd} = 199,15 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,s} = 398,30 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd,max} = 2381,06 \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

16.8.4.1 Verifiche al Taglio XY

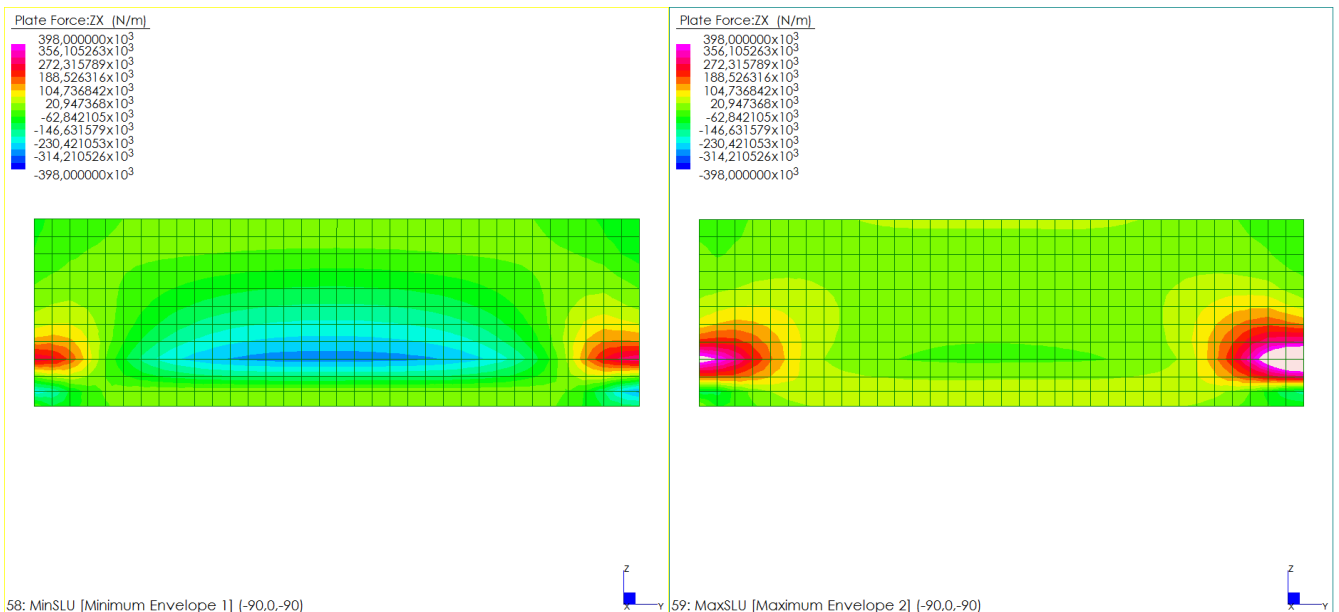
Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.8.4.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione RICHIEDE un infittimento locale di armatura. Si presenta al punto successivo l'analisi per sezione con armatura infittita.

16.8.5 Resistenza limite a taglio con infittimento

Si riportano i valori di taglio resistente allo SLU per sezione priva di armatura a taglio e sezione con armatura specifica a taglio. I valori resistenti di taglio per unità di lunghezza sono confrontati graficamente con lo stato di sollecitazione che si misura sul modello strutturale per le combinazioni di verifica corrispondenti. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio limite si dispone un'armatura d'infittimento.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = \boxed{100} \text{ [cm]}$$

$$h = \boxed{50} \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = \boxed{391,30} \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = \boxed{210000} \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = \boxed{1,15}$$

$$R_{ck} = \boxed{40} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = \boxed{33,20} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = \boxed{17,64} \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = \boxed{1,36} \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = \boxed{0,85}$$

$$\gamma_c = \boxed{1,60}$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = \boxed{0,0035}$$

$$r = \boxed{1,15}$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	5
2	5	20	45
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = \boxed{2}$$

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
2,5	16	5,03	20	0

Resistenze limite

$$V_{Rd,c} = \boxed{206,02} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{cd} = \boxed{366,06} \text{ [kN]}$$

$$V_{wd} = \boxed{398,30} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio resistente per sezione con}$$

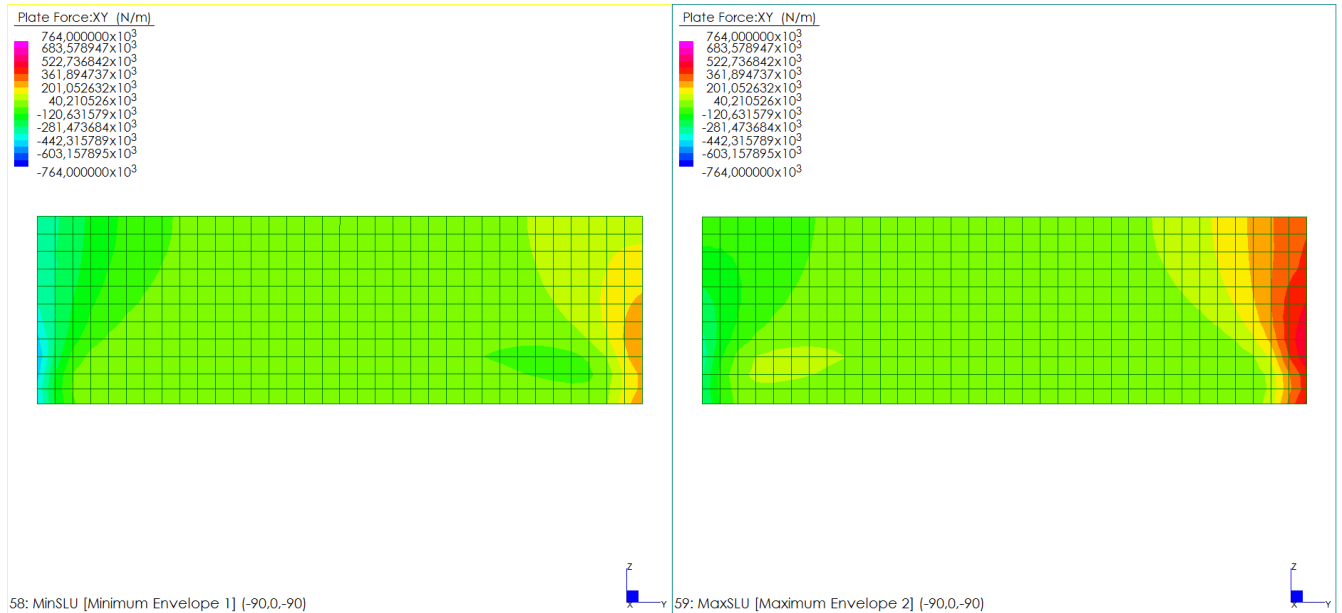
$$V_{Rd,s} = \boxed{764,36} \text{ [kN]} \quad \text{armature trasversali resistenti a taglio}$$

$$V_{Rd,max} = \boxed{2381,06} \text{ [kN]} \quad \text{Taglio massimo sopportabile dalla sezione}$$

16.8.5.1 Verifiche al Taglio XY

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come

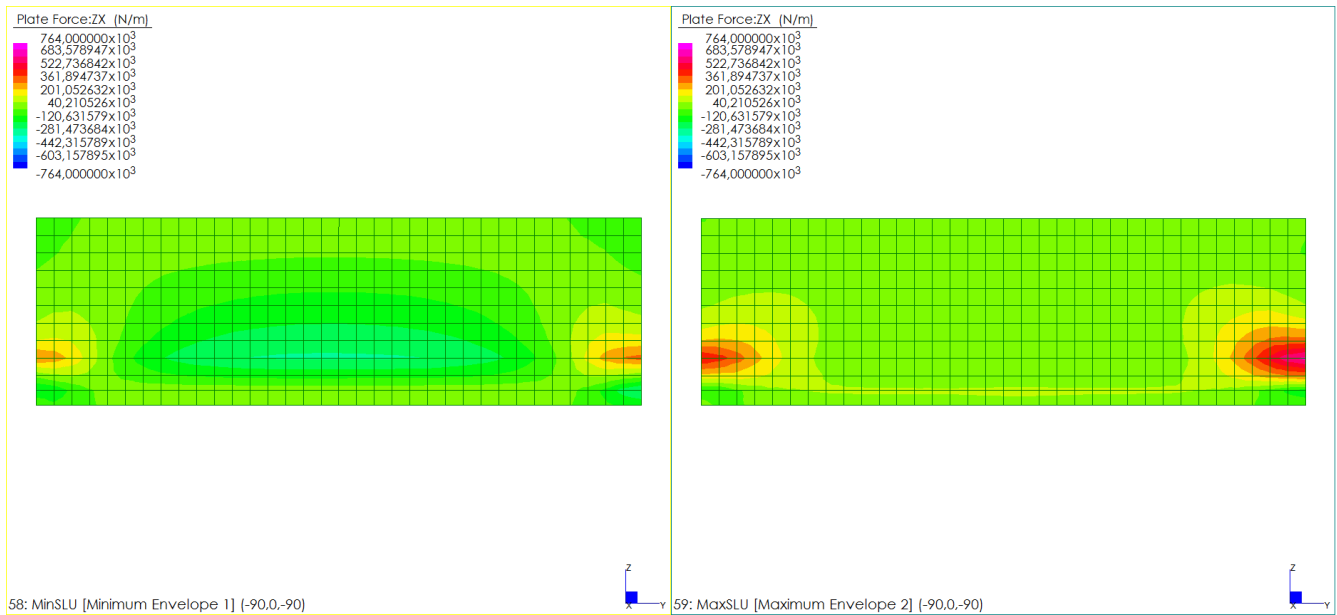
di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.8.5.2 Verifiche al Taglio ZX

Si riportano le mappature dello stato di sollecitazione per l'involuppo dei valori massimi e dei valori minimi delle combinazioni di carico considerate per gli SLU statici e sismici. I valori sollecitanti, come di seguito proposto, sono inferiori al valore limite. Dove localmente il valore del taglio sollecitante eccede il valore del taglio resistente si dispone un'armatura d'infittimento.



Dal confronto visivo fra azioni resistenti ed azioni sollecitanti si evince che la sezione NON RICHIEDE un infittimento locale di armatura.

16.9 VERIFICHE BAGGIOLO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il baggiolo condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si riportano nel prosieguo le combinazioni di calcolo adottate per la verifica dell'elemento. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Si riporta nella prima immagine lo schema di carico per gli appoggi della spalla, escludendo le sollecitazioni direttamente assorbite dal ritegno sismico.

		G1	G2_Ponte	Eps2_ritiro	Eps3_termico	Q1_2a	Q1_2b	Q1_2c	Q1_2d	Q1_2e	Q1_2f	Q5_vento
T1	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fz	301	162	-136	-35	154	272	50	288	-33	208	0
T2	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	170
	Fz	330	24	-136	-35	647	771	352	599	345	592	0
T3	Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fz	307	168	-136	-35	655	412	627	142	540	52	0

Si riporta in questa immagine un estratto della tabella di combinazione per le condizioni che agiscono sul baggiolo.

	AI	All-a	All-b	All-c	All-d	All-e	All-f	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
G1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
G2_Ponte	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps2_ritiro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Eps3_termico	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Q1_2a	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83
Q5_vento	1,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

	FIII-a	FIII-b	FIII-c	FIII-d	FIII-e	FIII-f	UI	UII-a	UII-b	UII-c	UII-d	UII-e	UII-f
G1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
G2_Ponte	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Eps2_ritiro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Eps3_termico	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Q1_2a	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2b	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1_2c	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
Q1_2d	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00
Q1_2e	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
Q1_2f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50
Q5_vento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90

Si riporta infine la tabella dei valori sollecitanti con il calcolo dei momenti flettenti.

	AI	All-a	All-b	All-c	All-d	All-e	All-f	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T1 Fx	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fz	292,0	446,0	564,0	342	580	259	500	292	419,4233	517,0593	333,3712	530,2981	264,695	464,1042
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	AI	All-a	All-b	All-c	All-d	All-e	All-f	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T2 Fx	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	170,0	68,0	68,0	68	68	68	68	68	0	0	0	0	0	0
Fz	183,0	830,0	954,0	535	782	528	775	183	718,3433	820,9439	474,2532	678,627	468,4613	672,835
Mx	68,0	27,2	27,2	27,2	27,2	27,2	27,2	27,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	AI	All-a	All-b	All-c	All-d	All-e	All-f	FI	FII-a	FII-b	FII-c	FII-d	FII-e	FII-f
T3 Fx	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fz	304,0	959,0	716,0	931	446	844	356	304	845,9627	644,8987	822,7948	421,4942	750,809	347,026
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	FIII-a	FIII-b	FIII-c	FIII-d	FIII-e	FIII-f	UI	UII-a	UII-b	UII-c	UII-d	UII-e	UII-f
T1 Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fz	379,9564	447,3516	320,5573	456,4899	273,1522	410,7983	489,3	720,3	897,3	564,3	921,3	439,8	801,3
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	FIII-a	FIII-b	FIII-c	FIII-d	FIII-e	FIII-f	UI	UII-a	UII-b	UII-c	UII-d	UII-e	UII-f
T2 Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0	0	0	0	0	0	255	153	153	153	153	153	153
Fz	552,5312	623,3533	384,0433	525,1162	380,0452	521,1182	325,8	1296,3	1482,3	853,8	1224,3	843,3	1213,8
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	102,0	61,2	61,2	61,2	61,2	61,2	61,2
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	FIII-a	FIII-b	FIII-c	FIII-d	FIII-e	FIII-f	UI	UII-a	UII-b	UII-c	UII-d	UII-e	UII-f
T3 Fx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fz	678,1004	539,312	662,1083	385,1027	612,4186	333,6996	507,3	1489,8	1125,3	1447,8	720,3	1317,3	585,3
Mx	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
My	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Si riportano i valori dei momenti resistenti per la sezione di calcolo del baggiolo e il dominio M-N dove sono rappresentati gli stati di sollecitazione cui l'elemento è sottoposto. Dal confronto si evince che l'elemento è verificato allo Stato Limite Ultimo per la sollecitazione a Momento Flettente.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1° fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati n ϕ d*

	n	ϕ [mm]	d* [cm]
1	5	20	5
2	2	20	10
3	2	20	70
4	5	20	75
5			

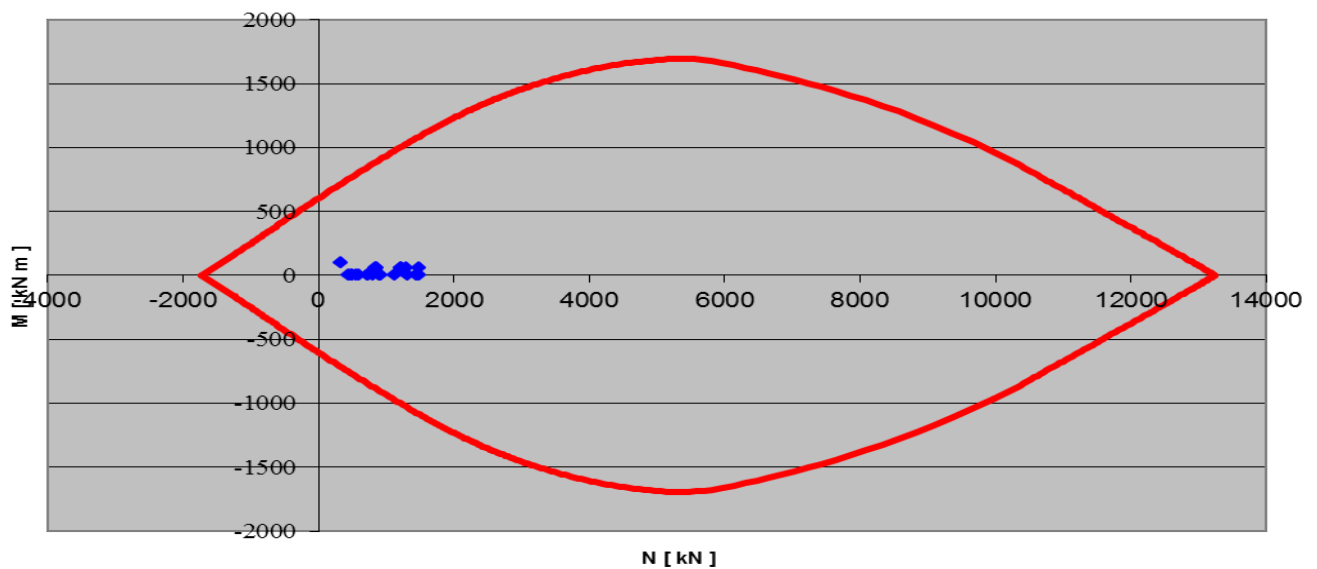
strati di armatura 4

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1° Fessurazione [kNm]
M_R^-	-603,10	-422,99	-328,45
M_R^+	603,10	422,99	328,45

Dominio M-N



Confrontando i valori di momento sollecitante agli Stati Limite di Limitazione delle Tensioni e di Fessurazione con i rispettivi valori di momento resistente si deduce che l'elemento risulta verificato anche per queste combinazioni di carico.

Si riportano i valori di taglio resistente per la sezione di calcolo del baggiolo. Da un confronto fra azioni sollecitanti e azioni resistenti si evidenzia come le verifiche risultino ampiamente soddisfatte.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0026$$

$$r = 1,00$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	5
2	5	20	75
3			
4			
5			

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

$$\text{strati di armatura} = 2$$

Armatura a taglio

n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
4	14	6,16	10	0

Resistenze limite

$V_{Rd,c} =$	229,99	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} =$	488,08	[kN]	
$V_{wd} =$	1626,39	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} =$	2114,47	[kN]	
$V_{Rd,max} =$	3174,75	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

16.10 VERIFICHE RITEGNO SISMICO

Viene di seguito proposta una analisi di dettaglio per gli elementi che costituiscono il ritegno sismico condotta tramite uno specifico modello agli elementi finiti tridimensionale finalizzato allo studio del reale comportamento tridimensionale della struttura.

Si riportano nel prosieguo le combinazioni di calcolo adottate per la verifica dell'elemento. Per ogni combinazione considerata ai fini strutturali viene estratto il vettore di sollecitazione (Sforzo normale, Taglio e Momento Flettente) agli SLU statici e sismici e lo stato di sollecitazione agli SLE. Per ognuno di questi valori viene eseguita la verifica strutturale prevista secondo le Norme Tecniche.

Le azioni sismiche longitudinali e trasversali trasferite dall'impalcato all'elemento di ritegno sismico sono quelle riportate qui di seguito:

$$\text{Taglio-longitudinale} = 729 \text{ kN}$$

$$\text{Taglio trasversale} = 327 \text{ kN}$$

Le azioni di calcolo con cui si effettua il dimensionamento dell'elemento si determinano come segue:

$$V_{Ed} = 1,30 * 327 \text{ kN} = 425 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 1,30 * 327 \text{ kN} * 0,42 \text{ m} = 179 \text{ kNm}$$

Si riportano i valori dei momenti resistenti per la sezione di calcolo del baggiolo. Dal confronto si evince che l'elemento è verificato allo Stato Limite Ultimo per la sollecitazione a Momento Flettente.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 60 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Limiti tensionali

SL limitazione tensioni

$$0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ [Mpa]} \quad \text{cls}$$

$$0,65 * f_{yk} = 292,50 \text{ [Mpa]} \quad \text{acciaio}$$

SL 1^a fessurazione

$$f_{ctm} = 3,10 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctk} = 2,17 \text{ [Mpa]}$$

Barre di armatura

strati n ϕ d*

[mm] [cm]

1	5	20	5
2	5	20	55
3			
4			
5			

strati di armatura 2

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

Momenti limite

	SLU [kNm]	Tensioni Limite [kNm]	1 ^a Fessurazione [kNm]
M_{R}^{-}	-320,51	-231,16	-182,58
M_{R}^{+}	320,51	231,16	182,58

Si riportano i valori di taglio resistente per la sezione di calcolo del baggiolo. Da un confronto fra azioni sollecitanti e azioni resistenti si evidenzia come le verifiche risultino ampiamente soddisfatte.

Caratteristiche geometriche sezione

$$b = 80 \text{ [cm]}$$

$$h = 60 \text{ [cm]}$$

Caratteristiche dei materiali

$$f_{yk} = 450 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ywk} = 391,30 \text{ [Mpa]}$$

$$E_s = 210000 \text{ [Mpa]}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$R_{ck} = 40 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ck} = 33,20 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{cd} = 17,64 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{ctd} = 1,36 \text{ [Mpa]}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,60$$

Parametri di calcolo

$$\rho_l = 0,0036$$

$$r = 1,05$$

Barre di armatura

strati	n	ϕ [mm]	d^* [cm]
1	5	20	5
2	5	20	55
3			
4			
5			

* la posizione delle barre è riferita al lembo superiore della sezione

strati di armatura	2
--------------------	---

Armatura a taglio

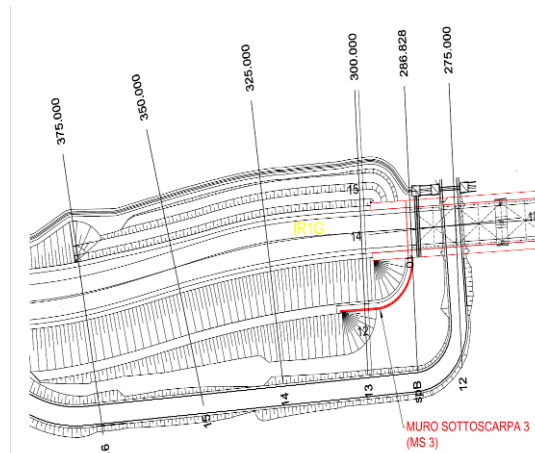
n_{bracci}/m	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	passo [cm]	α [deg]
5	16	10,05	20	0

Resistenze limite

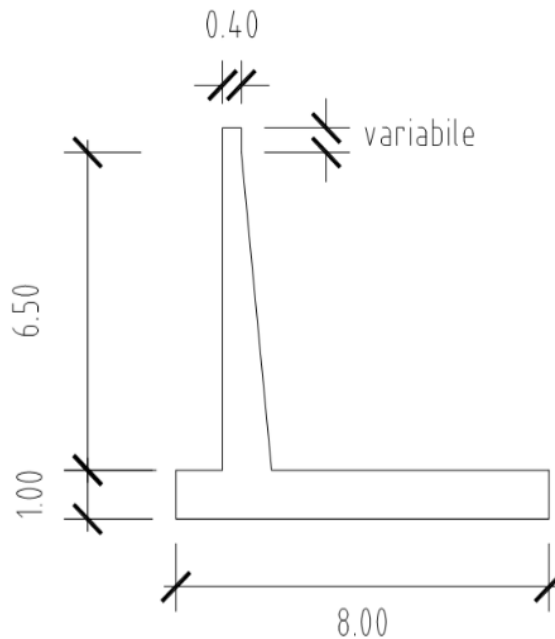
$V_{Rd,c} = 184,55$	[kN]	Taglio resistente per sezione priva di armature trasversali resistenti a taglio
$V_{cd} = 357,93$	[kN]	
$V_{wd} = 973,62$	[kN]	Taglio resistente per sezione con armature trasversali resistenti a taglio
$V_{Rd,s} = 1331,55$	[kN]	
$V_{Rd,max} = 2328,15$	[kN]	Taglio massimo sopportabile dalla sezione

17 MURO DI SOSTOSCARPA

Il muro di sottoscampa (Figura 3) presenta uno sviluppo di circa 26 m ed un'altezza massima di 7.00m (altezza dell'elevazione). Il terreno a tergo del muro si trova 20cm sotto la quota raggiunta dall'elevazione dell'opera e presenta un tratto orizzontale (berma) di lunghezza 1.60m prima di riprendere a salire con una inclinazione(3/2) fino a raggiungere il livello di posa del piano stradale del rilevato. Tale muro si colloca lato rampa IR1G.

**Figura 1 - Ubicazione planimetrica del muro di sottscarpa.**

Il muro presenta la geometria mostrata in Figura 4. Per quanto riguarda l'elevazione si ha un tratto alto 6.5m che lato terreno presenta una pendenza di 1/10. Nel tratto oltre i 6.5m la sezione rimane costante, con larghezza 0,40m, per un'altezza variabile a seconda dei casi.

**Figura 2 Geometrie tipo del muro di sottscarpa.**

17.1 CRITERI DI VERIFICA

Il progetto e la verifica della struttura in questione è stata eseguita mediante il metodo degli "Stati Limite", verificando:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- scorrimento sul piano di posa ($FS \geq 1.3$);
- verifica al ribaltamento ($FS \geq 1.5$);

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno ($FS \geq 2.0$);
- verifica di stabilità globale ($FS \geq 1.3$).
- SLU di tipo strutturale (STR):

resistenza negli elementi strutturali.

SLE di tipo strutturale (STR):

- verifica allo stato limite di fessurazione ($w_1 < 0.150$ [mm] lato terreno);
- verifica delle tensioni massime lato calcestruzzo ed acciaio.

Nelle verifiche allo scorrimento è stata del tutto trascurata la presenza di reazione passiva da parte del terreno a valle dell'opera.

Nel seguito si riporta una breve descrizione dei criteri di verifica sia con riferimento alle condizioni statiche che sismiche.

17.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO)

17.2.1 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Il rapporto fra la somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento e la somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sul muro deve risultare non inferiore a 1,3.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

17.2.2 Verifica al ribaltamento

Il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti riapetto al lembo anteriore della base non deve risultare minore di 1,5.

In condizioni sismiche si è tenuto conto, oltre che dell'incremento di spinta del terreno, anche delle forze di inerzia delle masse del muro e/o ad esso collegate.

17.2.3 Verifica di capacità portante

Il coefficiente di sicurezza per la verifica di capacità portante non deve risultare minore di 2.

La capacità portante limite viene valutata, secondo il criterio di Meyerhof, con riferimento alla fondazione equivalente, definita come la parte della fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi è baricentrica.

Per fondazioni rettangolari di dimensioni in pianta B ed L, indicate rispettivamente con eB ed eL le due componenti in direzione di B e di L della eccentricità del carico, le dimensioni efficaci Be ed Le sono espresse da:

$$Be = B - 2 eB$$

$$Le = L - 2 eL$$

Verifiche in termini di sforzi efficaci (terreni di tipo non coesivo o terreno coesivo a lungo termine)

La pressione limite della fondazione è stata valutata in base alla soluzione di Prandtl (1921) e successive generalizzazioni. Per tenere conto della geometria reale e della presenza della scarpata immediatamente a valle della fondazione si è fatto riferimento alla espressione nella forma più generale di seguito riportata:

in cui:

B = dimensione efficace minore della fondazione ;

N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di attrito φ' ;

$s_\gamma, s_q, s_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;

$d_\gamma, d_q, i_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di imposta;

$i_\gamma, i_q, i_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del carico;

$b_\gamma, b_q, b_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione della base della fondazione;

$g_\gamma, g_q, g_c,$ = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna circostante la fondazione;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace agente nelle adiacenze della fondazione alla quota del piano di imposta;

I coefficienti di capacità portante N_q, N_c ed N_c sono ricavati dalle seguenti espressioni (Vesic 1973):

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\varphi}{1 - \text{sen}\varphi} e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times \tan(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

I coefficienti correttivi possono essere valutati mediante le espressioni:

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 (B/L) (1 + \text{sen}\varphi)/(1 - \text{sen}\varphi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 (B/L) (1 + \text{sen}\varphi)/(1 - \text{sen}\varphi)$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B L c' / \tan \varphi))(m+1)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B L c' / \tan \varphi))^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N c \tan \varphi)$$

$$m = (2 + B/L)/(1+B/L)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \text{sen} \varphi') 2 \arctan (z f/B)$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q)/(N c \tan \varphi')$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N c \tan \varphi')$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q)/(N c \tan \varphi')$$

I simboli utilizzati nelle espressioni precedenti rappresentano:

$z f$ = profondità del piano di imposta misurata dal tetto dello strato portante ;

N = componente della risultante dei carichi perpendicolare al piano di imposta (risultante dei carichi verticali nel caso più comune di piano di imposta orizzontale);

α = inclinazione, in radianti, del piano di imposta, positiva per piano di imposta pendente verso "monte", cioè in direzione opposta a quella verso cui si presume si sviluppi la rottura;

ω = inclinazione, in radianti, del piano campagna, positiva per piano campagna pendente verso "valle", cioè nella direzione verso cui si presume si sviluppi la rottura.

17.3 VERIFICHE STRUTTURALI (STR)

Alle azioni del terreno si applicano i coefficienti parziali propri delle verifiche STR per le verifiche allo SLU, mentre si considerano coefficienti parziali unitari sulle azioni ed i parametri caratteristici del terreno per le verifiche allo SLE.

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	STR	SISMA
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.4	1.0
Permanenti portati	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.0
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.0

17.3.1 Verifiche SLU

E' stata condotta la verifica in assenza ed in presenza di sisma per le membrature maggiormente sollecitate: il fusto del muro in corrispondenza dell'incastro e nella platea di fondazione, in corrispondenza delle sezioni di incastro lato monte e lato valle.

17.3.2 Verifiche SLE

In corrispondenza delle medesime sezioni sono state effettuate le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure (verifica allo stato limite di fessurazione) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (verifica delle tensioni in esercizio).

17.4 VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA DEL TERRENO

Dato che a tergo del muro di sottoscampa il terreno non è orizzontale, ma presenta una pendenza di 3/2 fino all'altezza del piano stradale (Figura 5), per la valutazione dei coefficienti di spinta si è proceduto con le modalità descritte nel seguito del paragrafo.

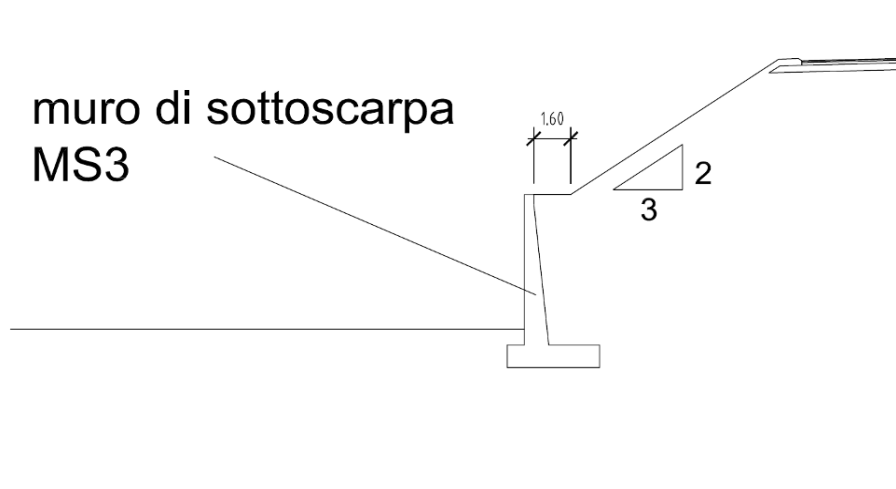


Figura 3 Sezione tipologica del muro di sottoscarpa.

Si è considerata l'altezza del rilevato in corrispondenza dell'estremità della platea di fondazione (Figura 4, a). Considerando queste dimensioni, si è realizzato un modello agli elementi finiti per valutare la pressione necessaria a stabilizzare tale sbancamento Figura 4 – (a) Altezza considerata per il calcolo delle spinte del terreno. (b) modello agli elementi finiti realizzato per la valutazione delle spinte del terreno. (Figura 4, b).

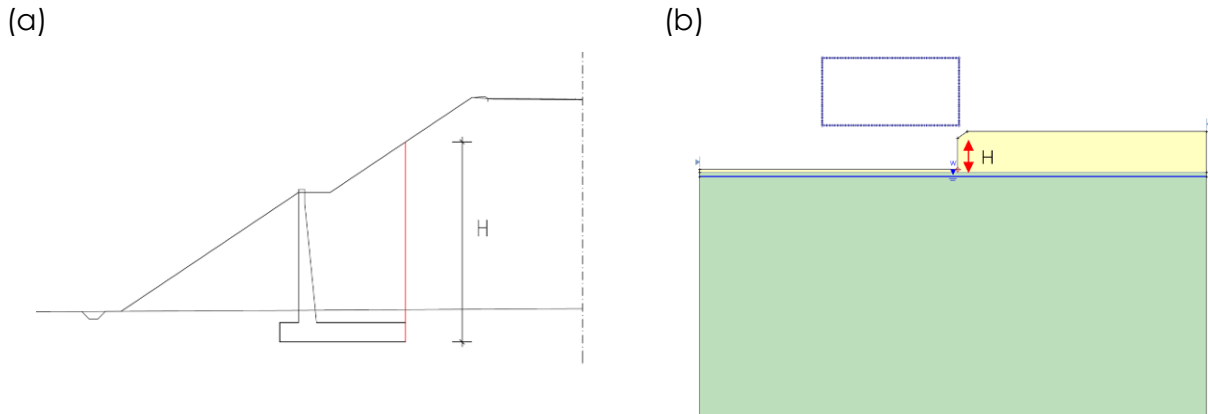


Figura 4 – (a) Altezza considerata per il calcolo delle spinte del terreno. (b) modello agli elementi finiti realizzato per la valutazione delle spinte del terreno.

In particolare, si è individuata la minima pressione, con distribuzione triangolare, tale per cui la superficie di rottura passante per il punto A avesse coefficiente di sicurezza pari ad 1 (Figura 7).

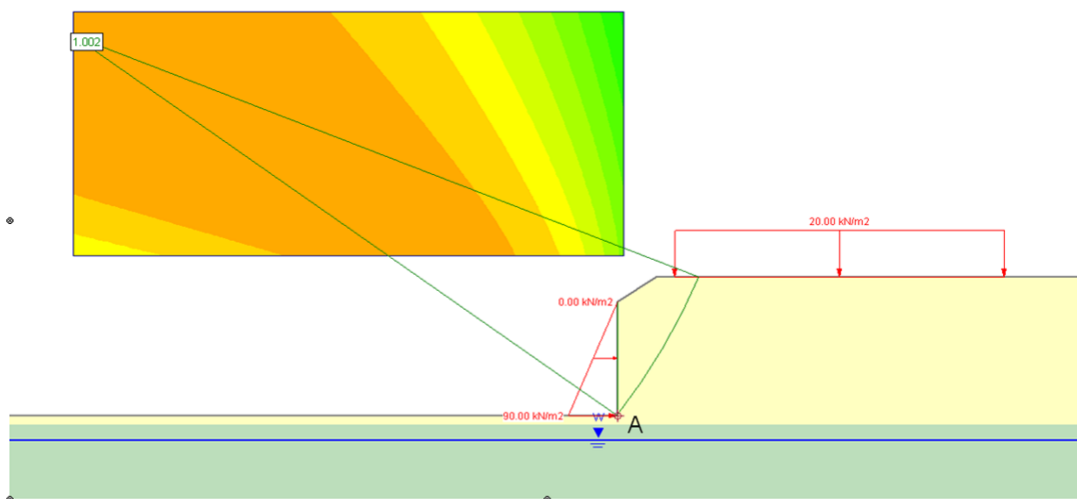


Figura 5 Pressione tale per cui il coefficiente di sicurezza della superficie passante per il punto A è pari a 1.

Ottenuto tale valore di pressione si è calcolata la spinta agente sull'altezza considerata e la si è eguagliata con l'espressione della spinta attiva. Risolvendo l'uguaglianza si è ricavato il valore del coefficiente di spinta attiva utilizzato poi per le verifiche geotecniche e per il calcolo delle sollecitazioni agenti sul muro di sostegno.

- spinta attiva

$$S_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A \cos \delta$$

con δ : angolo d'attrito muro-terreno.

- spinta attiva con angolo attrito muro-terreno pari a 0 $S_A(\delta/\varphi=0) = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A$

- spinta attiva sismica $S_{AS} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) h^2 K_{AS}$

Per il coefficiente di spinta attiva (K_A , $K_A(\delta/\varphi=0)$) si è effettuata un'analisi in condizioni statiche, applicando in cima al rilevato un sovraccarico pari a 20 kN/m²; mentre per il coefficiente di spinta attiva sismica (K_{AS}), si è effettuata un'analisi in condizioni sismiche con valori dei coefficienti sismici pari a $k_h = 0.09$ e $k_v = \pm 0.045$ ed un sovraccarico distribuito pari a 10 kN/m².
dove:

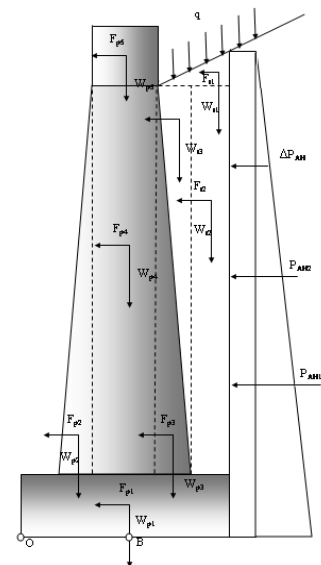
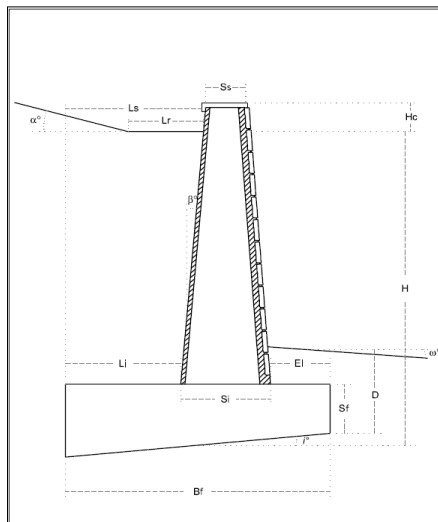
$$k_h = \frac{S\left(\frac{a_g}{g}\right)}{r} \quad ; \quad k_v = 0.5 k_h$$

17.5 RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE

Sono riportati di seguito i risultati delle verifiche condotte in presenza ed in assenza di sisma per la sezione più critica calcolata che presenta un'elevazione complessiva di 7m.

17.5.1 GEO – sezione A

Dati di carattere generale	
Definire tipologia muro (Ordinario [1] o Prefabb/ Contraff [2])	1
H = altezza [m]	7.80
H _c = altezza cordolo [m]	0.20
S _s = spessore superiore [m]	0.40
S _i = spessore inferiore [m]	1.07
L _i = scarpa interna inferiore [m]	5.92
L _s = scarpa interna superiore [m]	6.60
E _i = scarpa esterna inferiore [m]	1.000
B _f = base fondazione [m]	7.99
S _f = spessore fondazione [m]	1.00
L _f = lunghezza tratto rettilineo su ciabatta [m]	1.60
γ _c = Peso di volume calcestruzzo [kN/m ³]	25
Inclinazione del paramento interno β (°)	5.0
Inclinazione della fondazione del paramento i (°)	0.0
Inclinazione piano campagna a tergo dell'opera α (°)	33.0
Parametri terreno di riempimento	
γ _d = Peso di volume [kN/m ³]	19
φ _k ' = angolo di attrito terreno di riempimento [°]	35
c _k ' = coesione [kPa]	0
Parametri terreno di fondazione	
d _w = Dislivello tra base fondazione e falda [m]	0
γ _d = Peso di volume [kN/m ³]	19
φ _k ' = angolo di attrito terreno di fondazione [°]	38
c _k ' = coesione [kPa]	0
c _u = coesione non drenata [kPa]	0





Calcolo spinta

Table with 4 columns and 100+ rows, divided into sections: Stabilita globale e dimensionamento fondazione, Dimensionamento elevazione, Calcolo delle spinte, and Azioni dovute all'urto. It contains various engineering parameters and calculated values for structural design.

Sollecitazioni (STR) sul paramento e sulla suola di fondazione									
Forze verticali statiche [kN/m]					Forze orizzontali statiche [kN/m]				
W _{p2}	-0.85	b _{p2o}	0.99	b _{p2B}	3.00	P _{AH1}	407.26	b _{AH1}	3.35
W _{p3}	57.80	b _{p3o}	1.62	b _{p3B}	2.38	P _{AH2}	107.28	b _{AH2}	5.02
W _{p4}	68.00	b _{p4o}	1.19	b _{p4B}	2.81	Forze orizzontali sismiche [kN/m]			
W _{p5}	2.00	b _{p5o}	1.19	b _{p5B}	2.81	F _{p2}	-0.08	b _{p2}	2.27
W _{t1}	154.23	b _{t1o}	6.32	b _{t1B}	-2.33	F _{p3}	5.42	b _{p3}	2.27
W _{t2}	764.86	b _{t2o}	5.03	b _{t2B}	-1.04	F _{p4}	6.38	b _{p4}	3.40
W _{t3}	43.93	b _{t3o}	1.84	b _{t3B}	2.15	F _{p5}	0.19	b _{p5}	6.90
P _{AV}	418.46	b _{AVo}	7.99	b _{AVB}	-4.00	F _{t1}	14.46	b _{t1}	6.95
W _{q2statico}	0.00	b _{qo}	5.03	b _{qB}	-1.04	F _{t2}	71.71	b _{t2}	3.40
W _{q2sis}	0.00	b _{qo}	5.03	b _{qB}	-1.04	F _{t3}	4.12	b _{t3}	4.53
Forze verticali sismiche [kN/m]					P _{AH1(d=0)}	347.73	b _{AH1}	3.35	
F _{vp2}	-0.04	b _{p2o}	0.99	b _{p2B}	3.00	P _{AH2(d=0)}	36.43	b _{AH2}	5.02
F _{vp3}	2.71	b _{p3o}	1.62	b _{p3B}	2.38	ΔP _{AHtsis}	52.83	b _{ΔAHt}	6.70
F _{vp4}	3.19	b _{p4o}	1.19	b _{p4B}	2.81	ΔP _{AHqsis}	3.66	b _{ΔAHq}	5.02
F _{vp5}	0.09	b _{p5o}	1.19	b _{p5B}	2.81				
F _{vt1}	7.23	b _{t1o}	6.32	b _{t1B}	-2.33				
F _{vt2}	35.85	b _{t2o}	5.03	b _{t2B}	-1.04				
F _{vt3}	2.06	b _{t3o}	1.84	b _{t3B}	2.15				
Sollecitazioni agenti sull'elevazione									
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo					10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]
0.70	0.47	115.37	13.44	105.00	0.70	0.47	138.64	10.05	101.11
1.36	0.53	183.47	24.23	134.83	1.36	0.53	222.55	18.72	134.57
2.04	0.60	277.29	38.54	169.23	2.04	0.60	335.52	28.82	172.67
2.72	0.67	398.63	53.64	207.37	2.72	0.67	478.22	40.11	214.47
3.40	0.74	551.03	70.33	249.24	3.40	0.74	653.49	52.59	259.96
4.08	0.80	738.03	88.62	294.84	4.08	0.80	864.16	66.27	309.15
4.76	0.87	963.18	108.51	344.17	4.76	0.87	1113.08	81.14	362.03
5.44	0.94	1230.00	129.99	397.23	5.44	0.94	1403.09	97.20	418.60
6.12	1.00	1542.05	153.06	454.02	6.12	1.00	1737.04	114.45	478.87
6.80	1.07	1902.85	177.73	514.54	6.80	1.07	2117.75	132.90	542.83
Sollecitazione alla base dell'elevazione					Sollecitazione alla base dell'elevazione				
Azione assiale [kN/m]				177.73	Azione assiale [kN/m]				132.90
Taglio [kN/m]				514.54	Taglio [kN/m]				542.83
Momento baricentrico [kNm/m]				1902.85	Momento baricentrico [kNm/m]				2117.75
Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle									
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
376.10	354.11	1.00	184.39	365.11	336.68	294.70	1.00	161.34	315.69
Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte									
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche				
σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ ₁ [kPa]	σ ₂ [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]
200.40	330.58	5.92	-332.06	460.68	1.29	249.79	5.92	-1948.18	-412.98
NB: σ ₂ è il valore di tensione sulla sezione di incastro									
NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione									

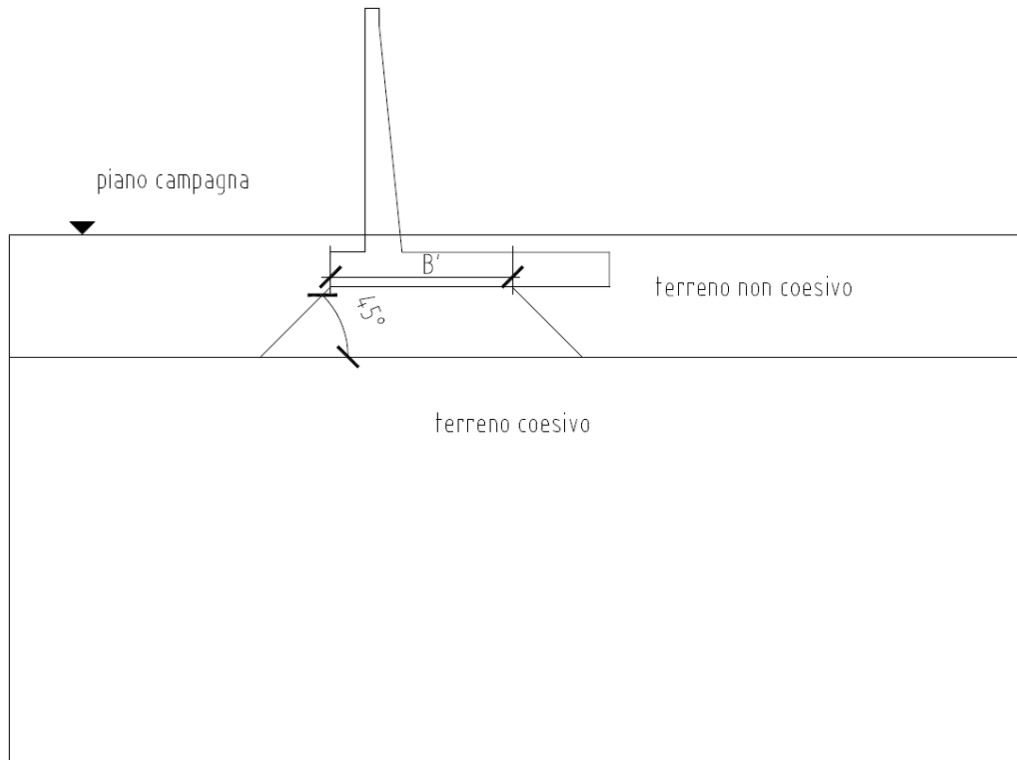
Sollecitazioni (SLE) sul paramento e sulla suola di fondazione										
Forze verticali statiche [kN/m]						Forze orizzontali statiche [kN/m]				
W_{p2}	-0.85	b_{p2o}	0.99	b_{p2B}	3.00	P_{AH1}	290.90	b_{AH1}	3.35	
W_{p3}	57.80	b_{p3o}	1.62	b_{p3B}	2.38	P_{AH2}	71.52	b_{AH2}	5.02	
W_{p4}	68.00	b_{p4o}	1.19	b_{p4B}	2.81	Forze orizzontali sismiche [kN/m]				
W_{p5}	2.00	b_{p5o}	1.19	b_{p5B}	2.81	F_{p2}	-0.08	b_{p2}	2.27	
W_{t1}	154.23	b_{t1o}	6.32	b_{t1B}	-2.33	F_{p3}	5.42	b_{p3}	2.27	
W_{t2}	764.86	b_{t2o}	5.03	b_{t2B}	-1.04	F_{p4}	6.38	b_{p4}	3.40	
W_{t3}	43.93	b_{t3o}	1.84	b_{t3B}	2.15	F_{p5}	0.19	b_{p5}	6.90	
P_{AV}	295.25	b_{AVo}	7.99	b_{AVB}	-4.00	F_{t1}	14.46	b_{t1}	6.95	
$W_{q2statico}$	0.00	b_{qo}	5.03	b_{qB}	-1.04	F_{t2}	71.71	b_{t2}	3.40	
W_{q2sis}	0.00	b_{qo}	5.03	b_{qB}	-1.04	F_{t3}	4.12	b_{t3}	4.53	
Forze verticali sismiche [kN/m]						$P_{AH1(d=0)}$	347.73	b_{AH1}	3.35	
F_{vp2}	-0.04	b_{p2o}	0.99	b_{p2B}	3.00	$P_{AH2(d=0)}$	36.43	b_{AH2}	5.02	
F_{vp3}	2.71	b_{p3o}	1.62	b_{p3B}	2.38	ΔP_{AHtsis}	52.83	$b_{\Delta AHt}$	6.70	
F_{vp4}	3.19	b_{p4o}	1.19	b_{p4B}	2.81	ΔP_{AHqsis}	3.66	$b_{\Delta AHq}$	5.02	
F_{vp5}	0.09	b_{p5o}	1.19	b_{p5B}	2.81					
F_{vt1}	7.23	b_{t1o}	6.32	b_{t1B}	-2.33					
F_{vt2}	35.85	b_{t2o}	5.03	b_{t2B}	-1.04					
F_{vt3}	2.06	b_{t3o}	1.84	b_{t3B}	2.15					
Sollecitazioni agenti sull'elevazione										
Verifiche in condizioni statiche						Verifiche in condizioni sismiche				
Passo di calcolo						10				
Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	Altezza paramento [m]	Altezza sezione [m]	Momento [kNm/m]	Azione assiale [kN/m]	Taglio [kN/m]	
0.70	0.47	80.85	9.60	72.99	0.70	0.47	138.64	10.05	101.11	
1.36	0.53	128.57	17.88	93.96	1.36	0.53	222.55	18.72	134.57	
2.04	0.60	194.32	27.53	118.19	2.04	0.60	335.52	28.82	172.67	
2.72	0.67	279.36	38.31	145.09	2.72	0.67	478.22	40.11	214.47	
3.40	0.74	386.16	50.24	174.65	3.40	0.74	653.49	52.59	259.96	
4.08	0.80	517.21	63.30	206.87	4.08	0.80	864.16	66.27	309.15	
4.76	0.87	674.99	77.51	241.76	4.76	0.87	1113.08	81.14	362.03	
5.44	0.94	861.99	92.85	279.32	5.44	0.94	1403.09	97.20	418.60	
6.12	1.00	1080.67	109.33	319.54	6.12	1.00	1737.04	114.45	478.87	
6.80	1.07	1333.52	126.95	362.42	6.80	1.07	2117.75	132.90	542.83	
Sollecitazione alla base dell'elevazione					Sollecitazione alla base dell'elevazione					
Azione assiale [kN/m]				126.95	Azione assiale [kN/m]				132.90	
Taglio [kN/m]				362.42	Taglio [kN/m]				542.83	
Momento baricentrico [kNm/m]				1333.52	Momento baricentrico [kNm/m]				2117.75	
Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di valle										
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche					
σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	
265.62	250.54	1.00	130.30	258.08	336.68	294.70	1.00	161.34	315.69	
Sollecitazioni agenti sulla ciabatta di fondazione di monte										
Verifiche in condizioni statiche					Verifiche in condizioni sismiche					
σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	σ_1 [kPa]	σ_2 [kPa]	Tratto compresso [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	
145.16	234.41	5.92	-223.60	12.52	1.29	249.79	5.92	-1948.18	-412.98	

NB: σ_2 è il valore di tensione sulla sezione di incastro

NB: Il momento negativo tende le fibre di estradosso della fondazione

17.5.2 verifica capacità portante argilla

Sotto lo strato di terreno granulare su cui viene posata la fondazione del muro di sostegno oggetto della relazione è presente un profondo strato di argilla. Si esegue quindi una verifica a capacità portante di tale strato di terreno ipotizzando una diffusione a 45° del carico distribuito che scarica la ciabatta di fondazione.



carico sul piano di posa della fondazione $q=252.51$ kPa
 $B'= 5.35$ m

carico agente su terreno coesivo $q= 148.49$ kPa

$q=148.49 < q_{amm}=713$ kPa

Verifica soddisfatta

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.0	(kN/m ³)
cu	coesione non drenata	100.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	9.35	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	1.00	(m)
D	profondità della fondazione da p.c. <i>(può risultare opportuno essere conservativi, in relazione al "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	1.50	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
z_w	profondità falda da p.c.	2.50	(m)
α	inclinazione della fondazione <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
ω	pendenza piano campagna <i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
H/N	rapporto tra carico orizzontale e carico verticale	0.10	(-)
FS	coefficiente di sicurezza	2.00	(-)
fattori di capacità portante	N_c	5.14	
	N_γ	0.00	
fattori di forma	S_c	2.87	
	S_γ	-2.74	
fattori di approfondimento	d_c	1.06	
fattori di inclinazione del carico	i_c	0.89	
fattori di inclinazione della fondazione	b_c	1.00	
fattori di inclinazione del piano campagna	g_c	1.00	

RISULTATI**capacità portante limite:**

componente dovuta a N_γ	0	(kPa)
componente dovuta alla coesione	1398	(kPa)
contributo del sovraccarico	14	(kPa)

$$q_{lim} = 1412 \text{ kPa}$$

$$q_{amm} = 713 \text{ kPa}$$

17.6 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

L'analisi delle condizioni di equilibrio sia nel caso statico che sismico, viene svolta con ricorso al codice di calcolo SLIDE vers. 5.0 (Rocscience s.r.l.).

E' stato utilizzato un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Nel caso sismico, le forze di inerzia, orizzontali e verticali, applicati alle masse in condizioni sismiche sono valutate mediante i coefficienti k_h e k_v che valgono rispettivamente:

Con riferimento alla componente verticale, è stata applicata in entrambe le direzioni valutando la più sfavorevole.

17.6.1 GEO

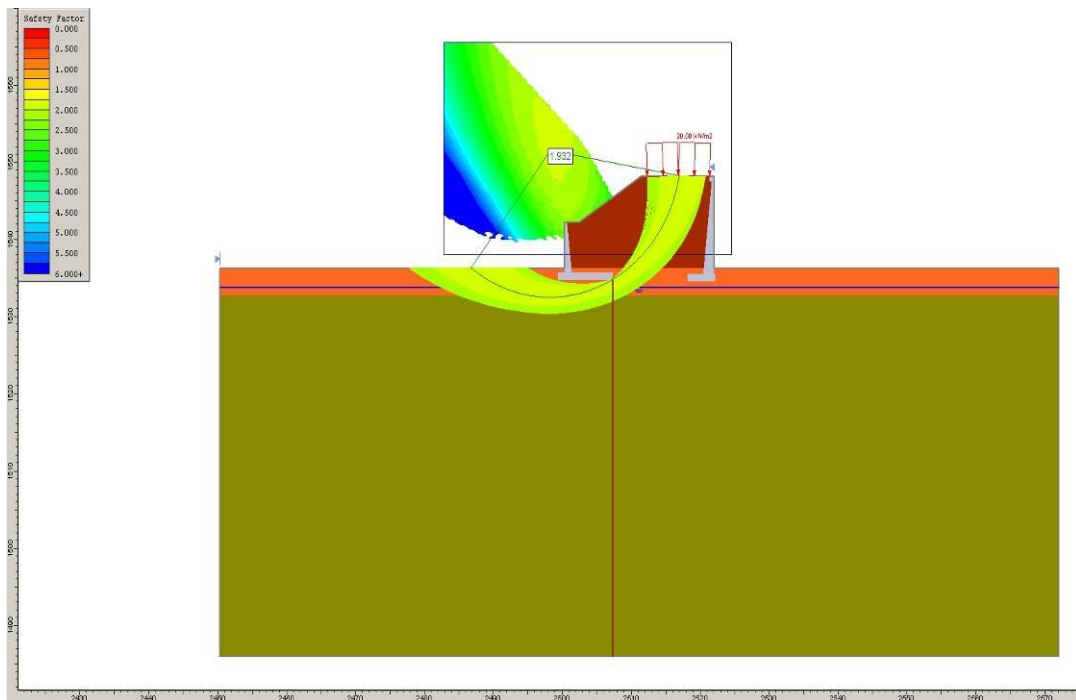


Figura 6 Analisi di stabilità – SLU GEO

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 1.93.

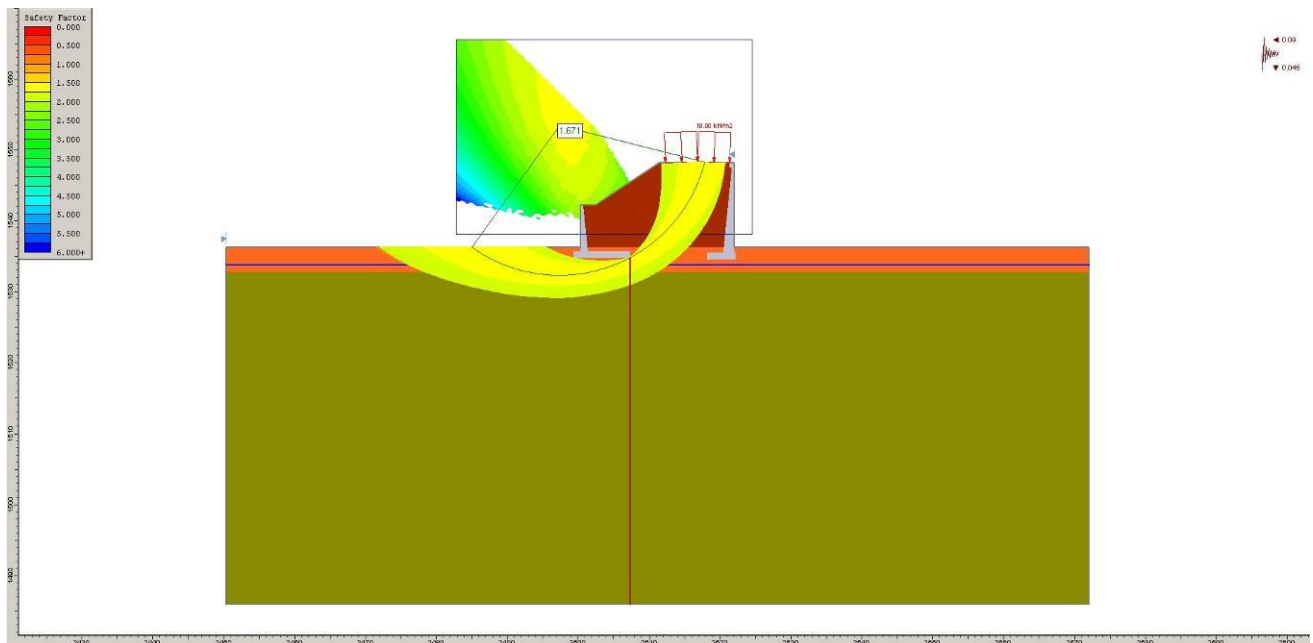


Figura 7 Analisi di stabilità – SLU SISMA

Come si può notare dalla figura soprastante, l'analisi statica svolta in Slide mostra come la verifica di stabilità globale della sezione di calcolo sia verificata, con un fattore di sicurezza minimo i 1.67.

17.7 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali di deformazione e fessurazione sono state svolte secondo il metodo degli stati limite.

Di seguito, per le sezioni esaminate, sono forniti i risultati delle analisi eseguite che indicano le armature necessarie da applicare al fine di garantire la stabilità strutturale dell'opera.

L'elevazione e la fondazione sono state verificate su una sezione rettangolare di base $B=1.00$ m ed altezza S_{fsez} variabile a seconda della casistica in esame.

Verifiche STR: Sezione tipo B - $S_{fsez} = 1.05$ m - $B = 1.0$ m									
SL	Sezione di verifica	M_{max} [kNm/m]	N_{max} [kN/m]	Armatura	F_s	V_{max} [kN/m]	N_{max} [kN/m]	F_s	Armatura addizionale
SLU	Elevazione (incastro)	2116.64	131.70	1Ø26/10cm+1Ø26/10cm 1Ø20/20cm	1.52	514.54	176.12	1.27	Spilli Ø14/ 40x40cm
SL	Sezione di verifica	M_{max} [kNm/m]	N_{max} [kN/m]	Armatura	Tensioni massime		Fessurazione		
					$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	W_d [mm]	W_1 [mm]	
	Elevazione (incastro)	33.93	29	1Ø26/10cm+1Ø26/10cm 1Ø20/20cm	7.24	156.6	0.0814	0.1384	
Armatura diffusa				Correnti Ø12/20cm					

Verifiche STR: Sezione fondazione $S_{fsez} = 1.00$ m - $B = 1.0$ m									
SL	Sezione di verifica	M_{max} [kNm/m]	N_{max} [kN/m]	Armatura	F_s	V_{max} [kN/m]	N_{max} [kN/m]	F_s	Armatura addizionale
SLU	Fondazione (monte)	-1943.63	-	1Ø30/10cm 1Ø20/20cm	1.18	459.54	-	1.39	Spilli Ø12/ 30x40cm
	Fondazione (valle)	183.41	-	1Ø30/10cm 1Ø20/20cm	2.91	363.23	-	1.76	Spilli Ø12/ 30x40cm
SL	Sezione di verifica	M_{max} [kNm/m]	N_{max} [kN/m]	Armatura	Tensioni massime		Fessurazione		
					$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	W_d [mm]	W_1 [mm]	
SLE	Fondazione (monte)	-220.85	-	1Ø30/10cm 1Ø20/20cm	1.38	37.2	non fessurato		
	Fondazione (valle)	129.6	-	1Ø30/10cm 1Ø20/20cm	1.06	91.7	non fessurato		
Armatura diffusa				Correnti Ø12/20cm					

18 DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Il presente capitolo riporta i calcoli geotecnici ed il dimensionamento delle opere di fondazione profonda previste per la struttura di attraversamento in elevazione della linea ferroviaria in progetto.

La struttura ha una luce complessiva di 86 m, e si divide su 3 campate. Le strutture di fondazione si compongono quindi di due spalle e di due pile.

L'analisi delle palificate di fondazione per pile e spalle è stata condotta con il programma di calcolo Group, prodotto da Ensoft Inc., che consente di analizzare il comportamento di un gruppo di pali sottoposto a sollecitazioni assiali, di taglio e momento.

Il programma consente di definire sia un modello tridimensionale, utilizzabile dove tale semplificazione risulti accettabile, sia tridimensionale. E' possibile schematizzare pali verticali o inclinati, e si possono assumere vincoli del tipo a incastro, a cerniera o elastici tra la testa del palo e la fondazione. Il calcolo della palificata viene condotto ipotizzando che il plinto di fondazione sia infinitamente rigido.

Dove non diversamente specificato dall'utente, il programma è in grado di generare internamente curve di risposta non lineare del terreno, carico - cedimento (curve t-z) per condizioni di carico assiale, torsione - rotazione ($M - \theta$) per condizioni di carico torsionali, e carico orizzontale - spostamento orizzontale (curve p-y) per carichi orizzontali.

In particolare, le curve p-y di risposta del terreno, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà geotecniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- Reese, Cox e Koop per sabbie
- Welch e Reese per argille tenere
- Reese, Cox e Koop per argille dure sotto falda
- Welch-Reese e Reese-Welch per argille dure sopra falda

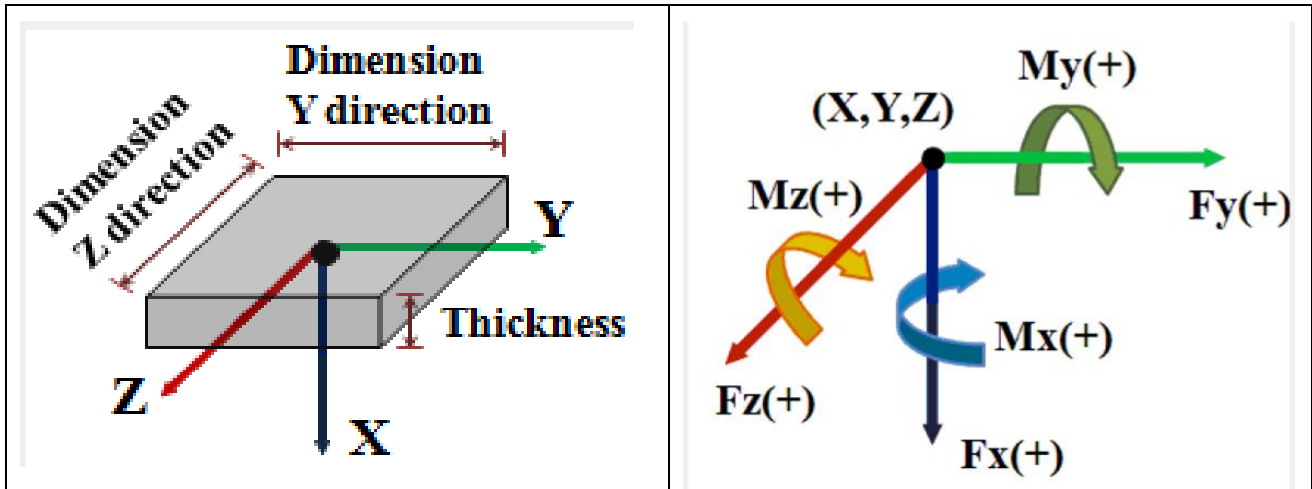
Per quanto riguarda le curve carico - cedimento relative a condizioni di carico assiale, il programma genera internamente, in base alla natura del terreno, le curve di trasferimento del carico assiale in funzione dello spostamento verticale del palo; tali curve sono implementate sulla base di dati ricavati da numerosi studi effettuati su pali strumentati, realizzati in terreni di diversa natura.

L'effetto gruppo può essere simulato dal programma mediante la definizione di coefficienti riduttivi che intervengono sia sulle curve carico cedimento del palo, sia sulle curve p-y.

Nei calcoli delle palificate si considera un sistema di riferimento cartesiano, con l'asse Z parallelo all'asse autostradale, l'asse Y ortogonale all'asse autostradale e diretto verso valle (quindi lato lato autostrada per opere in trincea) e asse X ortogonale agli assi Z e Y e diretto verso il basso.

Si considera la seguente convenzione di segni e si considereranno positivi:

- N se concorde con l'asse Z;
- Tz e Ty con verso concorde agli assi di riferimento;
- Mz e My come indicato nella figura successiva.



Nel proseguo, per ogni elemento oggetto di dimensionamento, verranno riportate:

- la stratigrafia di riferimento per la zona in esame, con specifico riferimento alle
- le sollecitazioni di progetto agenti, con specifico riferimento all'orientazione della terna di assi adottata dal programma per il calcolo delle palificate;
- la geometria della palificata;
- le risultanze dei calcoli condotti

18.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

Viene di seguito riportato un sunto della caratterizzazione geotecnica adottata per l'area in esame, a cui sono associati i valori di riferimento per la definizione della portanza dei pali.

DATI DI INGRESSO

D	diámetro del palo	1.20	(m)	FS_L	coeff. sicurezza portata laterale	1.00	(-)
L	lunghezza massima di calcolo	40.00	(m)	w/D	cedimento base palo per $q=q_{cr}$	4.95	(%)
Z_w	profondità falda da p.c.	1.00	(m)	FS_{B-GR}	coeff. sicurezza portata di base t. granulari	1.00	(-)
σ_{amm,cls}	tensione ammissibile calcestruzzo	4.5	(MPa)	FS_{B-COE}	coeff. sicurezza portata di base t. coesivi	1.00	(-)

n° strato	tipo terreno	ΔH _i (m)	H _f (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi/piede)	φ (°)	Dcr/D suggeriti	Dcr/D adottati	k suggeriti (-)	k adottati (-)	cu (kPa)	c _α suggeriti (kPa)	c _α adottati (kPa)
1	N	1.00	1.0	18.0	18	28	6	6	0.7	0.7		-	
2	N	3.00	4.0	19.0	35	40	16	10	0.7	0.7		-	
3	C	15.00	19.0	20.0	20	28	4-8	10	-	-	130	65	65
4	C	21.00	40.0	20.0	25	28	4-8	10	-	-	180	90	90
5													
6													

nei calcolo della portata di base degli strati coesivi vuoi considerare il contributo della tensione geostatica verticale? (0=NO; 1=SI)

1

ΔH _i	spessore strato i-esimo	Tipo terreno	
H _f	quota del letto dello strato i-esimo	C	coesivo
γ _n	peso di volume naturale	N	non coesivo
N _{SPT}	numero di colpi/piede (per i soli terreni granulari)		
φ	angolo di attrito (per i soli terreni granulari)		
D _r	densità relativa (per i soli terreni granulari)		
Dcr/D	profondità critica/diámetro del palo		
k	rapporto fra pressione orizzontale e verticale in prossimità del palo (per i soli terreni granulari)		
cu	coesione non drenata (per i soli terreni coesivi)		
c _α	attrito laterale unitario (per i soli terreni coesivi)		

RISULTATI

Q_{max, sez cls} 5089 kN

z (m)	Q _{amm,base} (kN)	Q _{amm,laterale} (kN)	Q _{lim} (kN)	Q _{amm SLE} (kN)	Q _{amm SLU/EQK} (kN)
0.0	0	1	1	0.4	0.4
1.3	172	27	199	79.6	99.5
2.7	453	105	559	223.5	279.3
4.0	735	219	954	381.5	476.9
5.3	821	526	1347	538.7	673.4
6.7	907	853	1759	703.7	879.6
8.0	992	1179	2172	868.7	1085.8
9.3	1061	1441	2502	1000.6	1250.8
10.7	1147	1767	2914	1165.6	1457.0
12.0	1232	2094	3327	1330.6	1663.3
13.3	1318	2421	3739	1495.6	1869.5
14.7	1404	2748	4151	1660.6	2075.7
16.0	1490	3074	4564	1825.6	2282.0
17.3	1704	3401	5105	2042.0	2552.5
18.7	1734	3728	5462	2184.7	2730.9
20.0	1778	4117	5895	2358.0	2947.5
21.3	1835	4570	6405	2561.8	3202.3
22.7	1892	5022	6914	2765.7	3457.1
24.0	1961	5565	7526	3010.3	3762.8
25.3	2018	6017	8035	3214.1	4017.7
26.7	2075	6470	8545	3418.0	4272.5
28.0	2132	6922	9055	3621.8	4527.3
29.3	2190	7375	9564	3825.7	4782.1
30.7	2247	7827	10074	4029.5	5036.9
32.0	2551	8279	10830	4332.0	5415.0
33.3	2581	8732	11313	4525.0	5656.3
34.7	2611	9184	11795	4718.1	5897.6
36.0	2641	9637	12278	4911.1	6138.9
37.3	2671	10089	12760	5104.1	6380.1
38.7	2702	10541	13243	5297.1	6621.4
40.0	2732	10994	13725	5490.2	6862.7

Figura 8 Caratteristiche geotecniche dei materiali nell'area e portanza dei pali per compressione

z (m)	W (kN)	Q _{amm.laterale} (kN)	Q _{totale} (kN)	Q _{amm SLE} (kN)	Q _{amm SLU/EQK}
0.0	8	0	8	3.0	3.8
1.3	32	11	43	17.3	21.6
2.7	54	62	116	46.6	58.2
4.0	77	138	215	86.0	107.5
5.3	100	342	441	176.4	220.5
6.7	122	593	715	286.0	357.5
8.0	145	844	989	395.6	494.5
9.3	163	1045	1208	483.2	604.1
10.7	185	1297	1482	592.8	741.0
12.0	208	1548	1756	702.4	878.0
13.3	231	1799	2030	812.0	1015.0
14.7	253	2051	2304	921.6	1152.0
16.0	276	2302	2578	1031.1	1288.9
17.3	299	2553	2852	1140.7	1425.9
18.7	321	2805	3126	1250.3	1562.9
20.0	344	3088	3432	1372.9	1716.1
21.3	366	3440	3807	1522.6	1903.3
22.7	389	3792	4181	1672.4	2090.6
24.0	416	4214	4630	1852.2	2315.2
25.3	439	4566	5005	2002.0	2502.5
26.7	461	4918	5379	2151.8	2689.7
28.0	484	5270	5754	2301.6	2877.0
29.3	507	5622	6128	2451.4	3064.2
30.7	529	5974	6503	2601.1	3251.4
32.0	552	6325	6877	2750.9	3438.7
33.3	575	6677	7252	2900.7	3625.9
34.7	597	7029	7626	3050.5	3813.1
36.0	620	7381	8001	3200.3	4000.4
37.3	642	7733	8375	3350.1	4187.6
38.7	665	8085	8750	3499.9	4374.9
40.0	688	8437	9124	3649.7	4562.1

Figura 9. Caratteristiche portanza dei pali per trazione

18.2 SPALLA SA

La definizione dei carichi agenti è derivata dalle risultanze in termini di reazioni al nodo baricentrico della fondazione della palificata dei modelli numerici realizzati per le strutture in c.a. delle elevazioni e delle spalle.

In ragione della tipologia di software utilizzato per le verifiche della palificata, le sollecitazioni risultanti dai modelli numerici in precedenza citati sono state riportate nel sistema di riferimento del software Ensoft Group.

Risultano evidenziate le combinazioni di calcolo considerate rappresentative per il calcolo delle palificate e per le quali è stata condotta la simulazione numerica.

Le caratteristiche della palificata risultano le seguenti:

- Pali \square 1200mm
- N. pali: 18 disposti a quinconce
- Lunghezza pali: 28m
- Altezza di riferimento della spalla: 8m

La geometria del modello è riportata nella figura seguente:

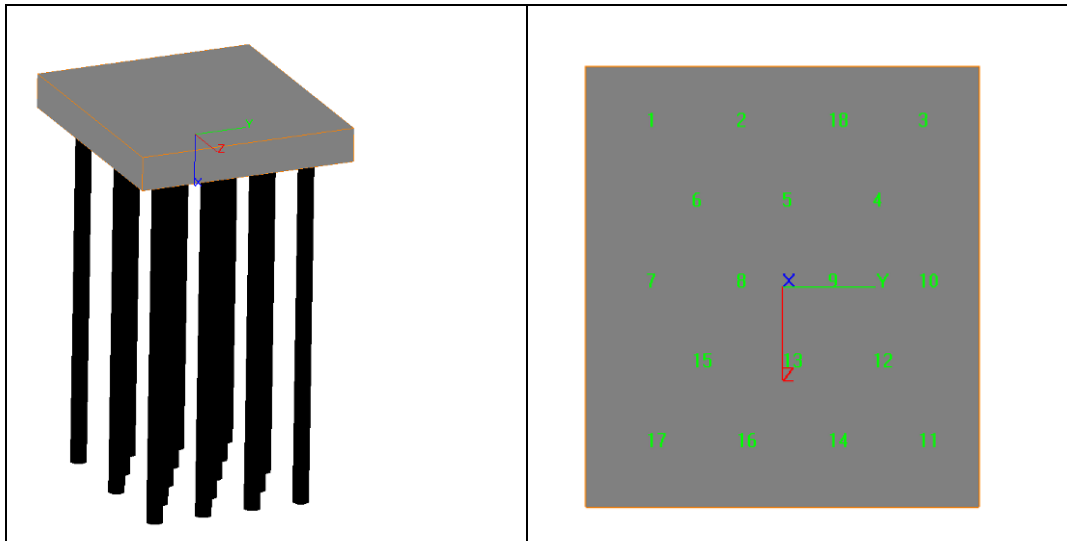


Figura 10. Spalla SA. Modello di calcolo

Dal modello strutturale sono state estrapolate le condizioni di carico maggiormente rappresentative o gravose per l'elemento in esame.

Caratteristica	Acronimo	Sollecitazioni Group					
		FX	FY	MZ	FZ	MY	MX
		(+FZ)	(-FX)	(+MY)	(-FY)	(-MX)	(+MZ)
Node 5509: 21: AI [Combination 1]	SLE-A01	32331	-2600	975	170	-1483	689
Node 5509: 22: AII-a [Combination 2]	SLE-A02	33787	-3269	10874	68	-2773	275
Node 5509: 24: AII-c [Combination 4]	SLE-A04	33360	-3269	9144	68	-3063	275
Node 5509: 26: AII-e [Combination 6]	SLE-A06	33183	-3269	8428	68	-3038	275
Node 5509: 28: AIII-a [Combination 8]	SLE-A08	33787	-3569	13334	34	-2494	123
Node 5509: 30: AIII-c [Combination 10]	SLE-A10	33360	-3569	11604	34	-2785	123
Node 5509: 32: AIII-e [Combination 12]	SLE-A12	33183	-3569	10888	34	-2759	123
Node 5509: 34: FI [Combination 14]	SLE-F01	32331	-2600	975	68	-646	275
Node 5509: 35: FII-a [Combination 15]	SLE-F02	33539	-3144	9127	0	-1854	0
Node 5509: 37: FII-c [Combination 17]	SLE-F04	33185	-3144	7691	0	-2095	0
Node 5509: 39: FII-e [Combination 19]	SLE-F06	33038	-3144	7096	0	-2074	0
Node 5509: 41: FIII-a [Combination 21]	SLE-F08	33161	-2973	6570	0	-1301	0
Node 5509: 43: FIII-c [Combination 23]	SLE-F10	32917	-2973	5584	0	-1466	0
Node 5509: 45: FIII-e [Combination 25]	SLE-F12	32816	-2973	5175	0	-1452	0
Node 5509: 47: UI [Combination 27]	ULS01	48650	-3869	1945	255	-2232	1033
Node 5509: 48: UII-a [Combination 28]	ULS02	50834	-4865	16746	153	-4586	620
Node 5509: 50: UII-c [Combination 30]	ULS04	50193	-4865	14152	153	-5021	620
Node 5509: 52: UII-e [Combination 32]	ULS06	49928	-4865	13077	153	-4983	620
Node 5509: 54: UIII-a [Combination 34]	ULS08	50834	-5315	20436	51	-3749	184
Node 5509: 56: UIII-c [Combination 36]	ULS10	50193	-5315	17842	51	-4185	184
Node 5509: 58: UIII-e [Combination 38]	ULS12	49928	-5315	16767	51	-4147	184
Node 5509: 60: SismaX-a [Combination 40]	EQK01	33164	-19147	91872	2276	-10908	-477
Node 5509: 62: SismaX-c [Combination 42]	EQK03	32950	-19147	91008	2276	-11053	-477
Node 5509: 64: SismaX-e [Combination 44]	EQK05	32862	-19147	90649	2276	-11040	-477
Node 5509: 66: SismaY-a [Combination 46]	EQK07	33164	-7683	31471	7791	-34487	-1201
Node 5509: 68: SismaY-c [Combination 48]	EQK09	32950	-7683	30607	7791	-34632	-1201
Node 5509: 70: SismaY-e [Combination 50]	EQK11	32862	-7683	30248	7791	-34619	-1201

Figura 11. Combinazioni di carico analizzate per la spalla SA

I risultati delle analisi sono di seguito riportati, differenziando:

- Combinazioni di carico allo stato limite di esercizio (SLE);
- Combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLU);
- Combinazioni di carico in condizioni sismiche (EQK).

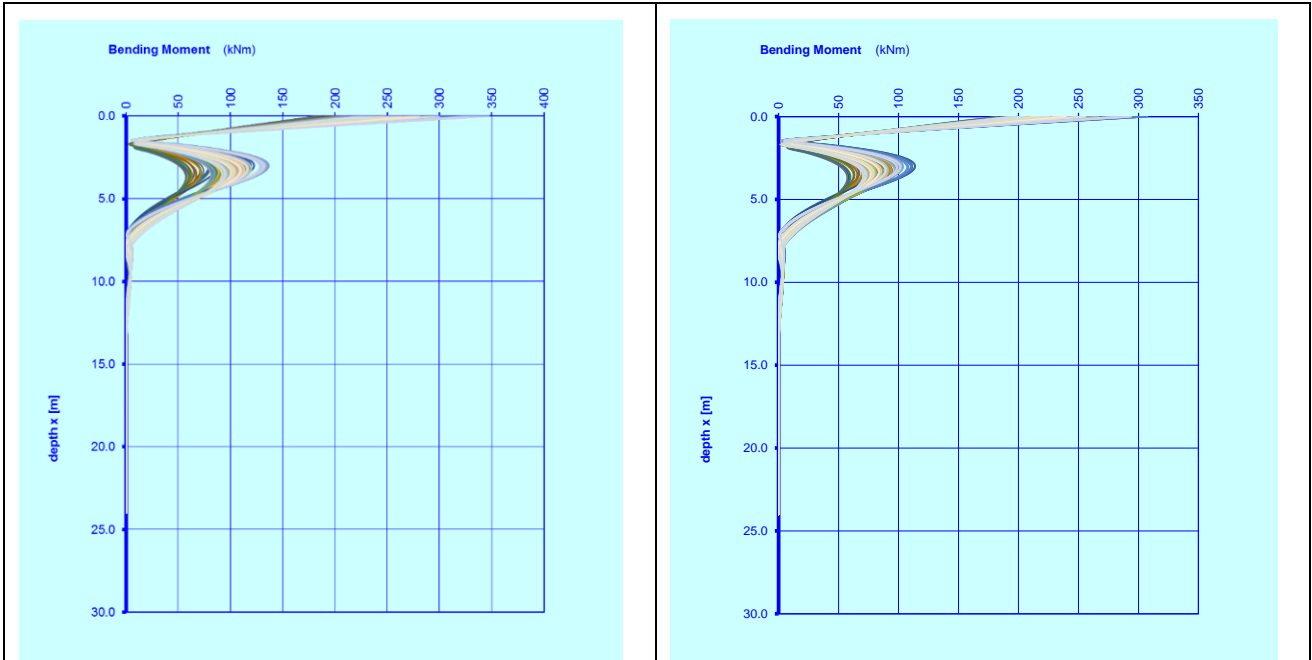


Figura 12. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Momento flettente

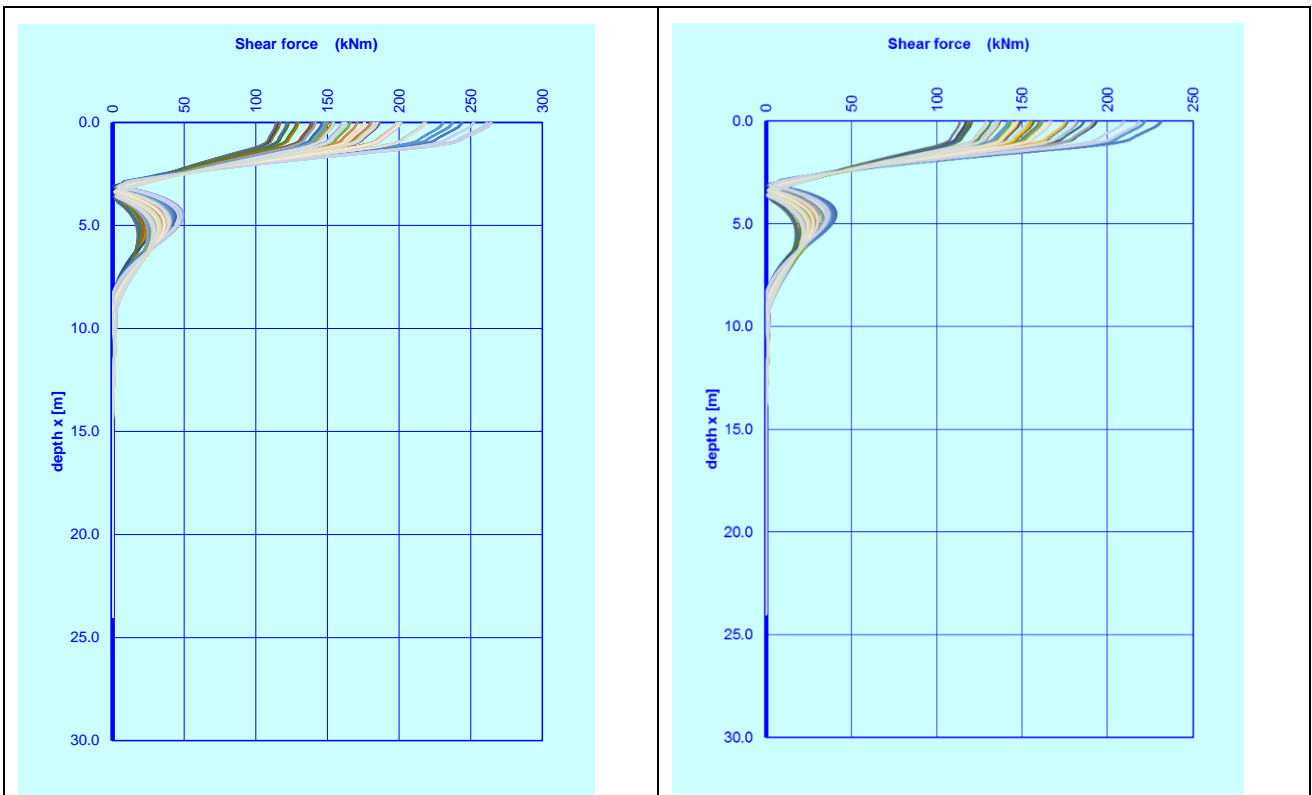


Figura 13. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Sforzo di taglio

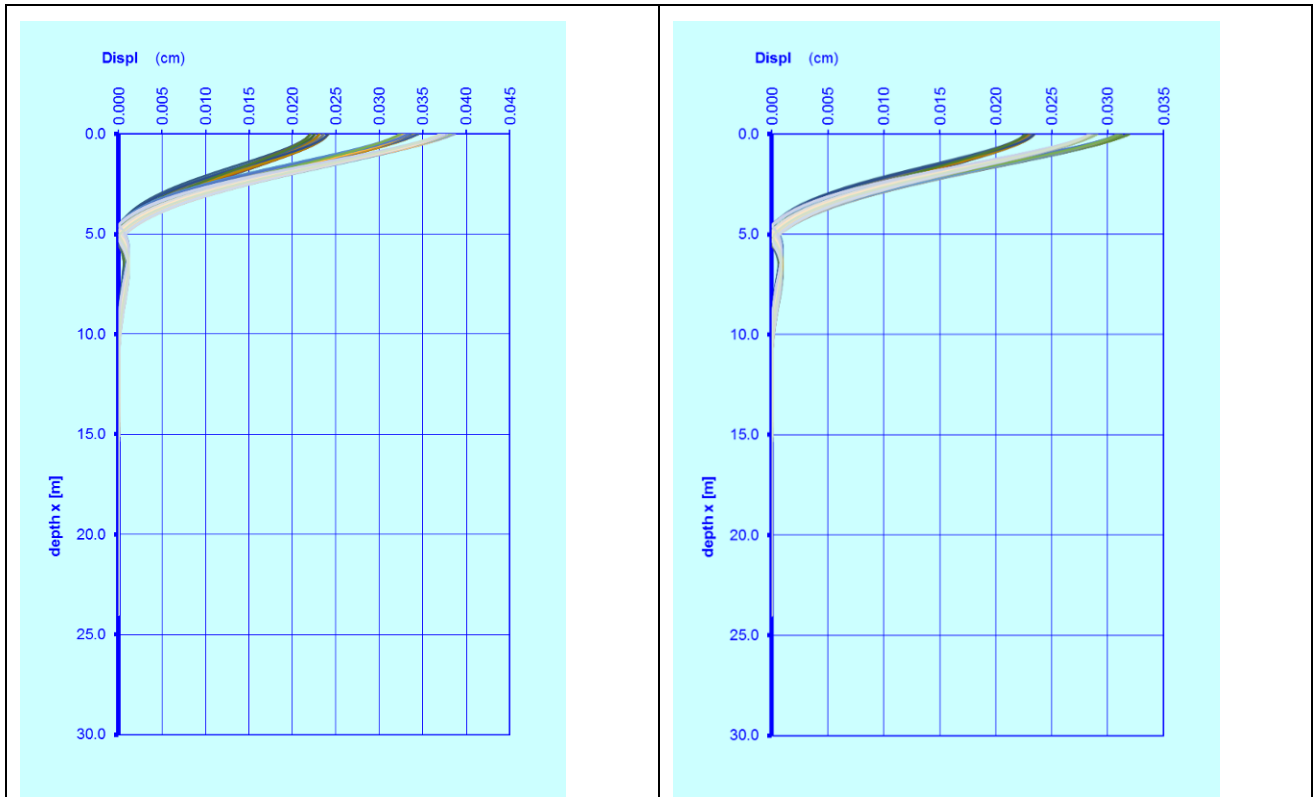


Figura 14. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Spostamenti

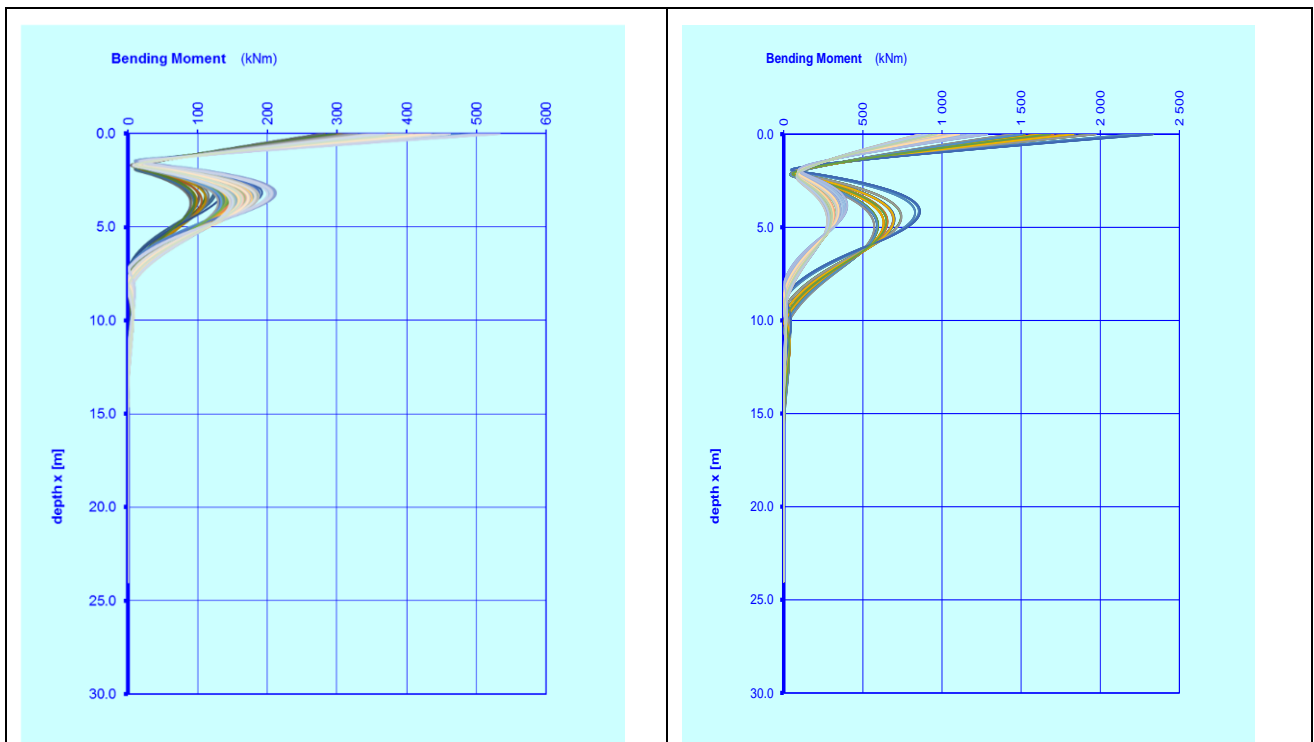


Figura 15. Combinazioni SLU e EQK. Momento flettente

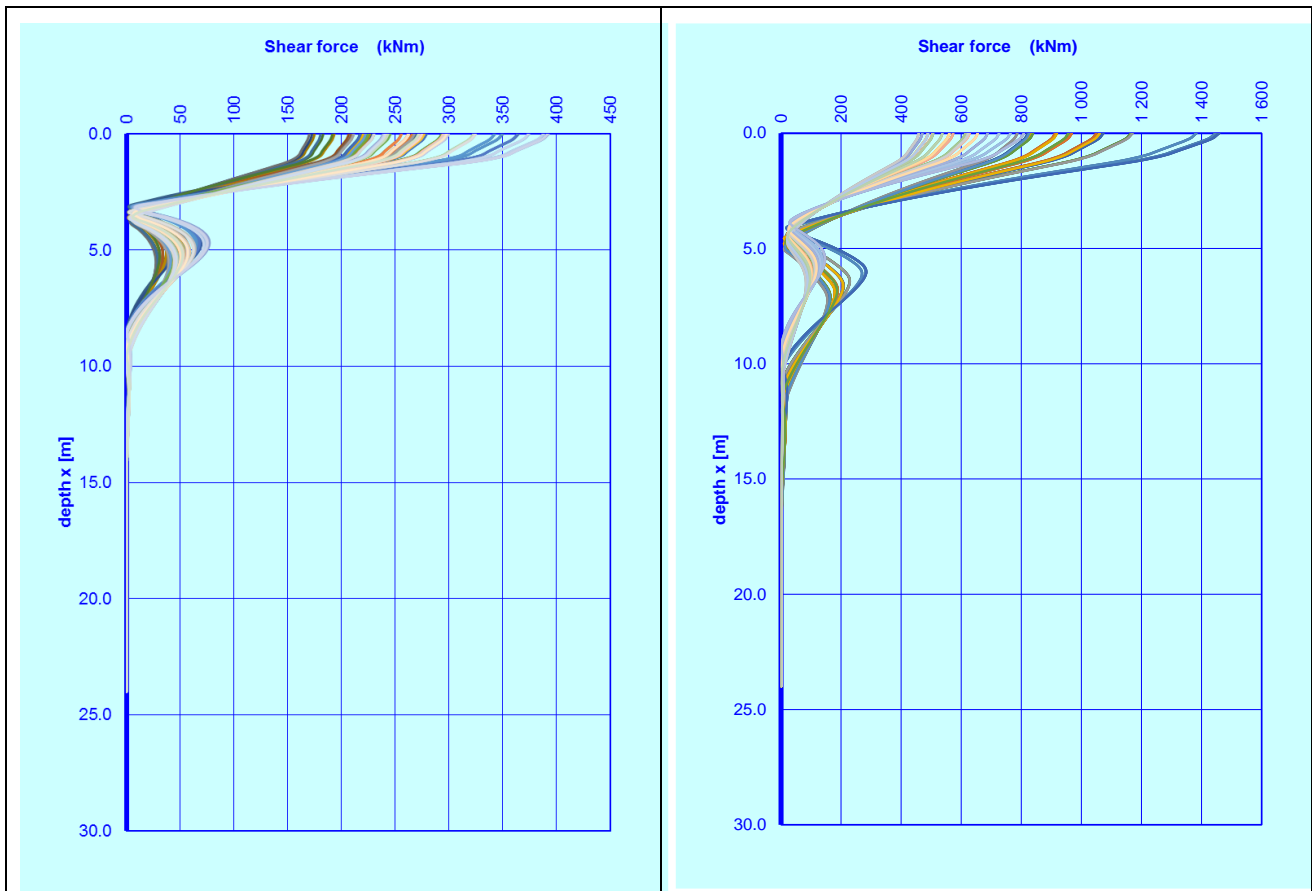


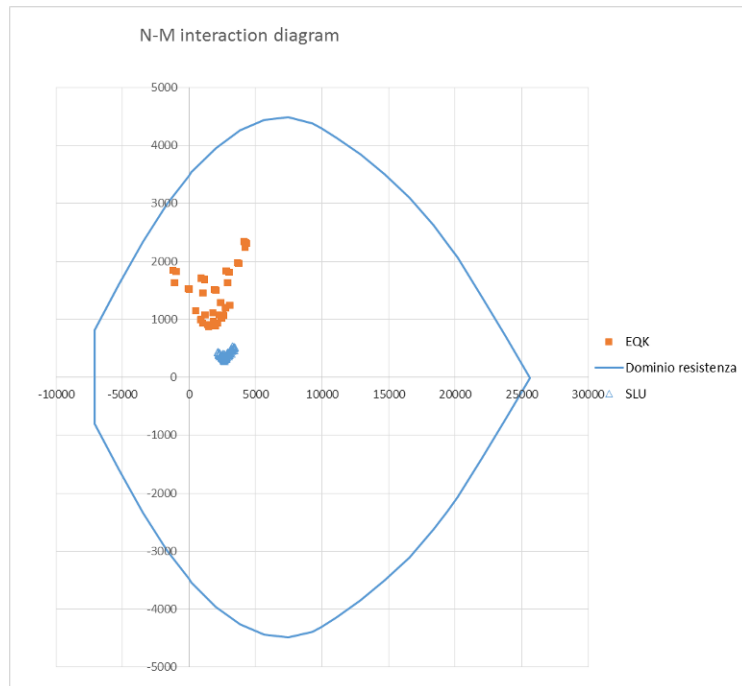
Figura 16. Combinazioni SLU e EQK. Sforzo di taglio

18.2.1 Verifiche strutturali

L'armatura di progetto prevede:

- gabbia 1 (superiore): armatura di forza 20+20 \square 26;
- armatura a taglio doppia spirale \square 16/20cm

La verifica allo stato limite ultimo mostra come i punti rappresentativi dello stato di sforzo ricadano tutti all'interno del dominio di resistenza. Si riscontra, inoltre, come la condizione sismica risulti dimensionante.



La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a taglio viene condotta sulla base dei valori massimi pari a 391 kN (SLU) e 1458 kN (EQK). Anche in questo caso la condizione sismica risulta dimensionante.

Geometry				
Section Radius		R [cm]	60.0	
Web thickness		B _w [cm]	91.5	
Effective depth		d [cm]	91.5	
Shear reinforcement				
		1 st LAYER	2 nd LAYER	3 rd LAYER
Diameter	φ [mm]	16	16	0
Legs number	n _{bl}	2	2	0
Spacing	s _w [cm]	20	20	0
Inclination	α [deg]	90	90	90
Reinforcement area per square meter	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	20.11	20.11	0.00
SHEAR FORCE STRENGTH VERIFICATIONS				
Strength verification of member without shear reinforcement				
Design shear strength		V _{Rd1} [kN]	406.93	
Safety margin		V _{Rd1} /V _{Sd}	0.28	
Strength verification of reinforced member				
Strut design inclination		cotan(θ)	1.78	
Shear strength of compression struts		V _{Rd2} (θ) [kN]	1842	
Shear strength of shear reinforcement		V _{Rd3} (θ) [kN]	1842	
Design shear strength		V _{Rd} [kN]	1842	
Safety margin		V _{Rd} /V _{Sd}	1.26	

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica allo stato limite di esercizio è condotta sulla base dei valori di M_{max}, N_{max}, N_{min}, come di seguito riportato.

Combinazione	N	M	σ _C	σ _S	w _k
(-)	(kN)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	(mm)
N _{max}	2314	336	2.6	-	Compressa
M _{max}	2147	347	2.4	-	Compressa
N _{min}	1440	275	2.0	-	1e-5

Le verifiche risultano soddisfatte

- gabbia 2 e gabbia 3 (intermedia e profonda): armatura di forza $20 \square 20$;
 I grafici in precedenza riportati mostrano come i valori di sollecitazione flettente risultino quasi trascurabili. Le verifiche risultano implicitamente soddisfatte.

18.2.2 Verifiche spostamenti in testa

Vengono riportate le risultanze relative agli spostamenti in testa della struttura in esame.
 Gli spostamenti risultano esigui e compatibili con le caratteristiche della struttura.

Load case name	RotY	RotZ	H pila	Displ Y	Displ Z	DisplX
[-]	[rad]	[rad]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]
IV13_A01a_SLE-A01_-	-2.1869E-06	0.000014151	8	-0.002	0.011	0.118
IV13_A01a_SLE-A02_-	-4.8229E-06	0.000044655	8	-0.004	0.036	0.120
IV13_A01a_SLE-A04_-	-5.3483E-06	0.000039859	8	-0.004	0.032	0.120
IV13_A01a_SLE-A06_-	-0.000005303	0.00003787	8	-0.004	0.030	0.120
IV13_A01a_SLE-A08_-	-4.4187E-06	0.000052927	8	-0.004	0.042	0.119
IV13_A01a_SLE-A10_-	-4.9441E-06	0.00004813	8	-0.004	0.039	0.118
IV13_A01a_SLE-A12_-	-4.8988E-06	0.00004614	8	-0.004	0.037	0.118

Tabella 1. Calcolo degli spostamenti in testa per condizione SLE

Load case name	RotY	RotZ	H pila	Displ Y	Displ Z	DisplX
[-]	[rad]	[rad]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]
IV13_A01s_EQK01_-	-0.000013049	0.00037544	12.5	-0.016	0.469	0.076
IV13_A01s_EQK03_-	-0.000013345	0.00037185	12.5	-0.017	0.465	0.075
IV13_A01s_EQK05_-	-0.000013321	0.00037036	12.5	-0.017	0.463	0.075
IV13_A01s_EQK07_-	-0.000036833	0.00012463	12.5	-0.046	0.156	0.124
IV13_A01s_EQK09_-	-0.000037106	0.00012224	12.5	-0.046	0.153	0.124
IV13_A01s_EQK11_-	-0.000037091	0.00012125	12.5	-0.046	0.152	0.124

Tabella 2. Calcolo degli spostamenti in testa per condizione EQK

18.2.3 Verifiche di portanza

La portanza per compressione viene calcolata adottando un coefficiente pari a 2.5 sulla resistenza disponibile per carico laterale e di punta (sommati) per le condizioni SLE e 2.0 per le altre condizioni.

Sono di seguito riportate le verifiche relative

Combinazioni	Nmax	Lunghezza palo richiesta
	(kN)	(m)
SLE	2314	20
SLU	3495	23
EQK	4335	28

Tabella 3. Definizione delle lunghezze di calcolo dei pali per la condizione di compressione

Combinazioni	Nmax	Lunghezza palo richiesta
	(kN)	(m)
SLE	-	-
SLU	-	-
EQK	-1182	15

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00

Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri

Foglio

429

Tabella 4. Definizione delle lunghezze di calcolo dei pali per la condizione di trazione

18.3 SPALLA SB

La definizione dei carichi agenti è derivata dalle risultanze in termini di reazioni al nodo baricentrico della fondazione della palificata dei modelli numerici realizzati per le strutture in c.a. delle elevazioni e delle spalle.

In ragione della tipologia di software utilizzato per le verifiche della palificata, le sollecitazioni risultanti dai modelli numerici in precedenza citati sono state riportate nel sistema di riferimento del software Ensoft Group.

Risultano evidenziate le combinazioni di calcolo considerate rappresentative per il calcolo delle palificate e per le quali è stata condotta la simulazione numerica.

Le caratteristiche della palificata risultano le seguenti:

- Pali $\phi 1200\text{mm}$
- N. pali: 18 disposti a quinconce
- Lunghezza pali: 28m
- Altezza di riferimento della spalla: 12.5m

La geometria del modello è riportata nella figura seguente:

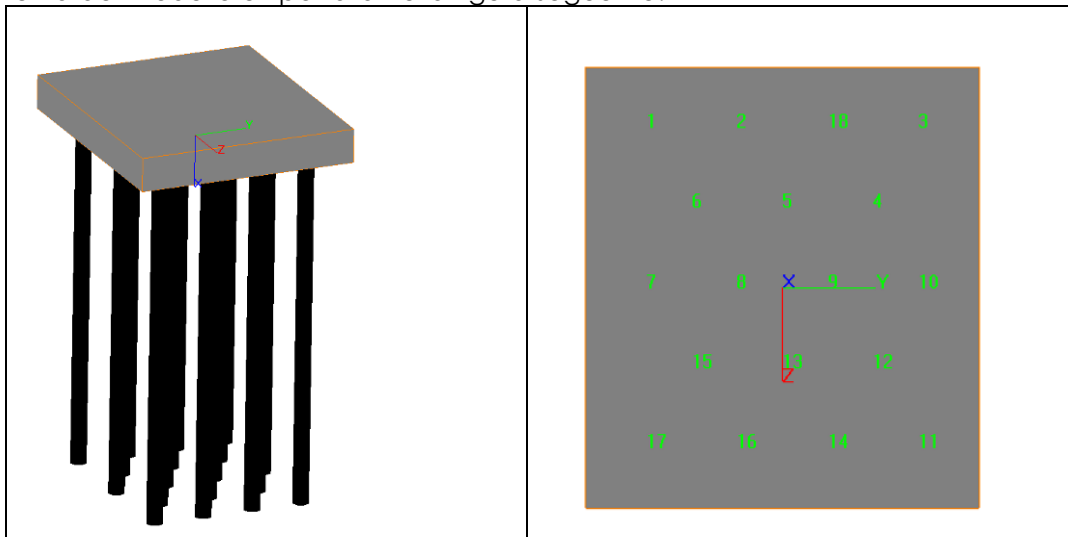


Figura 17. Spalla SB. Modello di calcolo

Dal modello strutturale sono state estrapolate le condizioni di carico maggiormente rappresentative o gravose per l'elemento in esame.

Caratteristica	Acronimo	Sollecitazioni Group					
		FX (+FZ)	FY (-FX)	MZ (+MY)	FZ (-FY)	MY (-MX)	MX (+MZ)
Node 7256: 19: AI [Combination 1]	SLE-A01	45808	-6533	21122	170	-2240	689
Node 7256: 20: AI-a [Combination 2]	SLE-A02	47264	-7589	35998	68	-3035	275
Node 7256: 22: AI-c [Combination 4]	SLE-A04	46837	-7589	34268	68	-3309	275
Node 7256: 24: AI-e [Combination 6]	SLE-A06	46660	-7589	33551	68	-3300	275
Node 7256: 26: FI [Combination 8]	SLE-F01	45808	-6533	21122	68	-924	275
Node 7256: 27: FII-a [Combination 9]	SLE-F02	47017	-7393	33325	0	-1799	0
Node 7256: 29: FII-c [Combination 11]	SLE-F04	46662	-7393	31889	0	-2026	0
Node 7256: 31: FII-e [Combination 13]	SLE-F06	46515	-7393	31294	0	-2019	0
Node 7256: 33: FIII-a [Combination 15]	SLE-F08	46638	-7123	29495	0	-1250	0
Node 7256: 35: FIII-c [Combination 17]	SLE-F10	46395	-7123	28509	0	-1406	0
Node 7256: 37: FIII-e [Combination 19]	SLE-F12	46294	-7123	28100	0	-1401	0
Node 7256: 39: UI [Combination 21]	ULS01	68866	-9724	31824	255	-3362	1033
Node 7256: 40: UII-a [Combination 22]	ULS02	71050	-11296	54033	153	-5213	620
Node 7256: 42: UII-c [Combination 24]	ULS04	70410	-11296	51439	153	-5624	620
Node 7256: 44: UII-e [Combination 26]	ULS06	70144	-11296	50363	153	-5610	620
Node 7256: 46: SismaX-a [Combination 28]	EQK01	46641	-26830	176050	3273	-23083	-1151
Node 7256: 52: SismaY-a [Combination 34]	EQK07	46641	-12819	71805	11208	-76303	-3996

Figura 18. Combinazioni di carico analizzate per la spalla SB

I risultati delle analisi sono di seguito riportati, differenziando:

- Combinazioni di carico allo stato limite di esercizio (SLE);
- Combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLU);
- Combinazioni di carico in condizioni sismiche (EQK).

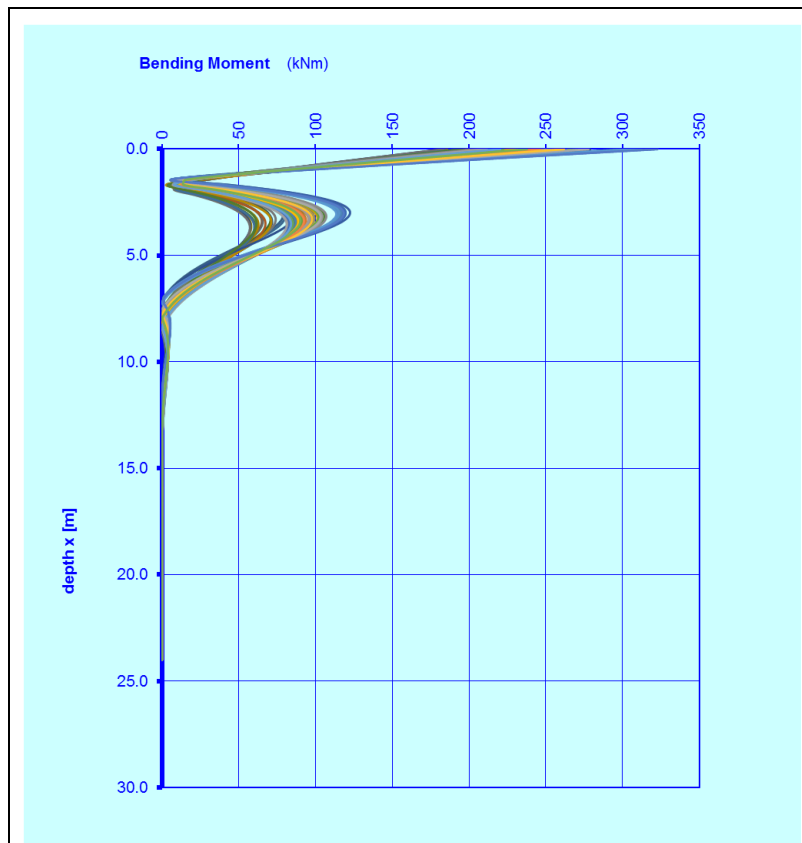


Figura 19. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Momento flettente

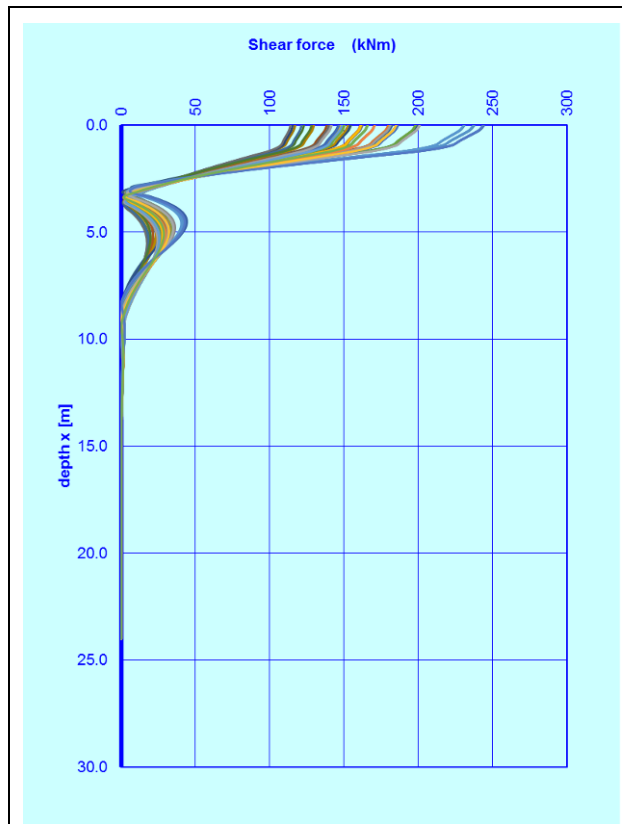


Figura 20. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Sforzo di taglio

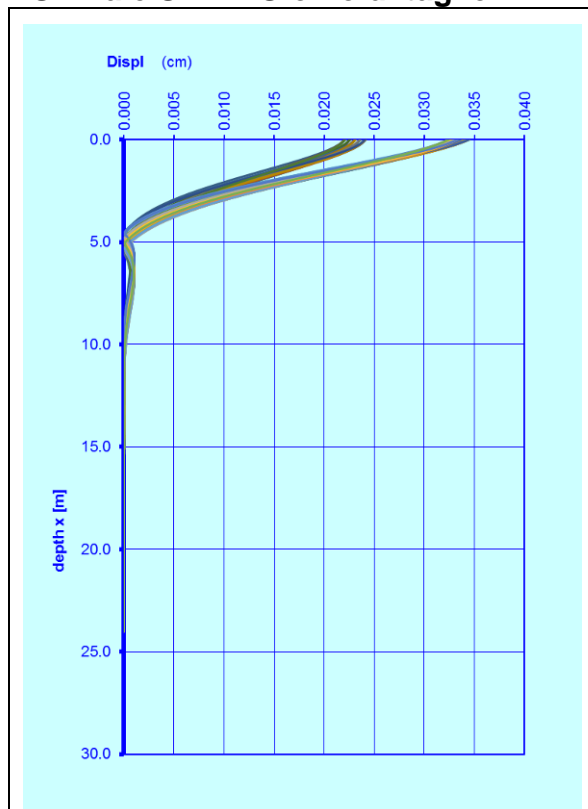


Figura 21. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Spostamenti

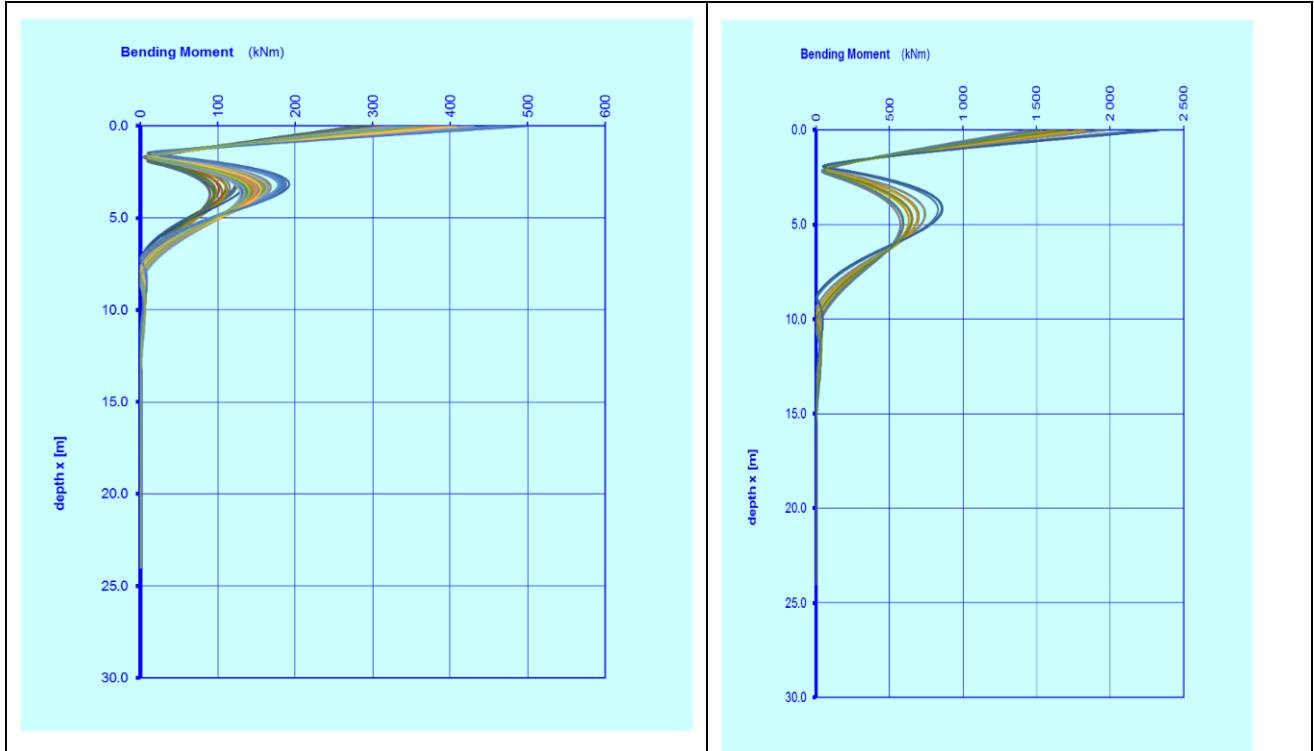


Figura 22. Combinazioni SLU e EQK. Momento flettente

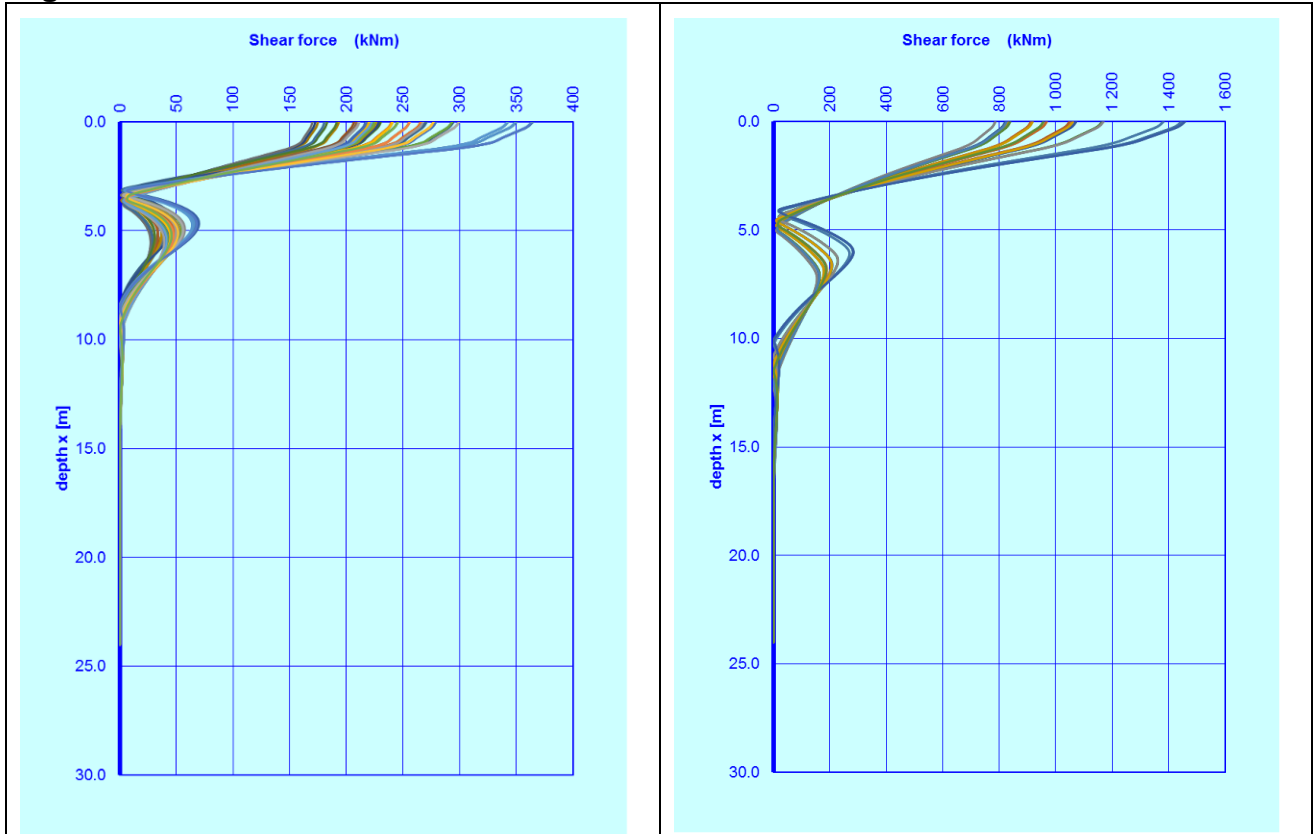


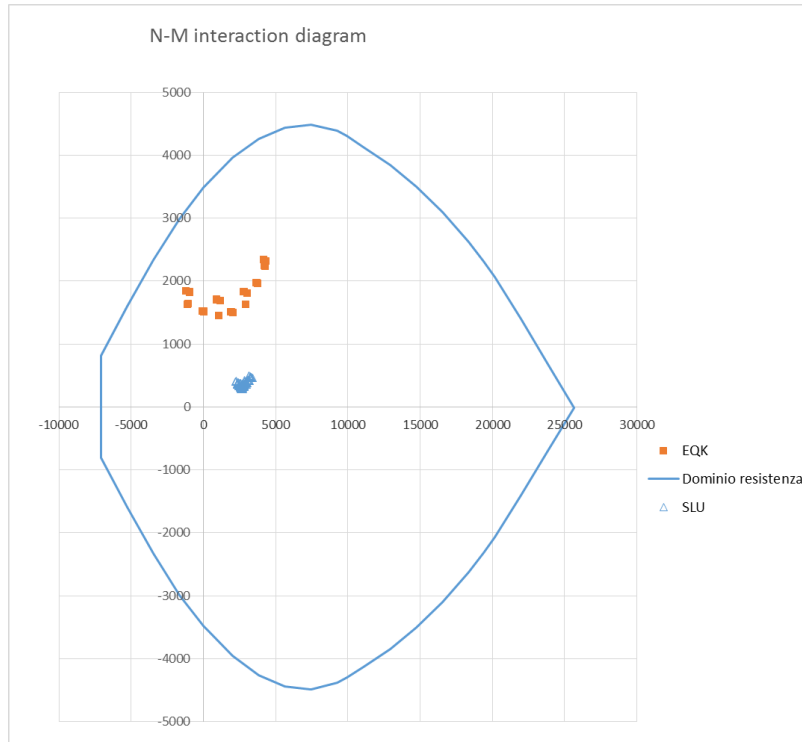
Figura 23. Combinazioni SLU e EQK. Sforzo di taglio

18.3.1 Verifiche strutturali

L'armatura di progetto prevede:

- gabbia 1 (superiore): armatura di forza 20+20 \square 26;
- armatura a taglio doppia spirale \square 16/20cm

La verifica allo stato limite ultimo mostra come i punti rappresentativi dello stato di sforzo ricadano tutti all'interno del dominio di resistenza. Si riscontra, inoltre, come la condizione sismica risulti dimensionante.



La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a taglio viene condotta sulla base dei valori massimi pari a 363 kN (SLU) e 1458 kN (EQK). Anche in questo caso la condizione sismica risulta dimensionante.

Geometry				
Section Radius		R [cm]		60.0
Web thickness		B _w [cm]		91.5
Effective depth		d [cm]		91.5
Shear reinforcement		1 st LAYER	2 nd LAYER	3 rd LAYER
Diameter	φ [mm]	16	16	0
Legs number	n _{bl}	2	2	0
Spacing	s _w [cm]	20	20	0
Inclination	α [deg]	90	90	90
Reinforcement area per square meter	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	20.11	20.11	0.00
SHEAR FORCE STRENGTH VERIFICATIONS				
Strength verification of member without shear reinforcement				
Design shear strength		V _{Rd1} [kN]		406.93
Safety margin		V _{Rd1} /V _{Sd}		0.28
Strength verification of reinforced member				
Strut design inclination		cotα(θ)		1.78
Shear strength of compression struts		V _{Rd2} (θ) [kN]		1842
Shear strength of shear reinforcement		V _{Rd3} (θ) [kN]		1842
Design shear strength		V _{Rd} [kN]		1842
Safety margin		V _{Rd} /V _{Sd}		1.26

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica allo stato limite di esercizio è condotta sulla base dei valori di M_{max} , N_{max} , N_{min} , come di seguito riportato.

Combinazione	N	M	σ_C	σ_S	wk
(-)	(kN)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	(mm)
N_{max}	2256	306	2.0	-	Compressa
M_{max}	2081	323	1.8	-	Compressa
N_{min}	1499	257	2.0	Circa 0	1e-5

Le verifiche risultano soddisfatte

- gabbia 2 e gabbia 3 (intermedia e profonda): armatura di forza $20 \square 20$;
I grafici in precedenza riportati mostrano come i valori di sollecitazione flettente risultino quasi trascurabili. Le verifiche risultano implicitamente soddisfatte.

18.3.2 Verifiche spostamenti in testa

Vengono riportate le risultanze relative agli spostamenti in testa della struttura in esame. Gli spostamenti risultano esigui e compatibili con le caratteristiche della struttura.

Load case name	RotY	RotZ	H pila	Displ Y	Displ Z	DisplX
(-)	[rad]	[rad]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]
IV13_A02a_SLE-A01_-	-2.1869E-06	0.000014151	12.5	-0.003	0.018	0.118
IV13_A02a_SLE-A02_-	-4.8229E-06	0.000044655	12.5	-0.006	0.056	0.120
IV13_A02a_SLE-A04_-	-5.3483E-06	0.000039859	12.5	-0.007	0.050	0.120
IV13_A02a_SLE-A06_-	-0.000005303	0.00003787	12.5	-0.007	0.047	0.120

Tabella 5. Calcolo degli spostamenti in testa per condizione SLE

Load case name	RotY	RotZ	H pila	Displ Y	Displ Z	DisplX
(-)	[rad]	[rad]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]
IV13_A02s_EQK01_-	-0.000013049	0.00037544	12.5	-0.016	0.469	0.076
IV13_A02s_EQK07_-	-0.000013345	0.00037185	12.5	-0.017	0.465	0.075

Tabella 6. Calcolo degli spostamenti in testa per condizione EQK

18.3.3 Verifiche di portanza

La portanza per compressione viene calcolata adottando un coefficiente pari a 2.5 sulla resistenza disponibile per carico laterale e di punta (sommati) per le condizioni SLE e 2.0 per le altre condizioni.

Sono di seguito riportate le verifiche relative

Combinazioni	N_{max}	Lunghezza palo richiesta
	(kN)	(m)
SLE	2256	20
SLU	3411	23
EQK	4335	28

Tabella 7. Definizione delle lunghezze di calcolo dei pali per la condizione di compressione

Combinazioni	N_{max}	Lunghezza palo richiesta
	(kN)	(m)
SLE	-	-
SLU	-	-
EQK	-1182	15

Tabella 8. Definizione delle lunghezze di calcolo dei pali per la condizione di trazione

18.4 PILA 2

La definizione dei carichi agenti è derivata dalle risultanze in termini di reazioni al nodo baricentrico della fondazione della palificata dei modelli numerici realizzati per le strutture in c.a. delle elevazioni e delle spalle.

In ragione della tipologia di software utilizzato per le verifiche della palificata, le sollecitazioni risultanti dai modelli numerici in precedenza citati sono state riportate nel sistema di riferimento del software Ensoft Group.

Risultano evidenziate le combinazioni di calcolo considerate rappresentative per il calcolo delle palificate e per le quali è stata condotta la simulazione numerica.

Le caratteristiche della palificata risultano le seguenti:

- Pali $\phi 1200\text{mm}$
- N. pali: 6 disposti a quinconce
- Lunghezza pali: 30m
- Altezza di riferimento della pila: 11.40m

La geometria del modello è riportata nella figura seguente:

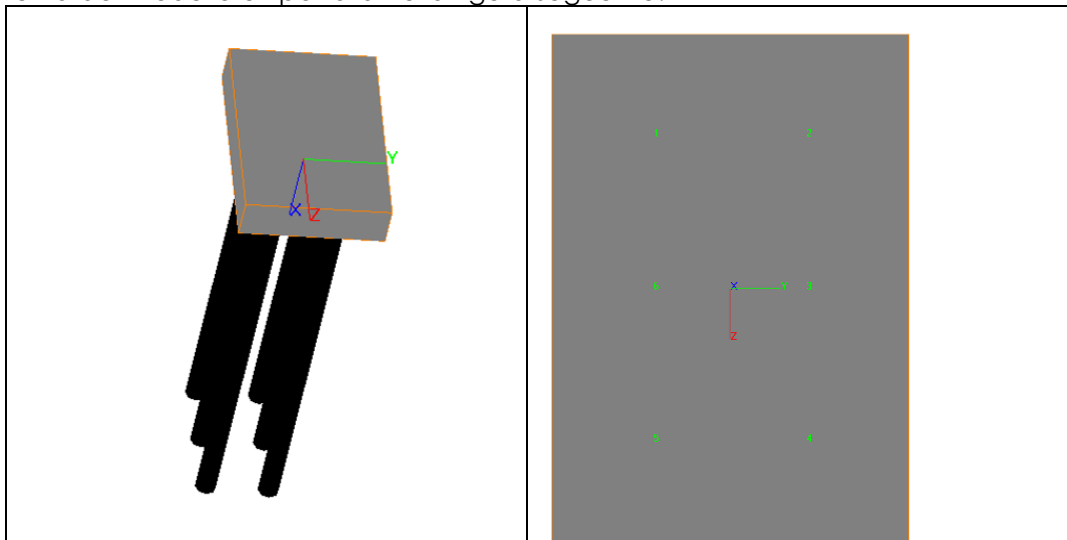


Figura 24. Pila 2. Modello di calcolo

Dal modello strutturale sono state estrapolate le condizioni di carico maggiormente rappresentative o gravose per l'elemento in esame.

Caratteristica	Acronimo	Sollecitazioni Group					
		FX	FY	MZ	FZ	MY	MX
		(+FZ)	(-FX)	(+MY)	(-FY)	(-MX)	(+MZ)
Node 1539: 17: AI [Combination 1]	SLE-A01	11837	0	0	500	-6180	0
Node 1539: 18: All-a-Q8X [Combination 2]	SLE-A02	14720	-750	4313	200	-6365	0
Node 1539: 20: All-c-Q8X [Combination 4]	SLE-A04	13948	-750	4313	200	-6943	0
Node 1539: 22: All-e-Q8X [Combination 6]	SLE-A06	13384	-750	4313	200	-6833	0
Node 1539: 24: All-a-Q8Y [Combination 8]	SLE-A08	14720	0	0	2200	-17865	0
Node 1539: 26: All-c-Q8Y [Combination 10]	SLE-A10	13948	0	0	2200	-18443	0
Node 1539: 28: All-e-Q8Y [Combination 12]	SLE-A12	13384	0	0	2200	-18333	0
Node 1539: 30: FI [Combination 14]	SLE-F01	11837	0	0	200	-2610	0
Node 1539: 31: FI-a [Combination 15]	SLE-F02	13999	0	0	0	-3046	0
Node 1539: 33: FI-c [Combination 17]	SLE-F04	13420	0	0	0	-3480	0
Node 1539: 35: FI-e [Combination 19]	SLE-F06	12997	0	0	0	-3397	0
Node 1539: 37: UI [Combination 21]	ULS01	17601	0	0	750	-9269	0
Node 1539: 38: UII-a-Q8X [Combination 22]	ULS02	21926	-1125	6469	450	-11333	0
Node 1539: 40: UII-c-Q8X [Combination 24]	ULS04	20768	-1125	6469	450	-12200	0
Node 1539: 42: UII-e-Q8X [Combination 26]	ULS06	19922	-1125	6469	450	-12034	0
Node 1539: 44: UII-a-Q8Y [Combination 28]	ULS08	21926	0	0	3150	-25013	0
Node 1539: 46: UII-c-Q8Y [Combination 30]	ULS10	20768	0	0	3150	-25880	0
Node 1539: 48: UII-e-Q8Y [Combination 32]	ULS12	19922	0	0	3150	-25714	0
Node 1539: 50: SismaX-a [Combination 34]	EQK01	13173	-1131	4956	709	-8064	0
Node 1539: 52: SismaX-c [Combination 36]	EQK03	12787	-1131	4956	709	-8353	0
Node 1539: 58: SismaY-c [Combination 42]	EQK09	12787	-330	1446	2394	-22390	0
Node 1539: 60: SismaY-e [Combination 44]	EQK11	12505	-330	1446	2394	-22334	0

Figura 25. Combinazioni di carico analizzate per la pila P2

I risultati delle analisi sono di seguito riportati, differenziando:

- Combinazioni di carico allo stato limite di esercizio (SLE);
- Combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLU);
- Combinazioni di carico in condizioni sismiche (EQK).

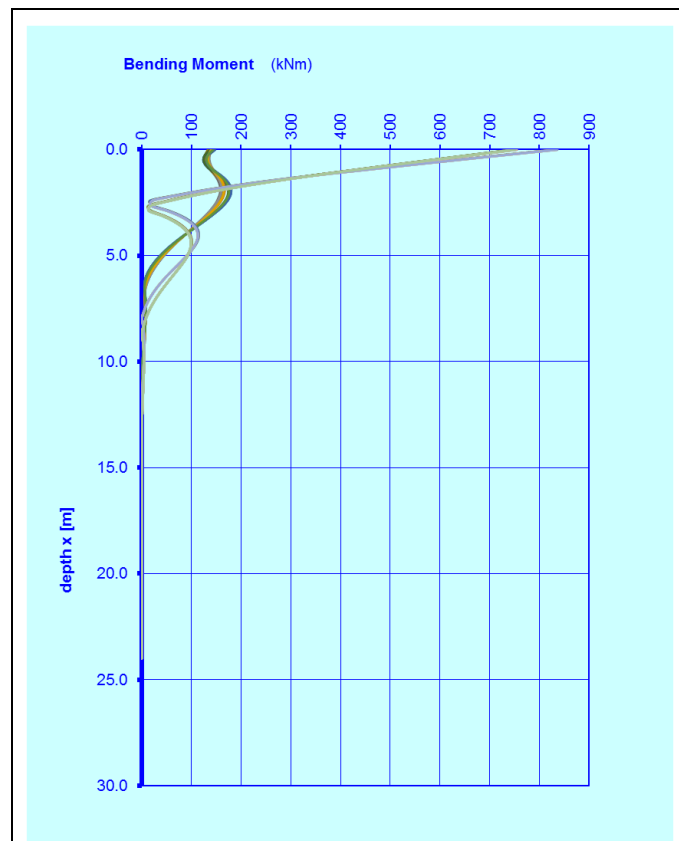


Figura 26. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Momento flettente

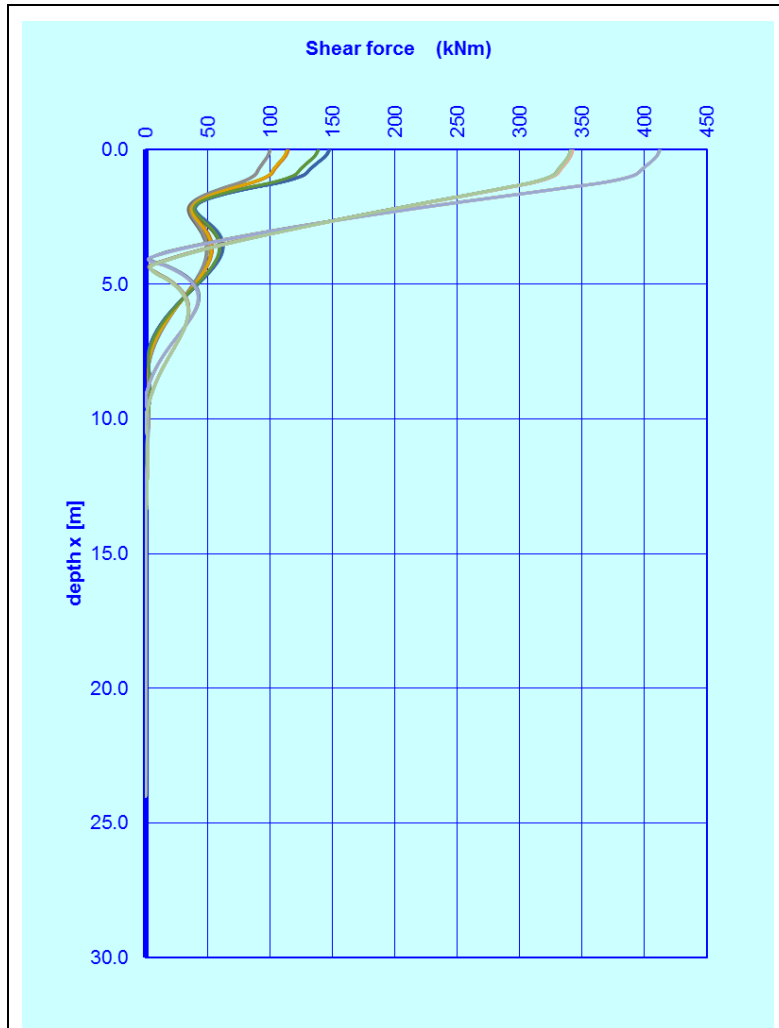


Figura 27. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Sforzo di taglio

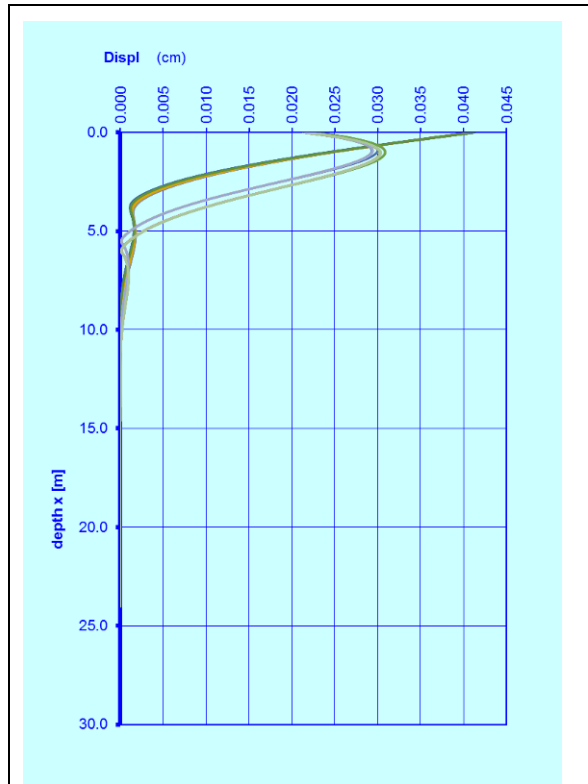


Figura 28. Combinazioni SLE-a e SLE-f. Spostamenti

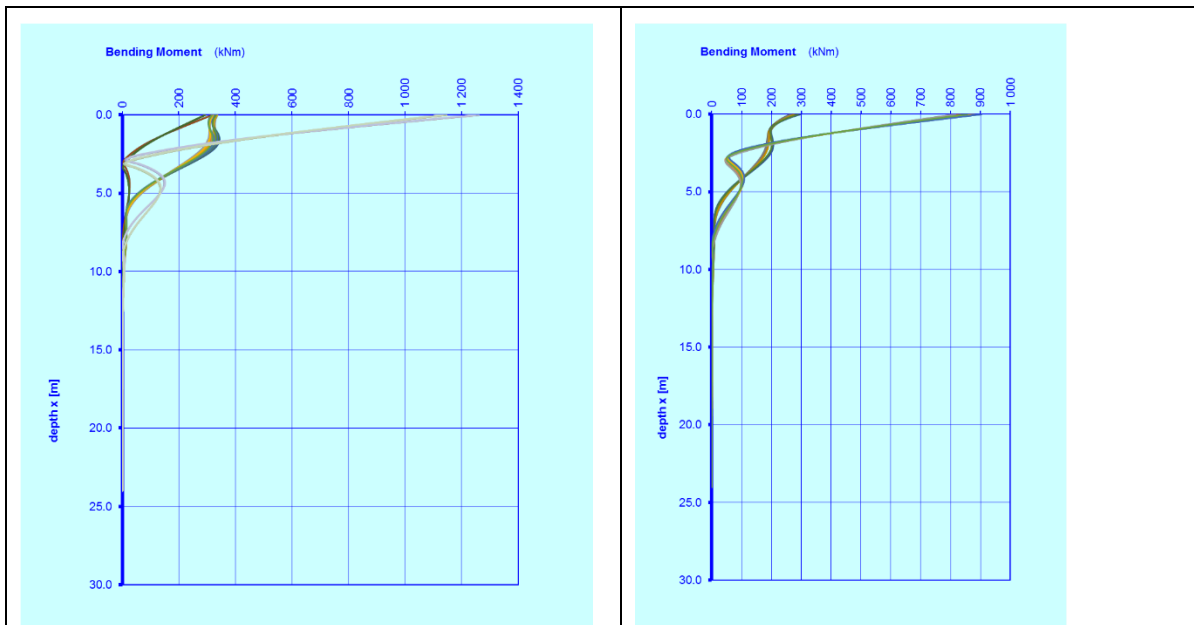


Figura 29. Combinazioni SLU e EQK. Momento flettente

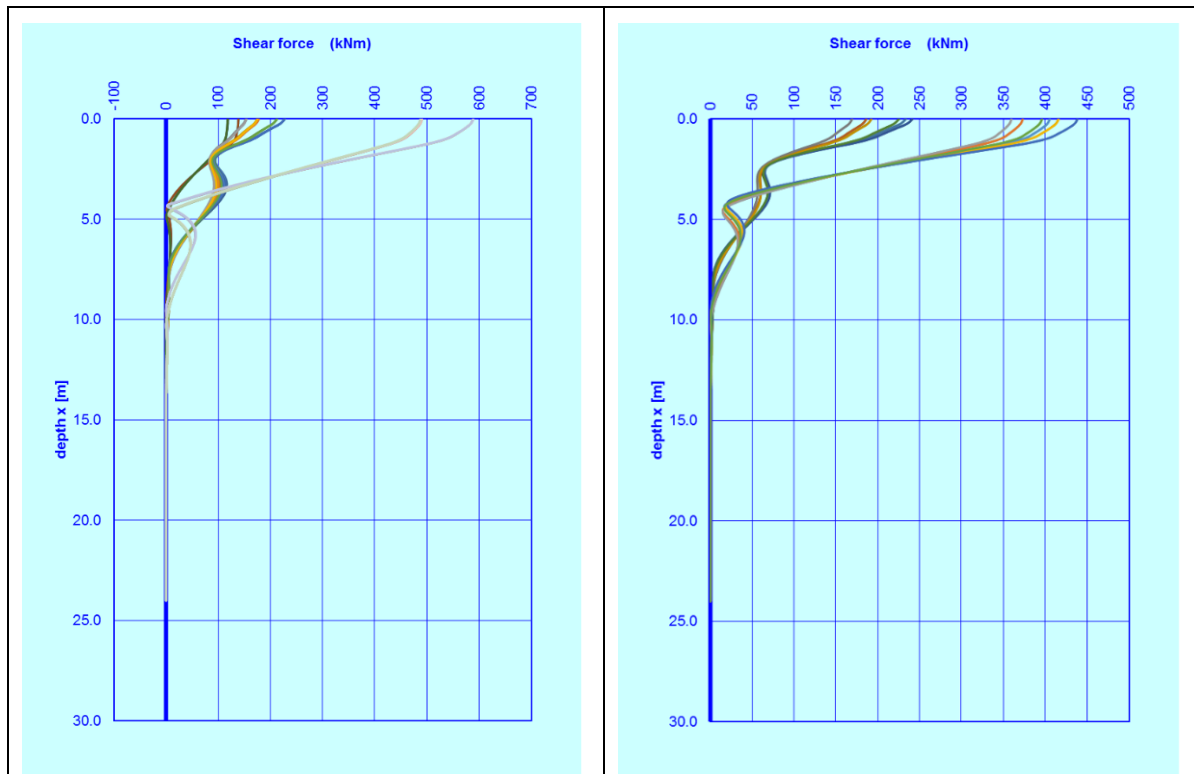


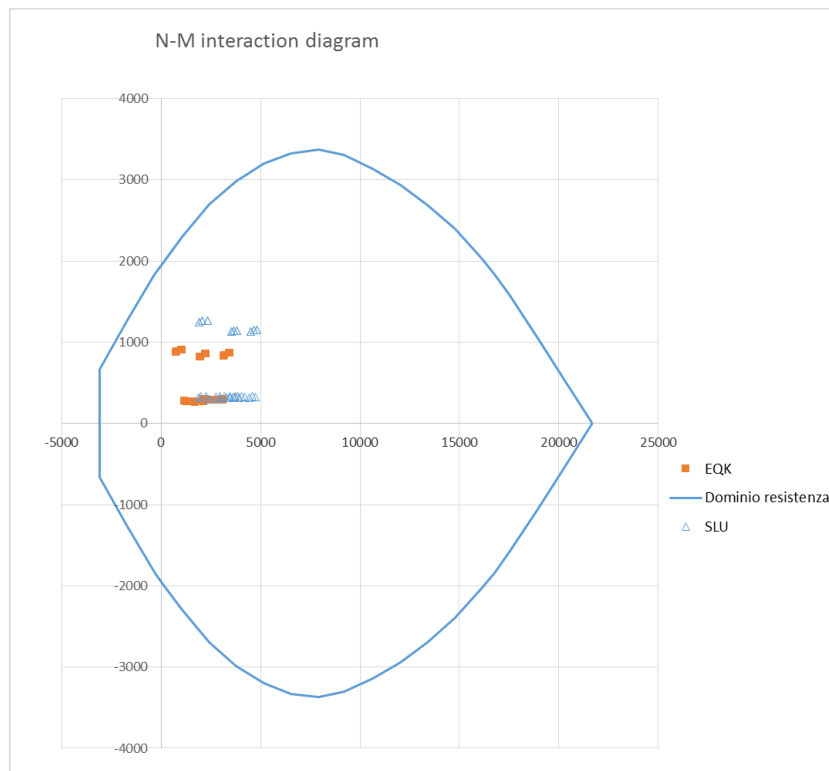
Figura 30. Combinazioni SLU e EQK. Sforzo di taglio

18.4.1 Verifiche strutturali

L'armatura di progetto prevede:

- gabbia 1 (superiore): armatura di forza $20\phi 26$;
- armatura a taglio: spiraleatura singola $\phi 14/20\text{cm}$

La verifica allo stato limite ultimo mostra come i punti rappresentativi dello stato di sforzo ricadano tutti all'interno del dominio di resistenza.



La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a taglio viene condotta sulla base delle risultanze delle analisi, con i valori massimi in corrispondenza dell'incastro con il plinto di fondazione pari a 584 kN (ULs) e 438 (EQK).

Geometry				
Section Radius		R [cm]	60.0	
Web thickness		B _w [cm]	91.6	
Effective depth		d [cm]	91.6	
Shear reinforcement				
		1 st LAYER	2 nd LAYER	3 rd LAYER
Diameter	φ [mm]	14	0	0
Legs number	n _{hi}	2	0	0
Spacing	s _w [cm]	20	0	0
Inclination	α [deg]	90	90	90
Reinforcement area per square meter	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	15.39	0.00	0.00
SHEAR FORCE STRENGTH VERIFICATIONS				
Strength verification of member without shear reinforcement				
Design shear strength		V _{Rd1} [kN]	407.98	
Safety margin		V _{Rd1} /V _{Sd}	0.93	
Strength verification of reinforced member				
Strut design inclination		cot(θ)	2.50	
Shear strength of compression struts		V _{Rd2} (θ) [kN]	1490	
Shear strength of shear reinforcement		V _{Rd1} (θ) [kN]	994	
Design shear strength		V _{Rd} [kN]	994	
Safety margin		V _{Rd} /V _{Sd}	2.27	

La verifica risulta soddisfatta.

La verifica allo stato limite di esercizio è condotta sulla base dei valori di M_{max}, N_{max}, N_{min}, come di seguito riportato.

Combinazione	N	M	σ _C	σ _S	w _k
(-)	(kN)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	(mm)
N _{max}	3372	747	6.6	23	0.02
M _{max}	1369	836	6.4	118	0.16
N _{min}	1282	835	6.4	119	0.18

Le verifiche risultano soddisfatte

- gabbia 2 e gabbia 3 (intermedia e profonda): armatura di forza 20 \square 20;
I grafici in precedenza riportati mostrano come i valori di sollecitazione flettente risultino quasi trascurabili. Le verifiche risultano implicitamente soddisfatte.

18.4.2 Verifiche spostamenti in testa

Vengono riportate le risultanze relative agli spostamenti in testa della struttura in esame.
Gli spostamenti risultano esigui e compatibili con le caratteristiche della struttura.

Load case name [-]	RotY [rad]	RotZ [rad]	H pila [m]	Displ Y [cm]	Displ Z [cm]	DisplX [cm]
IV13_P02a_SLE-A01_-	-0.000076991	0.00016244	11.4	-0.088	0.185	0.196
IV13_P02a_SLE-A04_-	-0.000084333	0.00016244	11.4	-0.096	0.185	0.187
IV13_P02a_SLE-A06_-	-0.000082922	0.00016244	11.4	-0.095	0.185	0.180
IV13_P02a_SLE-A08_-	-0.00018313	4.7497E-08	11.4	-0.209	0.000	0.167
IV13_P02a_SLE-A10_-	-0.00019052	4.7442E-08	11.4	-0.217	0.000	0.158
IV13_P02a_SLE-A12_-	-0.0001891	4.745E-08	11.4	-0.216	0.000	0.151

Tabella 9. Calcolo degli spostamenti in testa per condizione SLE

Load case name [-]	RotY [rad]	RotZ [rad]	H pila [m]	Displ Y [cm]	Displ Z [cm]	DisplX [cm]
IV13_P02s_EQK01_-	-0.000088886	0.00019041	11.4	-0.111	0.238	0.183
IV13_P02s_EQK03_-	-0.000092521	0.00019035	11.4	-0.116	0.238	0.178
IV13_P02s_EQK09_-	-0.00023832	0.000055593	11.4	-0.298	0.069	0.154
IV13_P02s_EQK11_-	-0.0002373	0.000055218	11.4	-0.297	0.069	0.150

Tabella 10. Calcolo degli spostamenti in testa per condizione EQK

18.4.3 Verifiche di portanza

La portanza per compressione viene calcolata adottando un coefficiente pari a 2.5 sulla resistenza disponibile per carico laterale e di punta (sommati) per le condizioni SLE e 2.0 per le altre condizioni.

Sono di seguito riportate le verifiche relative

Combinazioni	Nmax (kN)	Lunghezza palo richiesta (m)
SLE	3372	27
SLU	4811	30
EQK	3476	23

Tabella 11. Definizione delle lunghezze di calcolo dei pali per la condizione di compressione

Combinazioni	Nmax (kN)	Lunghezza palo richiesta (m)
SLE	-	-
SLU	-	-
EQK	-	-

Tabella 12. Definizione delle lunghezze di calcolo dei pali per la condizione di trazione

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-03-E-CV-CL-IV13-0X-001-A00

Relazione di calcolo delle strutture - impalcato, spalle, muri

Foglio

443