

Variante alla SS12 da Buttapietra
alla tangenziale SUD di Verona

PROGETTO DEFINITIVO

COD. VE92

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



IDRO.STRADE s.r.l.



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

Ing. Antonino Alvaro – SIGECO ENGINEERING srl
Ordine Ingegneri Provincia di Cosenza n. A282

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO ENGINEERING srl
Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. A2316

I GEOLOGI:

Dott. Geol. Domenico Carrà – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 641
Dott. Geol. Francesco Molinaro – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 1063

VISTO:IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Antonio Marsella

IL PROGETTISTA:

Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti di Reggio Cal. n. A2316
Ing. Giovanni Costa – Steel Project Engineering – Consulenza Specialistica per le
strutture delle opere d'arte maggiori – Ordine Ingegneri Livorno n. A

Dott.ssa Laura Casadei – Kora s.r.l. – Consulenza specialistica Archeologica
M.I.B.A.C. Iscrizione elenco Operatori abilitati Archeologia Preventiva n. 2248

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Ing. Ovidio Italiano – SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri di Reggio Calabria n. A2177

Arch. Alessandra Alvaro – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti Cosenza n. A1490

Ing. Gaetano Zupo – SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5385

Geom. Giuseppe Crispino – SIGECO Eng. srl Collegio Geometri Potenza n. 2296

Ing. Paola Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5488

Ing. Mario Perri – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A3784

Arch. Simona Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1637

Ing. Roberto Scrivano – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A2061

Ing. Emiliano Domestico – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5501

Geol. Carolina Simone – NO.DO. e Serv. srl Ordine Geologi della Calabria n. 730

Ing. Giorgio Barci – BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Prov. di Cosenza n. A5873

VI 03 - VIADOTTO SAN GIORGIO (L=740 m.)

Relazione tecnica e di calcolo delle sottostrutture

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REV.	SCALA:	
CO VE0029 D 2001		T00VI03STRRE02A.					
CODICE ELAB.		T00VI03STRRE02			A	-	
D							
C							
B							
A	EMISSIONE	26/11/2021	SPE	AC	GC	-	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

Variante alla SS12 da Buttapietra
alla tangenziale SUD di Verona

PROGETTO DEFINITIVO

COD. VE92

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO PROGETTISTI	MANDATARIA:  Sigeco Engineering	MANDANTI:  IDRO.STRADE s.r.l.	 No.Do. e Servizi s.r.l. Società di Ingegneria	 Barci Engineering	 SANDRO D'AGOSTINI INGEGNERE
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Antonino Alvaro – SIGECO ENGINEERING srl Ordine Ingegneri Provincia di Cosenza n. A282</i>		IL PROGETTISTA: <i>Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti di Reggio Cal. n. A2316 Ing. Giovanni Costa – Steel Project Engineering – Consulenza Specialistica per le strutture delle opere d'arte maggiori – Ordine Ingegneri Livorno n. A Dott.ssa Laura Casadei – Kora s.r.l. – Consulenza specialistica Archeologica M.I.B.A.C. Iscrizione elenco Operatori abilitati Archeologia Preventiva n. 2248</i>			
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Arch. Giuseppe Luciano – SIGECO ENGINEERING srl Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. A2316</i>		GRUPPO DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Ovidio Italiano – SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri di Reggio Calabria n. A2177 Arch. Alessandra Alvaro – SIGECO Eng. srl Ordine Architetti Cosenza n. A1490 Ing. Gaetano Zupo – SIGECO Eng. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5385 Geom. Giuseppe Crispino – SIGECO Eng. srl Collegio Geometri Potenza n. 2296 Ing. Paola Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5488 Ing. Mario Perri – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A3784 Arch. Simona Tucci – IDROSTRADE srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A1637 Ing. Roberto Scrivano – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A2061 Ing. Emiliano Domestico – NO.DO. e Serv. srl Ordine Ingegneri Cosenza n. A5501 Geol. Carolina Simone – NO.DO. e Serv. srl Ordine Geologi della Calabria n. 730 Ing. Giorgio Barci – BARCI Eng. srl Ordine Ingegneri Prov. di Cosenza n. A5873</i>			
I GEOLOGI: <i>Dott. Geol. Domenico Carrà – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 641 Dott. Geol. Francesco Molinaro – SIGECO Eng. srl Ordine Geologi della Calabria n. 1063</i>		VISTO:IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Antonio Marsella</i>			
PROTOCOLLO:	DATA:				

VI 03 VIADOTTO SAN GIORGIO - (L=740 m.)

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REV.	SCALA:																							
		T00VI03STRRE02A.																											
<table border="1"> <tr> <td>CO</td><td>VE</td><td>00</td><td>29</td><td>D</td><td>20</td><td>01</td> </tr> </table>		CO	VE	00	29	D	20	01	<table border="1"> <tr> <td>CODICE ELAB.</td><td>T</td><td>0</td><td>0</td><td>V</td><td>I</td><td>0</td><td>3</td><td>S</td><td>T</td><td>R</td><td>R</td><td>E</td><td>0</td><td>2</td> </tr> </table>			CODICE ELAB.	T	0	0	V	I	0	3	S	T	R	R	E	0	2	<table border="1"> <tr> <td>A</td> </tr> </table>	A	-
CO	VE	00	29	D	20	01																							
CODICE ELAB.	T	0	0	V	I	0	3	S	T	R	R	E	0	2															
A																													
D																													
C																													
B																													
A	EMISSIONE	10/01/2022	SPE	AC	GC	-																							
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO																							

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
1.1	DESCRIZIONE GENERALE	5
1.2	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	8
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	9
3	MATERIALI, UNITA' DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO.....	12
3.1	MATERIALI.....	12
3.1.1	Calcestruzzo	12
3.1.2	Resistenza di calcolo	17
3.2	UNITA' DI MISURA.....	18
4	ANALISI DEI CARICHI	19
4.1	CARICHI PERMANENTI (G ₁ E G ₂)	19
4.2	SPINTA DELLE TERRE	19
4.2.1	Effetti statici.....	19
4.2.2	Effetti sismici.....	21
4.3	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO	23
4.4	ANALISI SISMICA	31
5	CRITERI DI CALCOLO.....	35
5.1	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE	35
5.2	ANALISI GLOBALE ELASTICA	36
5.3	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	37
5.3.1	Azioni nelle verifiche agli stati limite.....	39
5.3.2	Stati limite ultimi.....	39
5.3.3	Stati limite di esercizio	40
6	MODELLAZIONE FEM	41
6.1	DESCRIZIONE.....	41
6.2	SINTESI RISULTATI SPALLA.....	44
6.2.1	Platea.....	44
6.2.2	Muro frontale.....	51
6.2.3	Paraghiaia.....	58
6.2.4	Muro andatore.....	65
6.3	SINTESI RISULTATI PILA P02.....	72
6.3.1	Platea.....	72
6.3.2	Pali	77
6.3.3	Fusto	78
6.4	SINTESI RISULTATI PILA P04.....	81
6.4.1	Platea.....	81
6.4.2	Pali	86
6.4.3	Fusto	87
6.5	SINTESI RISULTATI PILA P05.....	90
6.5.1	Platea.....	90
6.5.2	Pali	95
6.5.3	Fusto	96
6.6	SINTESI RISULTATI PILA P08.....	99
6.6.1	Platea.....	99

6.6.2	<i>Pali</i>	104
6.6.3	<i>Fusto</i>	105
7	VERIFICHE SPALLA	108
7.1	PLATEA	108
7.1.1	<i>Azioni di calcolo</i>	108
7.1.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	109
7.1.3	<i>SLE – Tensionale</i>	112
7.1.4	<i>SLE – Fessurazione</i>	114
7.1.5	<i>Taglio</i>	116
7.2	MURO FRONTALE.....	117
7.2.1	<i>Azioni di calcolo</i>	117
7.2.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	118
7.2.3	<i>SLE – Tensionale</i>	121
7.2.4	<i>SLE – Fessurazione</i>	123
7.2.5	<i>Taglio</i>	125
7.3	PARAGHIAIA	126
7.3.1	<i>Azioni di calcolo</i>	126
7.3.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	127
7.3.3	<i>SLE – Tensionale</i>	130
7.3.4	<i>SLE – Fessurazione</i>	132
7.3.5	<i>Taglio</i>	134
7.4	MURO ANDATORE (SP.120CM).....	135
7.4.1	<i>Azioni di calcolo</i>	135
7.4.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	136
7.4.3	<i>SLE – Tensionale</i>	139
7.4.4	<i>SLE – Fessurazione</i>	141
7.4.5	<i>Taglio</i>	143
7.5	MURO ANDATORE (SP.75CM).....	144
7.5.1	<i>Azioni di calcolo</i>	144
7.5.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	145
7.5.3	<i>SLE – Tensionale</i>	148
7.5.4	<i>SLE – Fessurazione</i>	150
7.5.5	<i>Taglio</i>	152
7.6	BAGGIOLI E RITEGNI	153
7.6.1	<i>Premessa</i>	153
7.6.2	<i>Verifica baggioli</i>	154
7.7	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	158
8	VERIFICHE PILA P2	160
8.1	PLATEA	160
8.1.1	<i>Azioni di calcolo</i>	160
8.1.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	161
8.1.3	<i>Taglio/punzonamento</i>	168
8.2	FUSTO	169
8.2.1	<i>Premessa</i>	169
8.2.2	<i>Flessione</i>	170
8.2.3	<i>Taglio</i>	173
8.3	PULVINO	174
8.3.1	<i>Premessa</i>	174
8.3.2	<i>Verifica SLU-SLV</i>	175
8.3.3	<i>Verifica SLE - Fessurazione</i>	175
8.4	BAGGIOLI E RITEGNI	176

8.4.1	Premessa.....	176
8.4.2	Verifica baggioli.....	177
8.5	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	181
9	VERIFICHE PILA P4.....	183
9.1	PLATEA.....	183
9.1.1	Azioni di calcolo.....	183
9.1.2	SLU-SLV - Flessione.....	184
9.1.3	Taglio/punzonamento.....	191
9.2	FUSTO.....	192
9.2.1	Premessa.....	192
9.2.2	Flessione.....	193
9.2.3	Taglio.....	196
9.3	PULVINO.....	197
9.3.1	Premessa.....	197
9.3.2	Verifica SLU-SLV.....	198
9.3.3	Verifica SLE - Fessurazione.....	198
9.4	BAGGIOLI E RITEGNI.....	199
9.4.1	Premessa.....	199
9.4.2	Verifica baggioli.....	200
9.5	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	204
10	VERIFICHE PILA P5.....	206
10.1	PLATEA.....	206
10.1.1	Azioni di calcolo.....	206
10.1.2	SLU-SLV - Flessione.....	207
10.1.3	Taglio/punzonamento.....	214
10.2	FUSTO.....	215
10.2.1	Premessa.....	215
10.2.2	Flessione.....	216
10.2.3	Taglio.....	219
10.3	PULVINO.....	220
10.3.1	Premessa.....	220
10.3.2	Verifica SLU-SLV.....	221
10.3.3	Verifica SLE - Fessurazione.....	221
10.4	BAGGIOLI E RITEGNI.....	222
10.4.1	Premessa.....	222
10.4.2	Verifica baggioli.....	223
10.5	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	227
11	VERIFICHE PILA P8.....	229
11.1	PLATEA.....	229
11.1.1	Azioni di calcolo.....	229
11.1.2	SLU-SLV - Flessione.....	230
11.1.3	Taglio/punzonamento.....	237
11.2	FUSTO.....	238
11.2.1	Premessa.....	238
11.2.2	Flessione.....	239
11.2.3	Taglio.....	242
11.3	PULVINO.....	243
11.3.1	Premessa.....	243
11.3.2	Verifica SLU-SLV.....	244
11.3.3	Verifica SLE - Fessurazione.....	244

11.4	BAGGIOLI E RITEGNI	245
11.4.1	<i>Premessa</i>	245
11.4.2	<i>Verifica baggioli</i>	246
11.5	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	250
12	VALIDAZIONE OUTPUT	252
12.1	SPALLA	252
12.2	RAMPA E PONTE	254

1 INTRODUZIONE

1.1 DESCRIZIONE GENERALE

Nell'ambito del **progetto definitivo di variante alla SS12 da Buttapietra alla tangenziale SUD di Verona**, è prevista la realizzazione di una serie viadotti.

Per quanto riguarda l'Opera in Oggetto, l'intervento prevede la costruzione di un nuovo viadotto costituito da un impalcato misto acciaio-calcestruzzo a travata.

Nella presente relazione sono riportati i calcoli strutturali relativi alle *spalle* e alla *pila* del Viadotto San Giorgio ubicate alle seguenti progressive:

- Spalla 'A' km 0+10756.489;
- Spalla 'B' km 0+11496.489.

Il viadotto, con sistema costruttivo in acciaio calcestruzzo, presenta sedici campate collocate in un tratto lievemente curvilineo, avente raggio di curvatura circa pari a 1000 m e caratterizzate da una lunghezza variabile da un minimo di 40 m, per le rampe, a un massimo di 88 m, per il viadotto principale

Lo schema di vincolo prevede l'adozione di appoggi isolatori ad alto smorzamento (*HDRB*).

La sezione trasversale dell'impalcato delle rampe presenta 3 travi a "doppio T" in composizione saldata, disposte ad un interasse di 4.00 m, l'altezza è costante e pari a 2.00 m.

La sezione trasversale dell'impalcato del viadotto principale presenta 2 travi a "doppio T" in composizione saldata, disposte ad un interasse di 8.00 m. l'altezza è variabile da un minimo di 2.00 m a un massimo di 5.25 m.

I traversi correnti sono a "doppio T" in composizione saldata disposti ad interasse longitudinale di 5.00m.

Per l'assemblaggio delle travi si prevedono unioni saldate tra concetti d'officina mentre per il collegamento di tutti gli elementi secondari (trasversi correnti e controventi) si prevedono unioni bullonate a taglio.

La stabilizzazione della porzione compressa della struttura metallica durante le fasi antecedenti alla realizzazione e solidarizzazione della soletta in c.a. è assicurata da un sistema di controventi realizzato mediante profili angolari L90x6. La soletta, che presenta una larghezza massima di 12.68 m e spessore costante pari a 27 cm, è realizzata tramite predalle prefabbricate tralicciate appoggiate sulle travi principali. La connessione soletta-travi è realizzata mediante pioli elettrosaldati tipo Nelson.

In corrispondenza di ogni trave è previsto l'utilizzo di dispositivi di appoggio costituiti da isolatori in elastomero armato ad alto smorzamento ($\xi_{eq} \cong 10\%$).

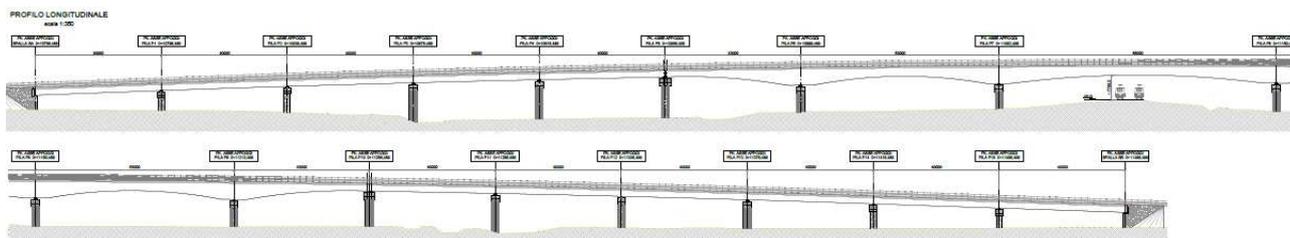


Figura 1.1 Profilo longitudinale del ponte esistente

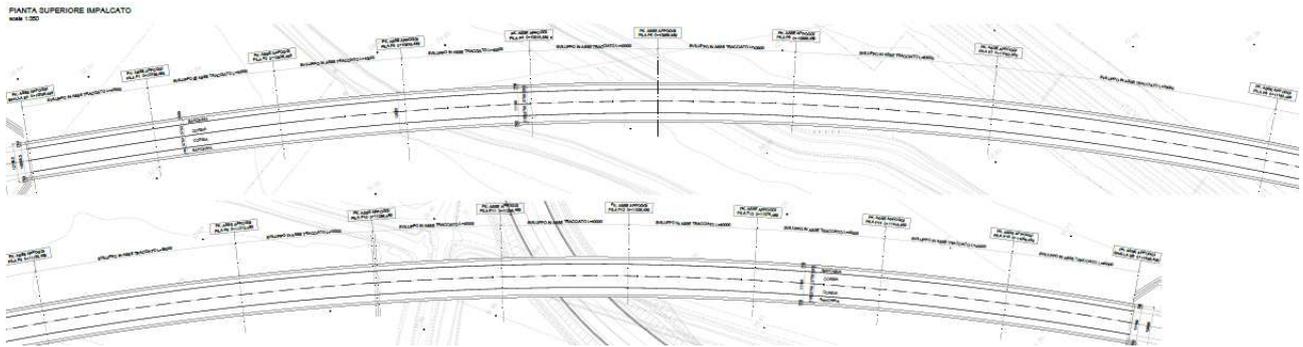


Figura 1.2 Pianta dell'impalcato del ponte esistente

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA RAMPE
 scala 1:30

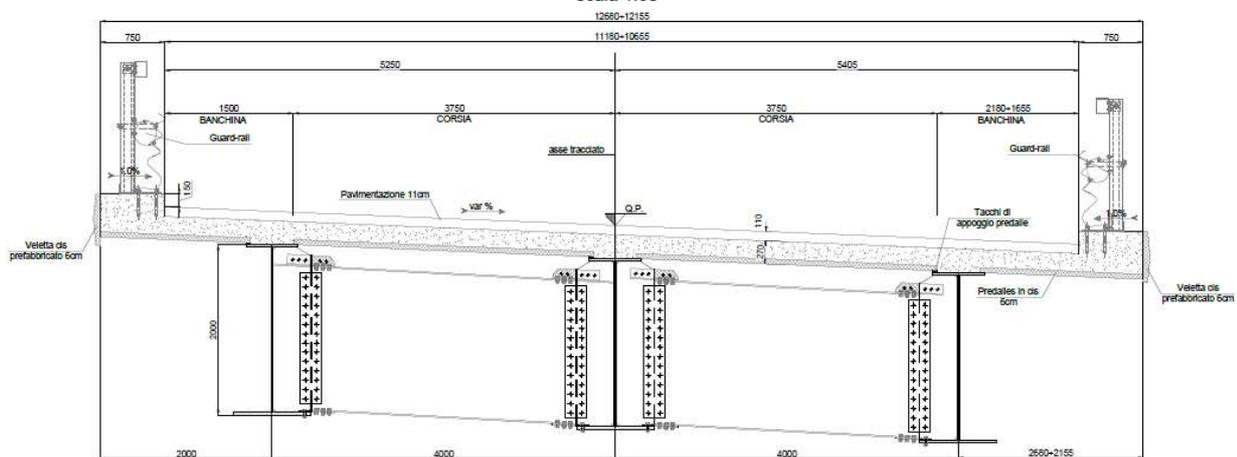


Figura 1.3 sezione trasversale dell'impalcato tipico rampe

SEZIONE TRASVERSALE TIPICA VIADOTTO PRINCIPALE P5+P10
 scala 1:30

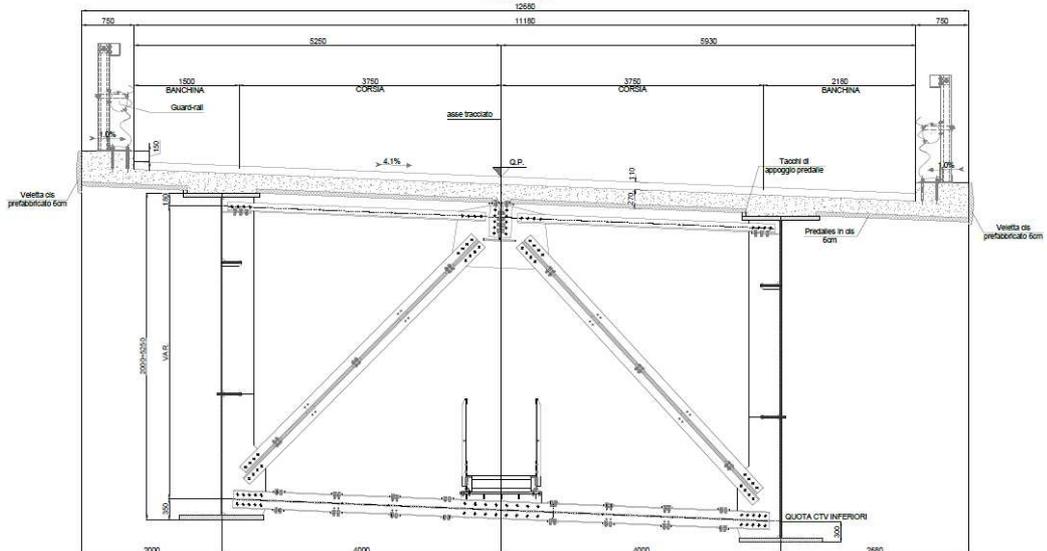


Figura 1.4 sezione trasversale dell'impalcato tipico viadotto principale

L'impalcato in oggetto ha in sintesi le seguenti caratteristiche principali:

Luce di calcolo:	740.00 m
Lunghezza trave:	741.00 m
Larghezza impalcato:	massimo 12.68 m
Interasse travi rampa:	4.00 m
Interasse travi viadotto principale:	8.00 m
Numero travi rampa:	3
Numero travi viadotto principale:	2
Spessore della soletta:	0.27 m

1.2 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

La vita nominale di una struttura V_N è definita nel punto 2.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 come il *numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.*

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella 2.4.I del D.M. 17 gennaio 2018. Nel caso in esame, la costruzione è di **tipo 2** e è caratterizzata quindi dalla vita nominale $V_N = 50$ anni.

Tabella 1-1. Vita nominale.

Tipi di Costruzione		V_N [anni]
1	Opere provvisorie - Opere Provvisionali - Strutture in fase costruttiva.	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, il punto 2.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018 prevede che le costruzioni siano suddivise tra 4 classi d'uso, definite nella seguente tabella.

Tabella 1-2. Classi d'uso.

Classe d'uso	
Classe I	Costruzioni con la presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La struttura in esame rientra nella **Classe IV**, quindi il suo coefficiente d'uso C_u è pari a 2.0.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- **D.M. 17 gennaio 2018** - *“Norme tecniche per le costruzioni”* con la relativa circolare applicativa del 11 febbraio 2019 n. 617 - *“Istruzione per l’applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni”*.

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee e al sistema degli eurocodici, in particolare:

- **UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0** - *“Criteri generali di progettazione strutturale”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1** - *“Azioni sulle strutture - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4** - *“Azioni in generale - Azioni del vento”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5** - *“Azioni in generale - Azioni termiche”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2** - *“Carichi da traffico sui ponti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-1:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-5:2007 - EUROCODICE 3 Parte 1-5** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Elementi strutturali a lastra”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1993-1-8:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-8** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-1-9:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-9** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Fatica”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1993-1-10:2005 - EUROCODICE 3 Parte 1-10** - *“Progettazione delle strutture di acciaio - Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1993-2:2007 - EUROCODICE 3 Parte 2** - *“Progettazione delle strutture in acciaio Ponti di acciaio”* con il relativo NAD del 25.02.2011;
- **UNI EN 1994-1-1:2005 - EUROCODICE 4 parte 1-1** - *“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1994-2:2006 - EUROCODICE 4 parte 2** - *“Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per i ponti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1** - *“Progettazione geotecnica - Regole generali”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1** - *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”* con il relativo NAD del 24.09.2010;
- **UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2** - *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti”* con il relativo NAD del 24.09.2010;

- **UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5** - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici" con il relativo NAD del 25.02.2011.

Si è fatto anche riferimento al documento di proprietà di Rete Ferroviaria Italiana:

- **Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 004 A** - "Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo" del 21.12.2011.

Per gli apparecchi di appoggio si è fatto riferimento alla norma:

- **CNR 10018/85** - "Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni – Istruzioni per il calcolo e l'impiego".

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- **UNI EN 206:2016** - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- **UNI 11104:2016** - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206";
- **UNI EN 10080:2005** - "Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità".

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale acciaio e dei sistemi di connessione, si considerano:

- **UNI EN 10025-1:2005** - "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche generali di fornitura";
- **UNI EN 10025-5:2005** - "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 5: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica";
- **UNI EN ISO 4016:2011** - "Viti a testa esagonale con gambo parzialmente filettato - Categoria C";
- **UNI EN ISO 4034:2013** - "Dadi esagonali normali (tipo 1) - Categoria C";
- **UNI EN 14399-1:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 1: Requisiti generali";
- **UNI EN 14399-3:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato Parte 3: Sistema HR - Assieme vite e dado esagonali";
- **UNI EN 14399-4:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 4: Sistema HV - Assieme vite e dado esagonali";
- **UNI EN 14399-5:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 5: Rondelle piane";
- **UNI EN 14399-6:2005** - "Bulloneria strutturale ad alta resistenza a serraggio controllato - Parte 6: Rondelle piane smussate";
- **UNI EN ISO 898-1:2013** - "Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio - Parte 1: Viti e viti prigioniere con classi di resistenza specificate - Filettature a passo grosso e a passo fine";
- **UNI EN ISO 898-2:2012** - "Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio al carbonio e acciaio legato - Parte 2: Dadi con classi di resistenza specificate - Filettatura a passo grosso e filettatura a passo fine";
- **UNI EN ISO 4063:2011** - "Saldatura e tecniche affini - Nomenclatura e codificazione numerica dei processi";

- **UNI EN ISO 13918:2009** - *"Saldatura - Prigionieri e ferrule ceramiche per la saldatura ad arco dei prigionieri"*;
- **UNI EN ISO 14555:2014** - *"Saldatura - Saldatura ad arco dei prigionieri di materiali metallici"*.

3 MATERIALI, UNITA' DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO

3.1 MATERIALI

3.1.1 Calcestruzzo

Fondazioni spalle

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

Tabella 3. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_N	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC2	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.55	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	340 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con T<10°C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	50 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 4. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

Fondazioni pile

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Tabella 5. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_N	≥ 50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	340 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con $T < 10^\circ\text{C}$)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	50 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 6. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

Elevazione spalle

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Tabella 7. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_n	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	340 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con T<10°C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	40 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 8. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

Elevazione pile

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Tabella 9. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_N	≥ 50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	360 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con $T < 10^\circ\text{C}$)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	40 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 10. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

BAGGIOLI

Classe di resistenza	C35/45
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4

Tabella 11. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

Proprietà	Valore	Norma di Riferimento	Riferimento
Tipo di calcestruzzo	C 35/45	UNI 11104:2016	[Prospetto 8]
Vita nominale V_n	≥50 [anni]	D.M. 17.01.2018	[Tab. 2.4.I]
Classe di esposizione ambientale	XC4	UNI 11104:2016	[Prospetto 1]
Rapporto Acqua/Cemento max.	0.50	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Classe minima di consistenza del getto	S4	UNI EN 206-1:2016	[Prospetto 3]
Contenuto minimo di cemento	320 [kg/m ³] (di classe 42.5R per getti eseguiti con T<10°C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	45 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

Tabella 12. Proprietà meccaniche caratteristiche del calcestruzzo secondo D.M. 2018 (paragrafo 11.2.10)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo	C 35/45		
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	45.4 [N/mm ²]	[11.2.10.1]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	2.35 [N/mm ²]	[11.2.10.2]
Modulo di elasticità istantaneo	$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$	34625 [N/mm ²]	[11.2.10.3]
Coefficiente di Poisson	ν	0 ÷ 0.2	[11.2.10.4]
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	0.00001 °C ⁻¹	[11.2.10.5]
Massa volumica	ρ_c	2500 [kg/m ³]	--

3.1.2 Resistenza di calcolo

Le proprietà dei materiali riportate ai punti precedenti conducono, attraverso l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali per i materiali previsti dal D.M. 17 gennaio 2018 al paragrafo 4.1.2, alla determinazione dei seguenti valori di progetto per calcestruzzo ed acciaio.

Tabella 13. Valori di progetto per il calcestruzzo C32/40, utilizzato per le strutture dell'impalcato, secondo D.M. 2018 (paragrafo 4.1.2)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di calcestruzzo		C 35/45	
Coefficiente di sicurezza parziale	γ_c	1.5	[4.1.2.1]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	21.17 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.1]
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	1.56 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.2]
Tensione di aderenza ultima; barre ad aderenza migliorata	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$	3.52 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.4]
Deformazione convenzionale di rottura	ϵ_{cu}	-0.35 %	[4.1.2.1.2.2]

Tabella 14. Valori di progetto per l'acciaio B450C, utilizzato per la soletta dell'impalcato, secondo D.M. 2018 (paragrafo 4.1.2)

Proprietà	Simbolo e formula di calcolo	Valore numerico e unità di misura	Riferimento D. M. 2018
Tipo di acciaio		B 450C	
Coefficiente di sicurezza parziale	γ_s	1.15	[4.1.2.1.1.3]
Resistenza di calcolo	$f_{ys} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	391.3 [N/mm ²]	[4.1.2.1.1.3]
Deformazione di snervamento	$\epsilon_{yd} = \frac{f_{ys}}{E_s}$	0.186 %	-
Deformazione convenzionale di rottura	ϵ_{sd}	0.01	[4.2.1.1]

3.2 UNITA' DI MISURA

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per i carichi kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo kN, kNm, kNcm
- per le tensioni MPa, kN/cm², daN/cm², N/cm²

Dove non diversamente specificato le unità di misura sono kN e m.

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 CARICHI PERMANENTI (G₁ E G₂)

I pesi propri strutturali sono valutati assumendo i seguenti pesi specifici:

- Calcestruzzo: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

4.2 SPINTA DELLE TERRE

4.2.1 Effetti statici

La spinta delle terre è valutata secondo la teoria di Rankine ovvero

- **contributo peso proprio terreno:**
azione risultante: $\Delta S_{P,P} = \frac{1}{2} \times k \times \gamma \times H$
quota risultante: $z_{\Delta S} = H / 3$
- **contributo sovraccarico rilevato (variabile):**
azione risultante: $\Delta S_q = k \times q^* \times k$
quota risultante: $z_{\Delta S} = H / 2$

Tenuto conto della tipologia di fondazione (indiretta su pali), si assume un comportamento di tipo “rigido” del manufatto calcolando pertanto le spinte in condizioni di “riposo” ($k = k_0$).

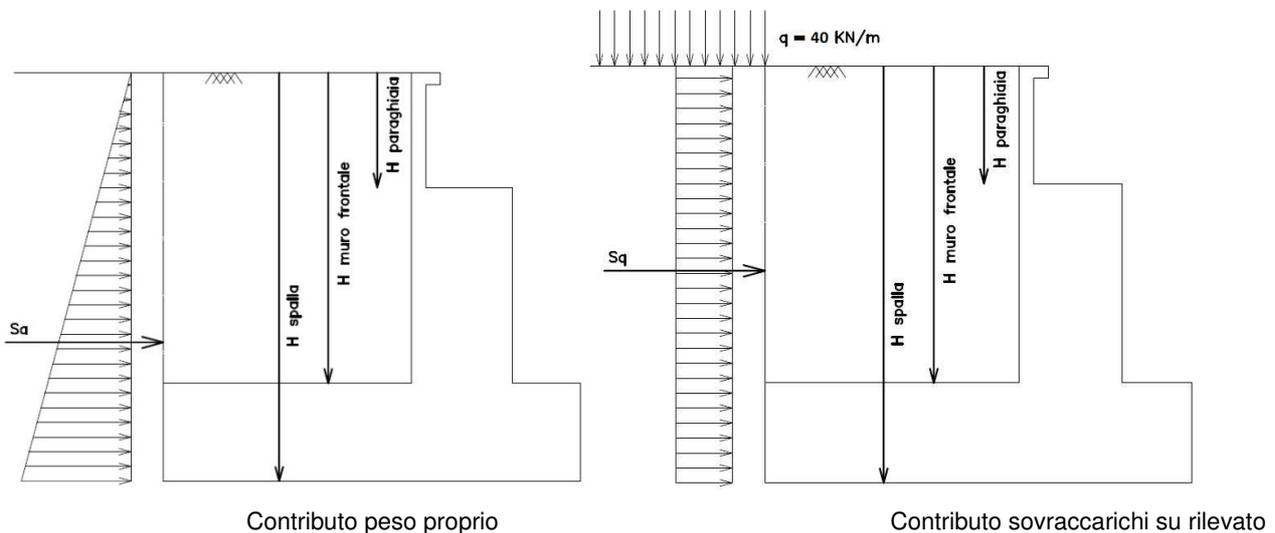
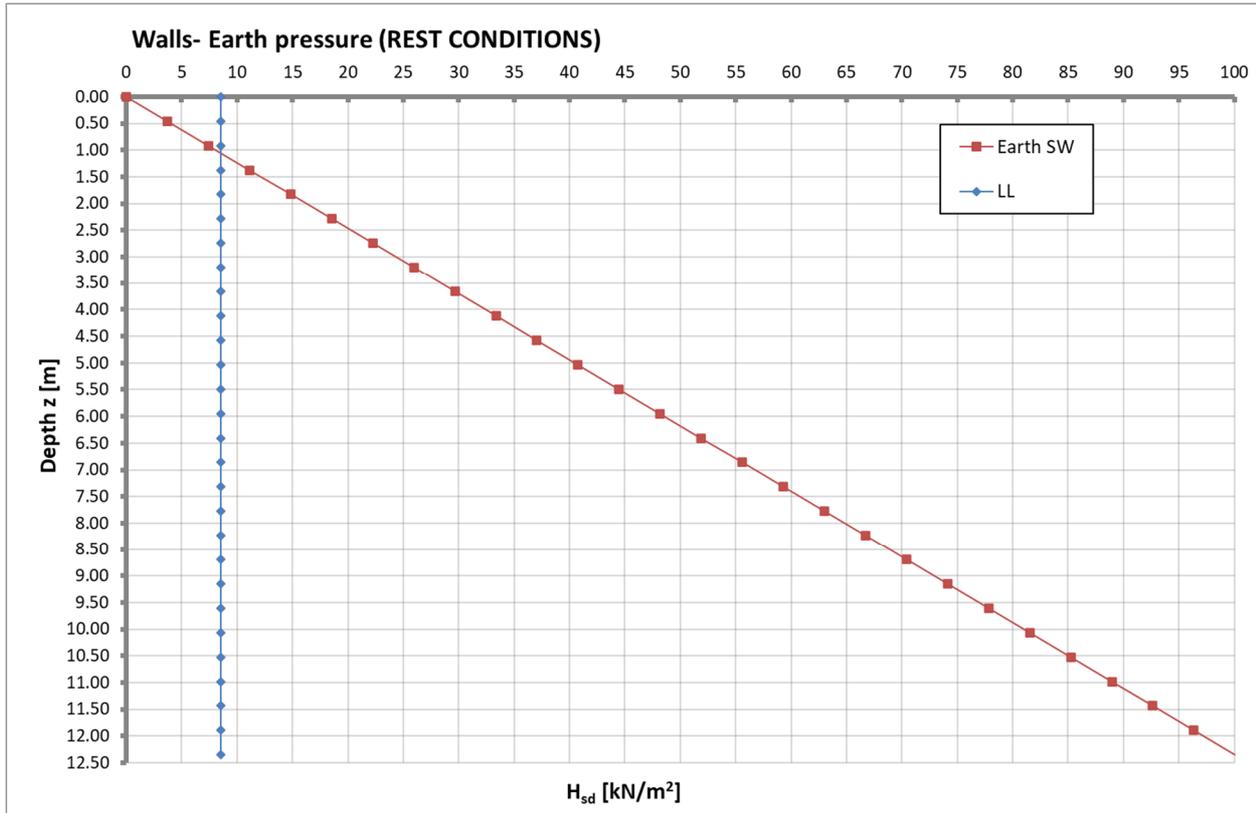


Figura 4.1 Schema di calcolo delle spinte



Dal punto di vista del calcolo strutturale dell'opera d'arte (paraghiaia, muri verticali, plinto di fondazione) a favore di sicurezza il manufatto è dimensionato con le spinte di un terreno con le seguenti caratteristiche:

- peso specifico: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito interno: $\phi' = 35^\circ$;
- coesione $c = 0 \text{ kPa}$.

Per le verifiche strutturali a spinta delle terre è calcolata, a favore di sicurezza, con un coefficiente di spinta a riposo pari a

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi') = (1 - \text{sen } 35^\circ) = 0.426$$

tale ipotesi è dovuta al fatto che, essendo la spalla dotata di fondazioni profonde, non è in grado di consentire gli spostamenti necessari all'attivazione dei meccanismi di spinta attiva.

4.2.2 Effetti sismici

Tenuto conto della tipologia di fondazione, si assume un comportamento di tipo rigido del manufatto anche in condizioni sismiche e spinta in condizioni dinamiche è valutata secondo la teoria di Mononobe-Okabe ($k_h = a_g/g \times S \times \beta_m = 0.182 \times 1.43 \times 1 \cong 0.261$ e $k_v = 0.5 \times k_h \cong 0.131$):

- **contributo terreno:**
azione risultante:

$$S_{P.A} = \frac{1}{2} \times k^*_{AE} \times \gamma \times H^2$$

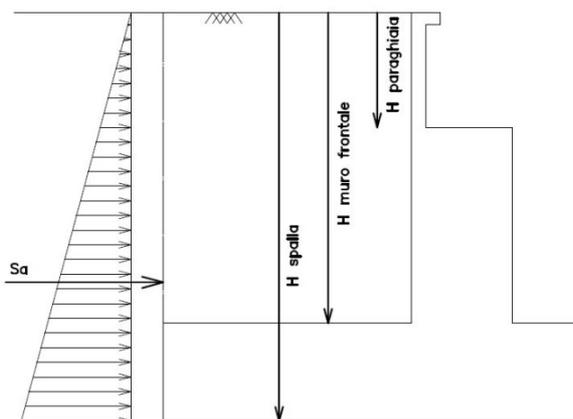


Figura 4.2 Schema di calcolo delle spinte sismiche

STATIC CONDITIONS

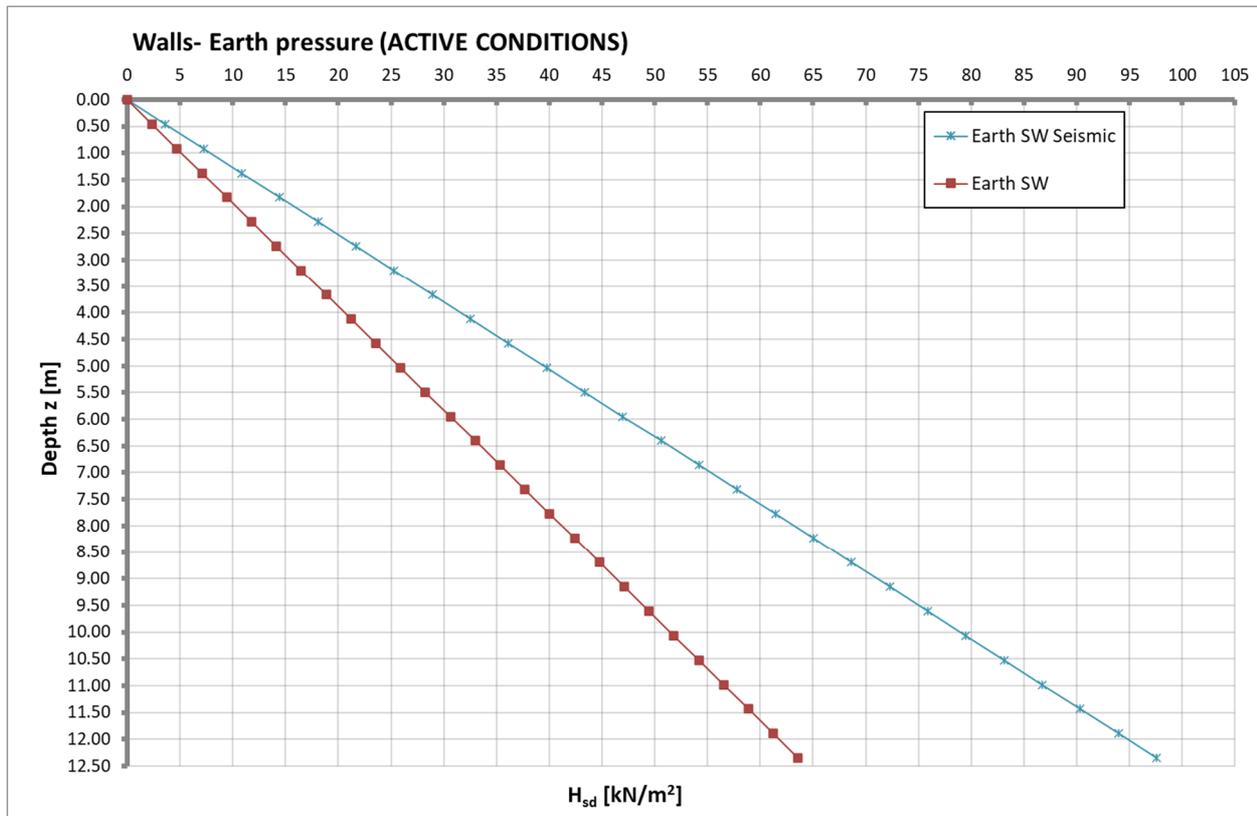
	M1	Partial coefficient for parameters
k_h	[-]	Horizontal seismic coefficient
k_v	[-]	Vertical seismic coefficient
ϕ	[°] 35.0	Internal friction angle
θ	[°] 0.0	Inclination of the wall back surface
δ	[°] 0.0	Friction soil - wall
β	[°] 0.0	Backwall surface inclination
ψ	[°] 0.0	-
K_0	[-] 0.4264	At rest pressure coefficient
K_A	[-] 0.2710	Static earth pressure coefficient for active state
K_P	[-] 3.6902	Static earth pressure coefficient for passive state

SEISMIC CONDITIONS (SLV)

	Partial coefficient for parameters		
k_h	[-] 0.0000	0.2610	Horizontal seismic coefficient
k_v	[-] 0.0000	-0.1305	Vertical seismic coefficient
ϕ	[°] 35.0	35.0	Internal friction angle
θ	[°] 0.0	0.0	Inclination of the wall back surface
δ	[°] 0.0	0.0	Friction soil - wall
β	[°] 0.0	0.0	Backwall surface inclination
ψ	[°] 0.0	13.0	-
K_{AE}	[-] 0.2710	0.4193	Dynamic earth pressure coefficient for active state
K^*_{AE}	[-] 0.2710	0.4740	Dynamic earth pressure coefficient for active state x (1- k_v)
K_{PE}	[-] 3.6902	3.2186	Dynamic earth pressure coefficient for passive state
K^*_{PE}	[-] 3.6902	3.6386	Dynamic earth pressure coefficient for passive state x (1- k_v)

In fase di modellazione si applica, in aggiunta alla spinta statica del terreno, un sovraccarico sismico uniforme valutato come segue:

ΔK^*_{AE}	[-]	0.145	= $K_{AE} - K_A$
H	[m]	11.400	Altezza totale
B	[m]	12.680	Larghezza totale
γ	[kN/m ³]	19.000	Peso specifico
ΔS_{AE}	[kN]	2267	Incremento spinta (totale)
ΔS_{AE}	[kN/m ²]	15.68	Incremento spinta (pressione)



4.3 CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

Le azioni elementari trasmesse dall'impalcato sono riprese dalla relazione di calcolo dell'impalcato cui si rimanda per i dettagli.

Al fine del dimensionamento del manufatto in esame ed in accordo alle specifiche di progetto, si considerano i seguenti contributi:

- | | |
|--|--|
| ▪ carichi permanenti strutturali | peso proprio carpenteria metallica
peso proprio soletta in c.a. |
| ▪ carichi permanenti non strutturali | peso della pavimentazione
peso dei massetti
peso dei cordoli laterali
peso delle velette
peso delle barriere bordo ponte |
| ▪ carichi da traffico – componenti verticali | - |
| ▪ carichi da traffico – componenti orizzontali | frenatura |
| ▪ resistenze parassite in corrispondenza dei vincoli | - |
| ▪ azione vento | - |
| ▪ effetti termici | - |
| ▪ azione sismica | - |

Le azioni sono riferite a ciascun appoggio dell'impalcato.

SA - SB		Carichi Verticali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	750	650	650
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	400	250	250
Ritiro	(e2)	-100	-100	-100
Max Permanenti		1150	900	900
Min Permanenti		1050	800	800
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	300	850	1150
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	1400	700	200
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-100	250	1050
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	1250	100	-100
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-100	650	1200
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	1450	450	-100
Gradiente termico	(q7)	50	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50	-50

SA - SB		Carichi Verticali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 200	± 0	± 200
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 100	± 100	± 100
Vento Ponte Carico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Centrifuga	(q4)	10	10	10
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

SA - SB		Carichi Trasversali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 300	± 300	± 300
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 100	± 100	± 100
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 100	± 100	± 100
Centrifuga	(q4)	10	10	10
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	50	50	50

SA - SB		Carichi Longitudinali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 400	± 400	± 400
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0	0
Attrito appoggi	(q9)	0	0	0
Frenatura	(q3)	50	50	50
Termica uniforme	(q7)	250	250	250

P1 - P4 - P11 - P15		Carichi Verticali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	2300	1850	1900
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	1100	600	750
Ritiro	(e2)	150	150	100
Max Permanenti		3550	2600	2750
Min Permanenti		3400	2450	2650
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	600	1250	1950
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	2400	1150	350
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-200	500	1800
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	2100	250	-200
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-100	1050	2050
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	2400	750	-200
Gradiente termico	(q7)	-50	-50	-50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50	-50

P1 - P4 - P11 - P15		Carichi Verticali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 250	± 0	± 250
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 250	± 200	± 300
Vento Ponte Carico	(q5)	± 150	± 0	± 150
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 150	± 0	± 150
Centrifuga	(q4)	10	10	10
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

P1 - P4 - P11 - P15		Carichi Trasversali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 400	± 400	± 400
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 150	± 150	± 150
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 150	± 150	± 150
Centrifuga	(q4)	10	10	10
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	50	50	50

P1 - P4 - P11 - P15		Carichi Longitudinali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 400	± 400	± 400
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0	0
Attrito appoggi	(q9)	0	0	0
Frenatura	(q3)	50	50	50
Termica uniforme	(q7)	150	150	150

P2 - P3 - P12 - P13 - P14		Carichi Verticali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	1950	1550	1650
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	1000	500	650
Ritiro	(ε2)	-50	-50	-50
Max Permanenti		2950	2050	2300
Min Permanenti		2900	2000	2250
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	550	1300	1900
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	2300	1100	350
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-150	450	1750
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	2050	200	-200
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-100	1000	1950
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	2350	700	-200
Gradiente termico	(q7)	50	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(ε5)	100	100	100
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(ε5)	-100	-100	-100

P2 - P3 - P12 - P13 - P14		Carichi Verticali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 300	± 0	± 300
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 350	± 300	± 400
Vento Ponte Carico	(q5)	± 150	± 0	± 150
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 150	± 0	± 150
Centrifuga	(q4)	10	10	10
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

P2 - P3 - P12 - P13 - P14		Carichi Trasversali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 450	± 450	± 450
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 150	± 150	± 150
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 150	± 150	± 150
Centrifuga	(q4)	10	10	10
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	50	50	50

P2 - P3 - P12 - P13 - P14		Carichi Longitudinali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 400	± 400	± 400
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0	0
Attrito appoggi	(q9)	0	0	0
Frenatura	(q3)	50	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50	50

P5 - P10 (RAMPA)		Carichi Verticali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	750	650	650
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	400	250	250
Ritiro	(e2)	-100	-100	-100
Max Permanenti		1150	900	900
Min Permanenti		1050	800	800
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	300	850	1150
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	1400	700	200
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-100	250	1050
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	1250	100	-100
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-100	650	1200
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	1450	450	-100
Gradiente termico	(q7)	50	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50	-50

P5 - P10 (RAMPA)		Carichi Verticali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 200	± 0	± 200
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 100	± 100	± 100
Vento Ponte Carico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Centrifuga	(q4)	10	10	10
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

P5 - P10 (RAMPA)		Carichi Trasversali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 300	± 300	± 300
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 100	± 100	± 100
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 100	± 100	± 100
Centrifuga	(q4)	10	10	10
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	50	50	50

P5 - P10 (RAMPA)		Carichi Longitudinali		
		A (nodo -)	B (nodo -)	C (nodo -)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 400	± 400	± 400
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0	0
Attrito appoggi	(q9)	0	0	0
Frenatura	(q3)	50	50	50
Termica uniforme	(q7)	250	250	250

P5 - P10 (PONTE)		Carichi Verticali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	1100	1100
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	450	400
Ritiro	(e2)	-400	-350
Max Permanenti		1550	1500
Min Permanenti		1150	1150
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	850	1700
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	1850	700
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	250	1300
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	1400	200
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	450	1550
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	1650	350
Gradiente termico	(q7)	350	300
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	100	100
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-100	-100

P5 - P10 (PONTE)		Carichi Verticali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 200	± 200
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 300	± 250
Vento Ponte Carico	(q5)	± 150	± 150
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 150	± 150
Centrifuga	(q4)	10	10
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

P5 - P10 (PONTE)		Carichi Trasversali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 100	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 350	± 350
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 250	± 250
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 250	± 250
Centrifuga	(q4)	10	10
Frenatura	(q3)	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50

P5 - P10 (PONTE)		Carichi Longitudinali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 550	± 550
Sisma Trasversale	(q6)	± 100	± 100
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	100	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	100	50
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	100	100
Termica uniforme	(q7)	350	350

P6 - P9		Carichi Verticali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	4250	3650
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	1700	1250
Ritiro	(e2)	500	450
Max Permanenti		6450	5350
Min Permanenti		5950	4900
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	1750	3350
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	3750	1300
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	450	2850
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	3150	200
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	700	3150
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	3450	350
Gradiente termico	(q7)	-400	-400
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	250	200
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-250	-200

P6 - P9		Carichi Verticali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 750	± 750
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 750	± 550
Vento Ponte Carico	(q5)	± 500	± 500
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 500	± 500
Centrifuga	(q4)	10	10
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

P6 - P9		Carichi Trasversali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 100	± 100
Sisma Trasversale	(q6)	± 550	± 550
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 350	± 350
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 350	± 350
Centrifuga	(q4)	10	10
Frenatura	(q3)	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50

P6 - P9		Carichi Longitudinali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Trasversale	(q6)	± 100	± 100
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	100	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	100	50
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	100	100
Termica uniforme	(q7)	350	350

P7 - P8		Carichi Verticali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	6550	5600
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	2550	1900
Ritiro	(e2)	-150	-150
Max Permanenti		9100	7500
Min Permanenti		8950	7350
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	2200	4050
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	4550	1650
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	600	3450
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	3850	300
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	900	3800
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	4200	500
Gradiente termico	(q7)	100	100
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	250	200
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-250	-200

P7 - P8		Carichi Verticali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 1100	± 1100
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 600	± 450
Vento Ponte Carico	(q5)	± 650	± 650
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 650	± 650
Centrifuga	(q4)	10	10
Frenatura	(q3)	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0

P7 - P8		Carichi Trasversali	
		A (nodo -)	B (nodo -)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Trasversale	(q6)	± 800	± 800
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 500	± 500
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 500	± 500
Centrifuga	(q4)	10	10
Frenatura	(q3)	50	50
Termica uniforme	(q7)	50	50

P7 - P8		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 048)	B (nodo 448)
		[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 650	± 650
Sisma Trasversale	(q6)	± 50	± 50
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	50	50
Vento Ponte Scarico	(q5)	50	50
Attrito appoggi	(q9)	0	0
Frenatura	(q3)	100	100
Termica uniforme	(q7)	150	150

4.4 ANALISI SISMICA

Si riporta il calcolo dell'azione sismica in accordo alle NTC2018 eseguito con il foglio di calcolo fornito dal Ministero dei Lavori Pubblici.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

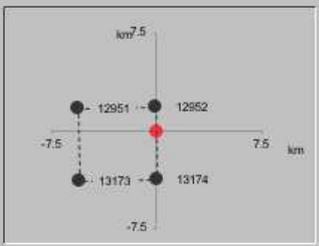
Grafici spettri di risposta |>>>

Variabilità dei parametri |>>>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri |>

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione:

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 4.3 Localizzazione geografica del ponte.

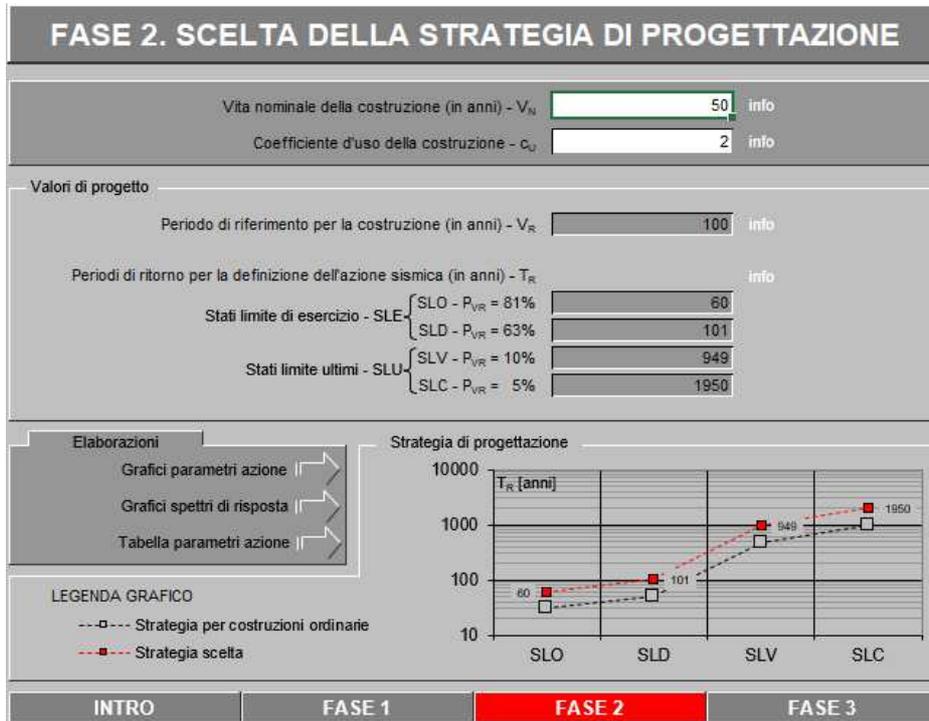


Figura 4.4 Vita nominale e classe d'uso del ponte.

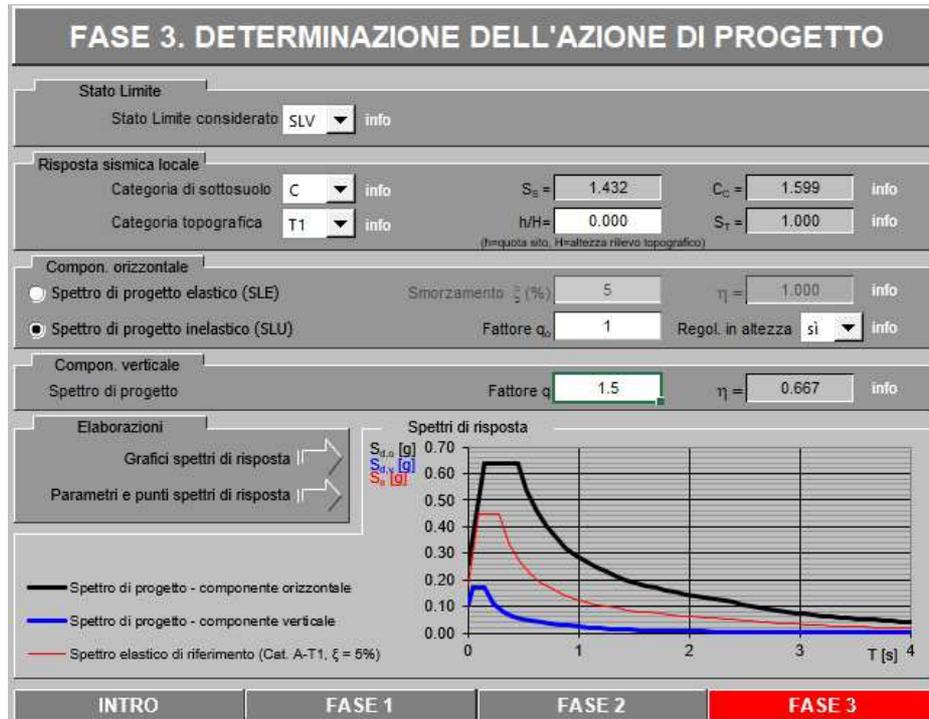


Figura 4.5 Spettri di risposta.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.181 g
F_o	2.473
T_c	0.280 s
S_s	1.432
C_c	1.599
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.432
η	1.000
T_B	0.149 s
T_C	0.447 s
T_D	2.322 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

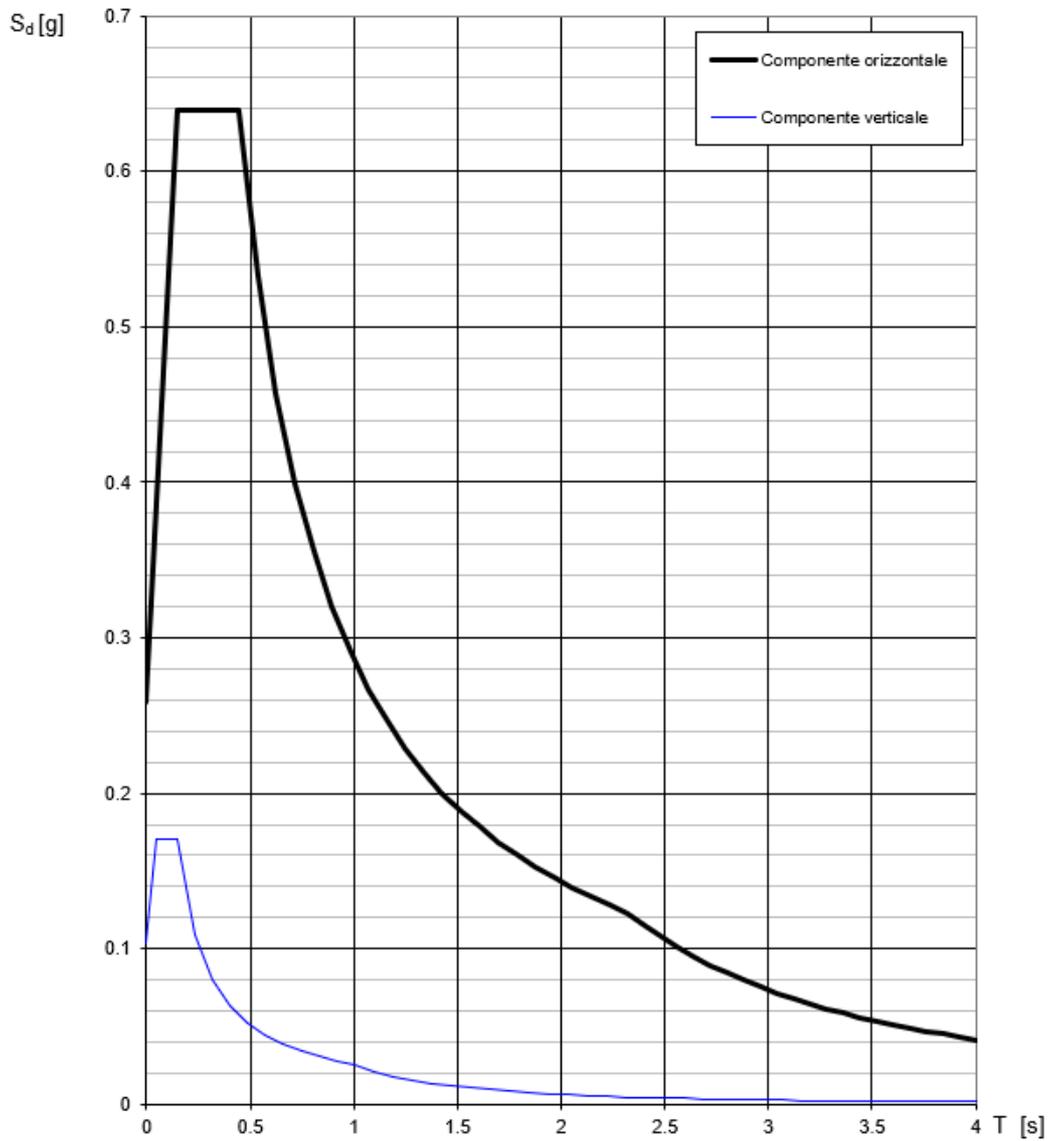
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
		0.259
T_B ←	0.149	0.639
T_C ←	0.447	0.639
	0.537	0.533
	0.626	0.457
	0.715	0.400
	0.804	0.355
	0.894	0.320
	0.983	0.291
	1.072	0.267
	1.161	0.246
	1.251	0.229
	1.340	0.213
	1.429	0.200
	1.519	0.188
	1.608	0.178
	1.697	0.168
	1.786	0.160
	1.876	0.152
	1.965	0.146
	2.054	0.139
	2.143	0.133
	2.233	0.128
T_D ←	2.322	0.123
	2.402	0.115
	2.482	0.108
	2.562	0.101
	2.642	0.095
	2.722	0.090
	2.801	0.085
	2.881	0.080
	2.961	0.076
	3.041	0.072
	3.121	0.068
	3.201	0.065
	3.281	0.062
	3.361	0.059
	3.441	0.056
	3.521	0.054
	3.600	0.051
	3.680	0.049
	3.760	0.047
	3.840	0.045
	3.920	0.043
	4.000	0.041

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



5 CRITERI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riportano i criteri generali di verifica degli elementi strutturali soggetti alle azioni statiche e sismiche, gli approcci ed i criteri con cui vengono combinati i carichi.

Non si riporta l'elenco dettagliato di tutte le combinazioni in quanto in numero molto elevato, a causa delle molteplici disposizioni dei carichi mobili sull'impalcato.

5.1 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE

Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali alle *azioni statiche* sono effettuate tramite il D.M. 17 gennaio 2018, secondo il *criterio semiprobabilistico degli stati limite*.

Tale norma, al paragrafo 2.1, prevede infatti che la sicurezza e le prestazioni di un'opera, o di una parte di essa, debbano essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Secondo il paragrafo 2.2.3 del D.M. 2008, le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

In conformità al punto 2.3 del D.M. 2008, per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati, quale il metodo di primo livello denominato metodo semiprobabilistico agli stati limite. In tale formulazione, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle

resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il *metodo dei coefficienti parziali* di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza, associati ai materiali ed alle azioni, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche ed alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

5.2 ANALISI GLOBALE ELASTICA

L'analisi è eseguita secondo il metodo globale elastico. Il programma di calcolo utilizzato per la modellazione è il SAP2000® versione 21 (licenze di Sap2000 Advanced/Ultimate intestata a Steel Project Italia s.r.l.).

Ai fini del dimensionamento delle pile e delle spalle di transizione, si procede con un modello FEM analogo a quello adottato per lo studio sismico dell'opera, in cui:

- i carichi statici trasmessi dall'impalcato sono trattati come forze nodali applicate in corrispondenza degli appoggi, in modo tale da tenere in conto dell'effettiva ripartizione longitudinale associata alle differenti fasi di calcolo dell'impalcato (Fase 1, 2 e 3);
- i plinti di fondazione sono modellati in modo tale da valutarne l'effettivo regime di sollecitazione.

5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, il punto 2.5.3 del D.M. 2008 definisce le seguenti tipologie di combinazione delle azioni:

Combinazione fondamentale (SLU), generalmente impiegata per gli stati limiti ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione caratteristica (SLE rara), generalmente impiegata per gli stati limiti di esercizio irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione frequente (SLE frequente), generalmente impiegata per gli stati limiti di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i>1} \psi_{1,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione sismica (SLV), impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Combinazione eccezionale (ECC), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Nelle precedenti relazioni, si è utilizzato il significato dei seguenti simboli:

G_1	valore caratteristico delle azioni permanenti;
G_2	valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
P	valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
Q_{K1}	valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
$Q_{K,i}$	valore caratteristico dell'azione variabile i ;
γ_{G1}	coefficiente parziale per le azioni permanenti;
γ_{G2}	coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
γ_P	coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
γ_{Q1}	coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
$\gamma_{Q,i}$	coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
$\psi_{i,i}$	coefficienti di combinazione per i vari stati limite, descritti nella seguente tabella;
+	combinato con.

Con riferimento ai carichi variabili da traffico, si utilizzano i coefficienti di combinazione di cui alla tabella 5.1.VI del D.M. 2018.

Tabella 15: Estratto della tabella 5.1.VI del D.M.2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Effetto del Carico	ψ_0 di combinazione	ψ_1 frequenti	ψ_2 quasi permanenti
Azioni da traffico	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 - Schema 1 (carichi distribuiti)	0.4	0.4	0.0
	Gruppo 1 - Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ - Ponte scarico esecuzione	0.8	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte scarico SLU e SLE	0.6	0.2	0.0
	$q_{5,v}$ - Ponte carico	0.6	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.6	0.6	0.5

5.3.1 Azioni nelle verifiche agli stati limite

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulle strutture del ponte e delle sottostrutture, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel paragrafo precedente.

5.3.2 Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono i seguenti casi:

EQU	stato limite di equilibrio come corpo rigido;
STR	stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
GEO	stato limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle seguenti tabelle, mentre per le verifiche strutturali si utilizzeranno i coefficienti della colonna STR.

Tabella 16: Estratto della tabella 5.1.V del D.M.2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tipi di Carico	Effetto del Carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.35	1.0
Permanenti non Strutturali ⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Ritiro e Viscosità Variazioni termiche	Favorevoli	γ_{E2}, γ_{E3}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.2	1.2	1.2

⁽¹⁾ equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;

⁽²⁾ nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Per il ponte in struttura metallica è richiesto il rispetto dello stato limite di fatica; per la definizione delle combinazioni di verifica, si rimanda alla trattazione dettagliata del relativo paragrafo.

5.3.3 Stati limite di esercizio

5.3.3.1 Stato limite di esercizio per strutture in calcestruzzo armato

Per le strutture in calcestruzzo armato come la soletta di impalcato, il paragrafo 4.1.2.2 del D.M. 2018 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

5.3.3.2 Stato limite di esercizio per strutture in acciaio

Per le strutture in acciaio, il paragrafo 4.2.4.2 del D.M. 2018 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità (spostamenti verticali e spostamenti laterali);
- verifiche locali su membrature (deformazioni delle anime, plasticizzazioni locali);
- verifiche di scorrimento dei collegamenti ad attrito.

6 MODELLAZIONE FEM

6.1 DESCRIZIONE

Per la valutazione del quadro deformativo e tensionale delle strutture, si sviluppa un modello FEM 3D dell'opera esteso a:

- Impalcato
- Pila e platea di fondazione.
- Spalle e platea di fondazione

Il modello dell'impalcato è interamente desunto da quello utilizzato per l'analisi della sovrastruttura, facendo riferimento alla Fase 3. Per quanto riguarda invece le sottostrutture, vale quanto segue.

- La trave-pulvino e il fusto pila sono modellate con un elemento monodimensionale (*beam*),
- La platea di fondazione è modellata con elementi bidimensionali tipo "*plate*".

Per tenere in conto della continuità strutturale tra palo e platea ovvero che in testa ai pali il momento sollecitante non è nullo, si procede modellando un tratto di palo pari a 3D e vincolandolo alla base con cerniere (rigide).

Il sistema di vincolo dell'impalcato è realizzato con isolatori elastomerici caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale, elevata rigidità verticale ed opportuna capacità dissipativa. Si prevede l'impiego di dispositivi (n.1 per ciascuna trave) in corrispondenza di spalle e pila. Nello specifico, gli isolatori sono così caratterizzati.

RAMPA:

coefficiente di smorzamento viscoso equivalente:	$\zeta = 10\%$
spostamento massimo pari	$\Delta = 200 \text{ mm}$
rigidità orizzontale equivalente	$K_e = 43.0 \text{ kN/cm}$
rigidità verticale equivalente	$K_v = 27350 \text{ kN/cm}$

VIADOTTO PRINCIPALE

coefficiente di smorzamento viscoso equivalente:	$\zeta = 10\%$
spostamento massimo pari	$\Delta = 200 \text{ mm}$
rigidità orizzontale equivalente	$K_e = 53.0 \text{ kN/cm}$
rigidità verticale equivalente	$K_v = 33670 \text{ kN/cm}$

Nel modello di calcolo tali dispositivi sono modellati con elementi "link" lineari a cui sono state assegnate le caratteristiche di rigidità orizzontale equivalente (nelle due direzioni ortogonali nel piano orizzontale) e rigidità verticale dell'isolatore adottato.

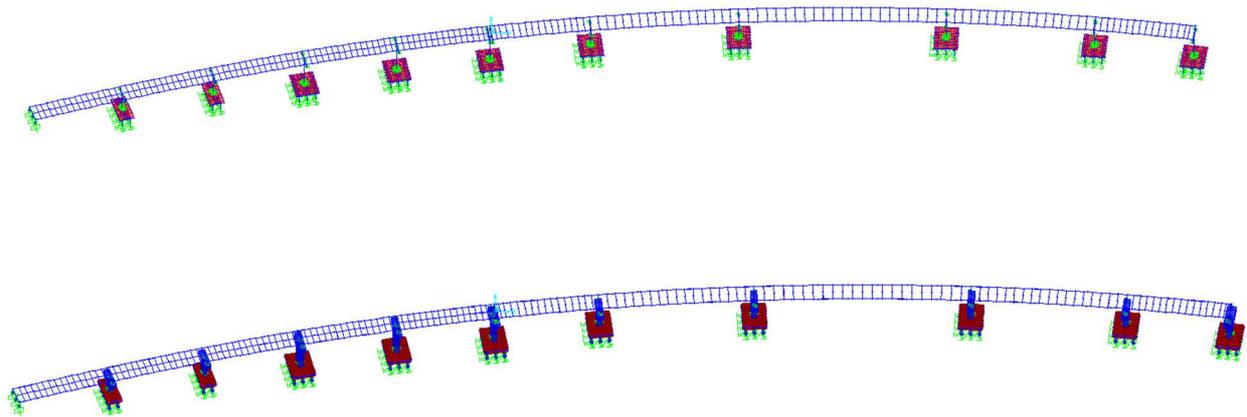


Figura 6.1. Vista 3D modello FEM.

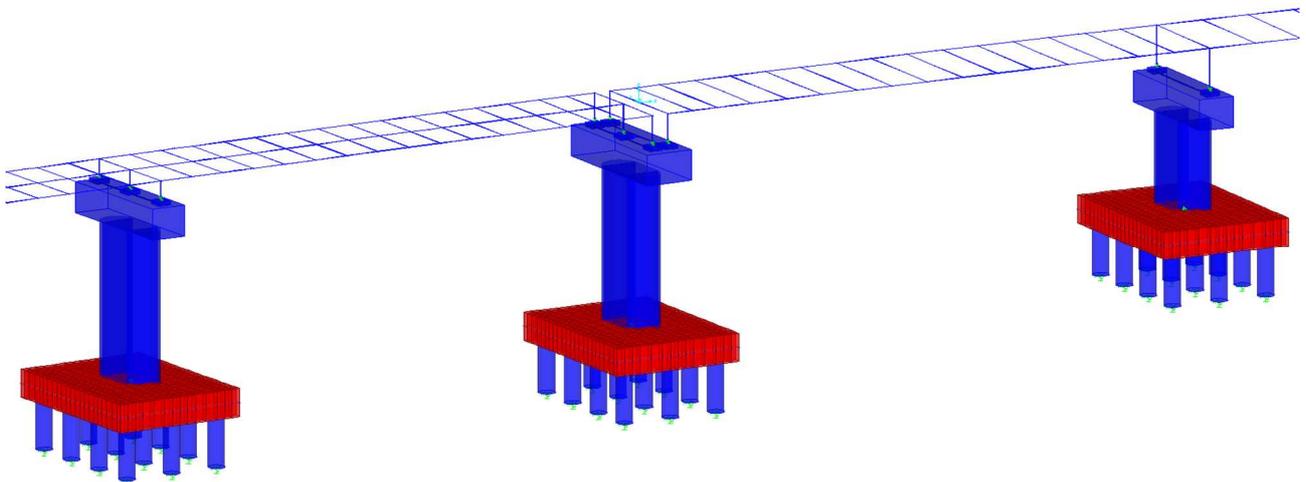


Figura 6.2. Dettaglio pila P04-05-06

Si riportano alcune immagini che illustrano il modello a elementi finiti adottato per le spalle:

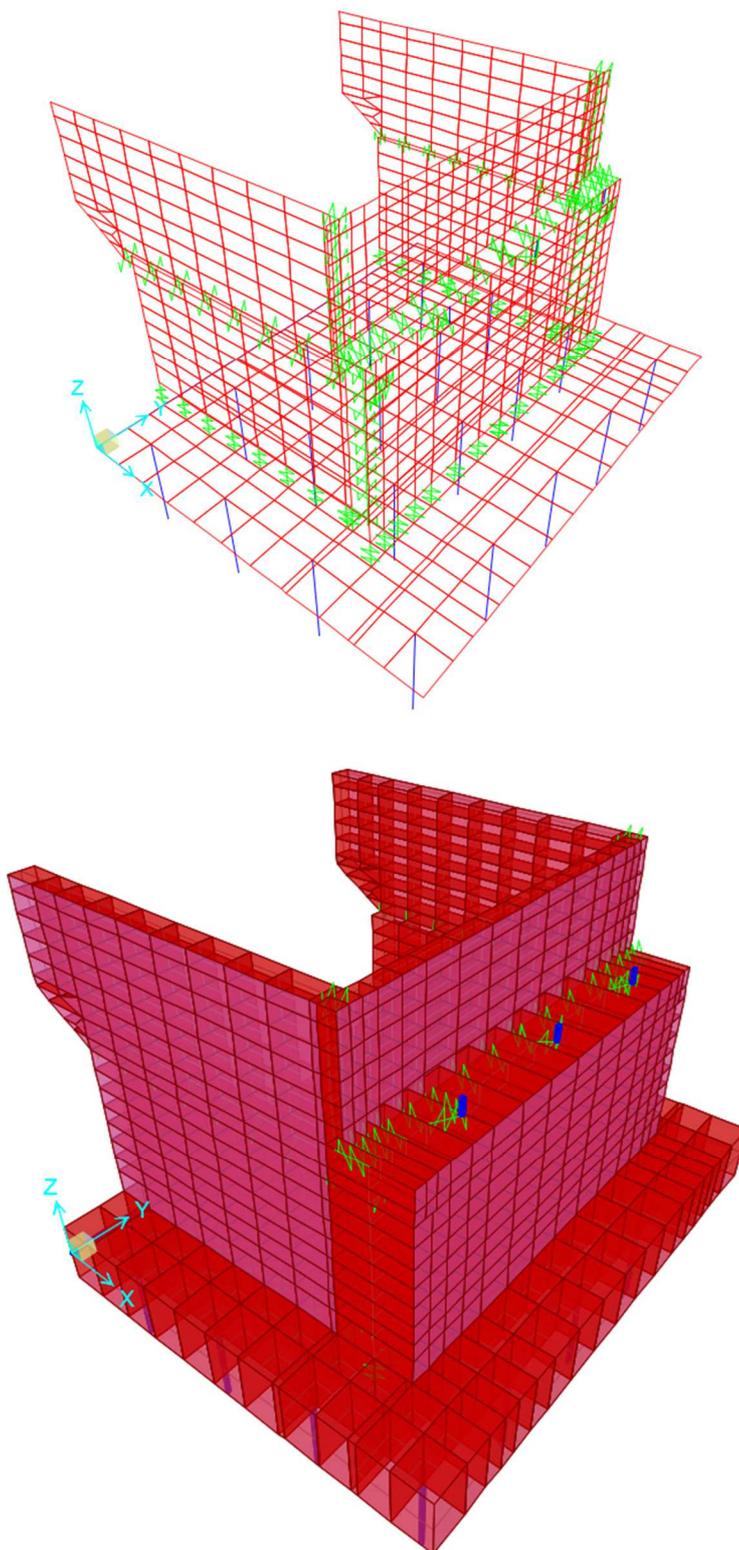
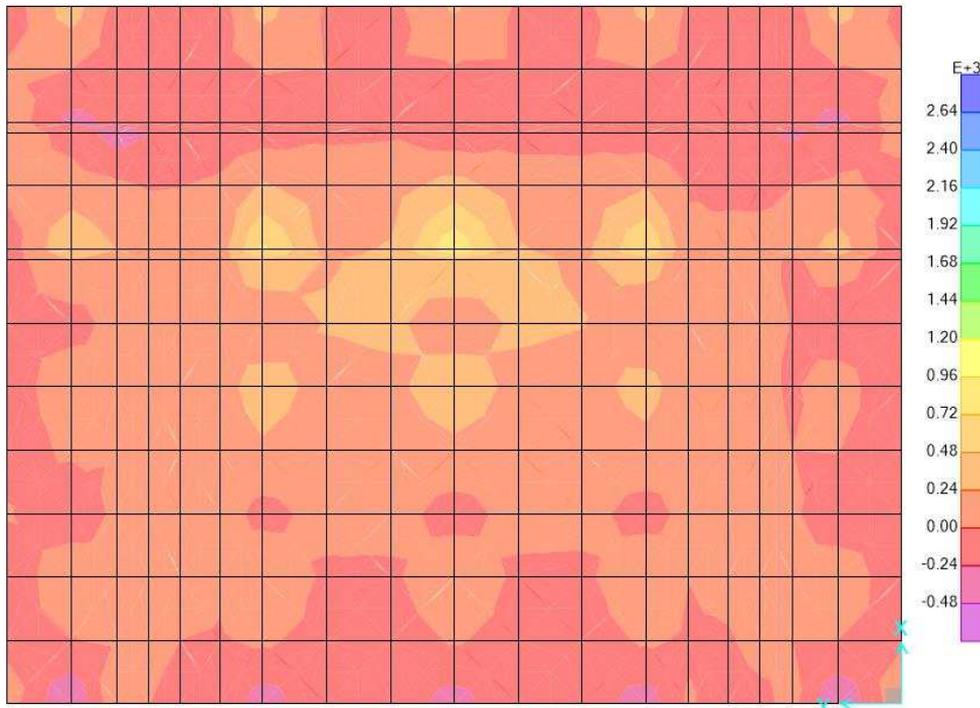


Figura 6.3. Vista 3D modello FEM.

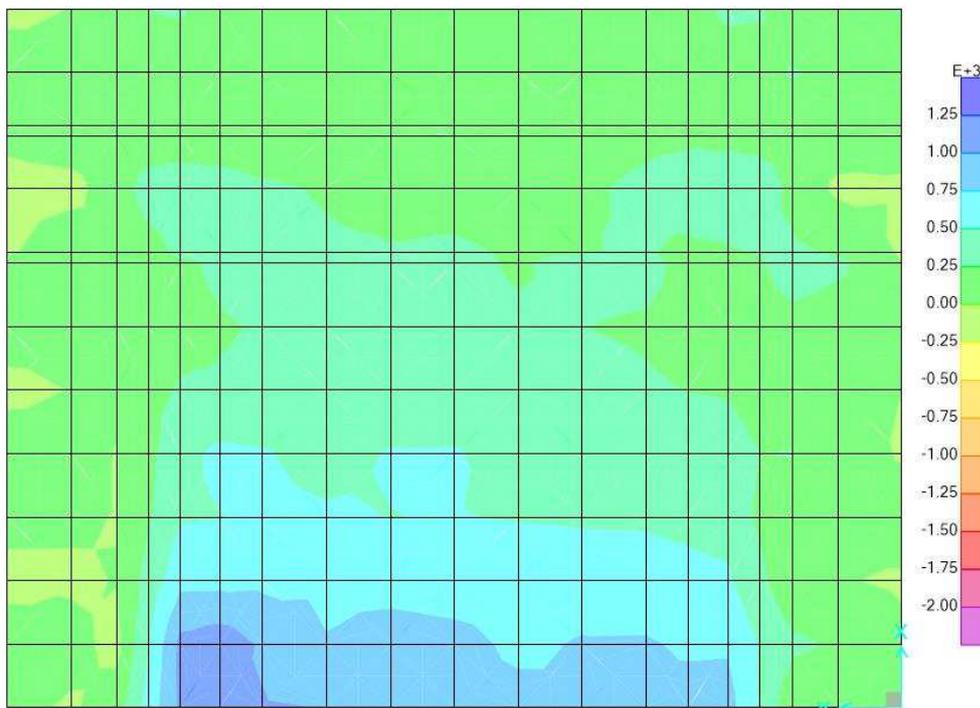
6.2 SINTESI RISULTATI SPALLA

6.2.1 Platea

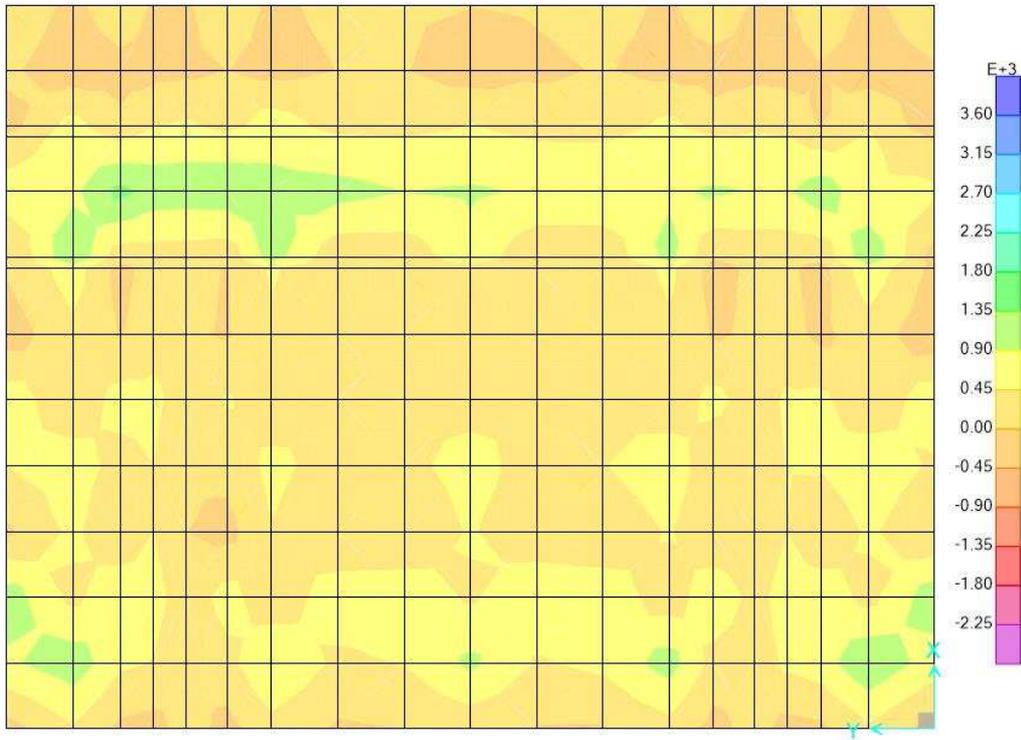
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



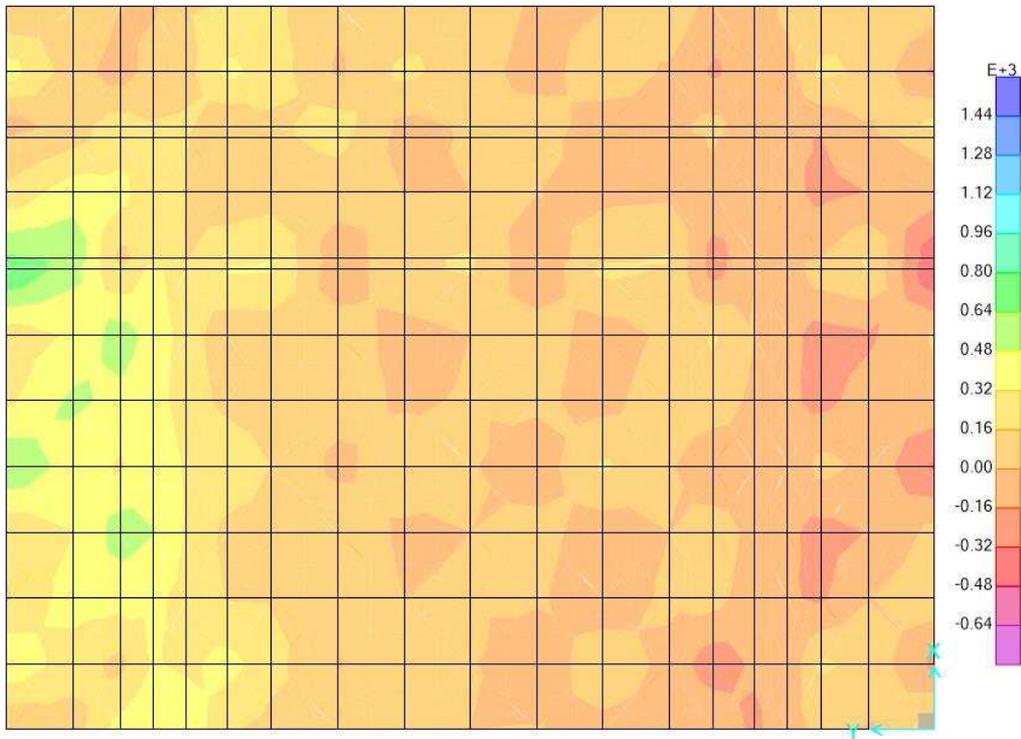
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



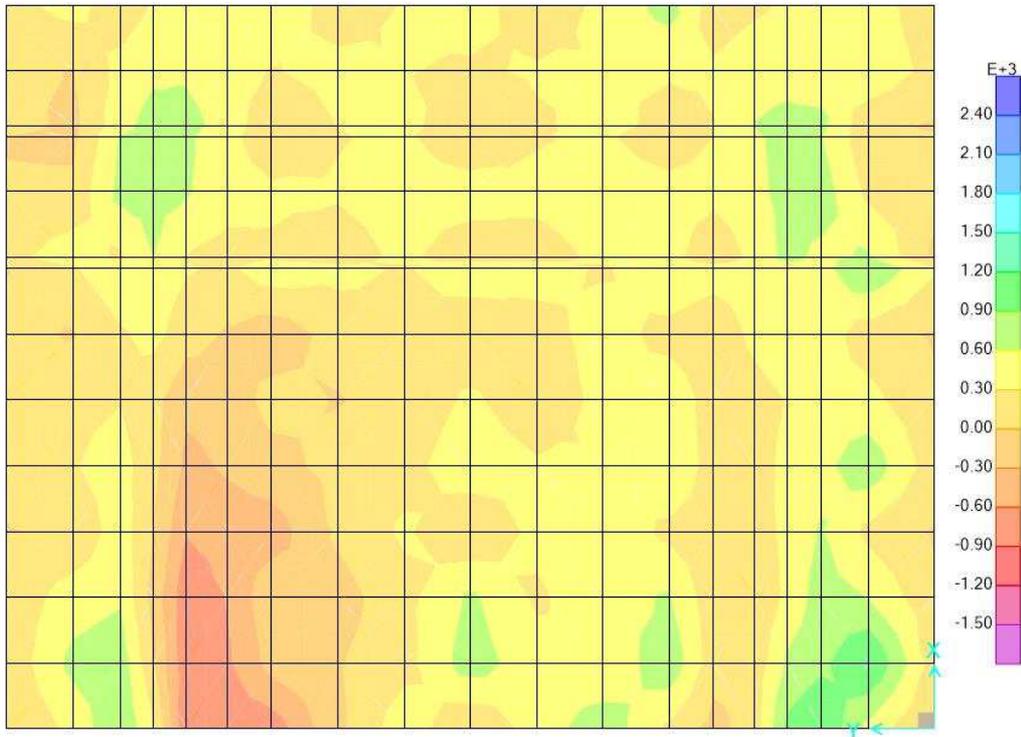
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



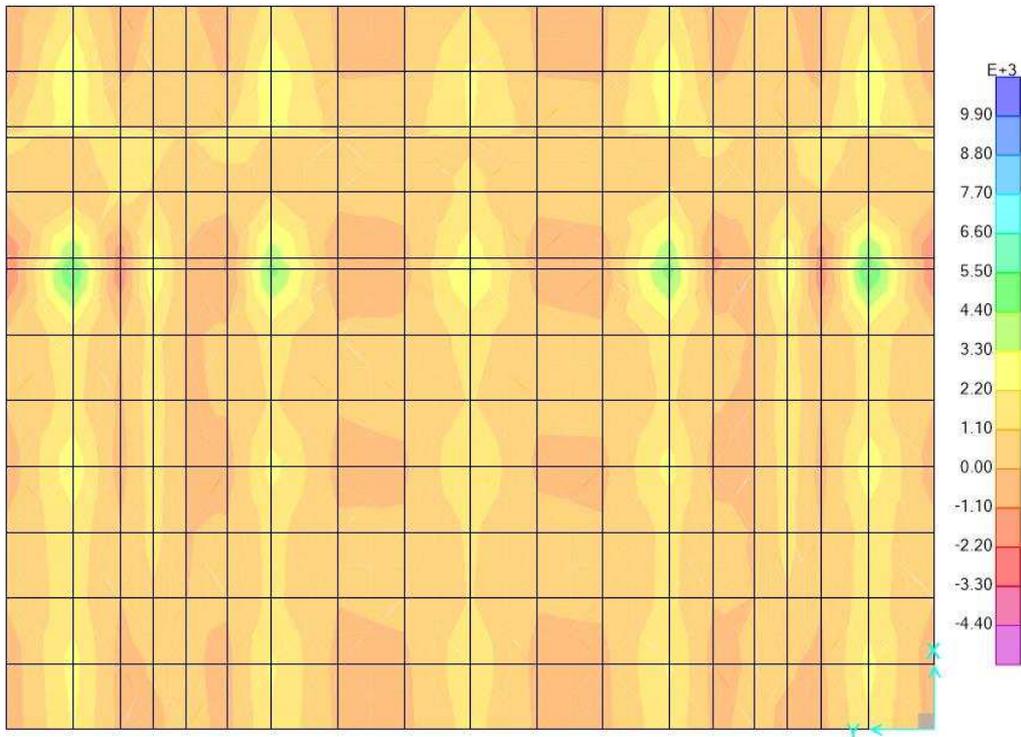
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



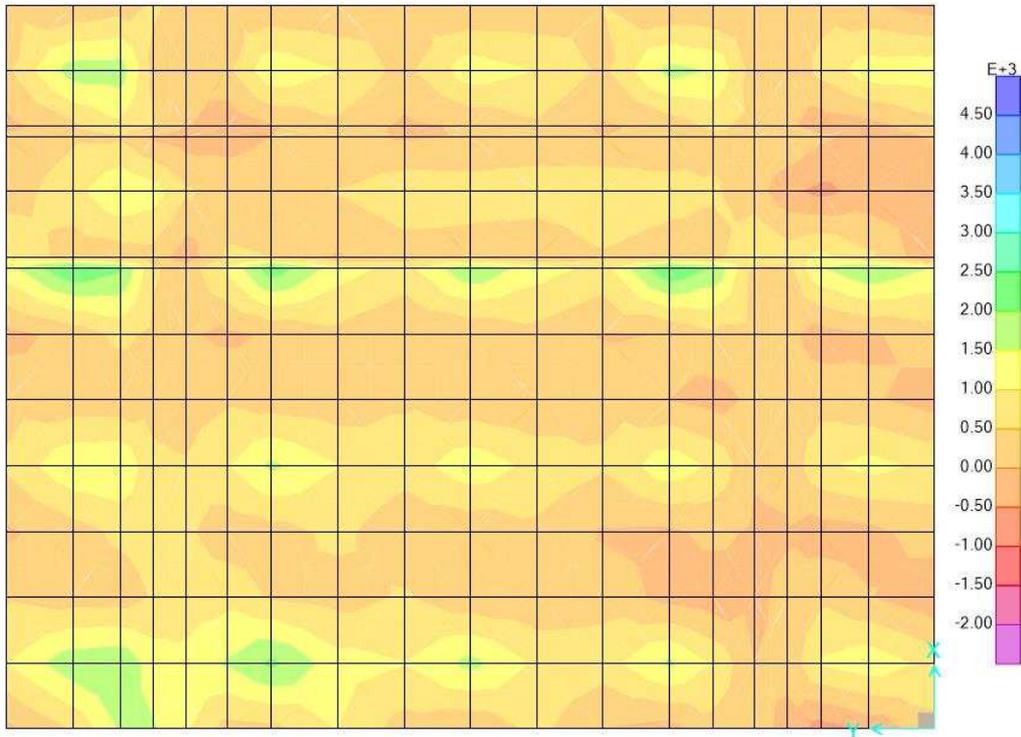
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



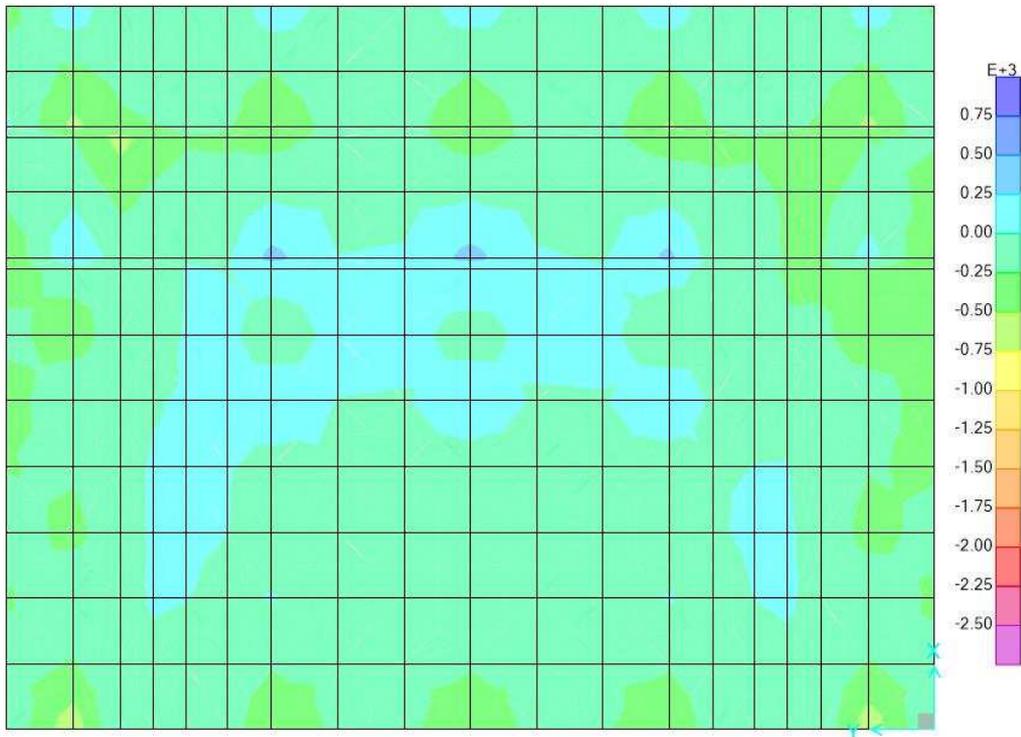
Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



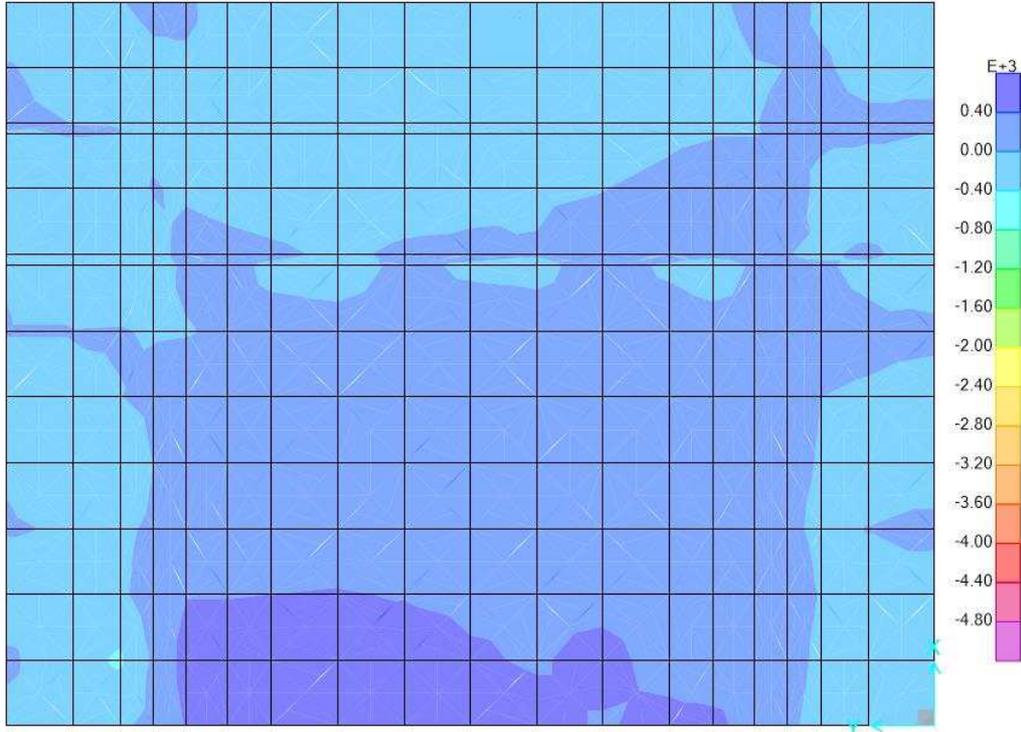
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



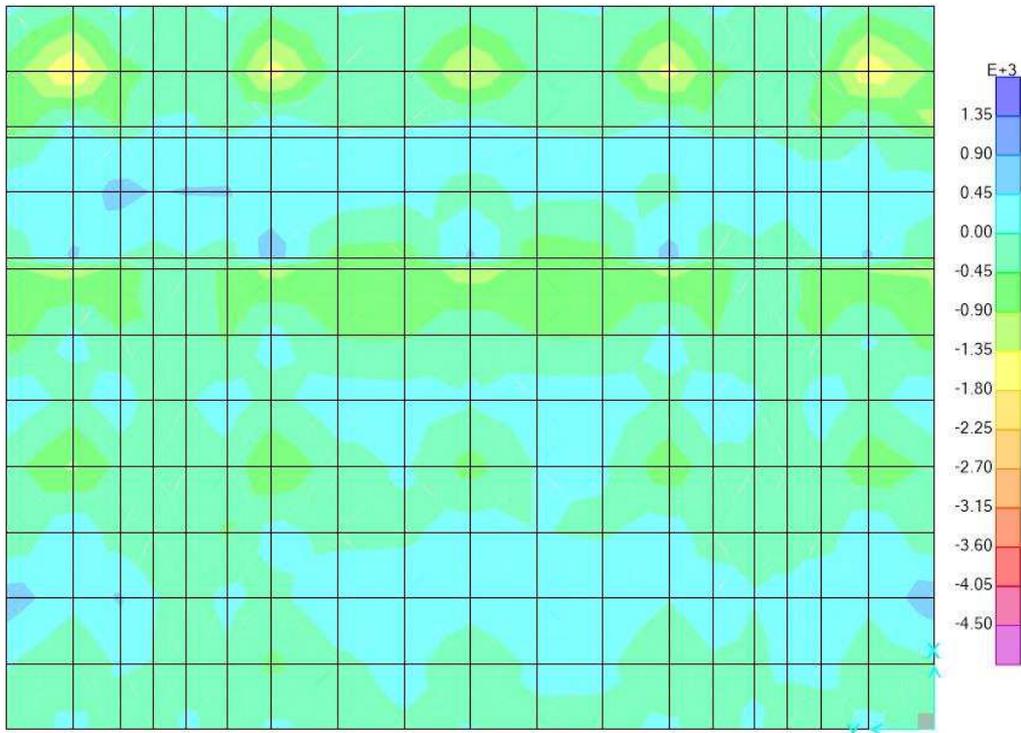
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



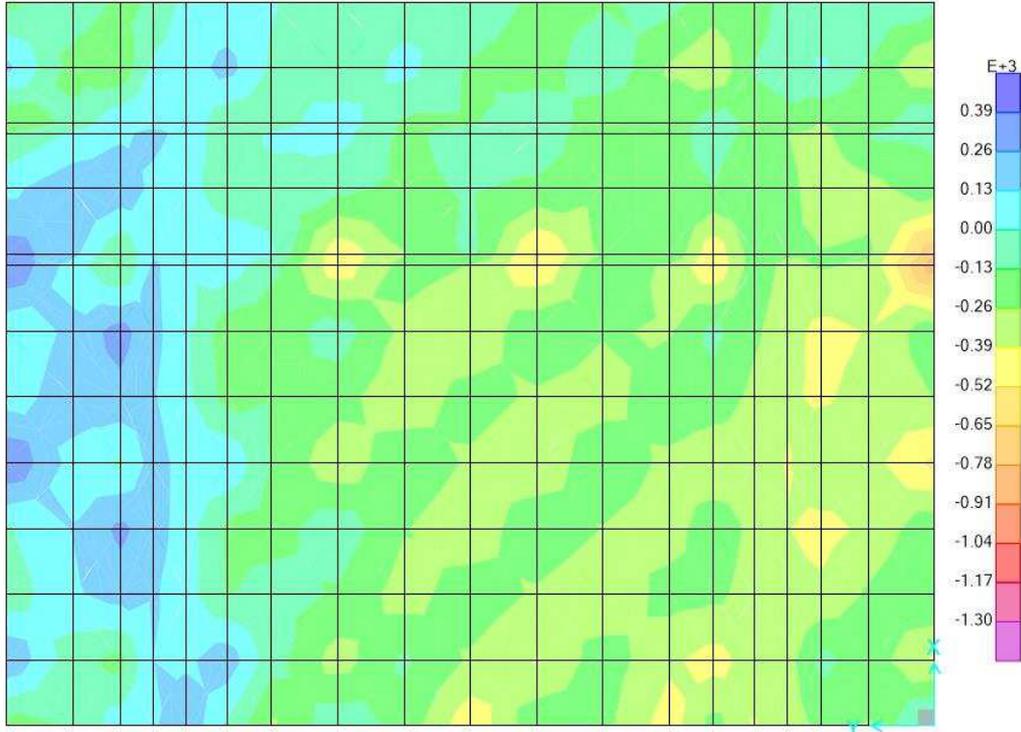
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



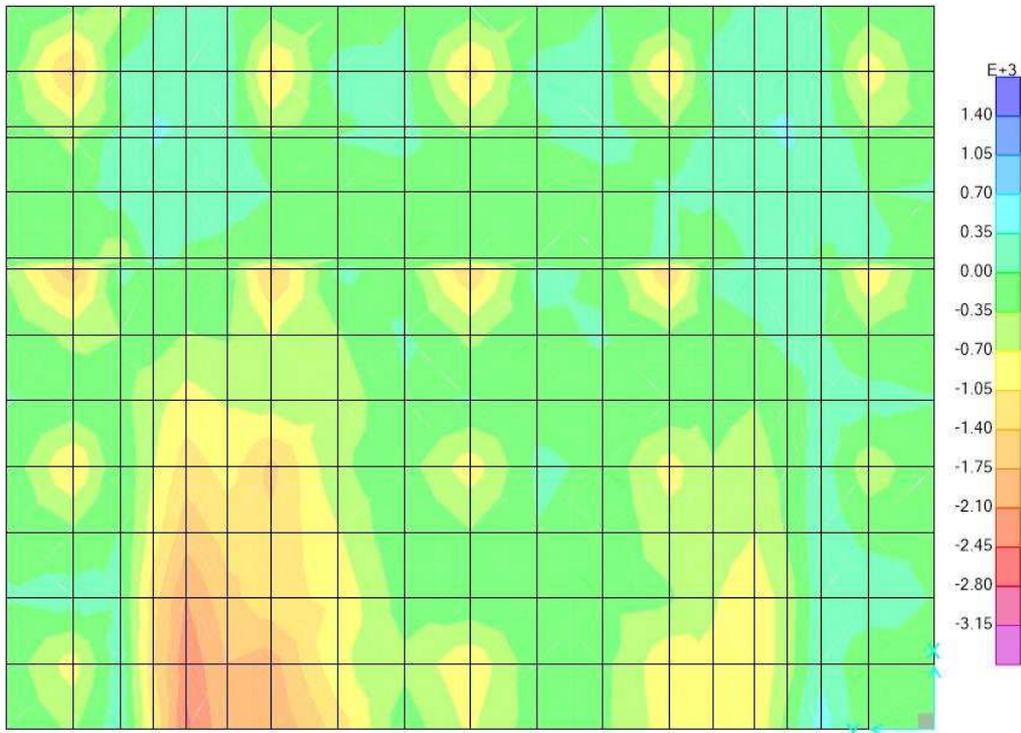
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



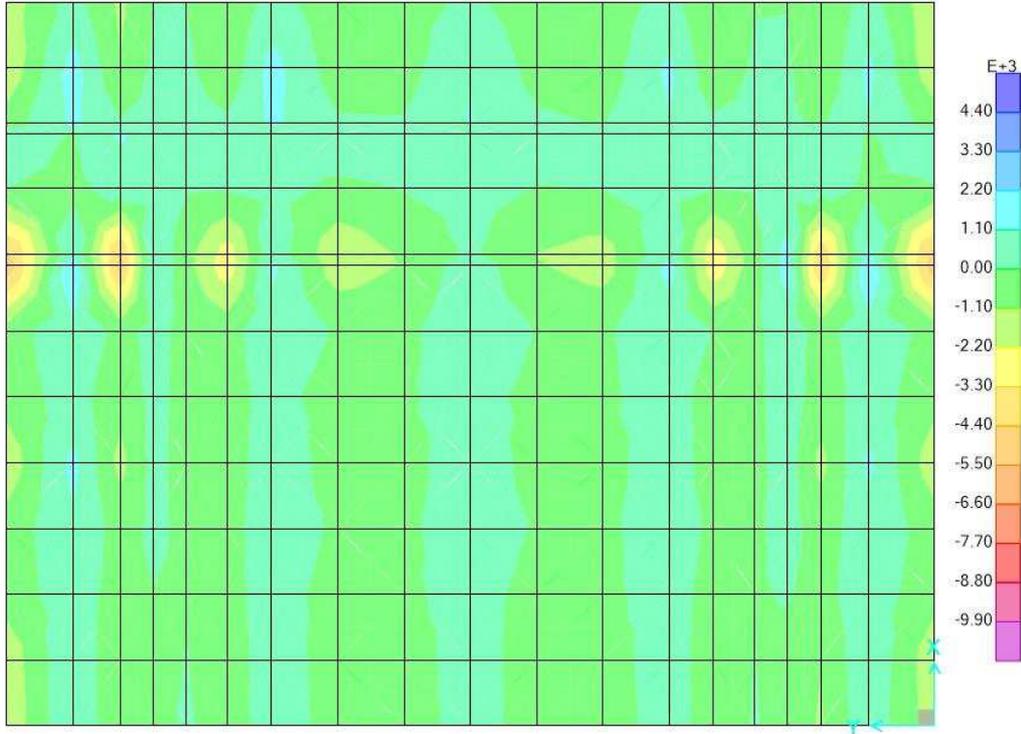
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



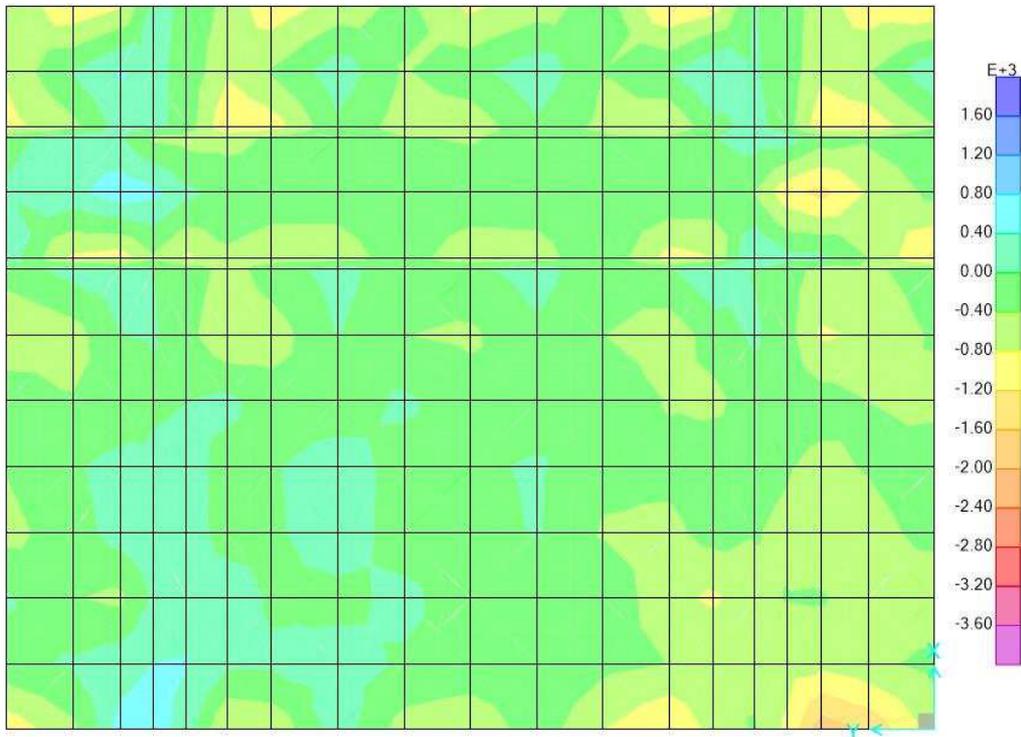
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

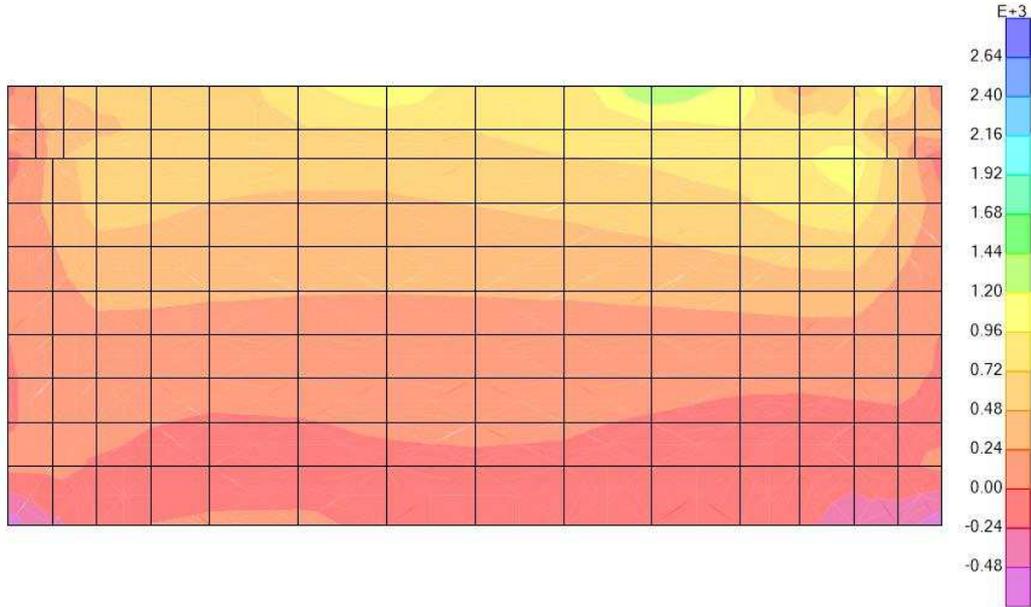


Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

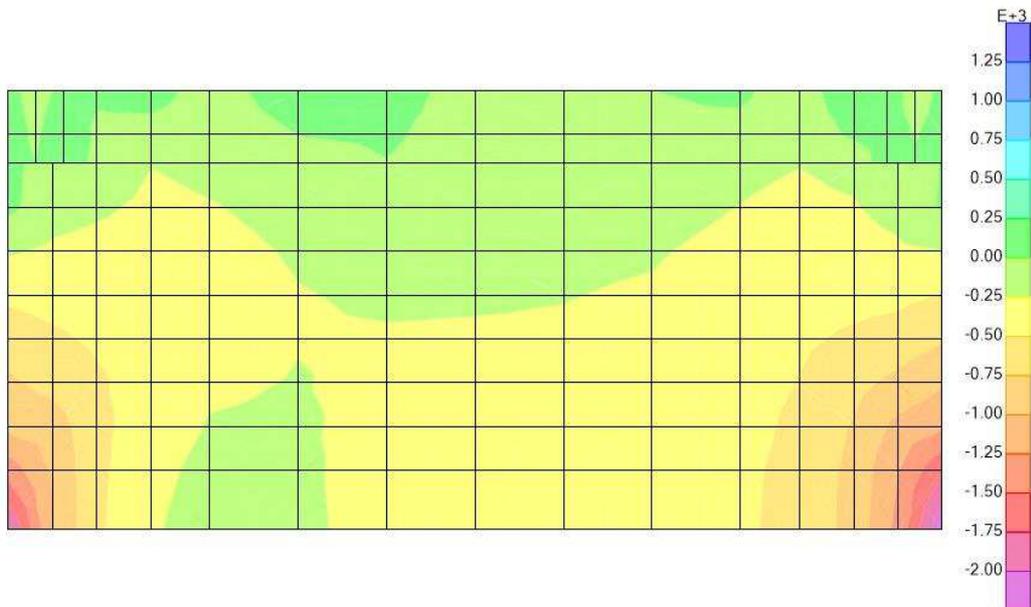


6.2.2 Muro frontale

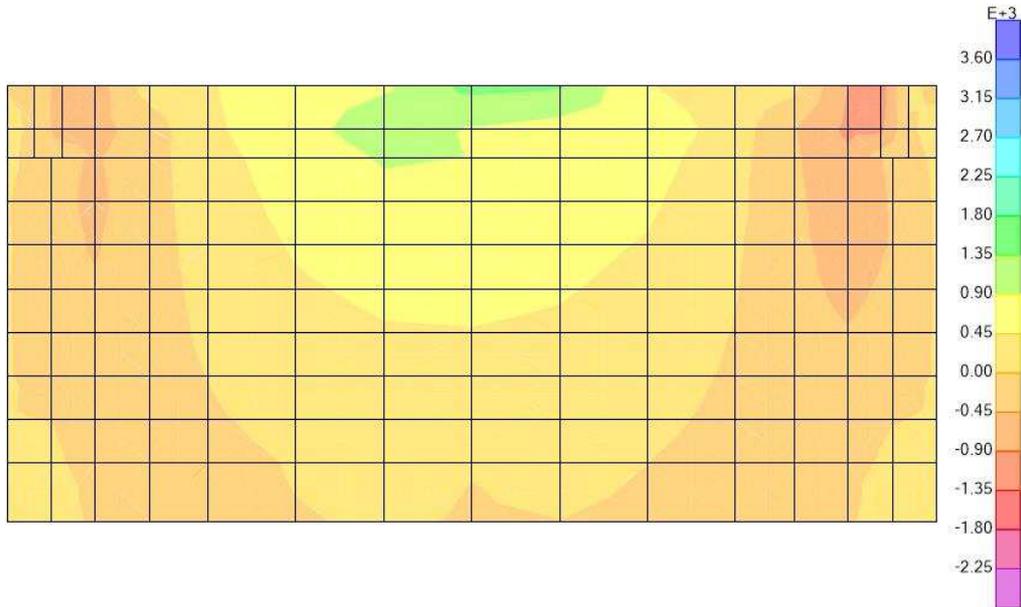
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



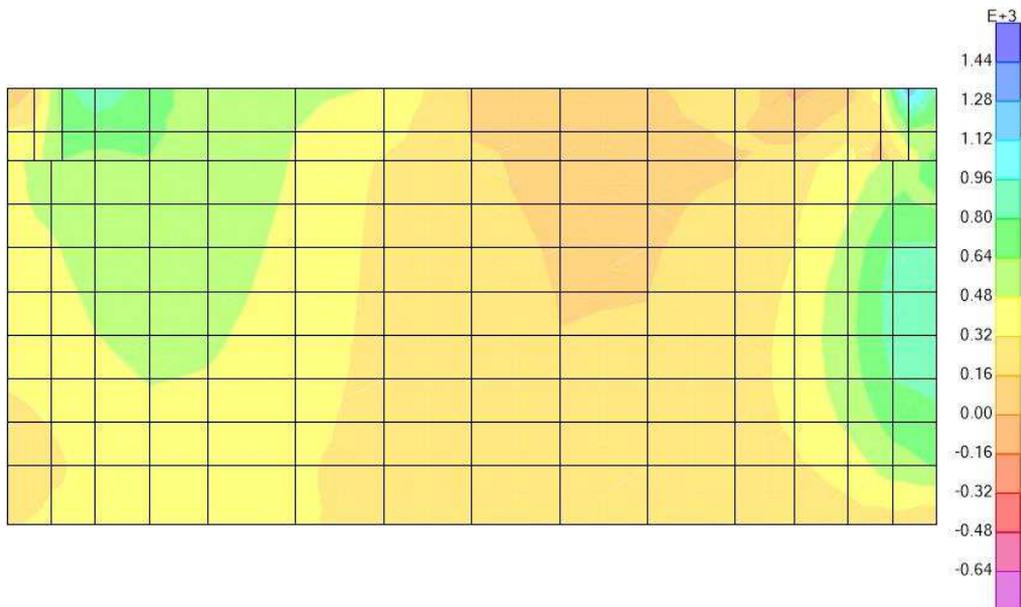
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



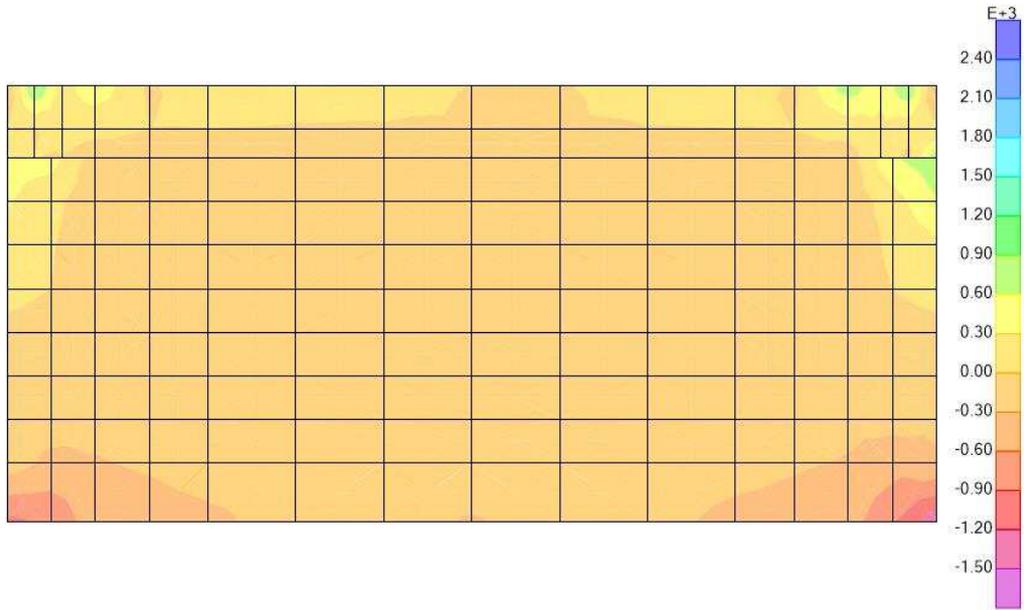
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



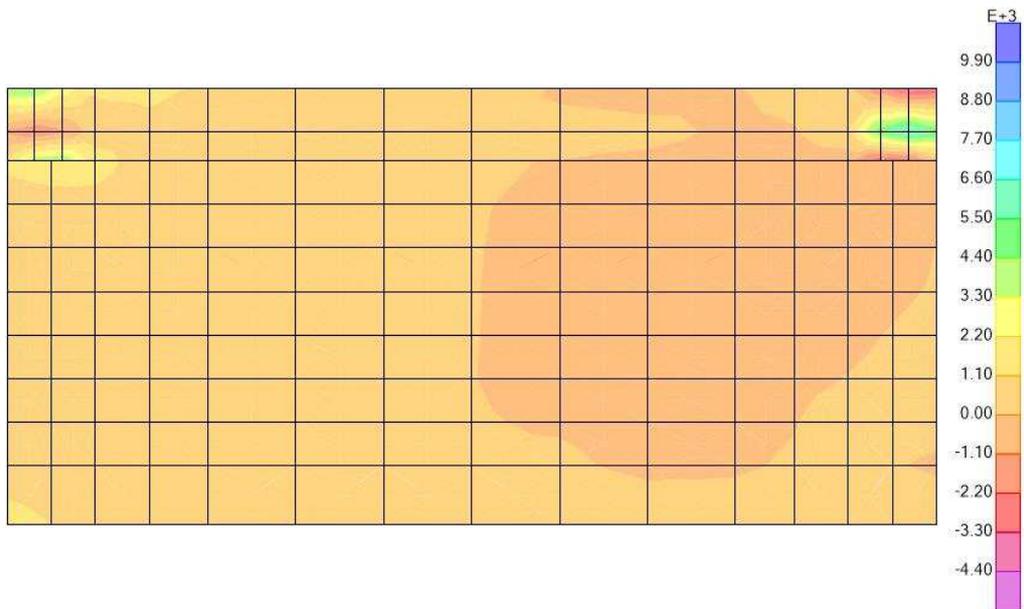
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



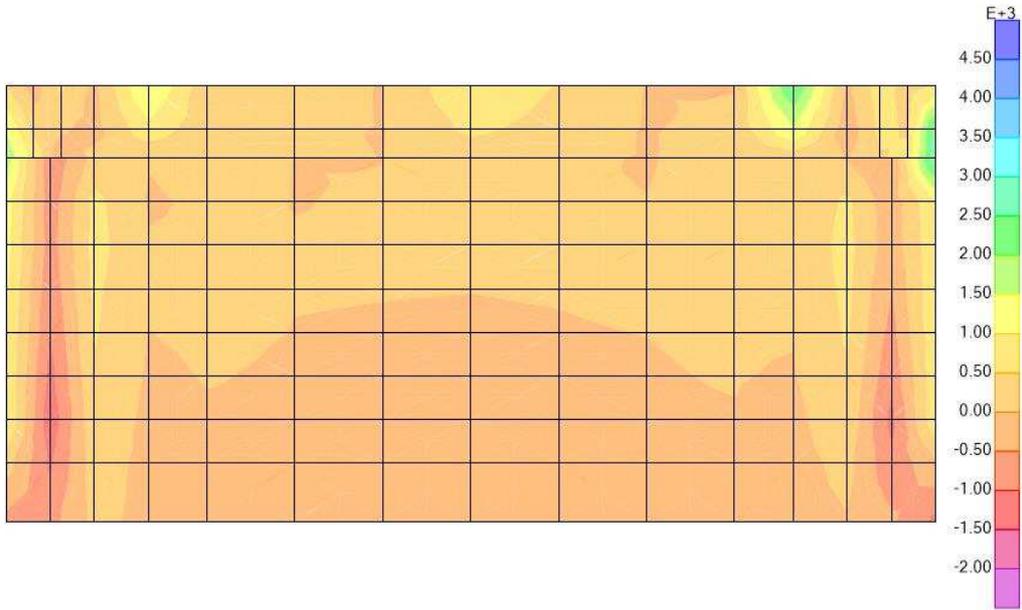
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



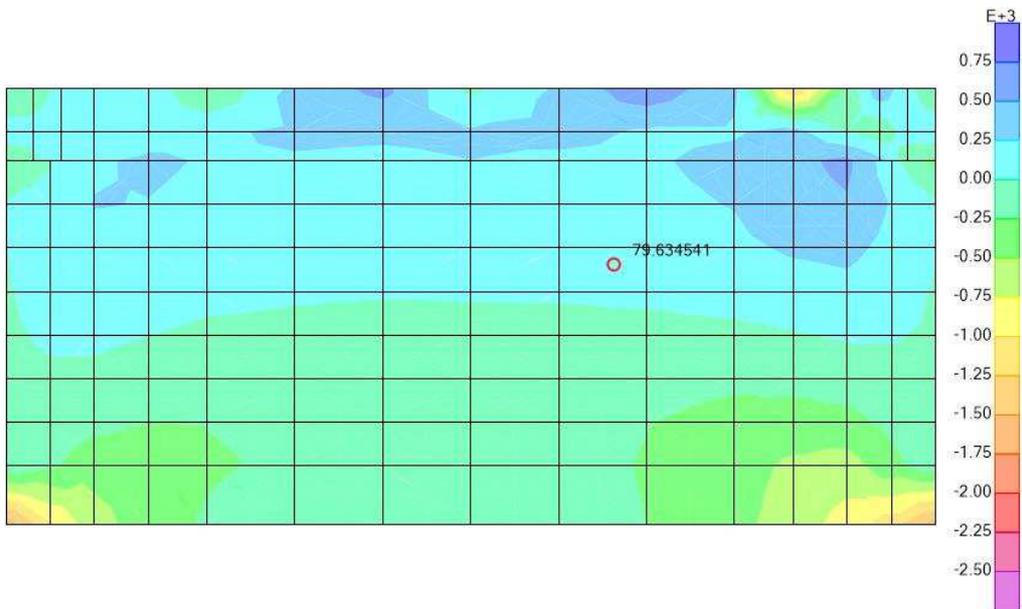
Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



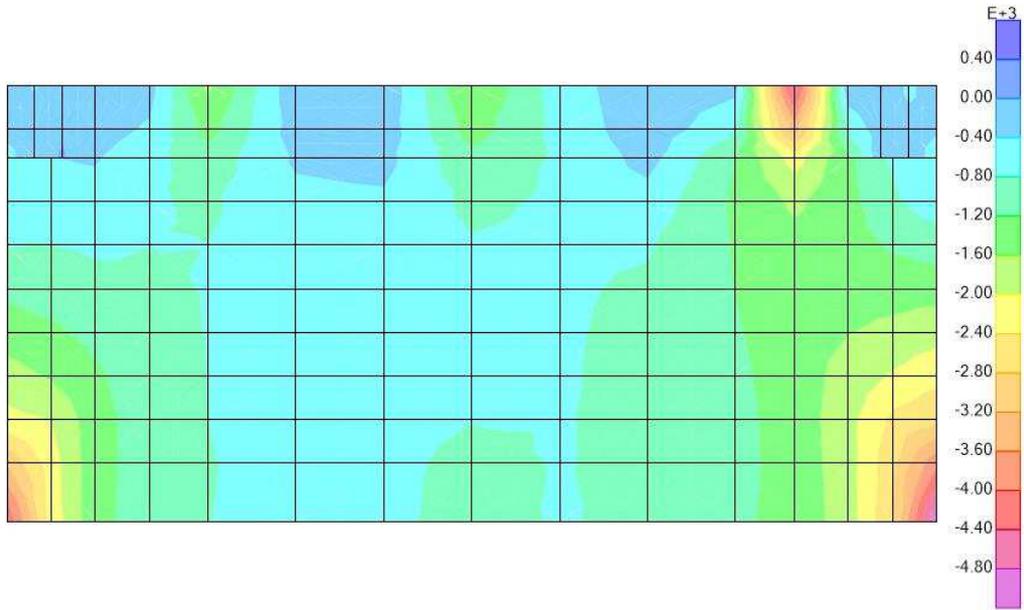
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



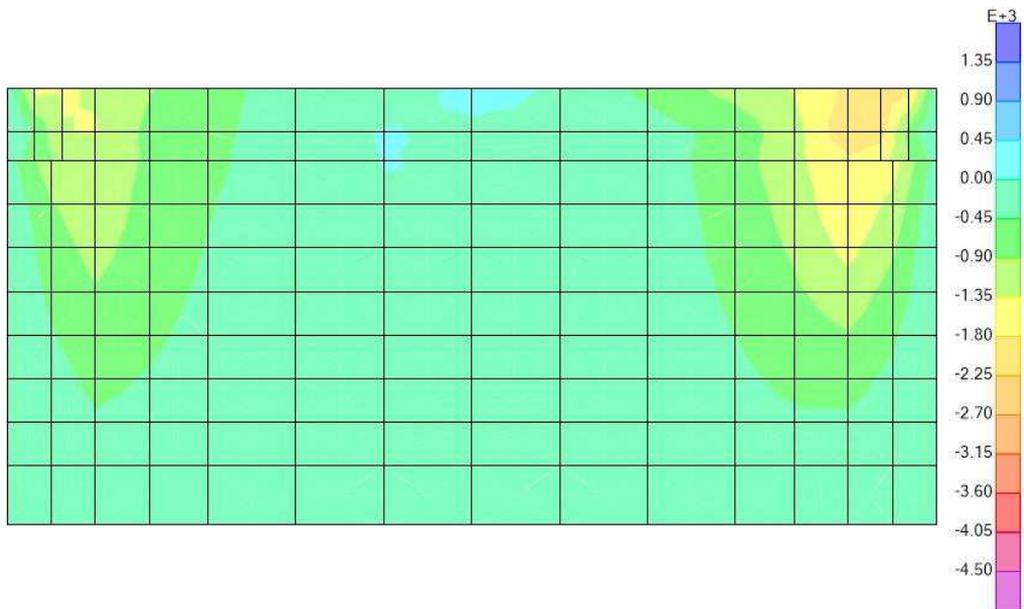
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



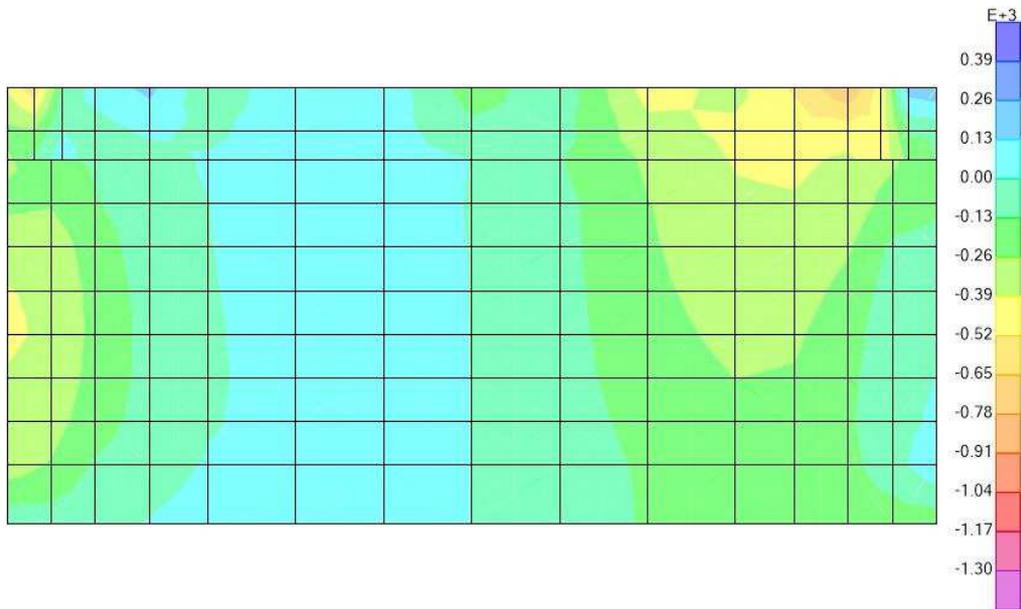
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



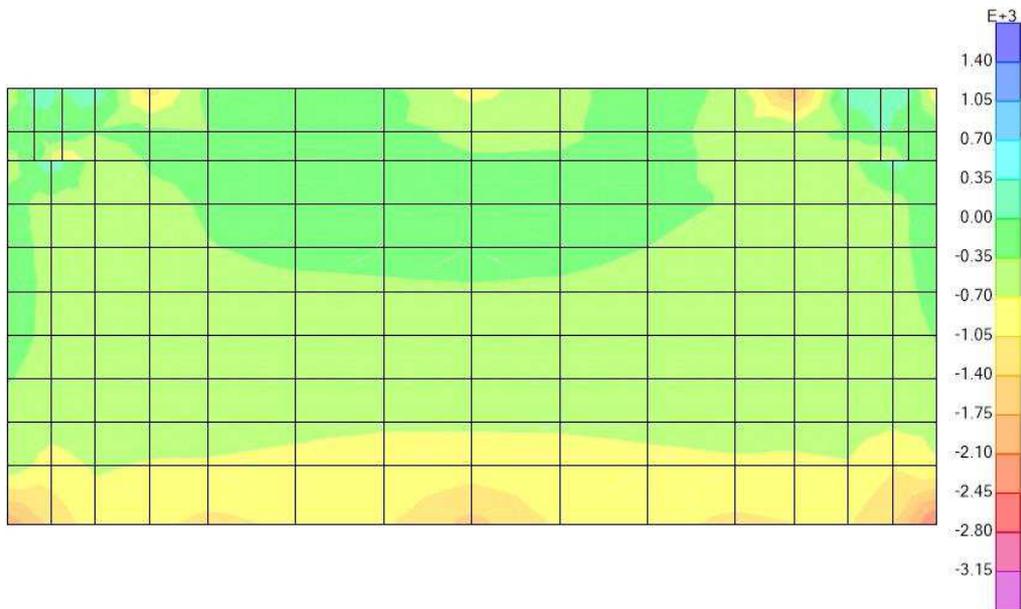
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



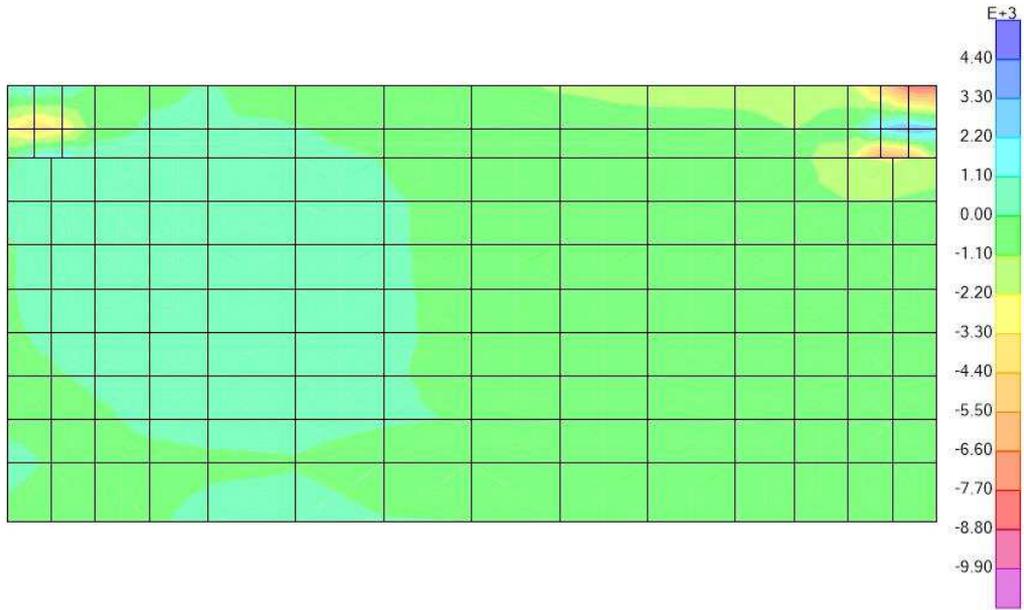
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



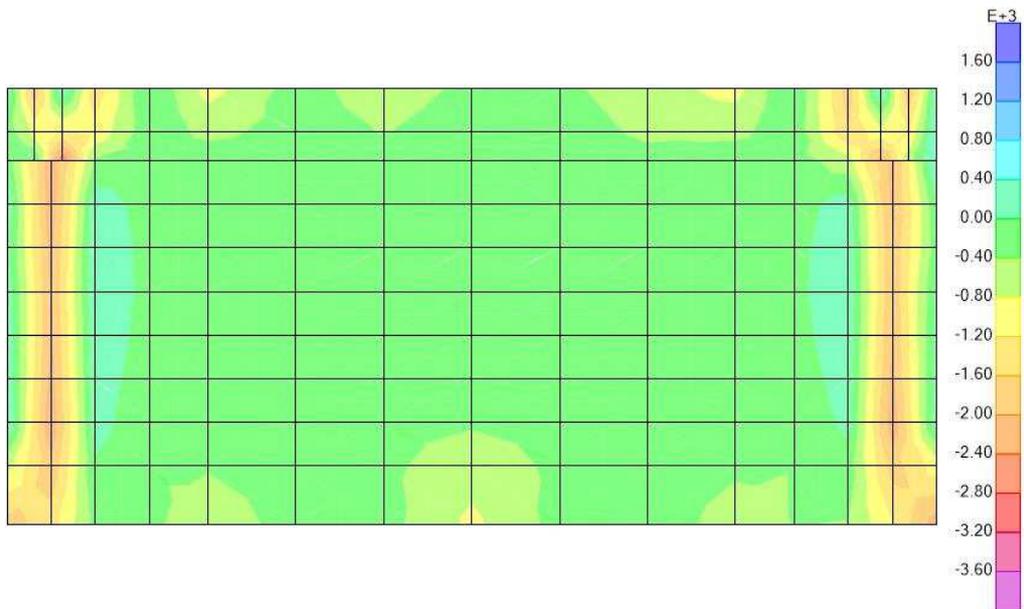
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

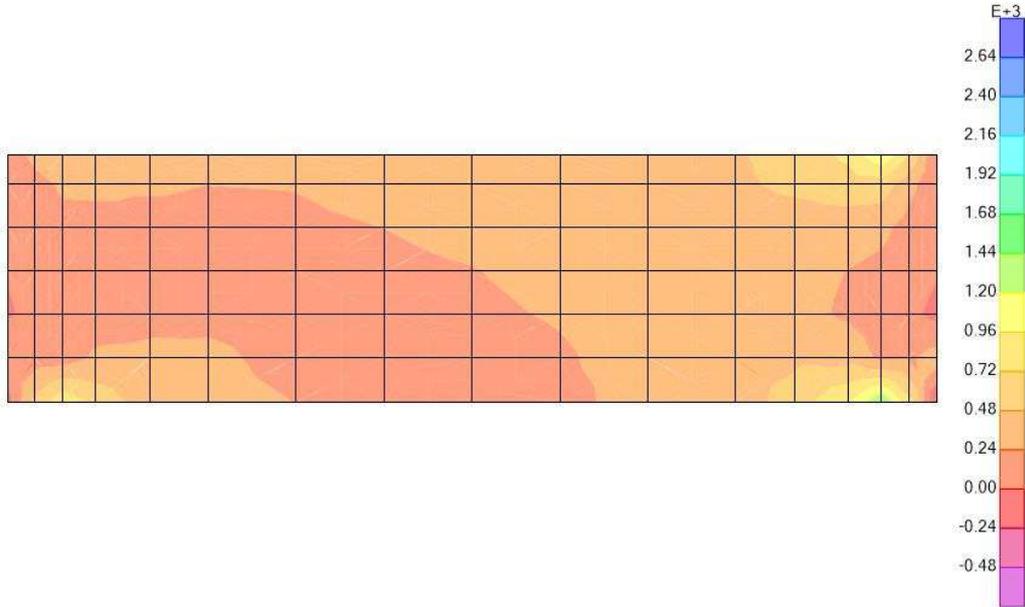


Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

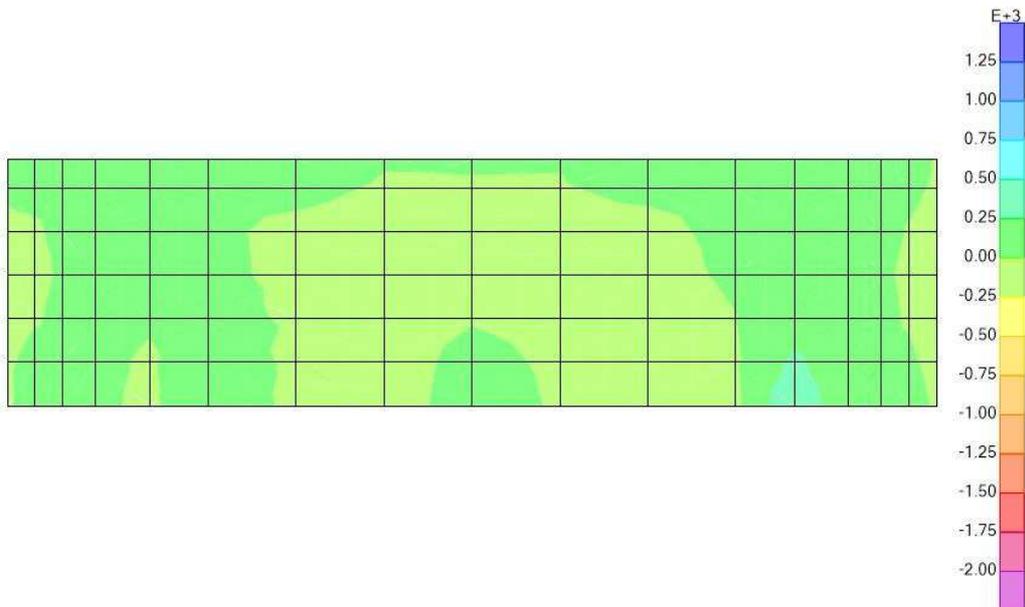


6.2.3 Paraghiaia

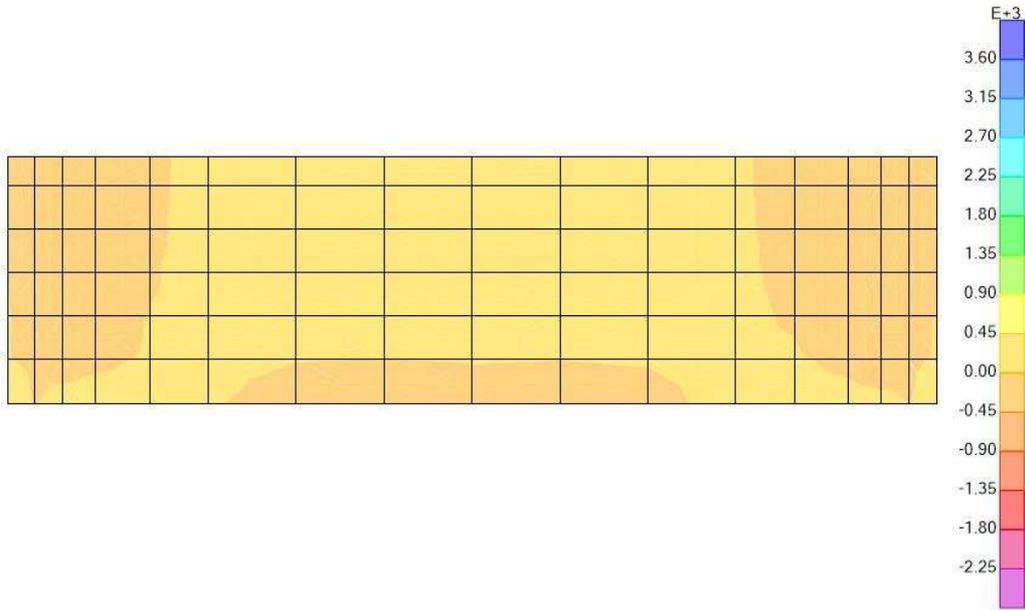
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



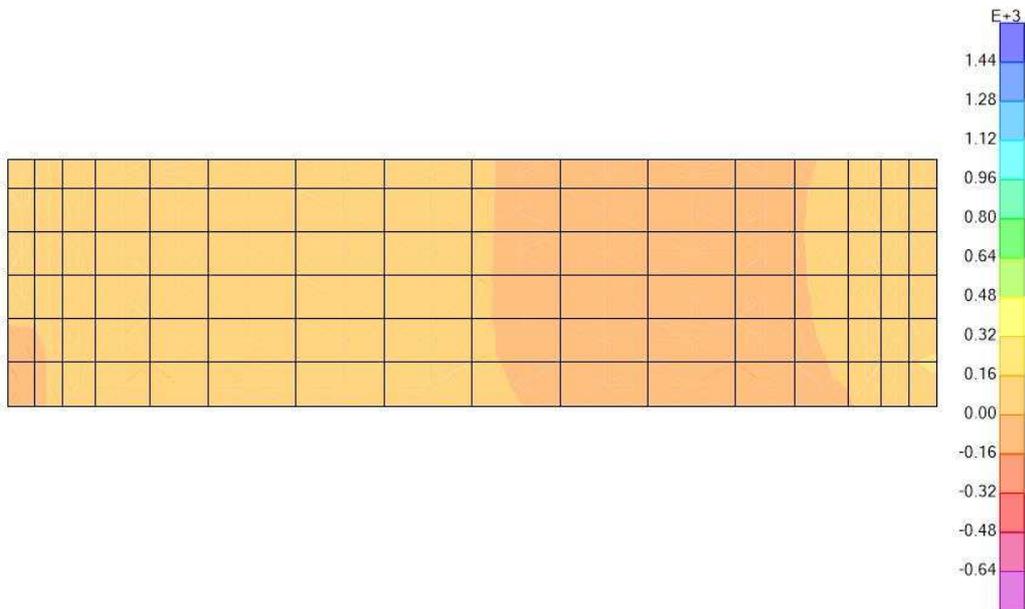
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



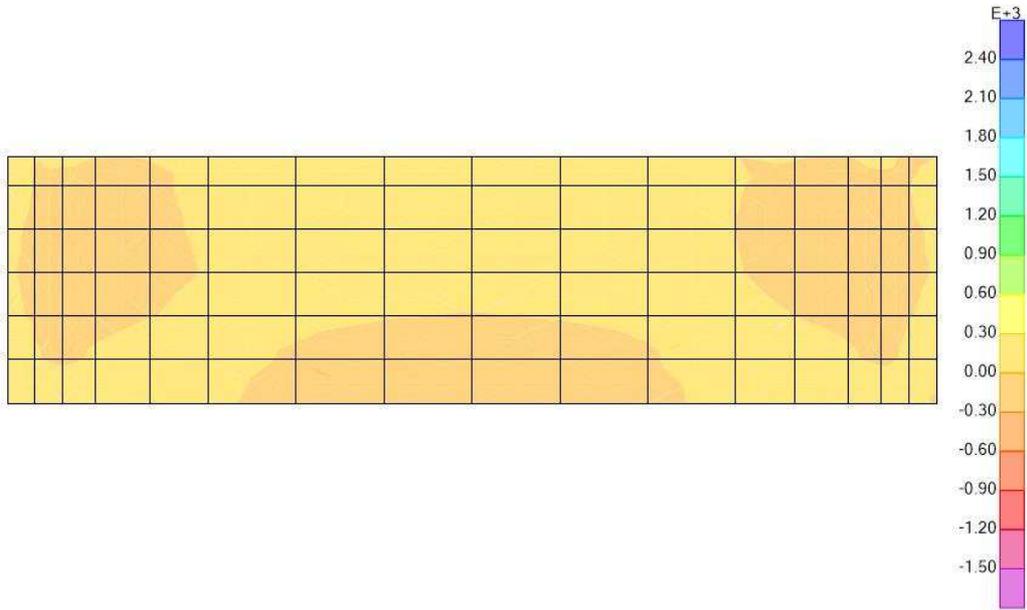
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



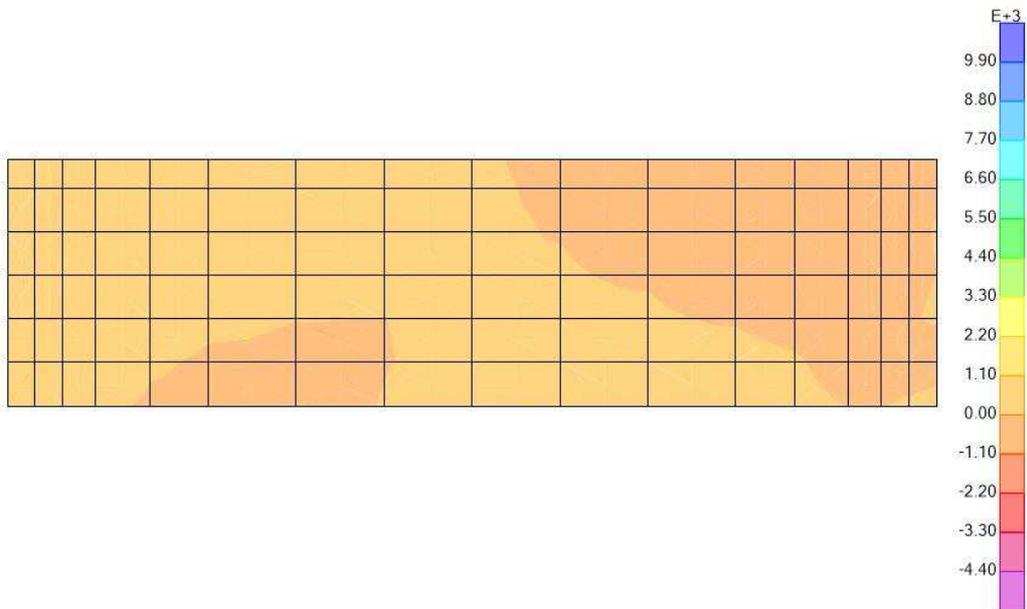
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



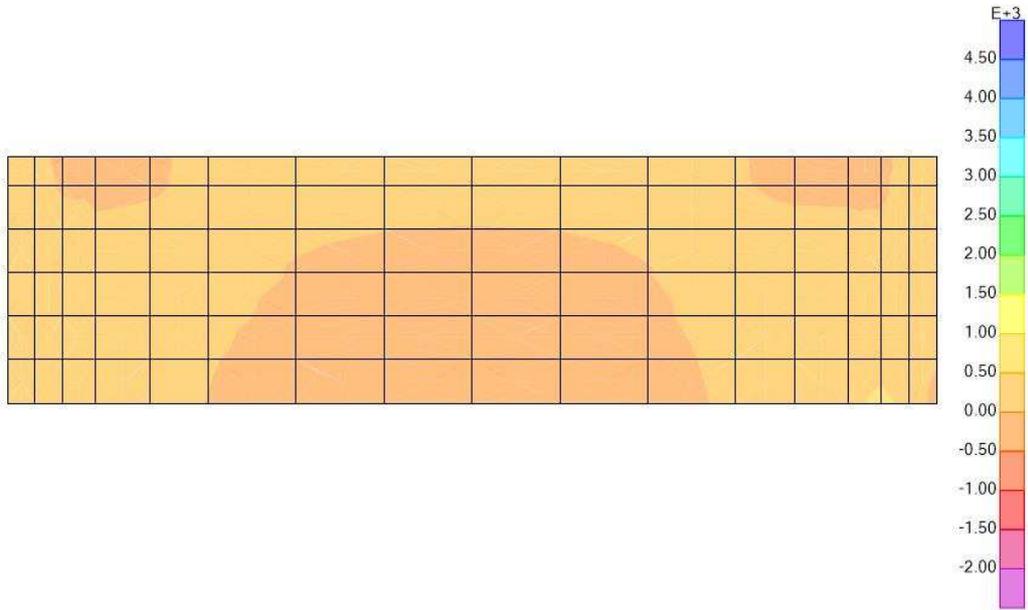
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



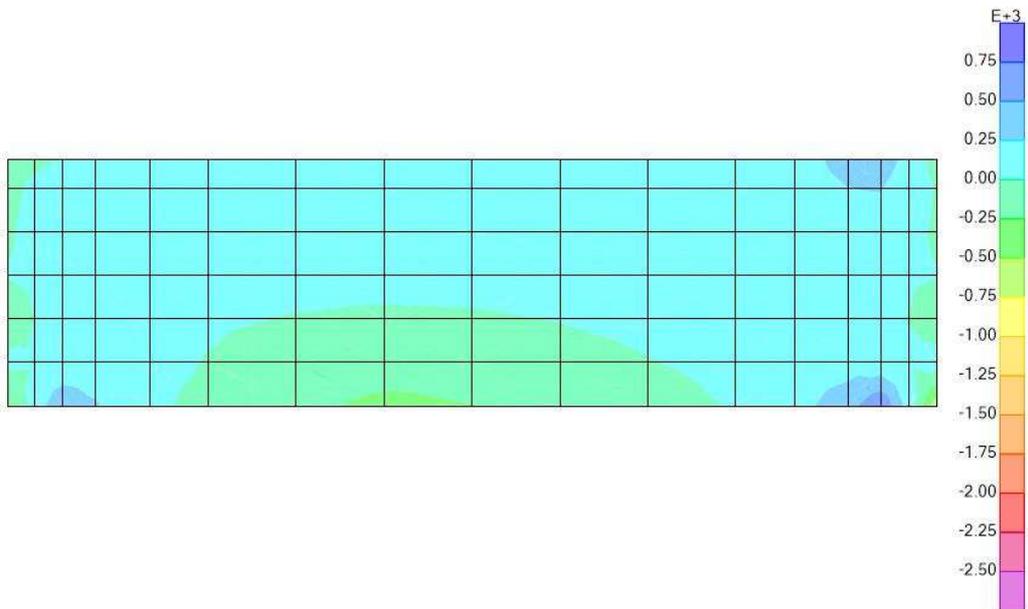
Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



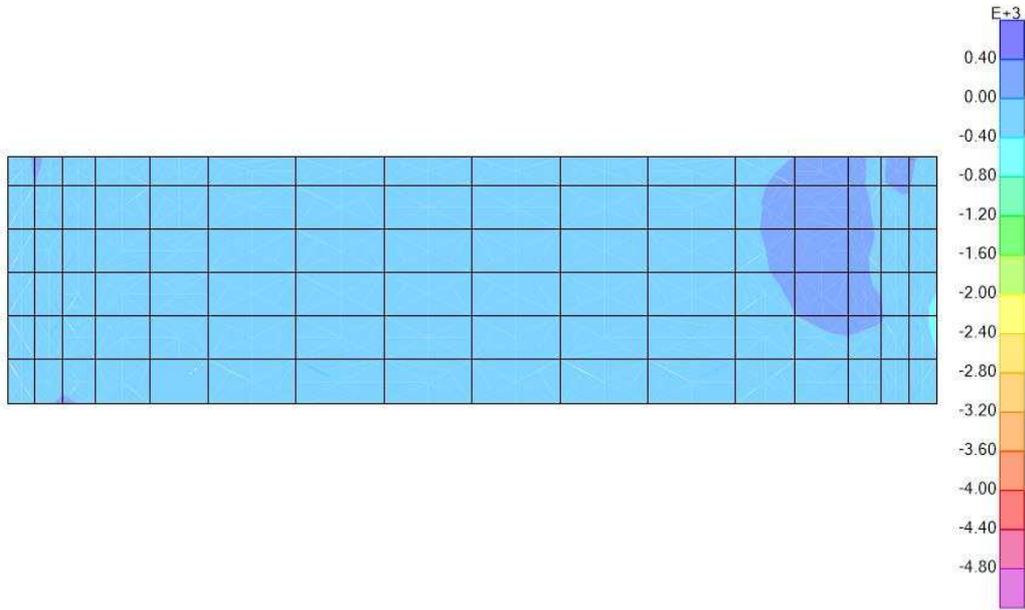
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



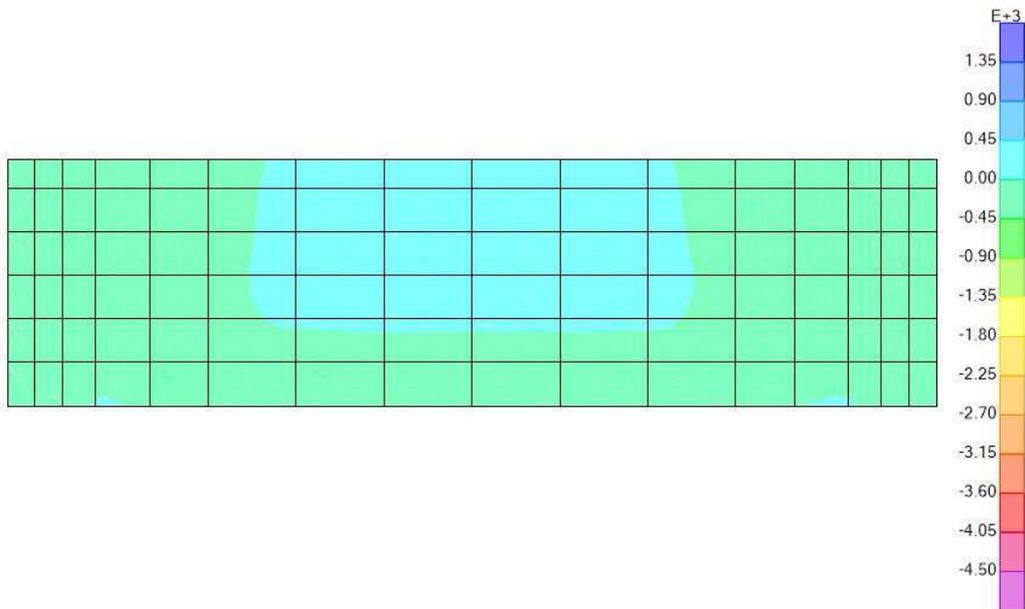
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



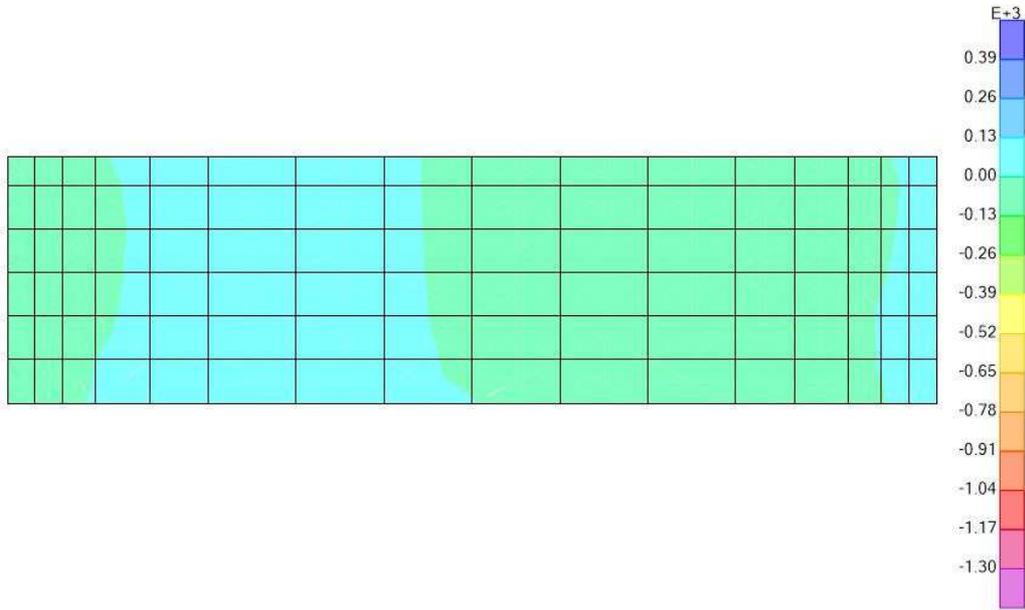
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



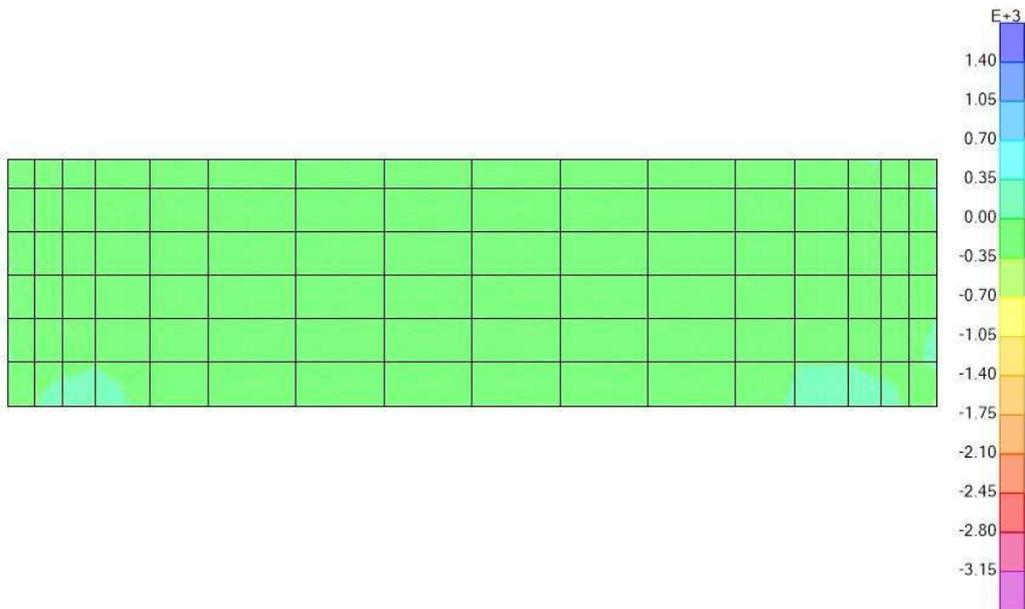
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



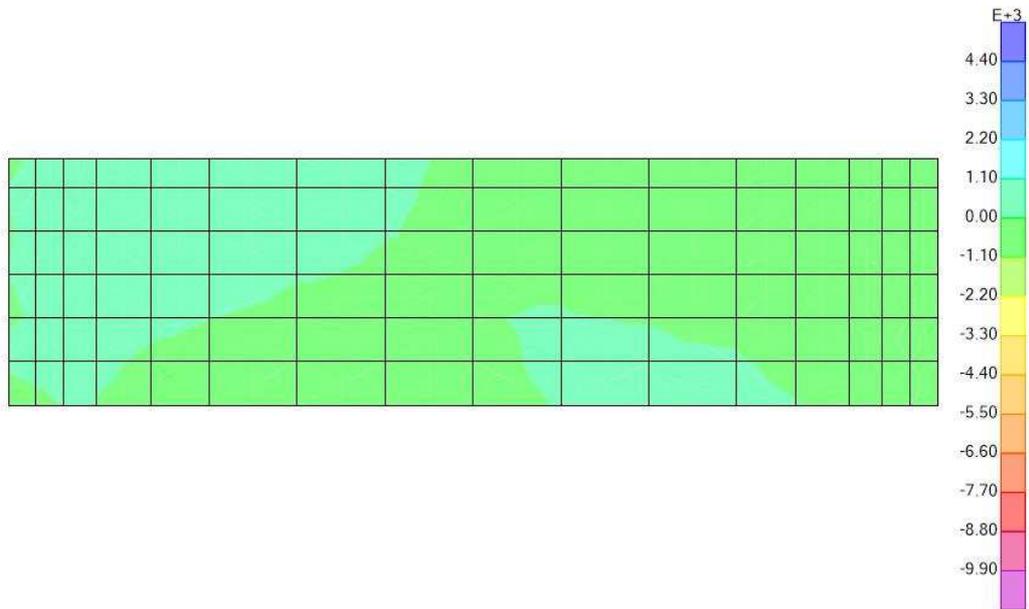
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



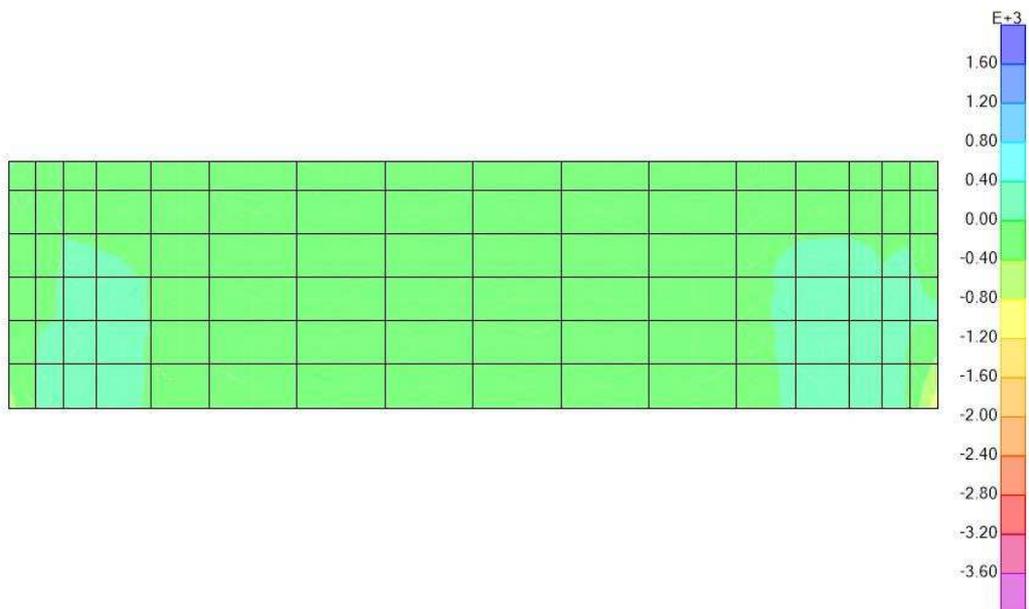
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

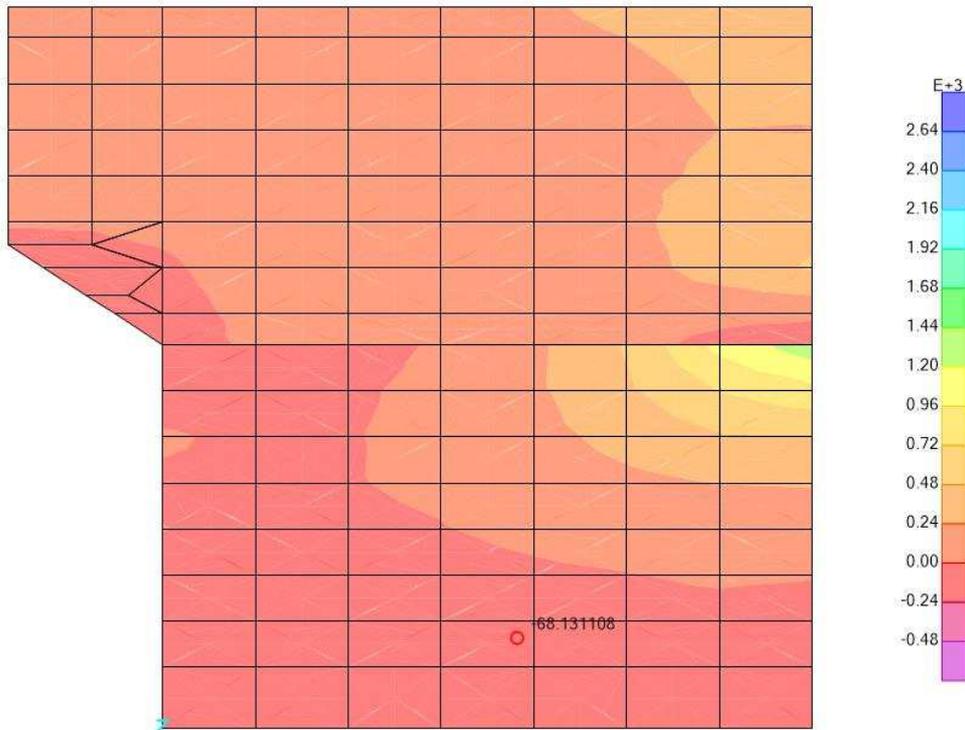


Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)

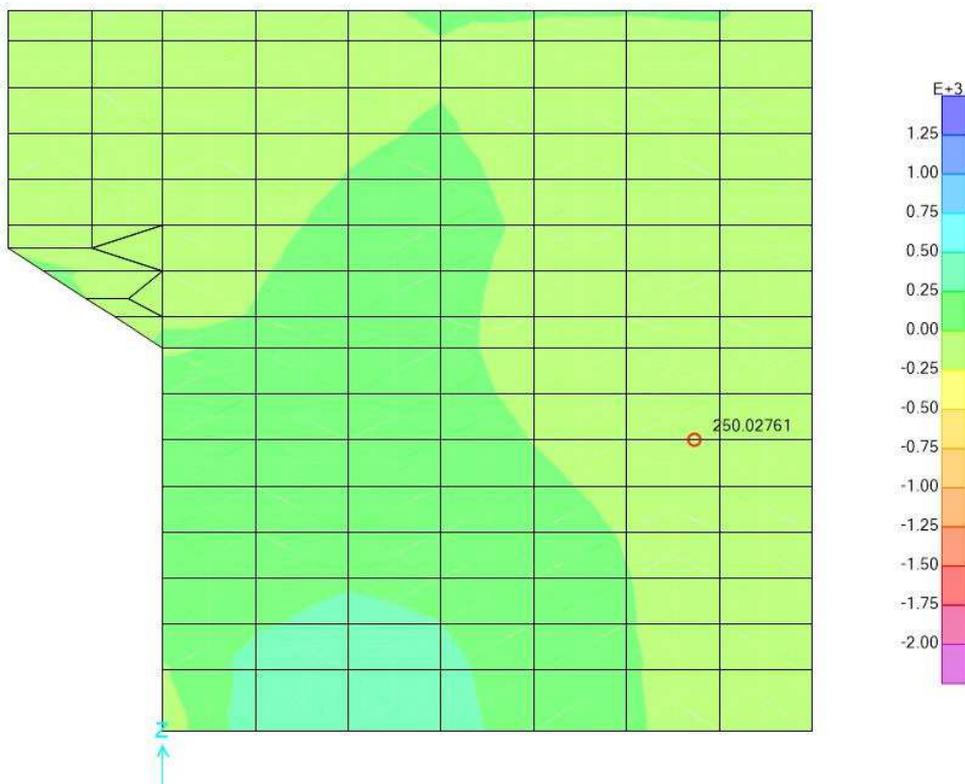


6.2.4 Muro andatore

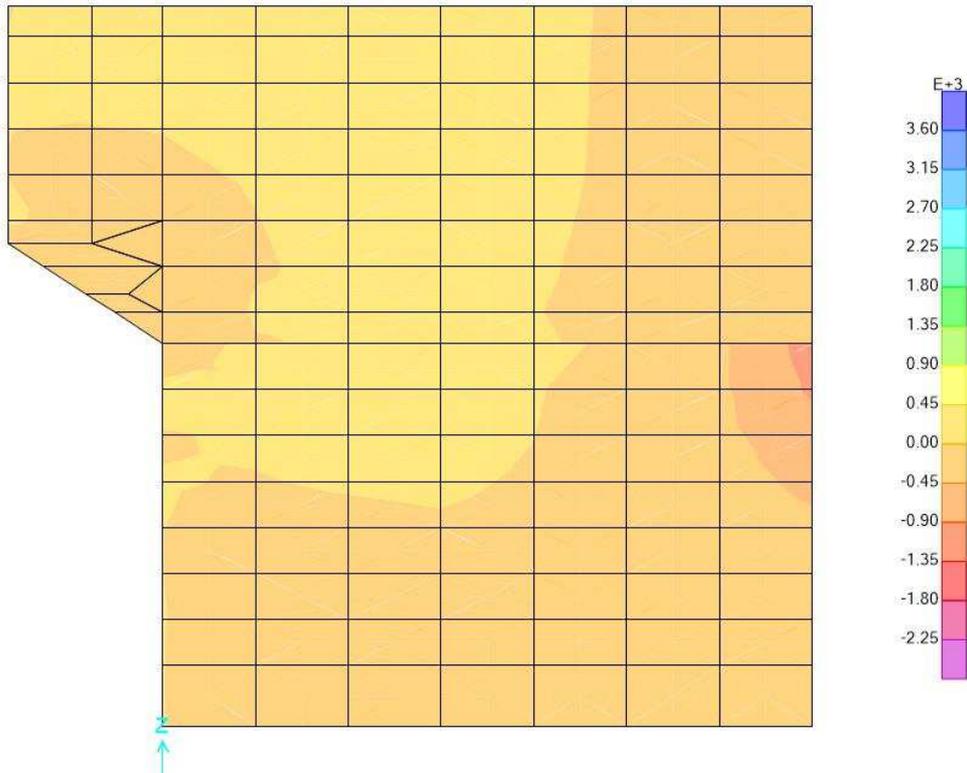
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



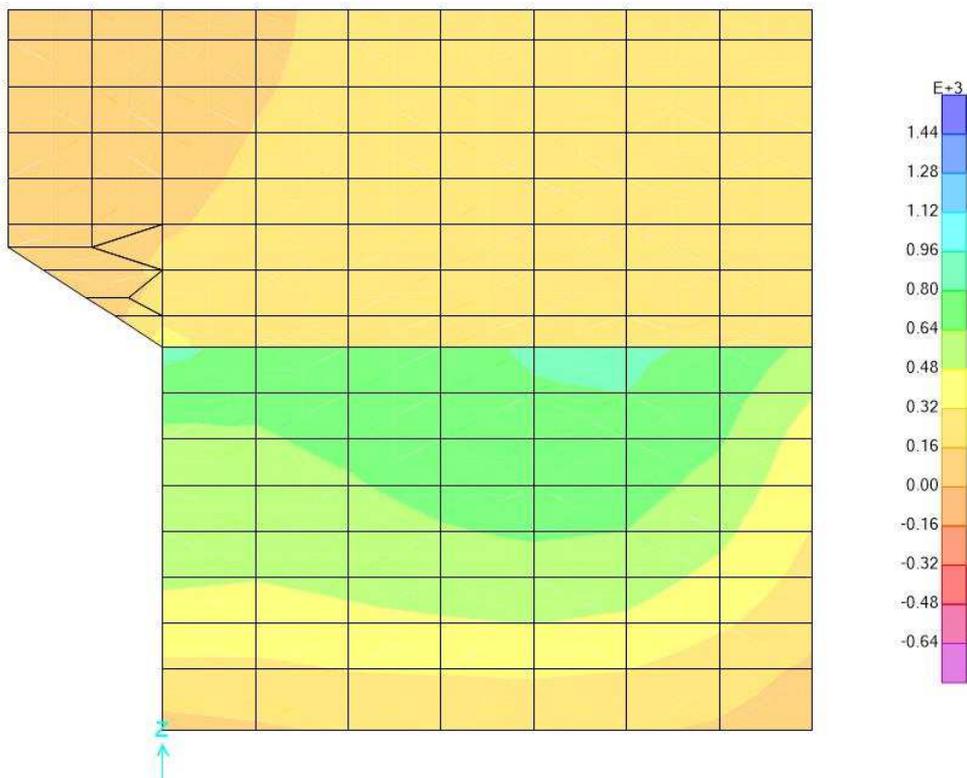
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



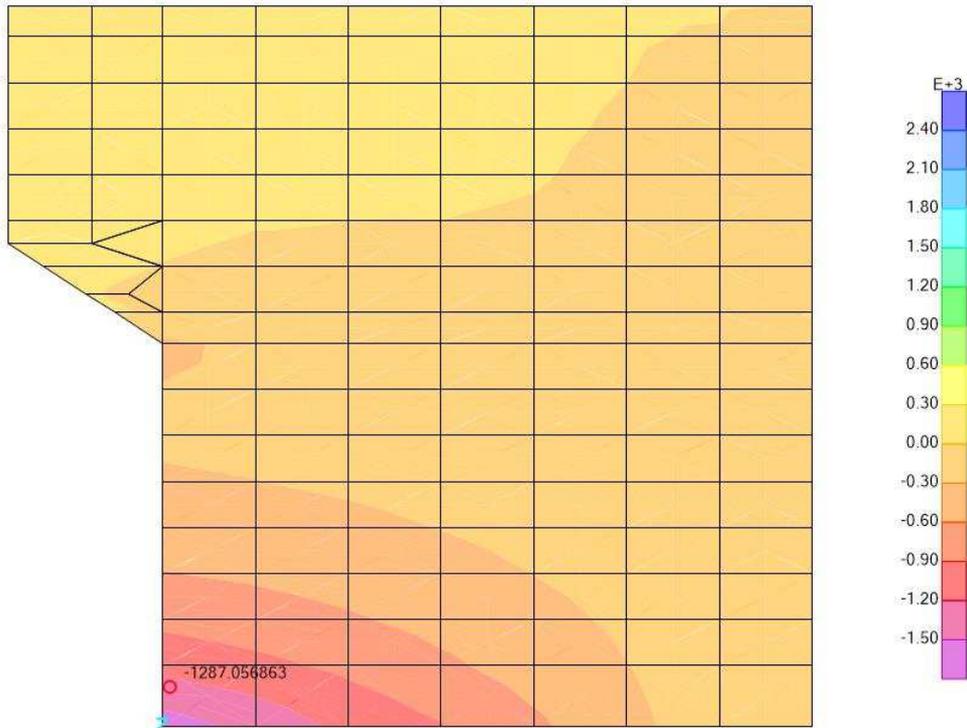
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



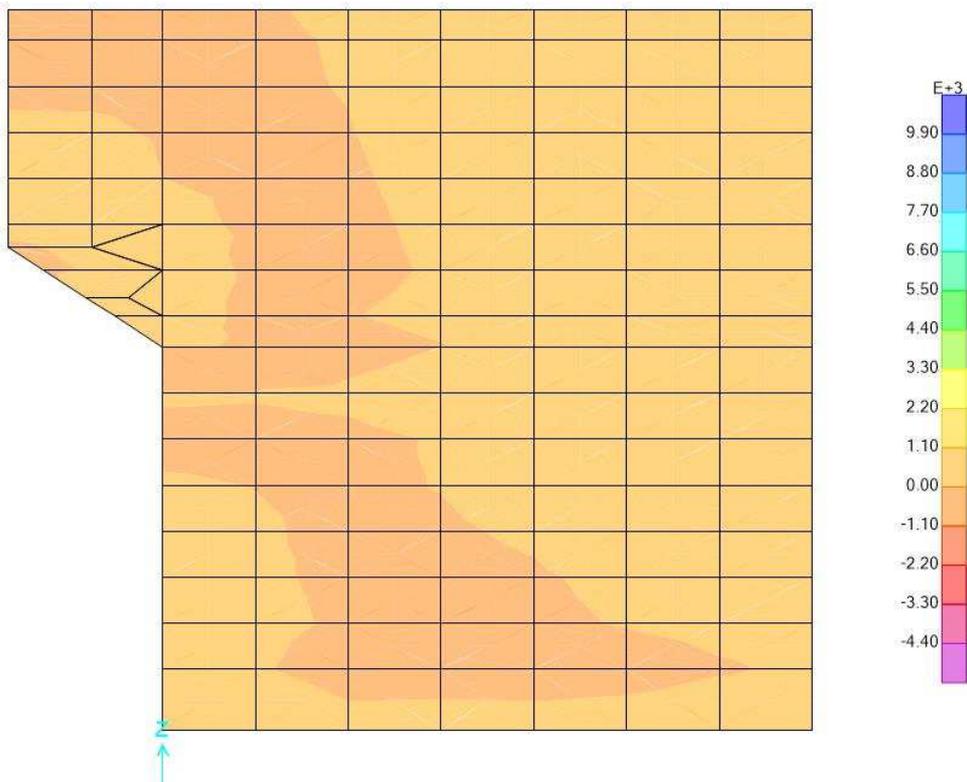
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



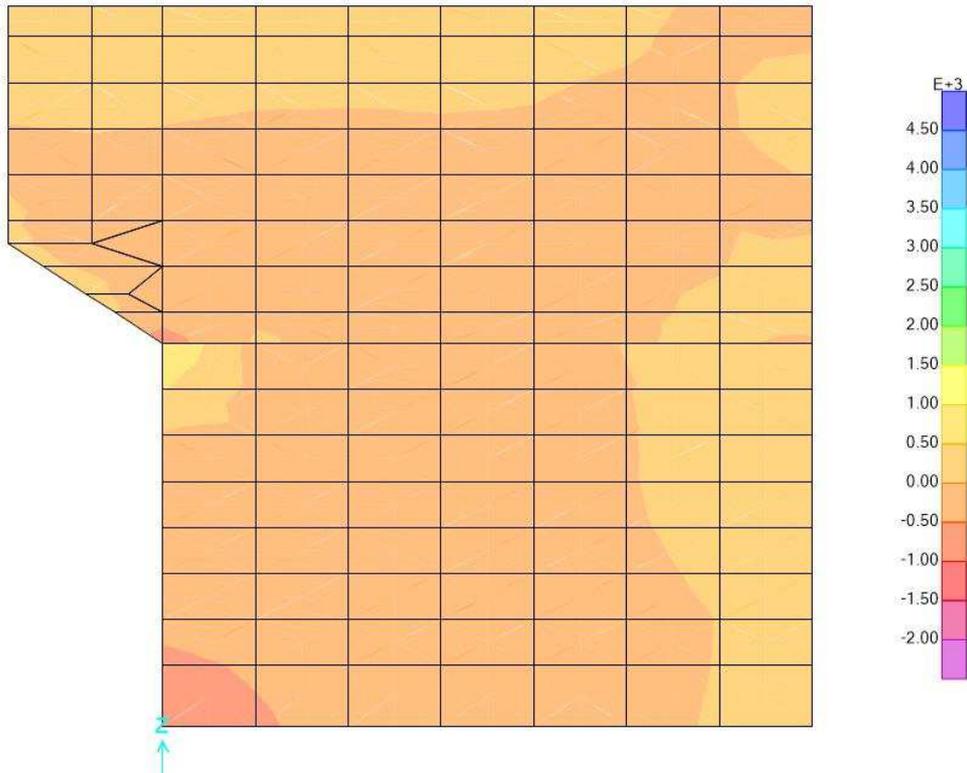
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



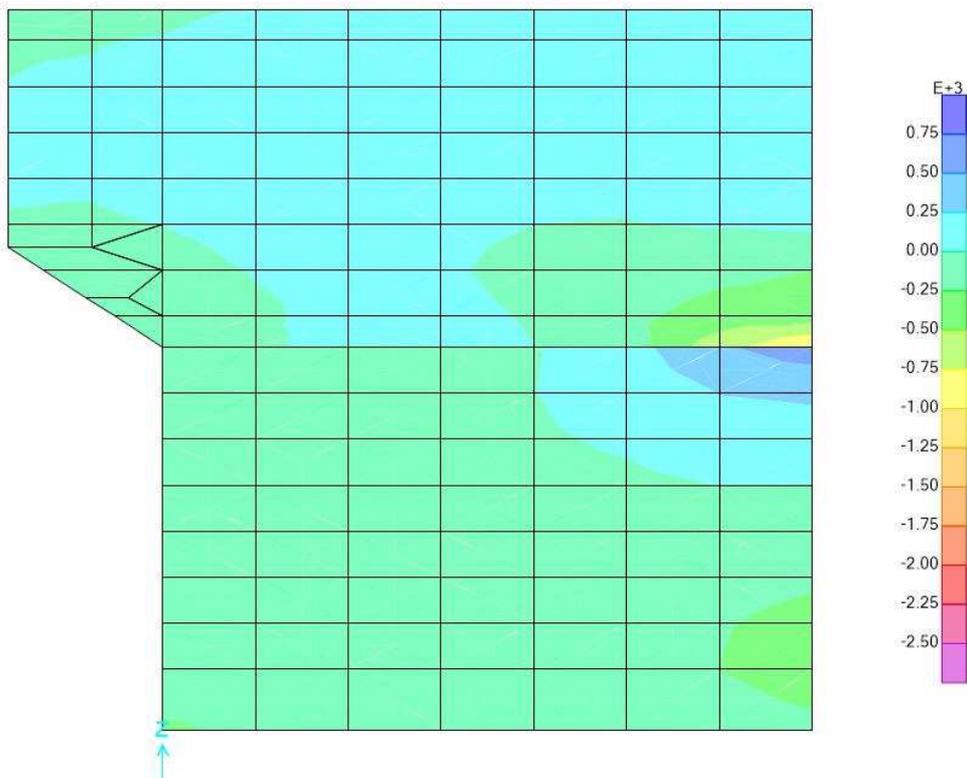
Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



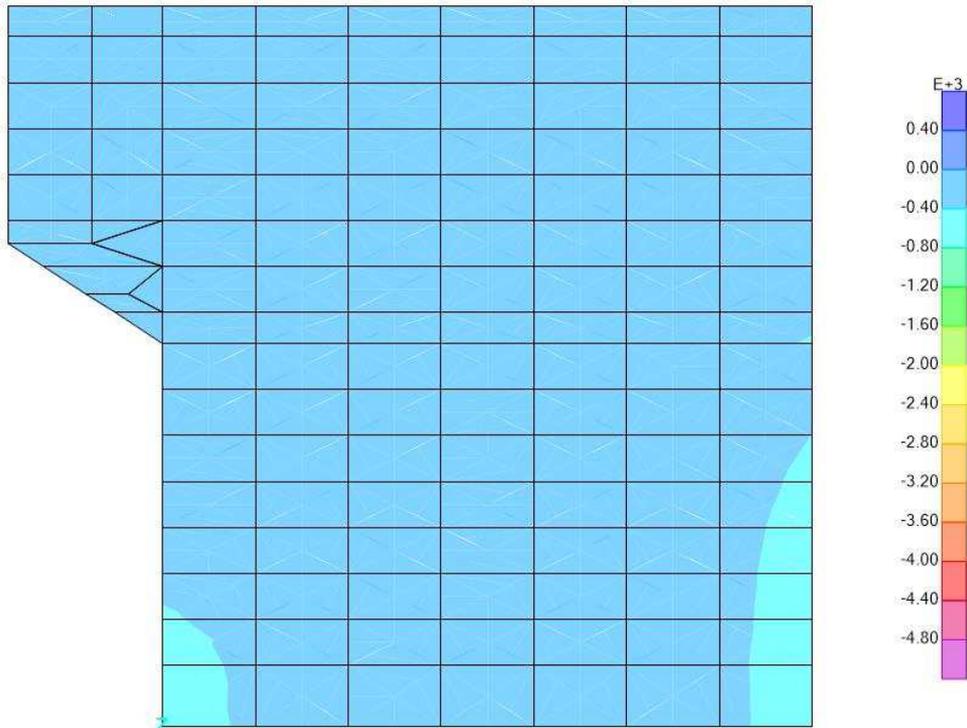
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Max)



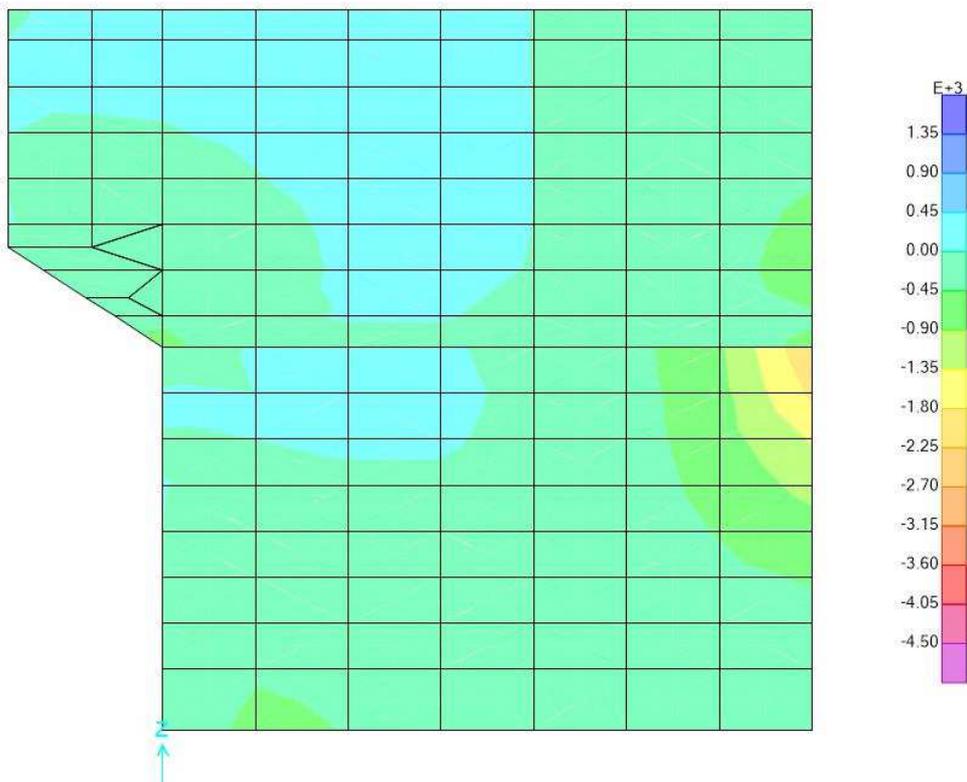
Resultant F11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



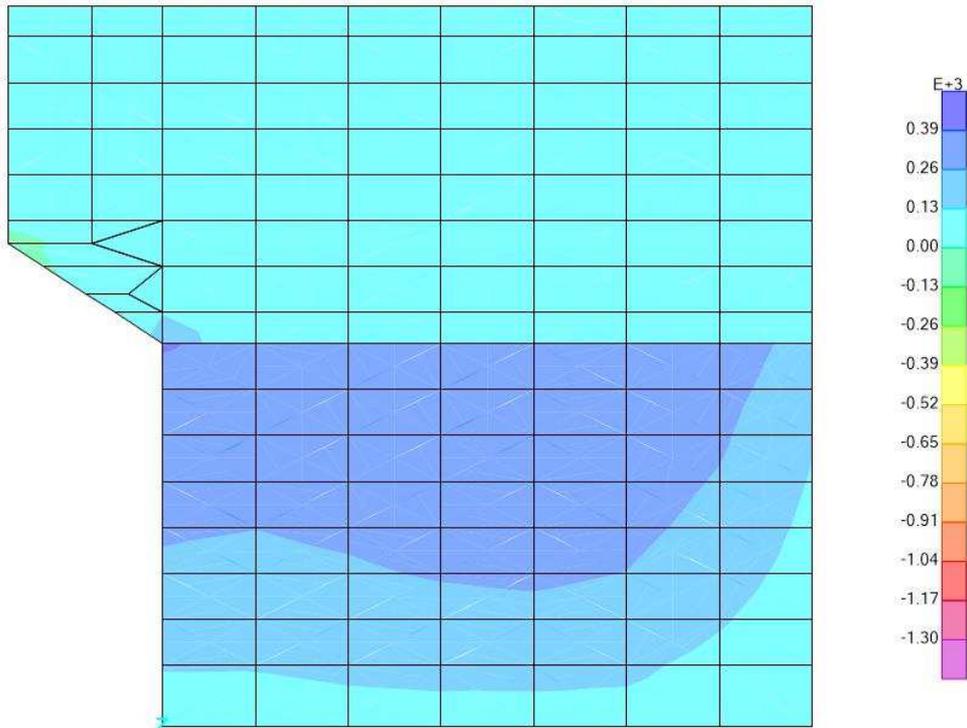
Resultant F22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



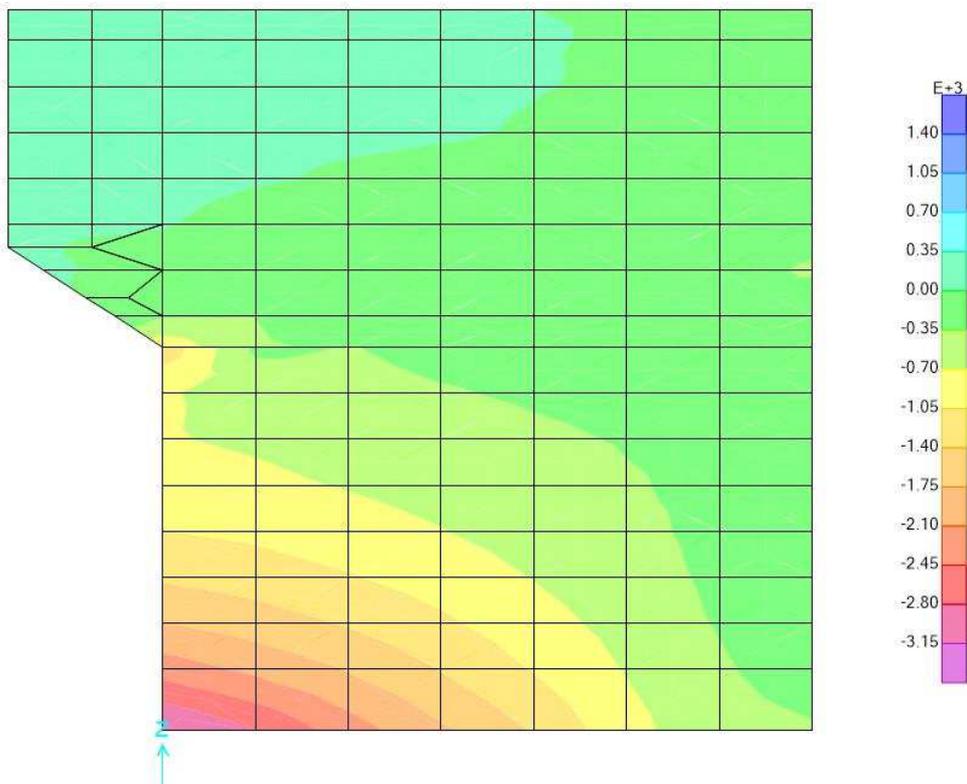
Resultant M11 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



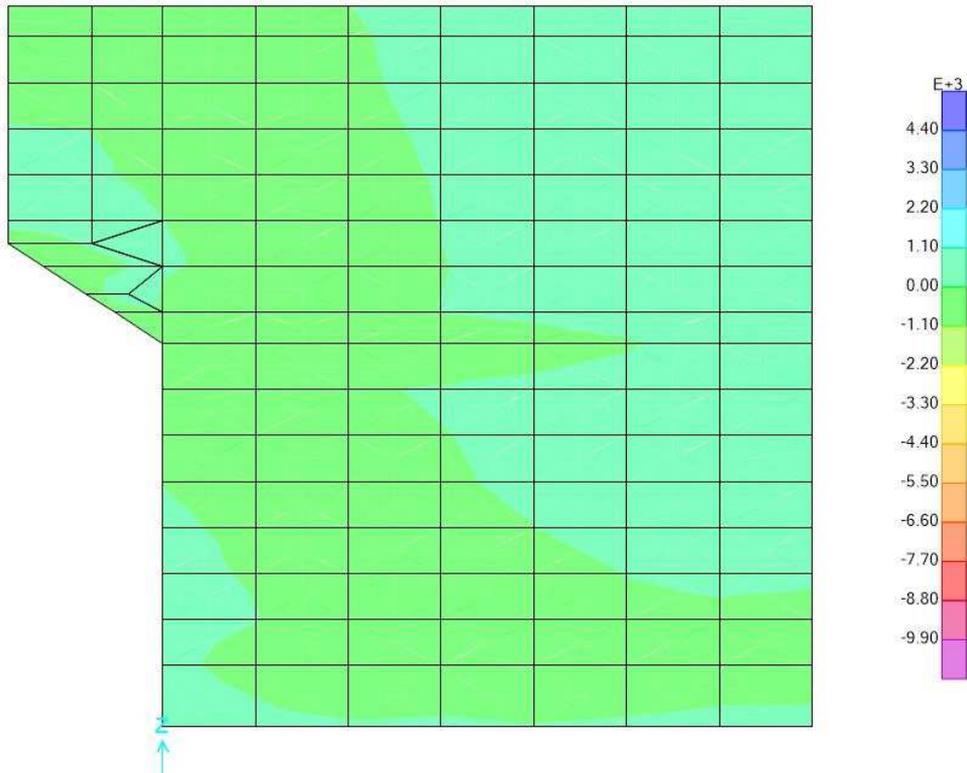
Resultant M12 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



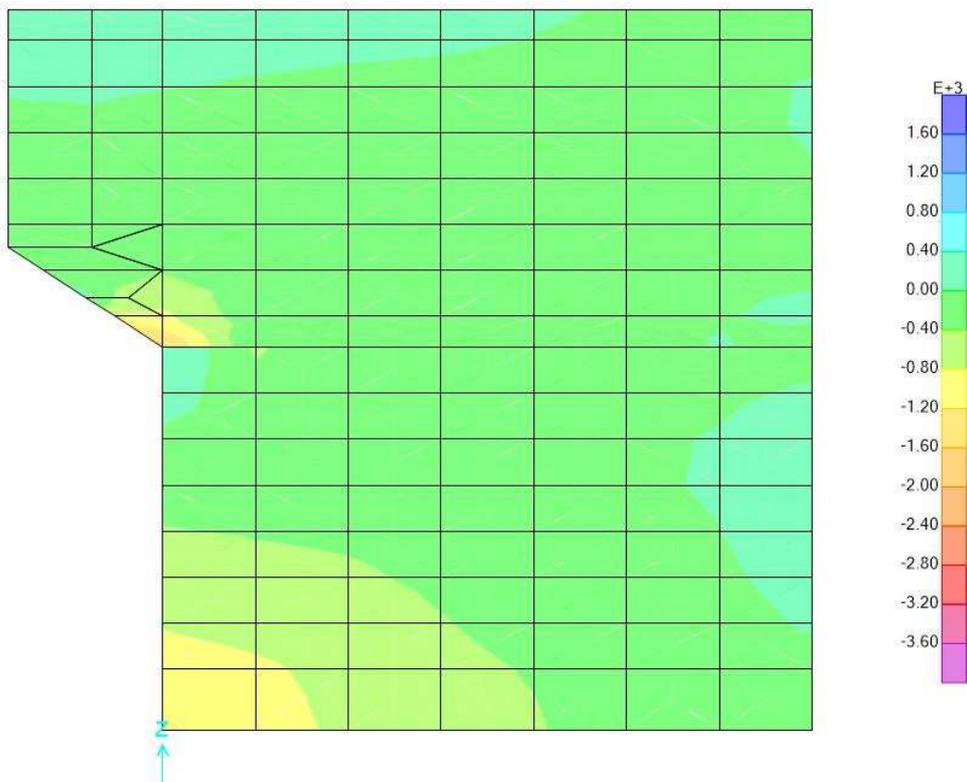
Resultant M22 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



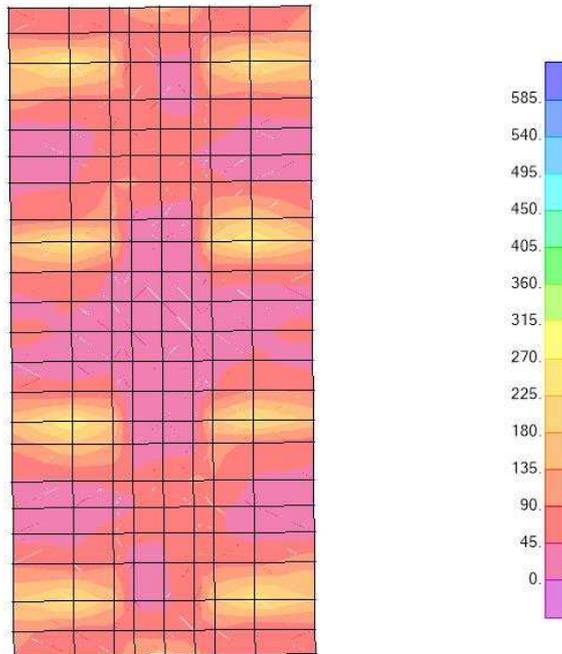
Resultant V23 Diagram (ENV SLU+SLV - Min)



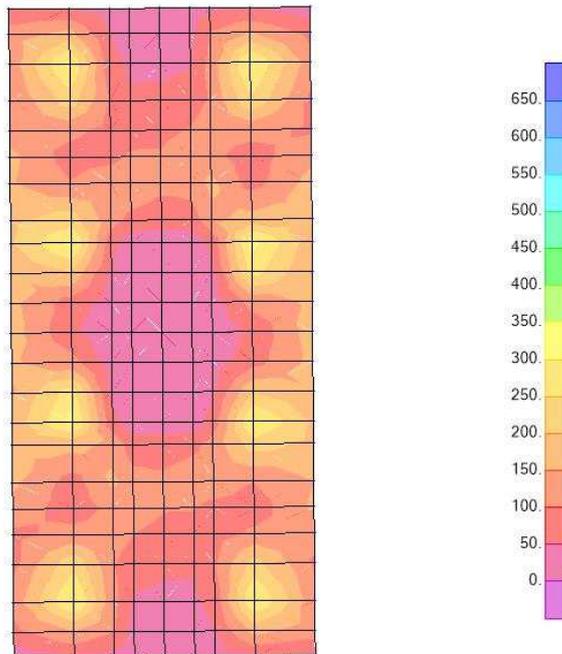
6.3 SINTESI RISULTATI PILA P02

6.3.1 Platea

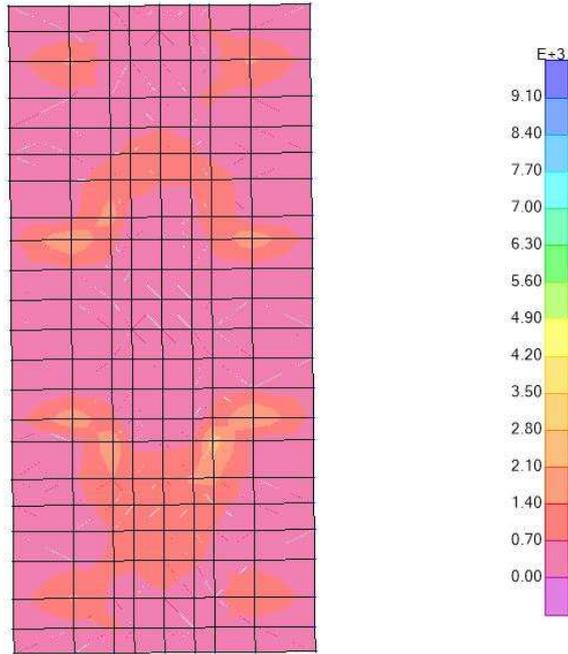
Resultant F11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



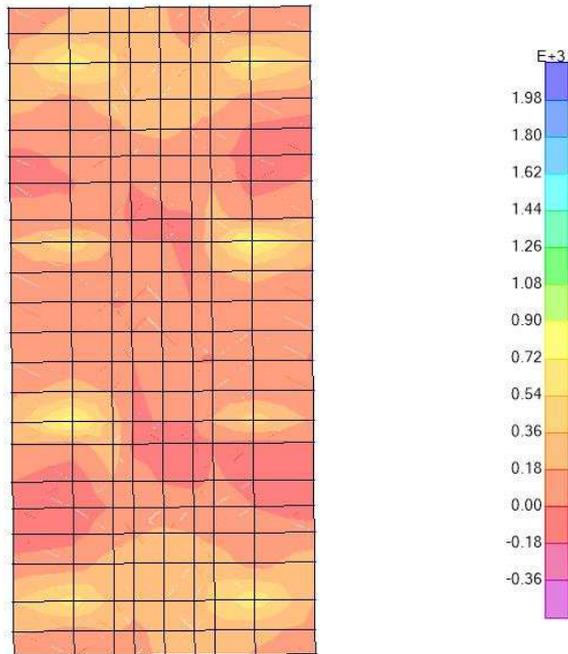
Resultant F22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



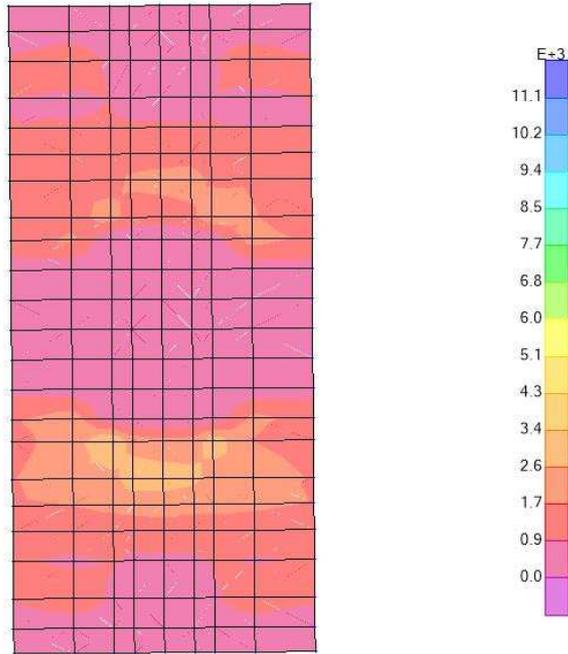
Resultant M11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



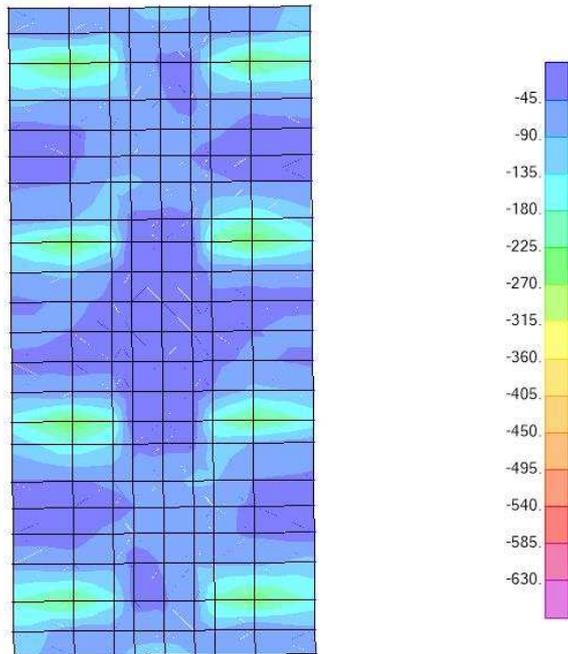
Resultant M12 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



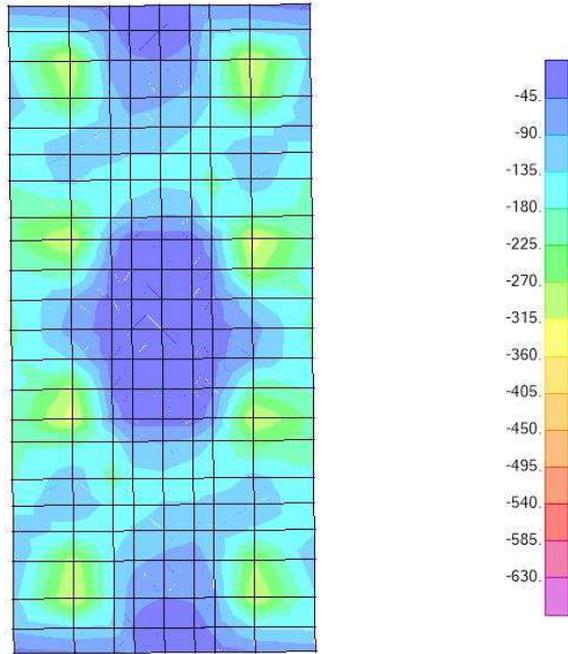
Resultant M22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



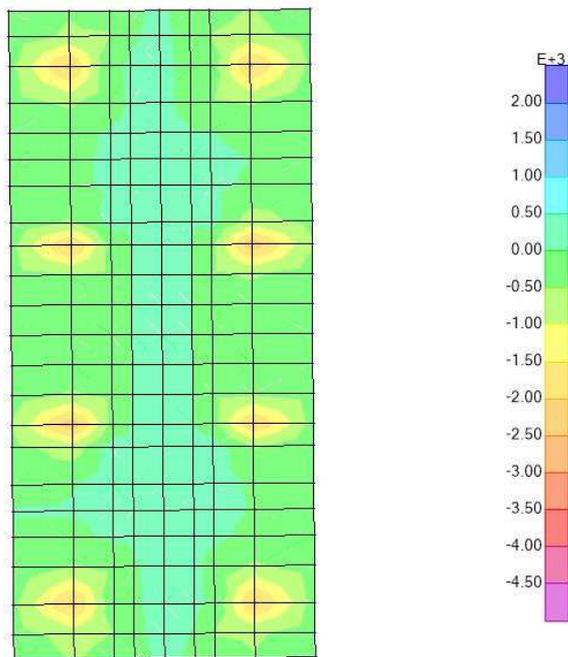
Resultant F11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



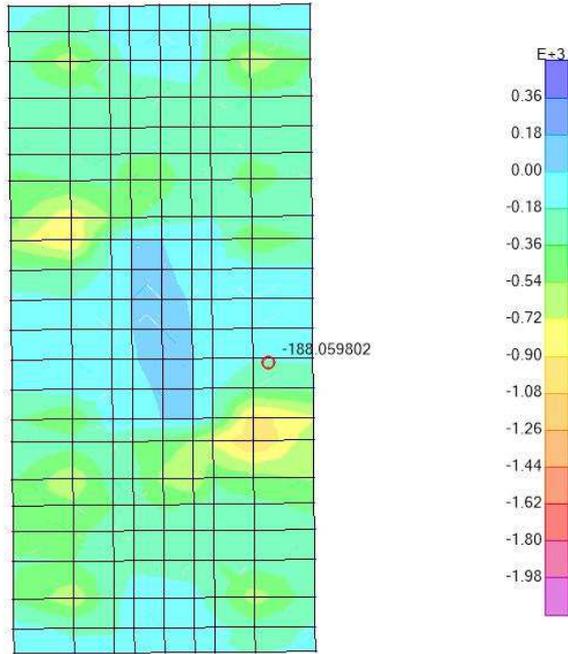
Resultant F22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



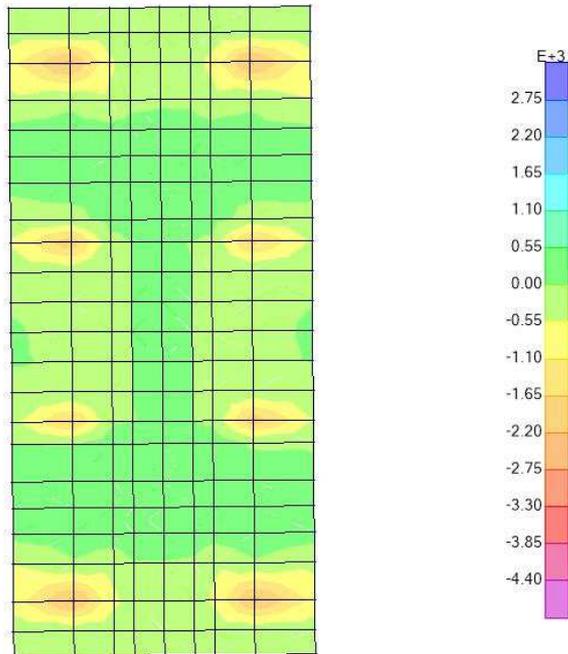
Resultant M11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



Resultant M12 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)

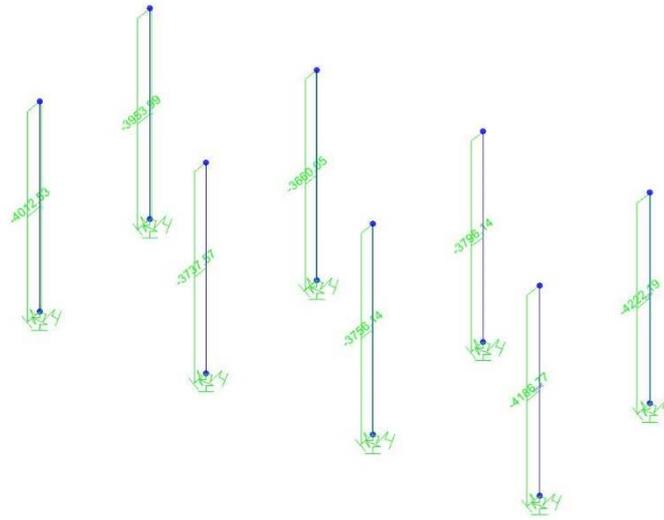


Resultant M22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



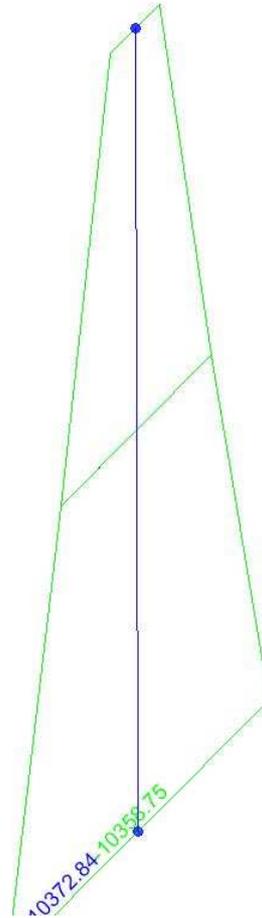
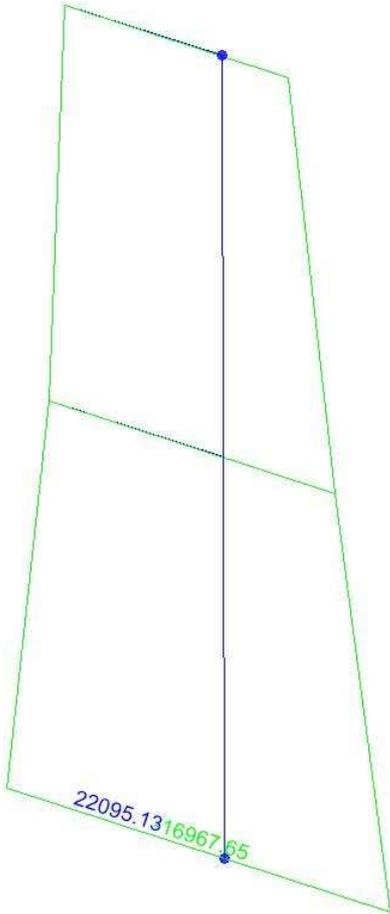
6.3.2 Pali

Axial Force Diagram (S5_EHV_SLU-S10)

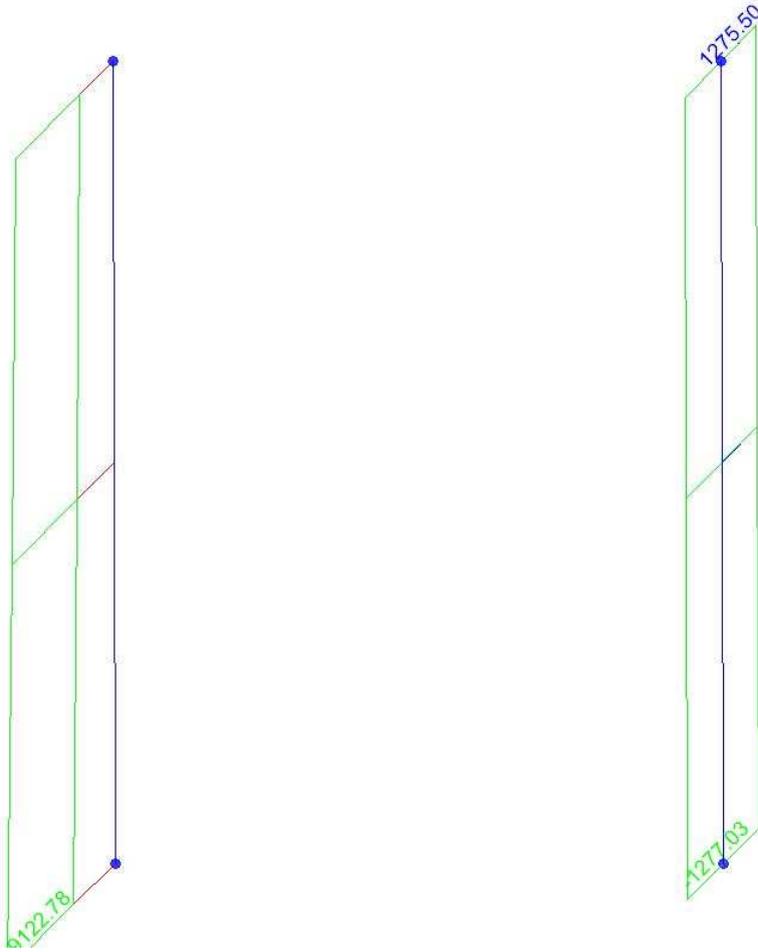


6.3.3 Fusto

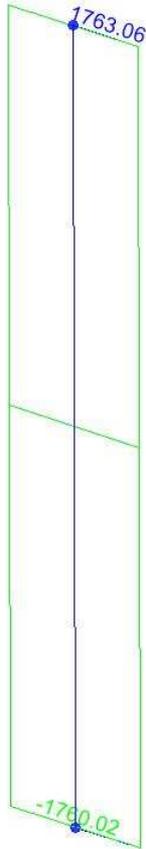
Moment 2-2 Diagram (55_ENV_SLU+SLV) Moment 3-3 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



Axial Force Diagram (55_ENV_SLU+SLV) Shear Force 2-2 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



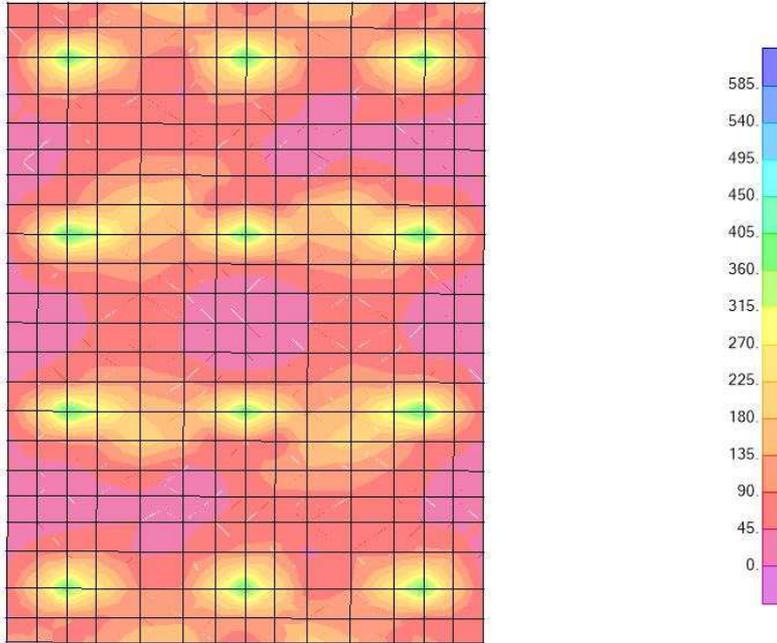
Shear Force 3-3 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



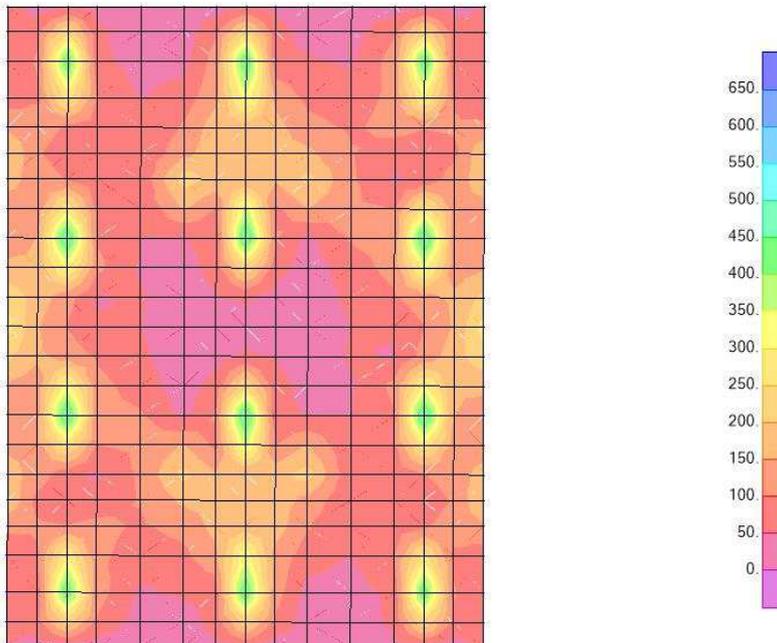
6.4 SINTESI RISULTATI PILA P04

6.4.1 Platea

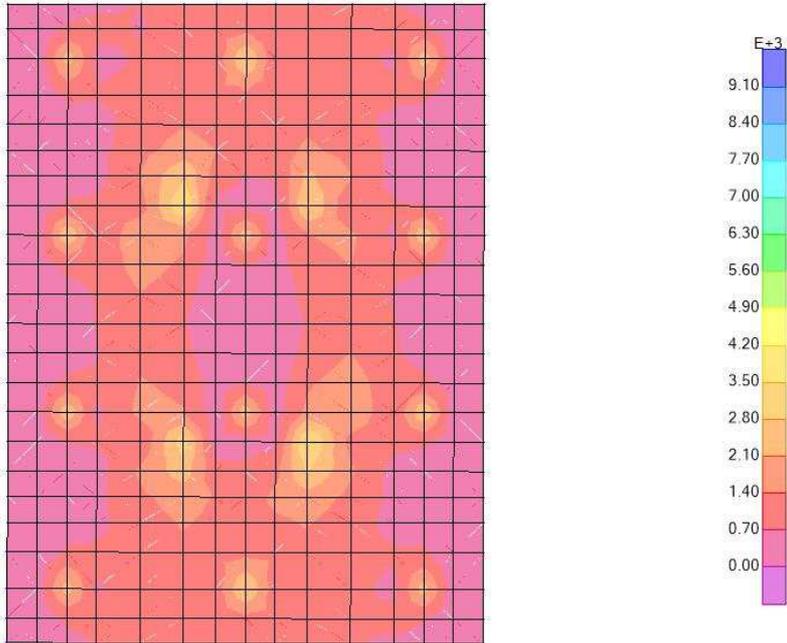
Resultant F11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



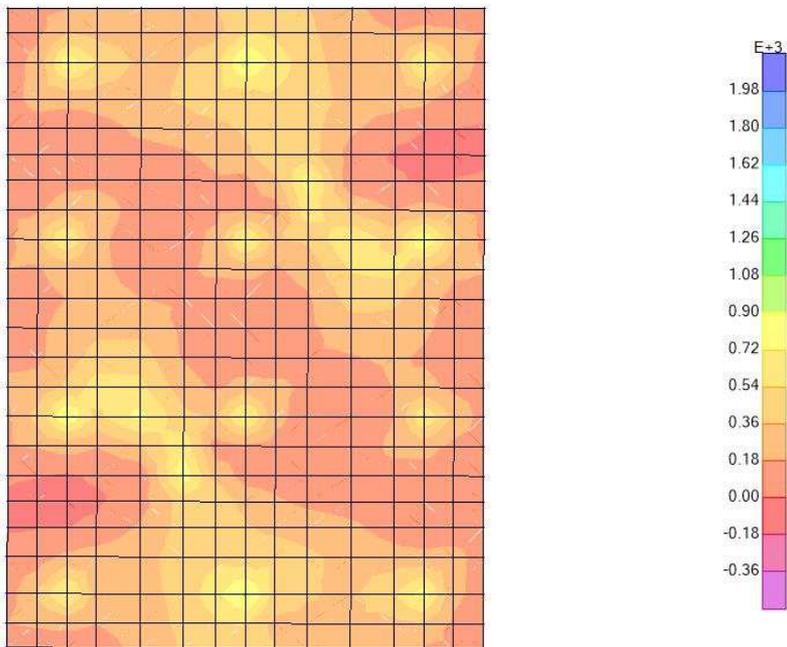
Resultant F22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



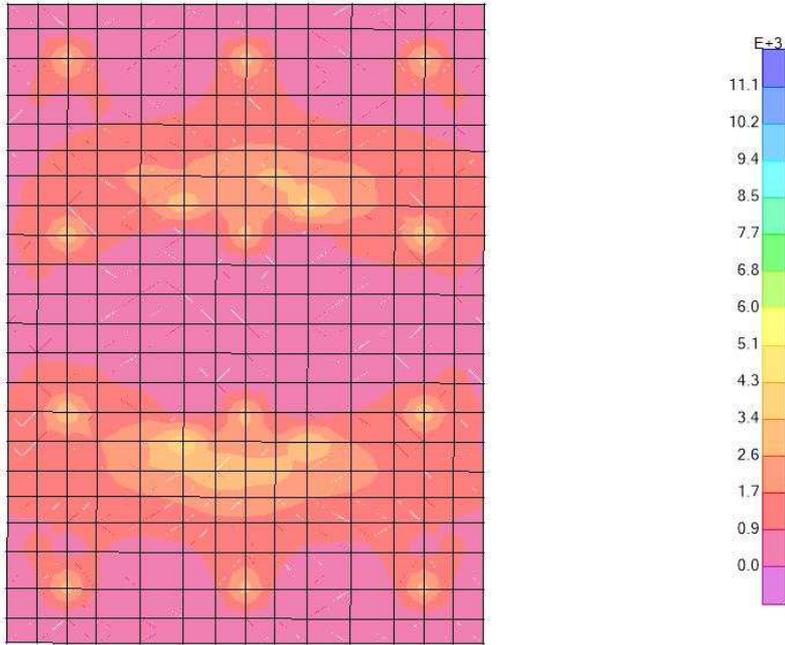
Resultant M11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



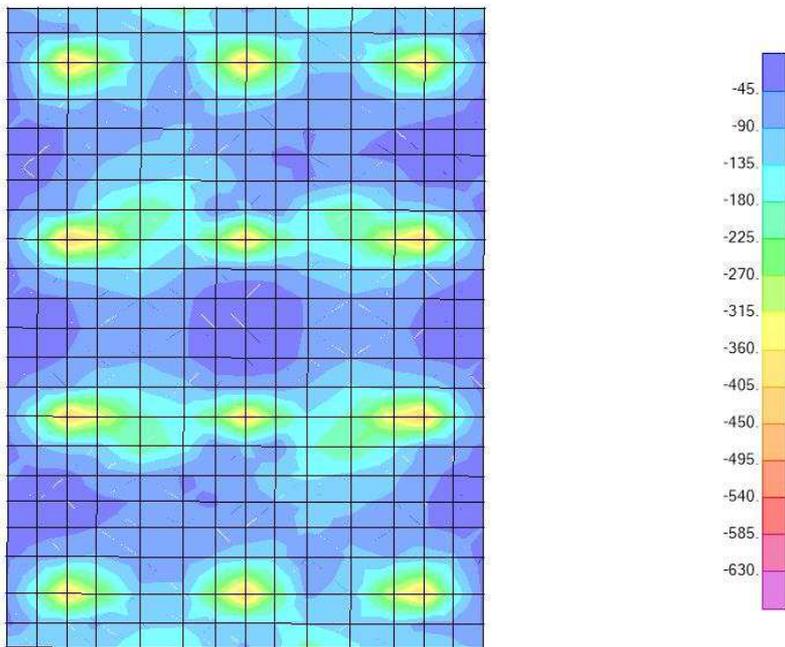
Resultant M12 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



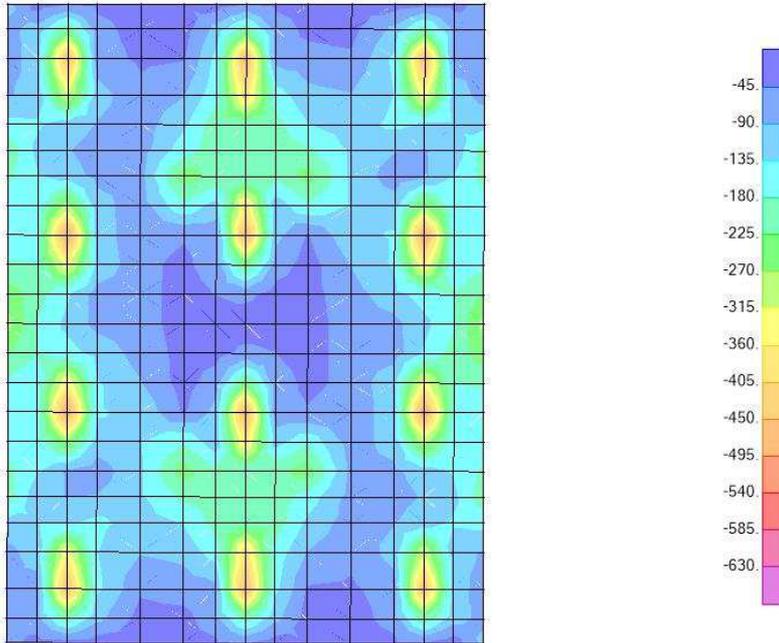
Resultant M22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



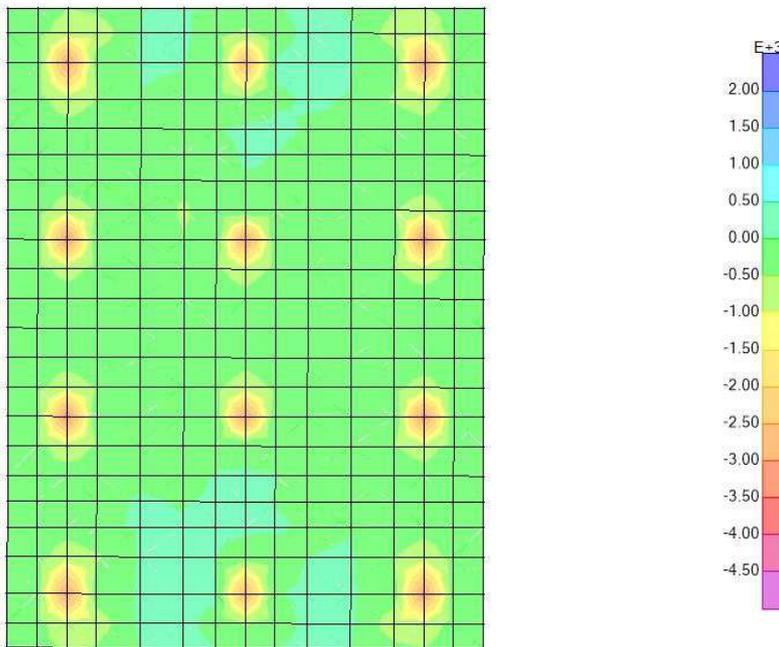
Resultant F11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



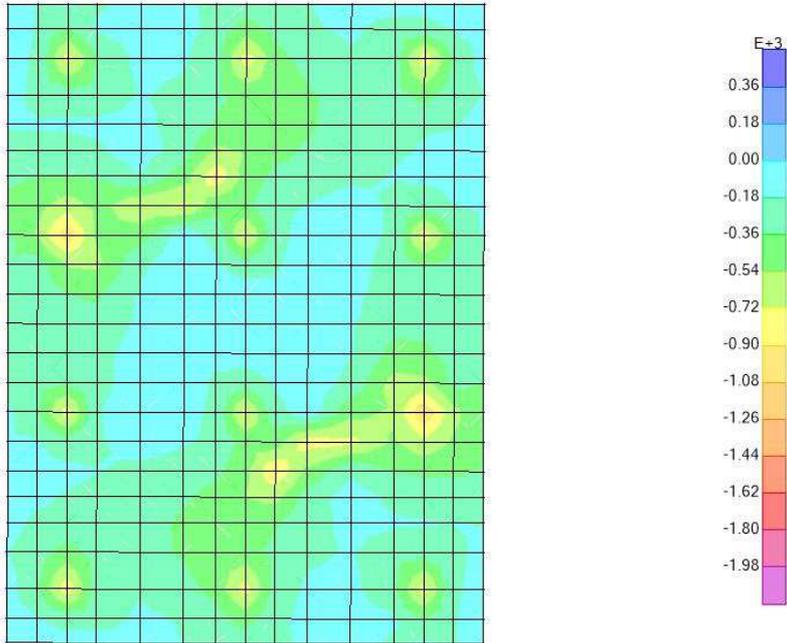
Resultant F22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



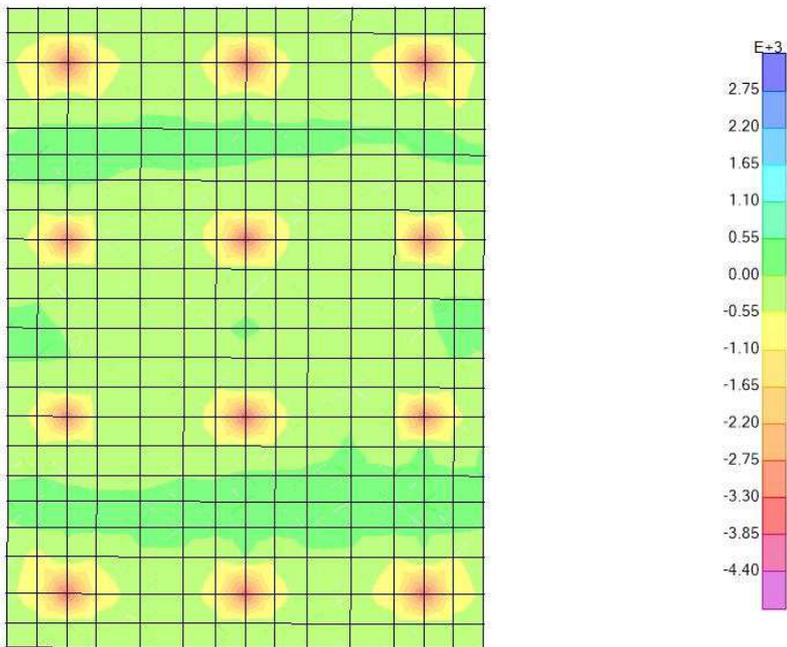
Resultant M11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



Resultant M12 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)

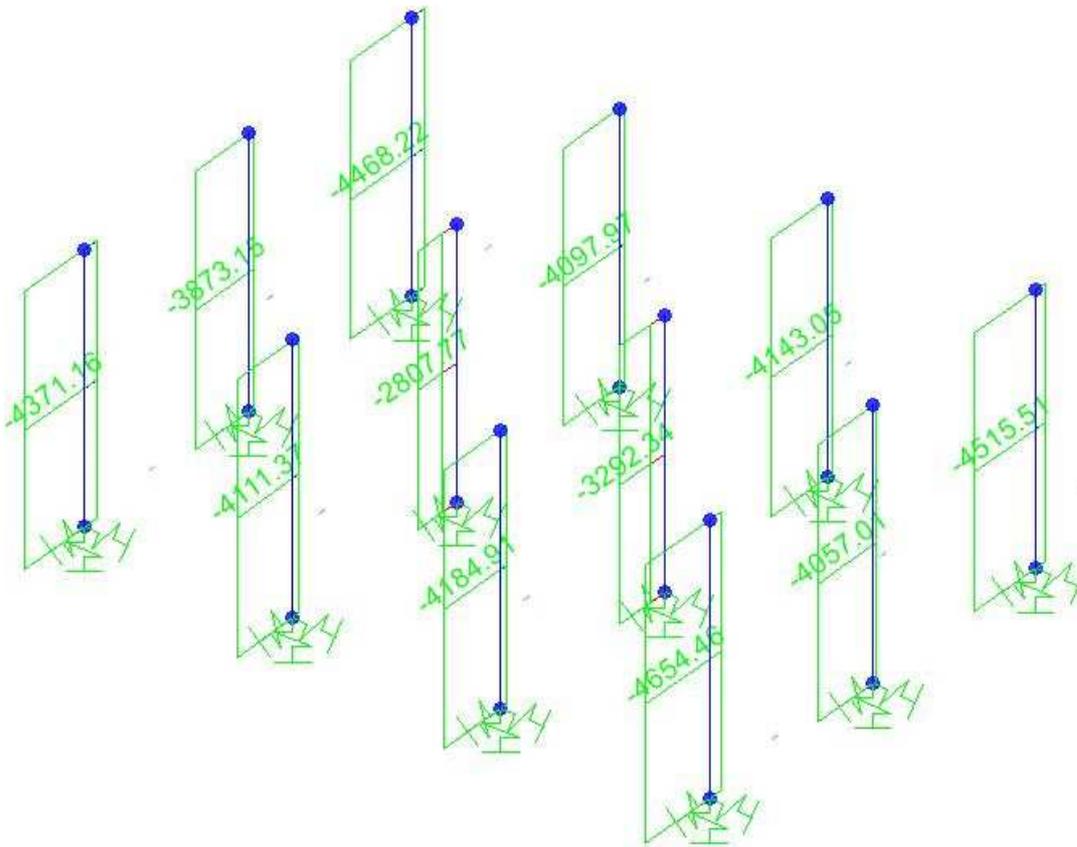


Resultant M22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



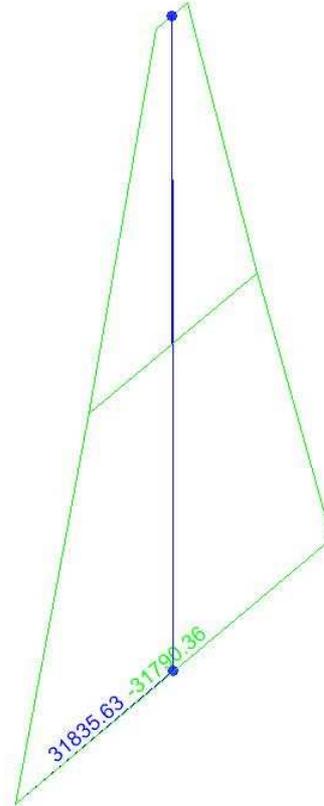
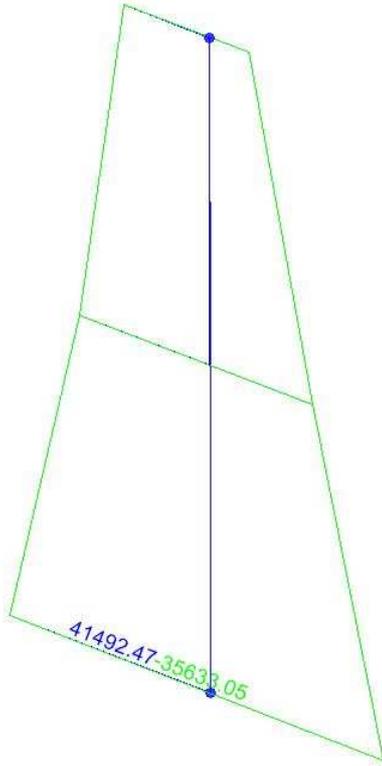
6.4.2 Pali

Axial Force Diagram (55_ENV_SLU+SLV)

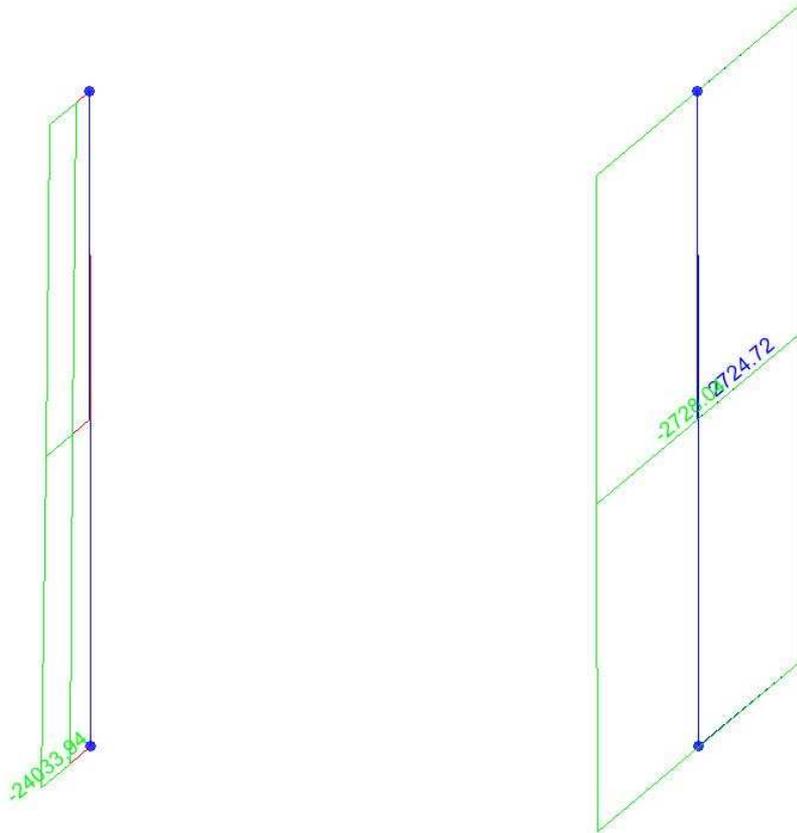


6.4.3 Fusto

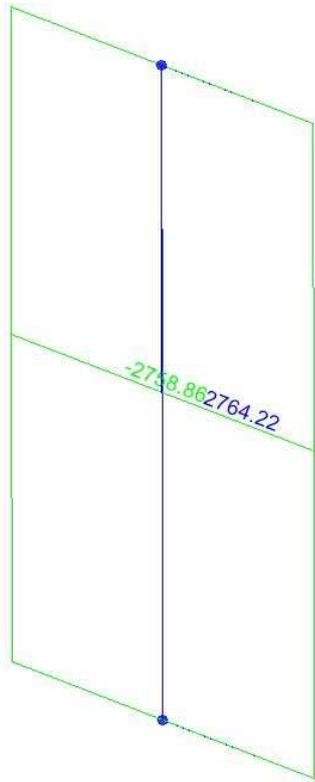
Moment 2-2 Diagram (55_ENV_SLU+SLV) Moment 3-3 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



Axial Force Diagram (55_ENV_SLU+SLV) Shear Force 2-2 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)

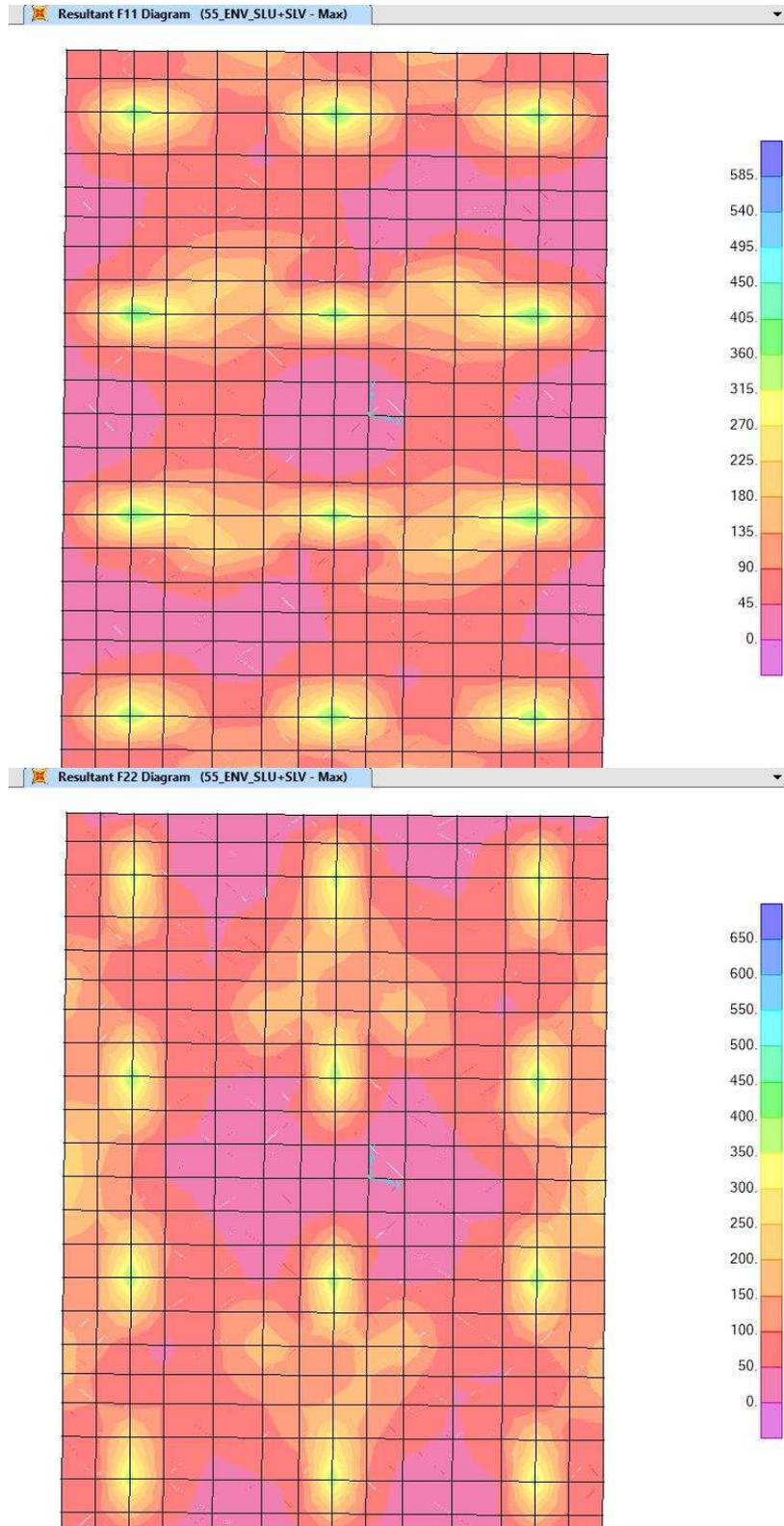


Shear Force 3-3 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)

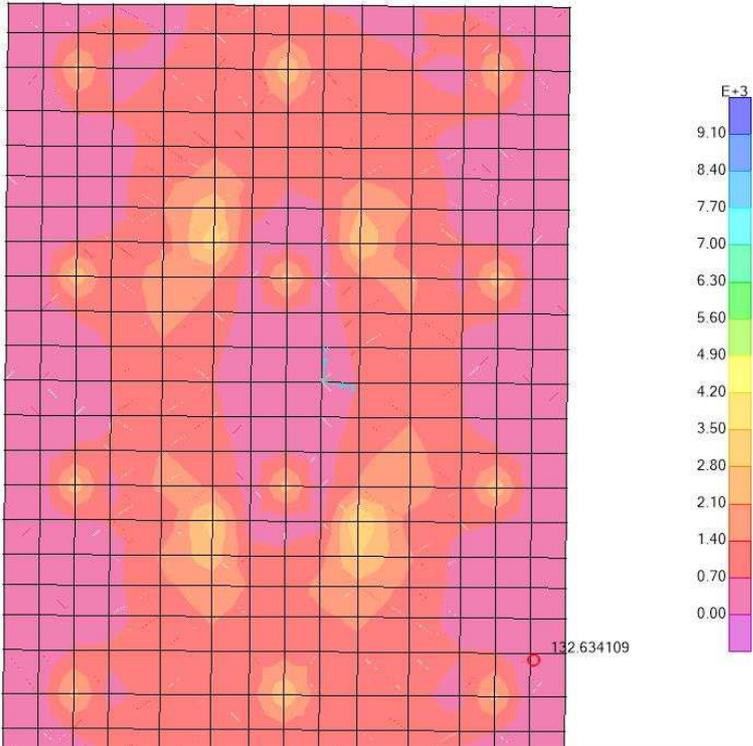


6.5 SINTESI RISULTATI PILA P05

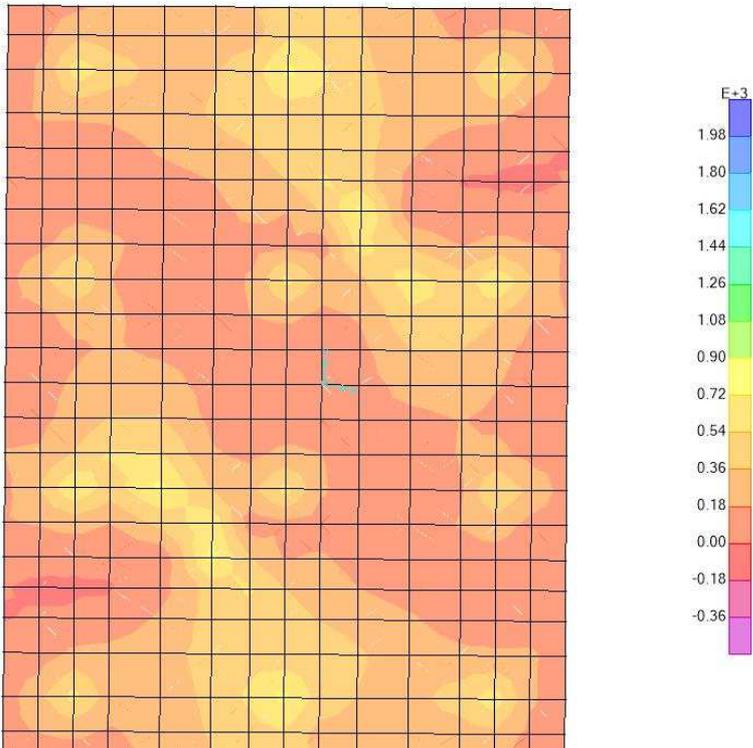
6.5.1 Platea



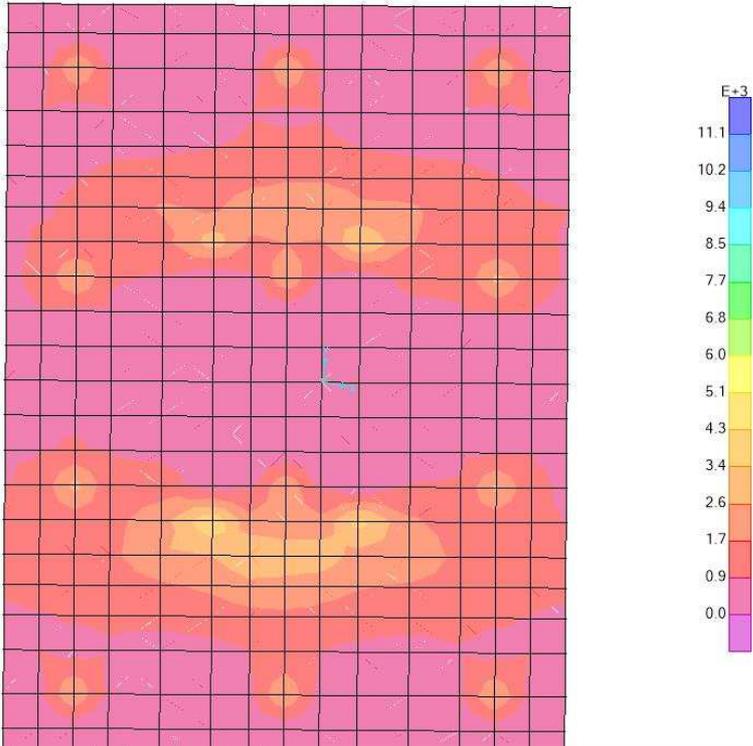
Resultant M11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



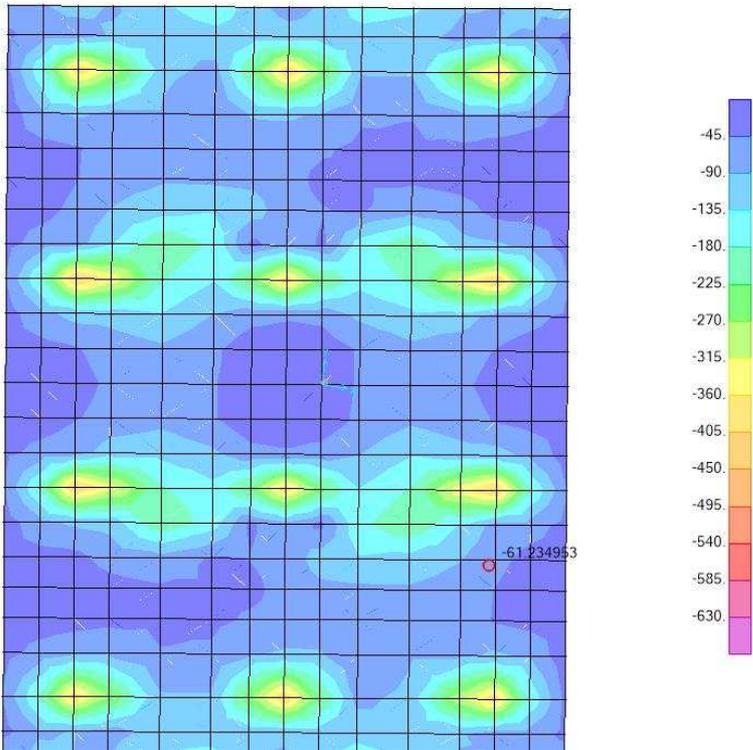
Resultant M12 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



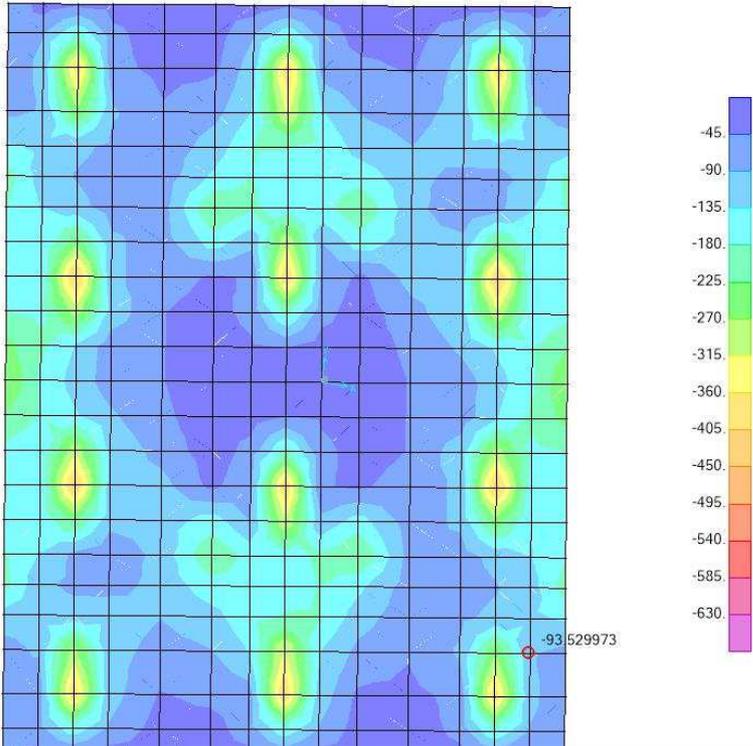
Resultant M22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Max)



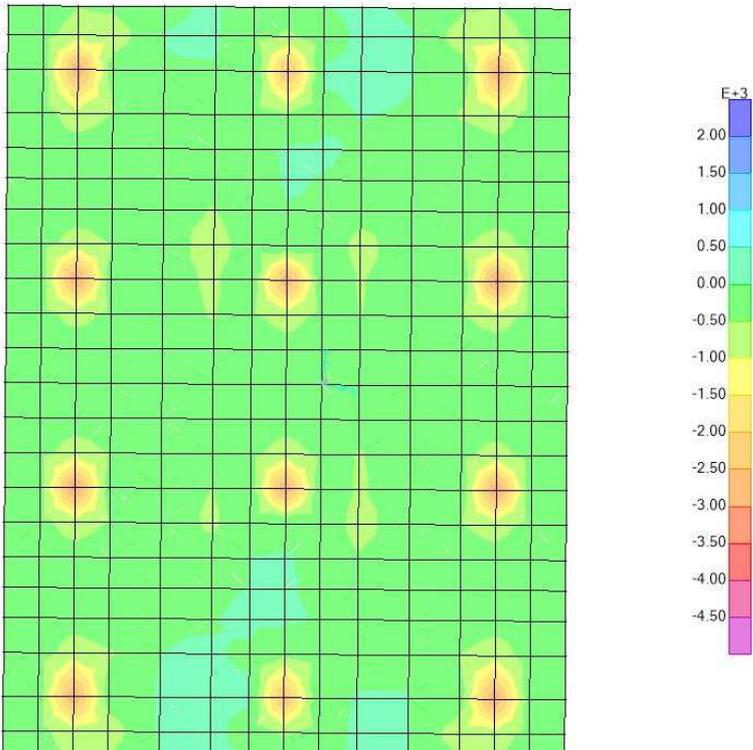
Resultant F11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)

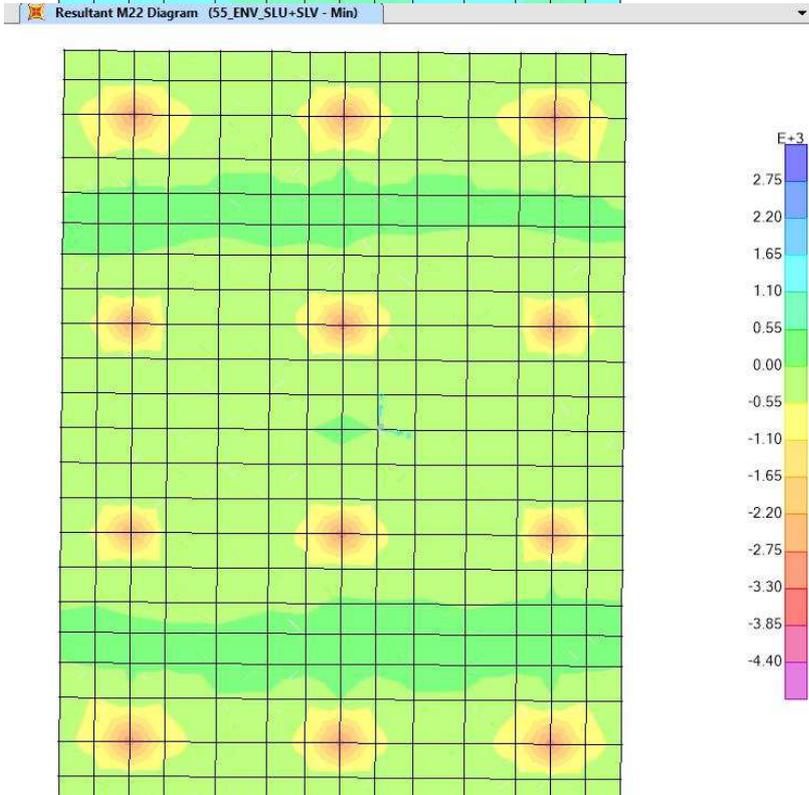
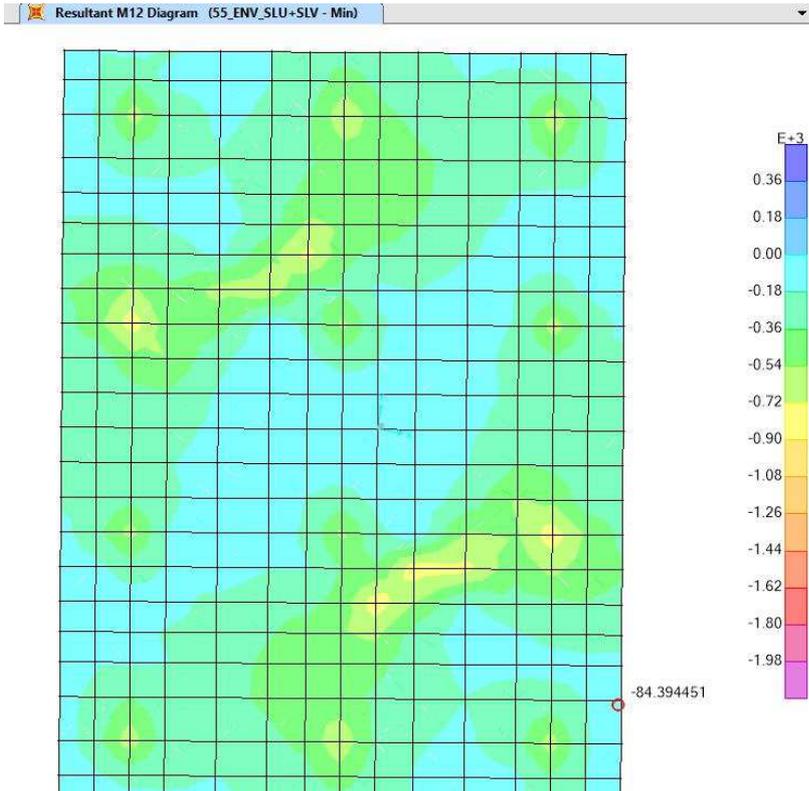


Resultant F22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



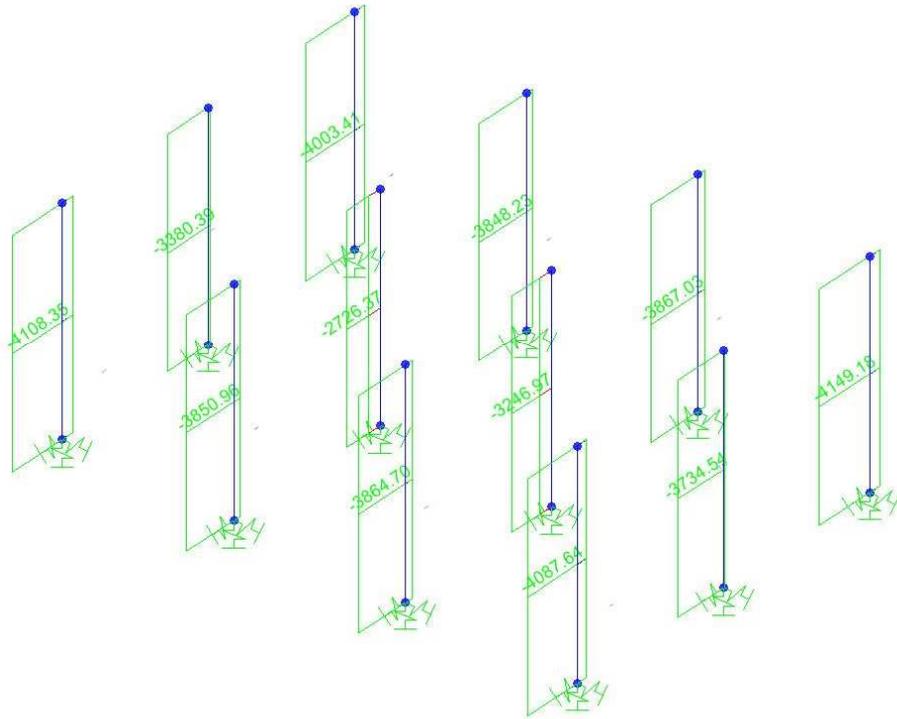
Resultant M11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)





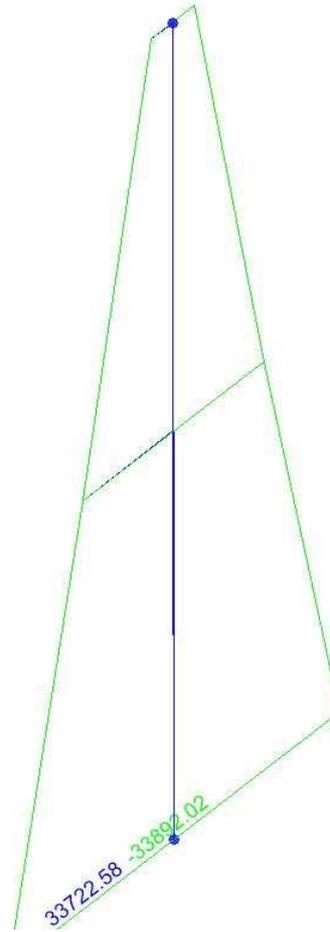
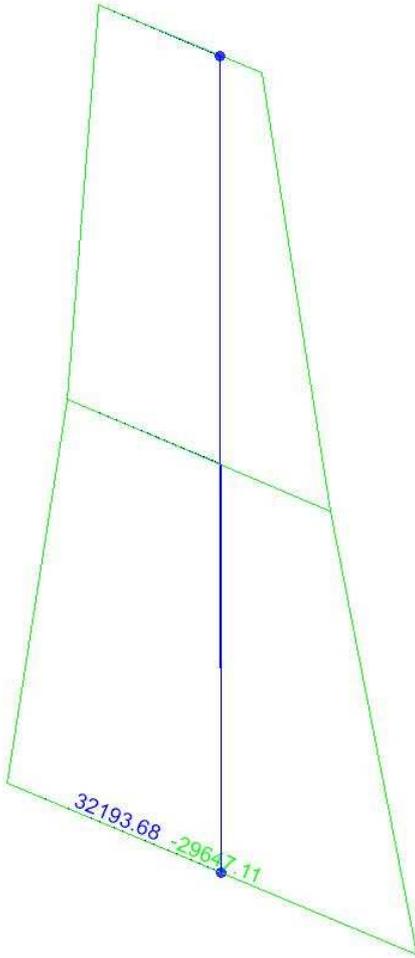
6.5.2 Pali

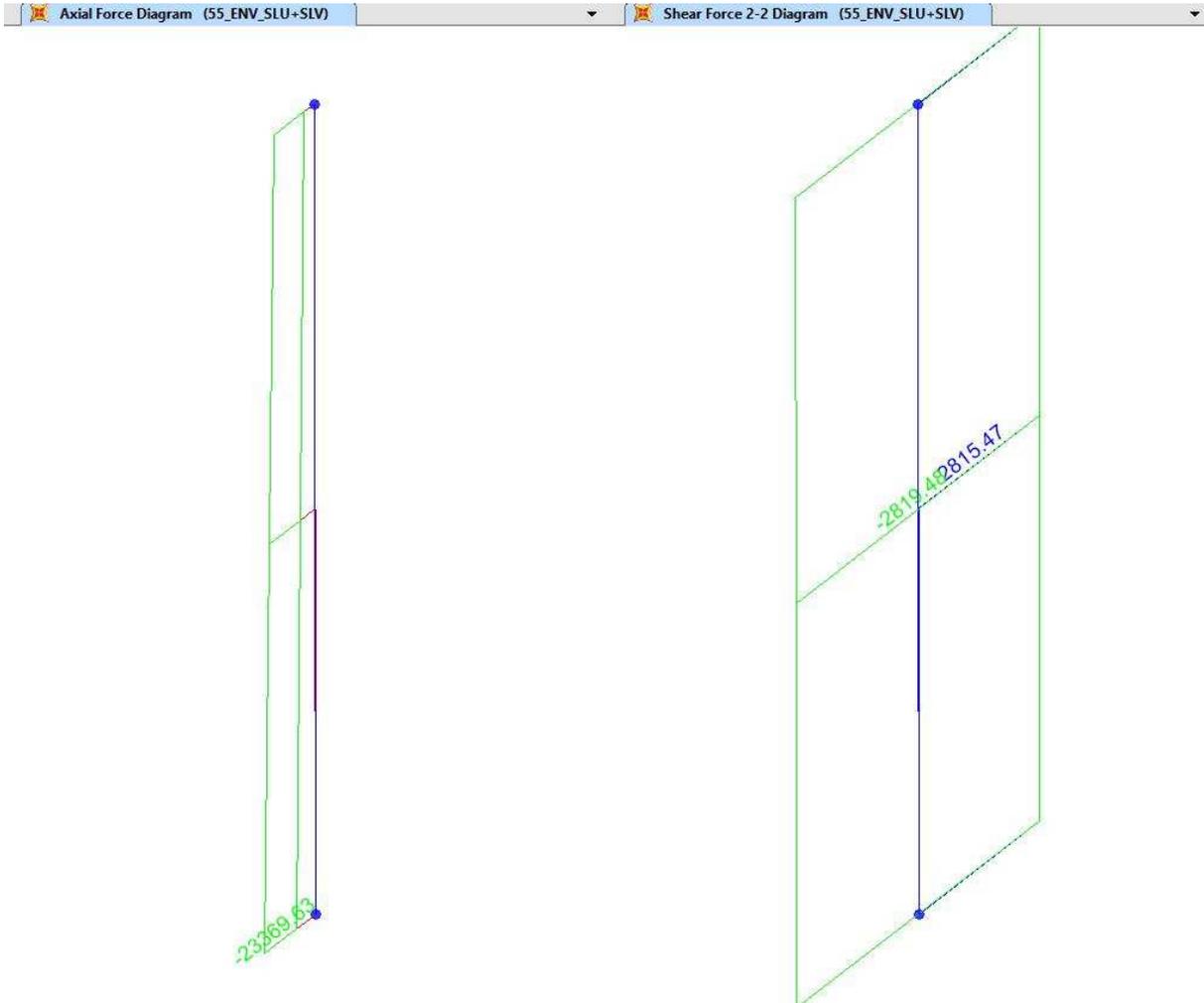
Axial Force Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



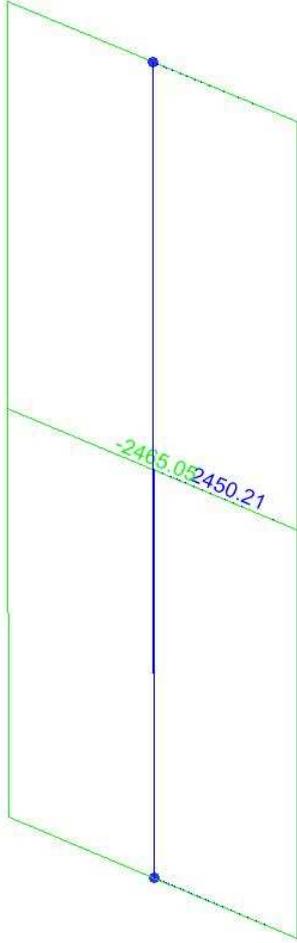
6.5.3 Fusto

Moment 2-2 Diagram (55_ENV_SLU+SLV) Moment 3-3 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



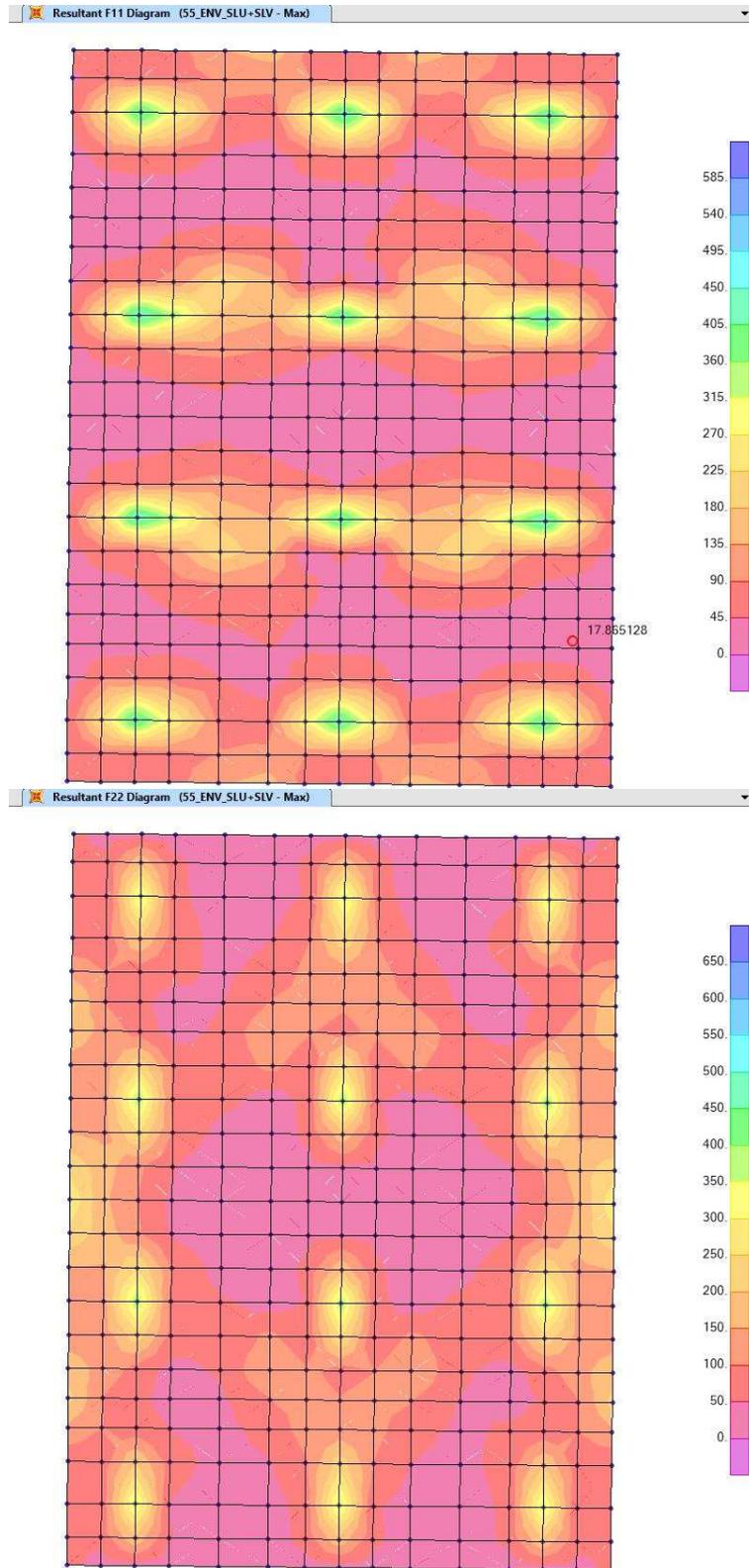


Shear Force 3-3 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)

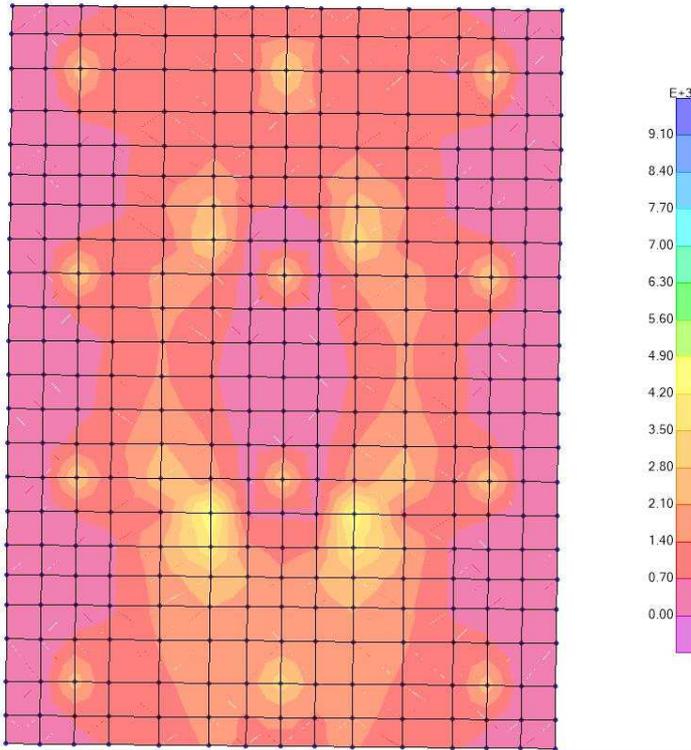


6.6 SINTESI RISULTATI PILA P08

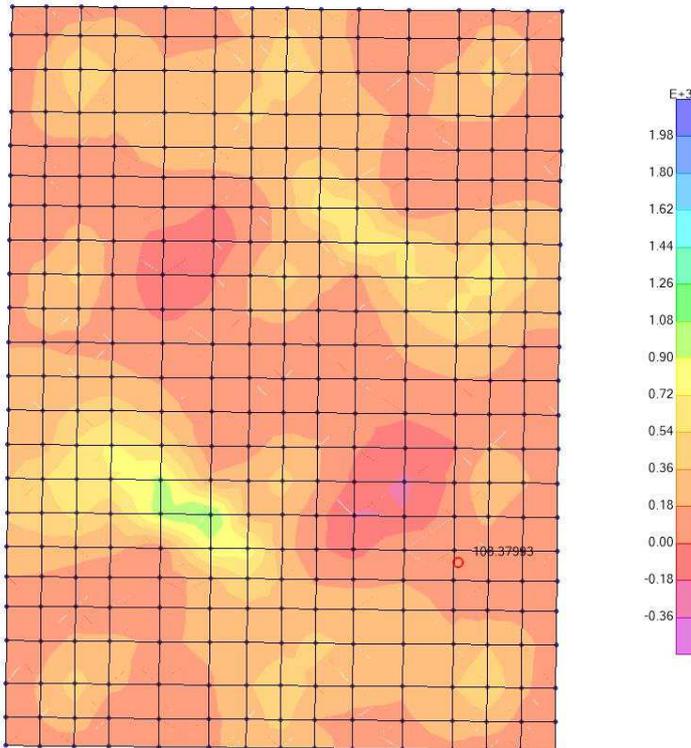
6.6.1 Platea



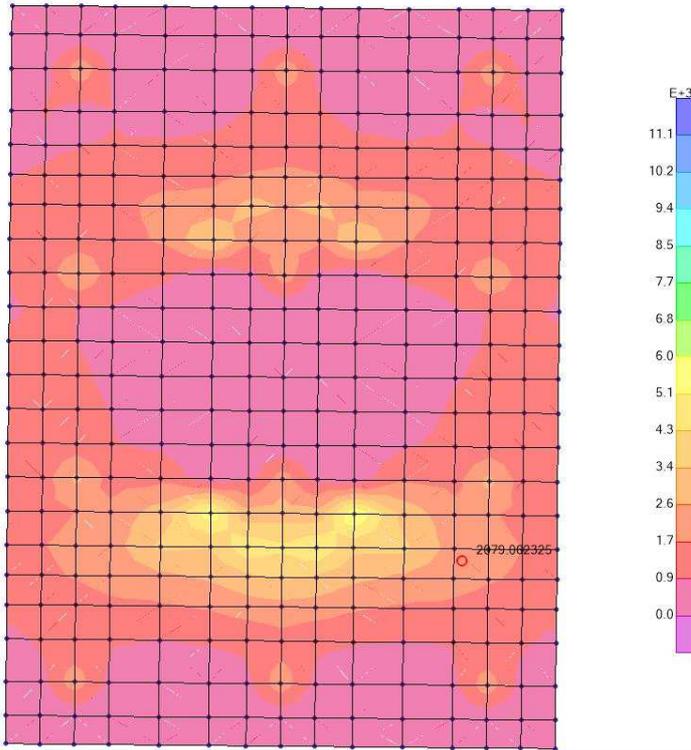
Resultant M11 Diagram (S5_ENV_SLU+SLV - Max)



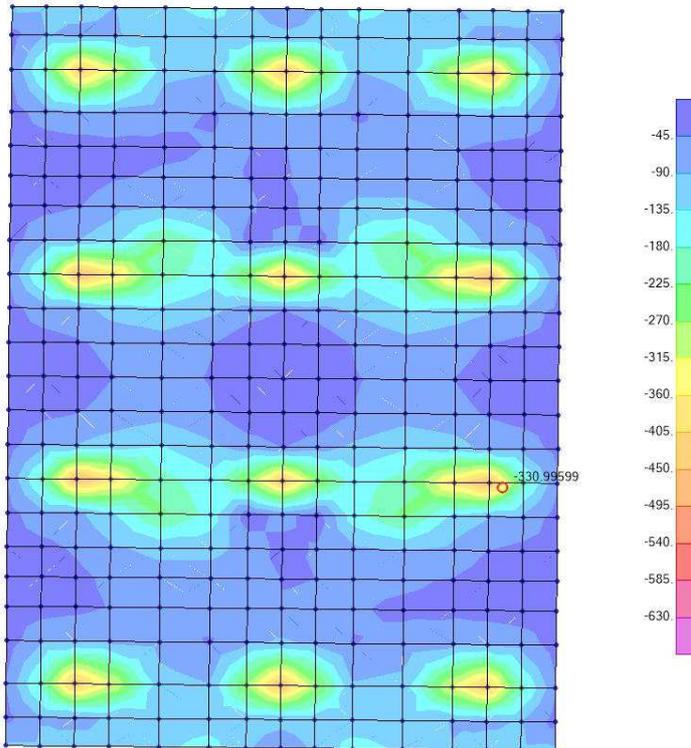
Resultant M12 Diagram (S5_ENV_SLU+SLV - Max)



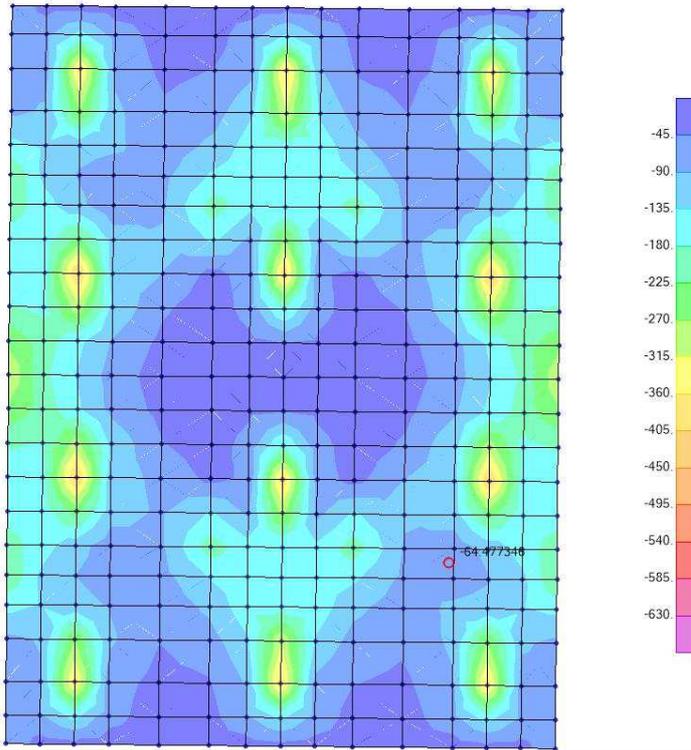
Resultant M22 Diagram (S5_ENV_SLU+SLV - Max)



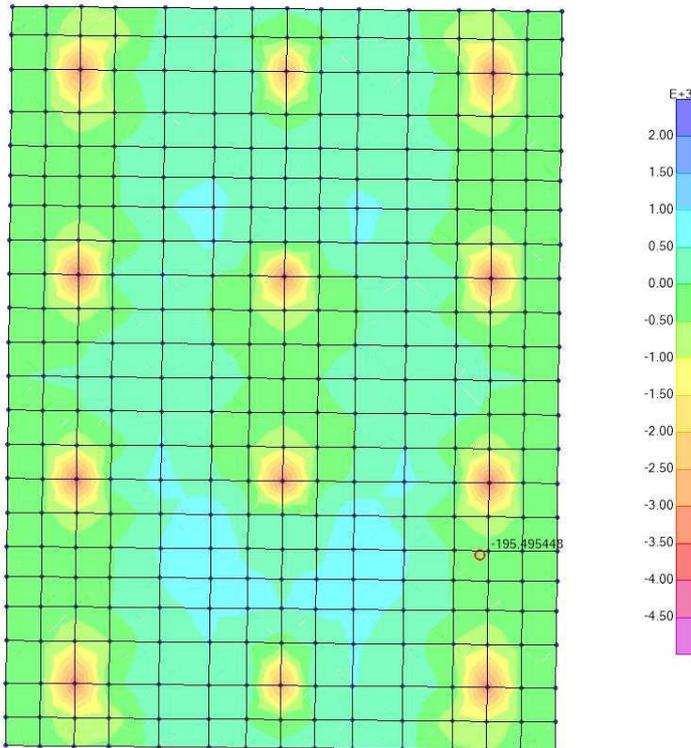
Resultant F11 Diagram (S5_ENV_SLU+SLV - Min)



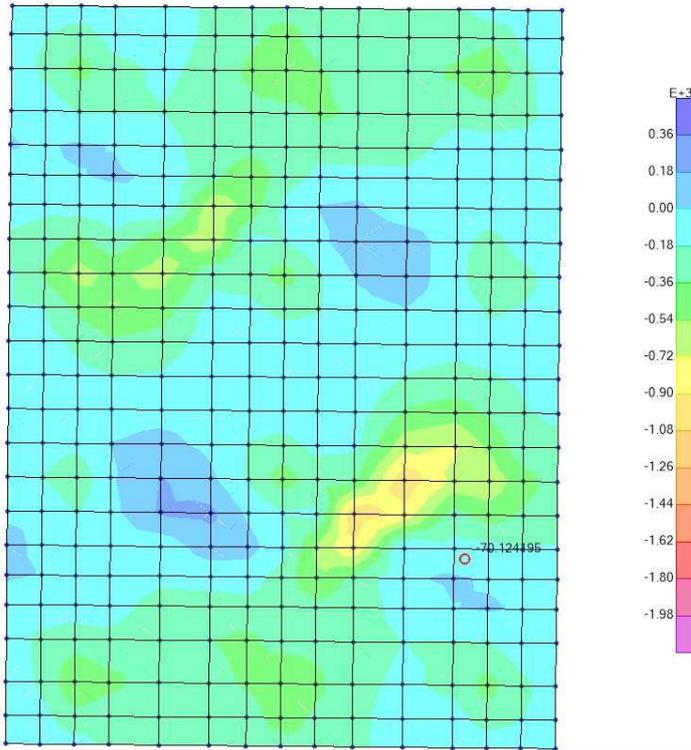
Resultant F22 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



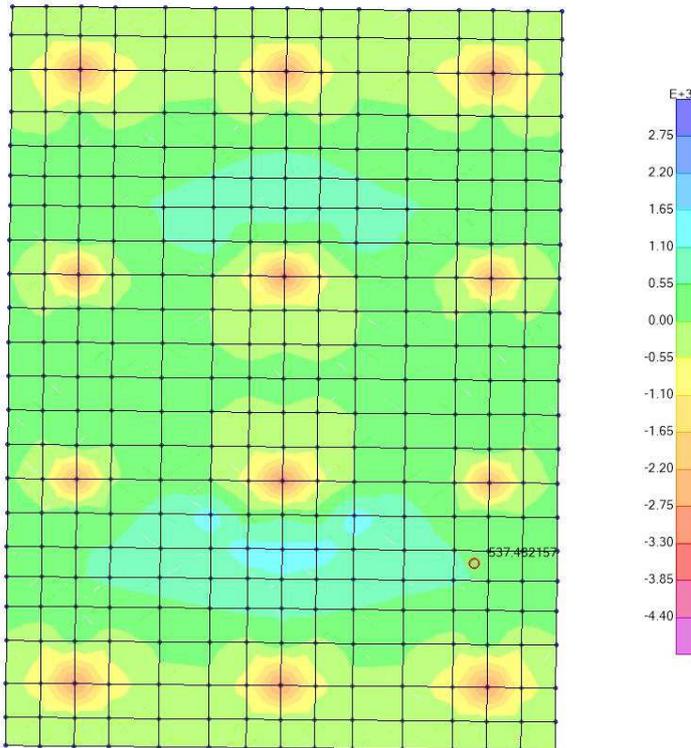
Resultant M11 Diagram (55_ENV_SLU+SLV - Min)



Resultant M12 Diagram (S5_ENV_SLU+SLV - Min)

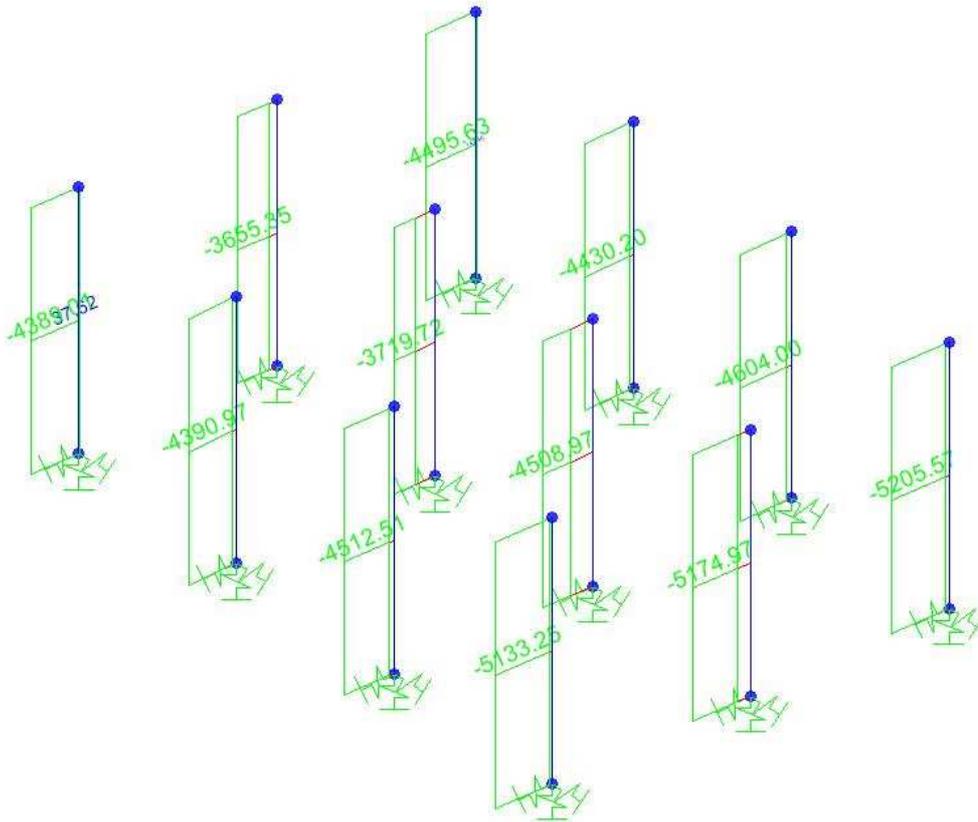


Resultant M22 Diagram (S5_ENV_SLU+SLV - Min)



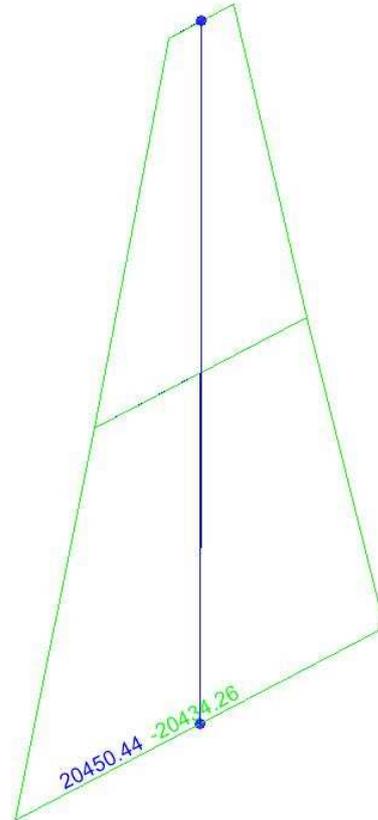
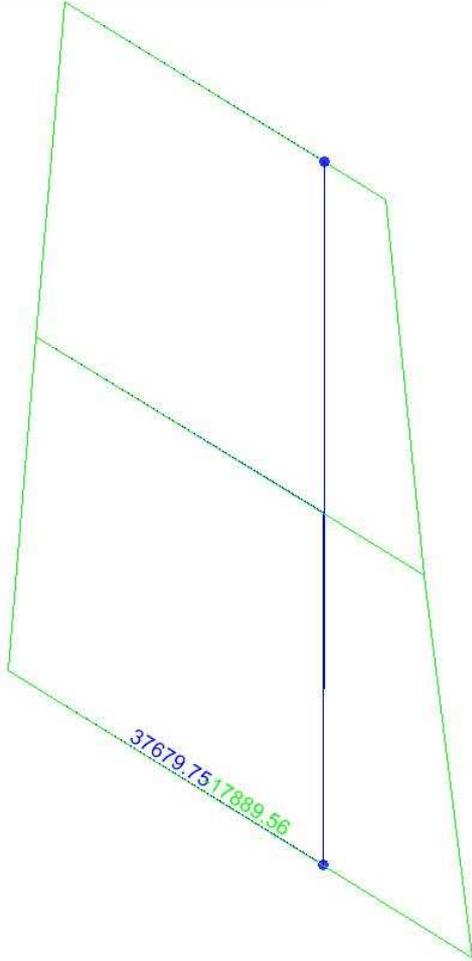
6.6.2 Pali

Axial Force Diagram (55_ENV_SLU+SLV)

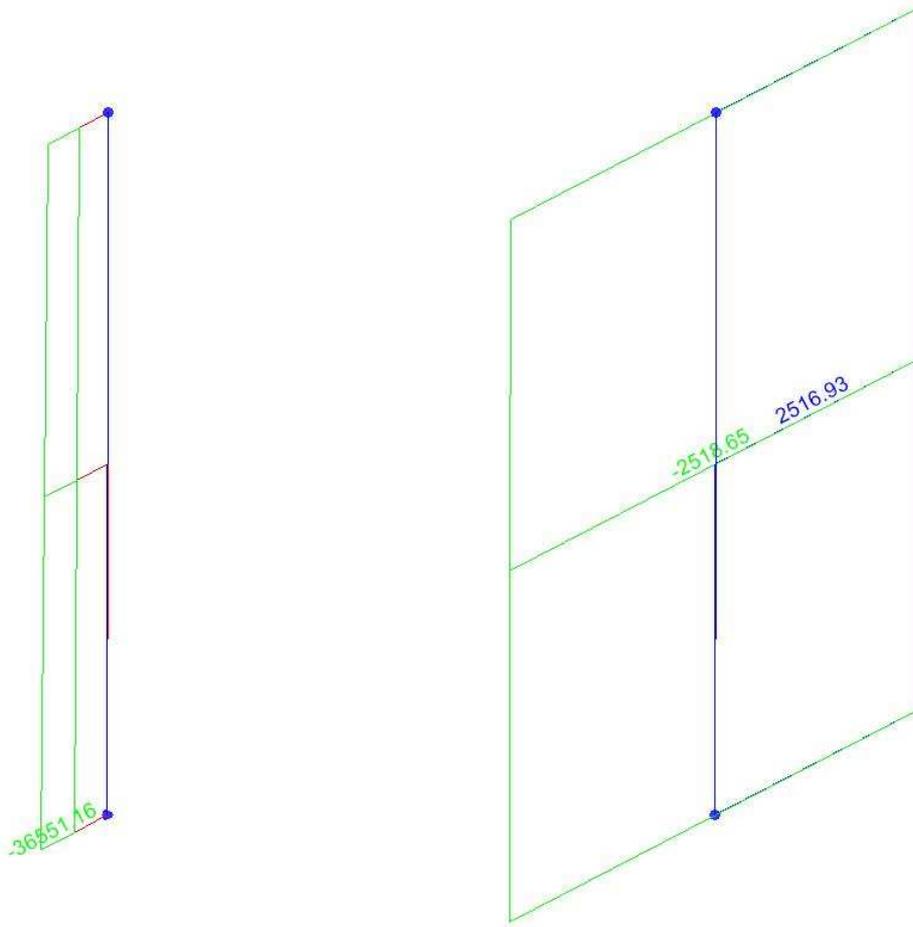


6.6.3 Fusto

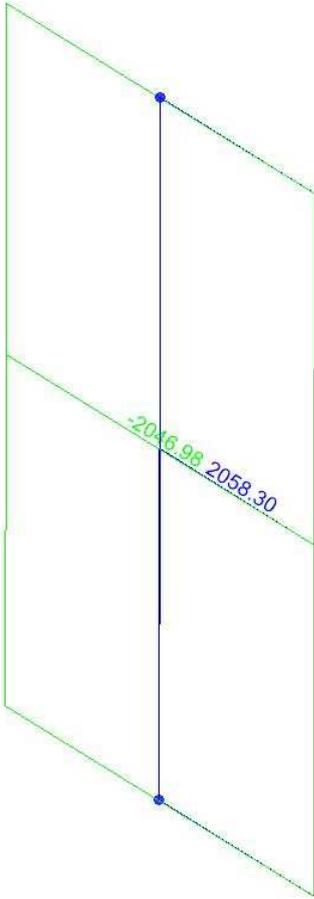
Moment 2-2 Diagram (55_ENV_SLU+SLV) Moment 3-3 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



Axial Force Diagram (55_ENV_SLU+SLV) Shear Force 2-2 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



Shear Force 3-3 Diagram (55_ENV_SLU+SLV)



7 VERIFICHE SPALLA

7.1 PLATEA

7.1.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.1.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

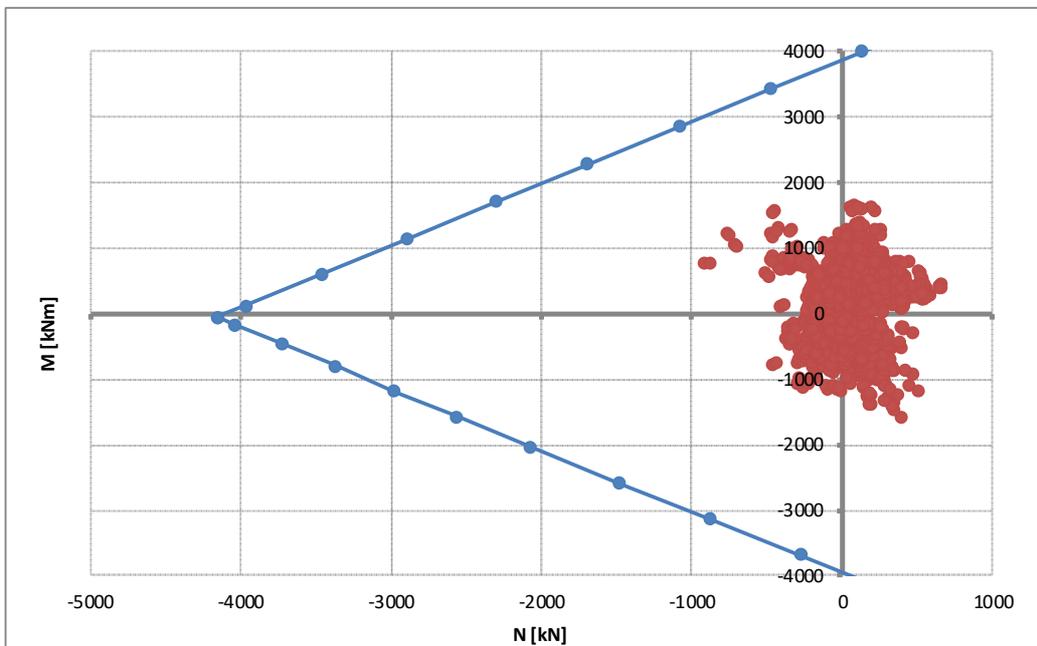
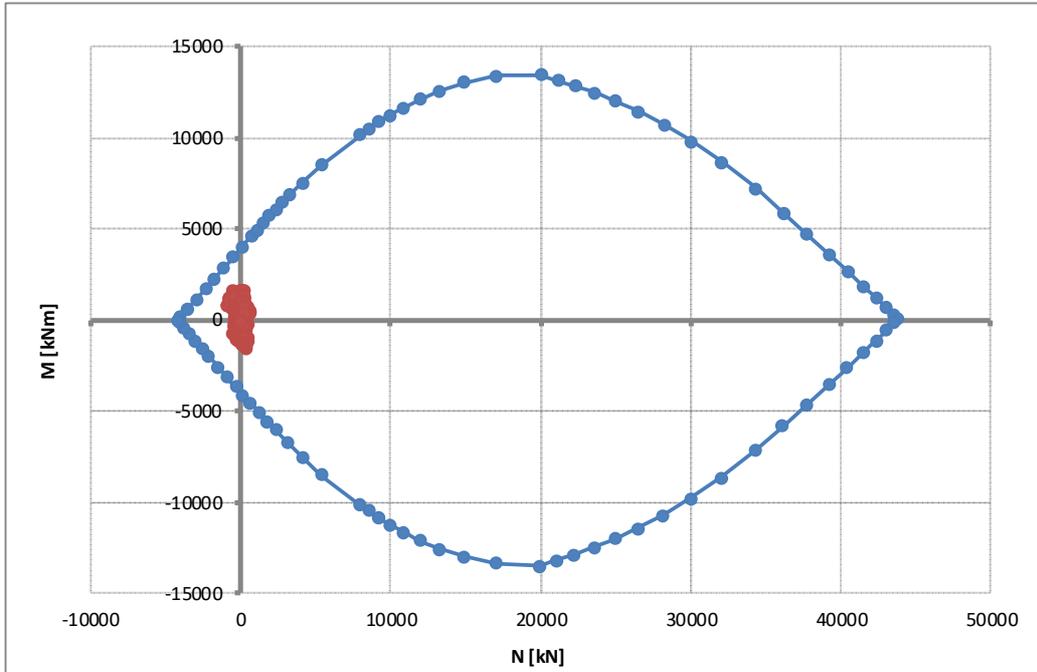
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Orizzontale (X)	-	1	1Ø26/20+	d = .1937mm
			2	1Ø26/20 1Ø26/10	d = 1885mm d = 63mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Verticale (Y)	-	1	1Ø26/20+	d = .1911mm
			2	1Ø26/20 1Ø26/10	d = 1859mm d = 89mm

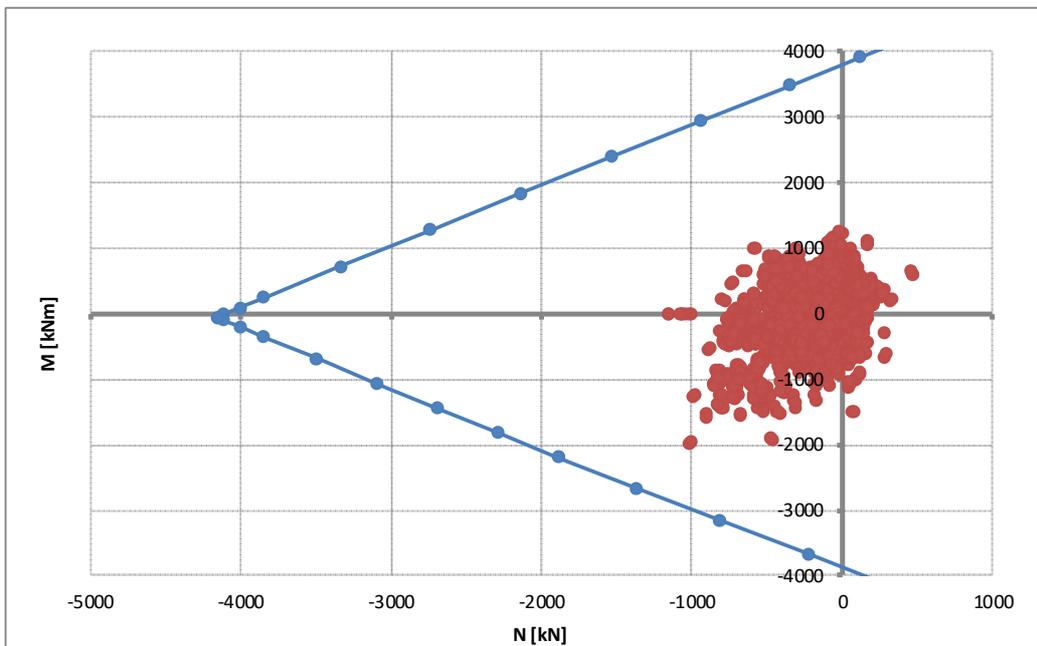
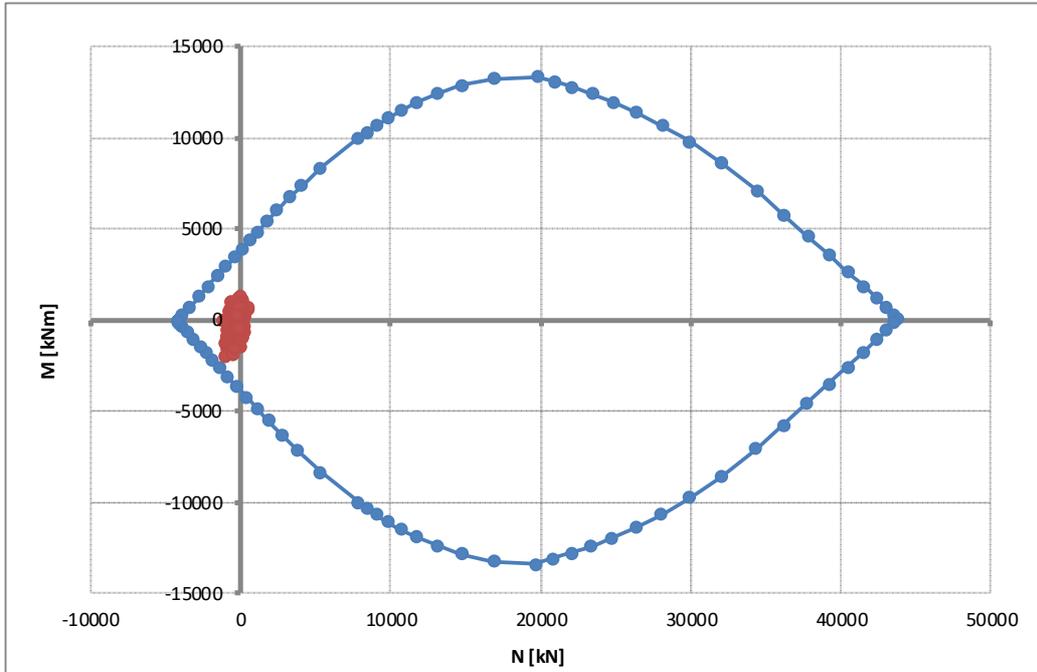
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.939	-882	3048
M=cost	3.593	-3288	769
N=cost	2.195	-455	3450



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.345	-1364	-2665
M=cost	2.085	-2114	-1981
N=cost	1.502	-1014	-2976



7.1.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-2.43	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-1.69	<	-15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	122	<	360	ok
SLE_RARA	Y	175	<	360	ok

Tabella 17. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	-226	738	-1.27		-15						96	96	96
X	7	872	-1.71		-22						90	90	90
X	67	1144	-2.28		-29						113	113	113
X	49	1121	-2.22		-29						112	112	112
X	84	968	-1.94		-25						93	93	93
X	67	946	-1.89		-24						93	93	93
X	76	1002	-2.00		-26						98	98	98
X	59	979	-1.95		-25						97	97	97
X	74	969	-1.94		-25						94	94	94
X	56	1223	-2.43		-31						122	122	122
X	39	1200	-2.37		-30						121	121	121
X	80	1010	-2.02		-26						98	98	98
X	47	1153	-2.29		-29						116	116	116
X	35	947	-1.87		-24						95	95	95
X	18	943	-1.86		-24						96	96	96
X	29	895	-1.77		-23						91	91	91
X	13	881	-1.73		-22						90	90	90
X	-226	738	-1.27		-15						96	96	96
X	90	993	-1.99		-26						96	96	96
X	66	998	-1.99		-26						98	98	98
X	94	1000	-2.01		-26						96	96	96
X	70	1005	-2.01		-26						98	98	98
X	74	988	-1.98		-26						96	96	96
Y	-618	-953	-1.35		156						-12	-12	156
Y	-525	-957	-1.49		148						-14	-14	148
Y	-653	-946	-1.29		159						-11	-11	159
Y	-566	-911	-1.33		147						-12	-12	147
Y	-591	-881	-1.22		147						-11	-11	147
Y	-572	-909	-1.32		148						-12	-12	148
Y	-598	-880	-1.21		147						-10	-10	147
Y	-568	-915	-1.34		148						-12	-12	148
Y	-593	-885	-1.23		147						-11	-11	147
Y	-585	-895	-1.26		147						-11	-11	147
Y	-641	-1107	-1.68		175						-16	-16	175
Y	-562	-914	-1.34		147						-12	-12	147
Y	-587	-885	-1.24		146						-11	-11	146
Y	-564	-919	-1.35		148						-12	-12	148
Y	-585	-889	-1.25		147						-11	-11	147
Y	-523	-1003	-1.59		153						-16	-16	153
Y	-618	-953	-1.35		156						-12	-12	156
Y	-653	-946	-1.29		159						-11	-11	159
Y	-525	-957	-1.49		148						-14	-14	148
Y	-523	-1003	-1.59		153						-16	-16	153
Y	-582	-902	-1.29		148						-11	-11	148
Y	-598	-884	-1.22		147						-11	-11	147
Y	-580	-903	-1.29		148						-12	-12	148
Y	-596	-885	-1.22		147						-11	-11	147
Y	-585	-898	-1.27		148						-11	-11	148
Y	-601	-880	-1.20		147						-10	-10	147
Y	-588	-894	-1.26		148						-11	-11	148
Y	-641	-1107	-1.68		175						-16	-16	175
Y	-585	-898	-1.27		148						-11	-11	148
Y	-602	-881	-1.21		147						-10	-10	147
Y	-581	-902	-1.29		148						-12	-12	148
Y	-598	-884	-1.22		147						-11	-11	147

Tabella 18. Tabelle di calcolo tensioni

7.1.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica inizialmente la condizione di formazione delle fessure

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	1.49	<	3.21	ok
SLE_RARA	Y	1.68	<	3.21	ok

Tabella 19. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando la massima trazione inferiore al limite di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	228	-860	0.96	-1.17	13						-17	-17
X	88	-685	0.81	-0.89	11						-13	-13
X	87	-655	0.77	-0.85	11						-12	-12
X	86	-698	0.83	-0.91	12						-13	-13
X	89	-665	0.78	-0.87	11						-12	-12
X	67	1144	-1.45	1.39	-20						19	19
X	49	1121	-1.41	1.37	-20						19	19
X	84	968	-1.24	1.16	-17						16	16
X	76	1002	-1.28	1.21	-18						17	17
X	59	979	-1.24	1.19	-17						17	17
X	74	969	-1.24	1.17	-17						16	16
X	56	1223	-1.54	1.49	-22						21	21
X	39	1200	-1.51	1.47	-21						21	21
X	80	1010	-1.29	1.22	-18						17	17
X	47	1153	-1.45	1.41	-20						20	20
X	70	-654	0.78	-0.84	11						-12	-12
X	159	-702	0.80	-0.94	11						-13	-13
X	161	-694	0.79	-0.94	11						-13	-13
X	175	-736	0.83	-0.99	12						-14	-14
X	228	-860	0.96	-1.17	13						-17	-17
X	166	-730	0.83	-0.98	12						-14	-14
X	177	-741	0.84	-1.00	12						-14	-14
X	91	-657	0.77	-0.86	11						-12	-12
X	92	-661	0.78	-0.86	11						-12	-12
X	90	993	-1.27	1.19	-18						17	17
X	66	998	-1.27	1.21	-18						17	17
X	94	1000	-1.28	1.20	-18						17	17
X	70	1005	-1.28	1.21	-18						17	17
X	74	988	-1.26	1.19	-18						17	17
Y	-618	-953	1.48	-0.91	21						-12	-12
Y	-525	-957	1.44	-0.95	20						-13	-13
Y	-653	-946	1.49	-0.88	21						-12	-12
Y	-566	-911	1.40	-0.88	20						-12	-12
Y	-572	-909	1.40	-0.87	20						-12	-12
Y	-568	-915	1.41	-0.88	20						-12	-12
Y	-641	-1107	1.68	-1.09	23						-14	-14
Y	-562	-914	1.40	-0.88	20						-12	-12
Y	-564	-919	1.41	-0.89	20						-12	-12
Y	-523	-1003	1.50	-1.01	21						-14	-14
Y	-379	-951	1.37	-1.02	19						-14	-14
Y	-618	-953	1.48	-0.91	21						-12	-12
Y	-653	-946	1.49	-0.88	21						-12	-12
Y	-525	-957	1.44	-0.95	20						-13	-13
Y	-523	-1003	1.50	-1.01	21						-14	-14
Y	-582	-902	1.40	-0.86	19						-11	-11
Y	-580	-903	1.40	-0.86	19						-11	-11
Y	-585	-898	1.39	-0.85	19						-11	-11
Y	-641	-1107	1.68	-1.09	23						-14	-14
Y	-585	-898	1.40	-0.85	19						-11	-11
Y	-581	-902	1.40	-0.86	19						-11	-11
Y	-379	-951	1.37	-1.01	19						-14	-14

Tabella 20. Tabelle di calcolo tensioni

7.1.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 14/40 \times 40$

L'azione sollecitante è valutata ad una distanza d dal filo delle pareti verticali.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Platea	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caract.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	1900	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	385	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1610	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	6240	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1610	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	1571	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.02	Coefficiente di sicurezza

7.2 MURO FRONTALE

7.2.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.2.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

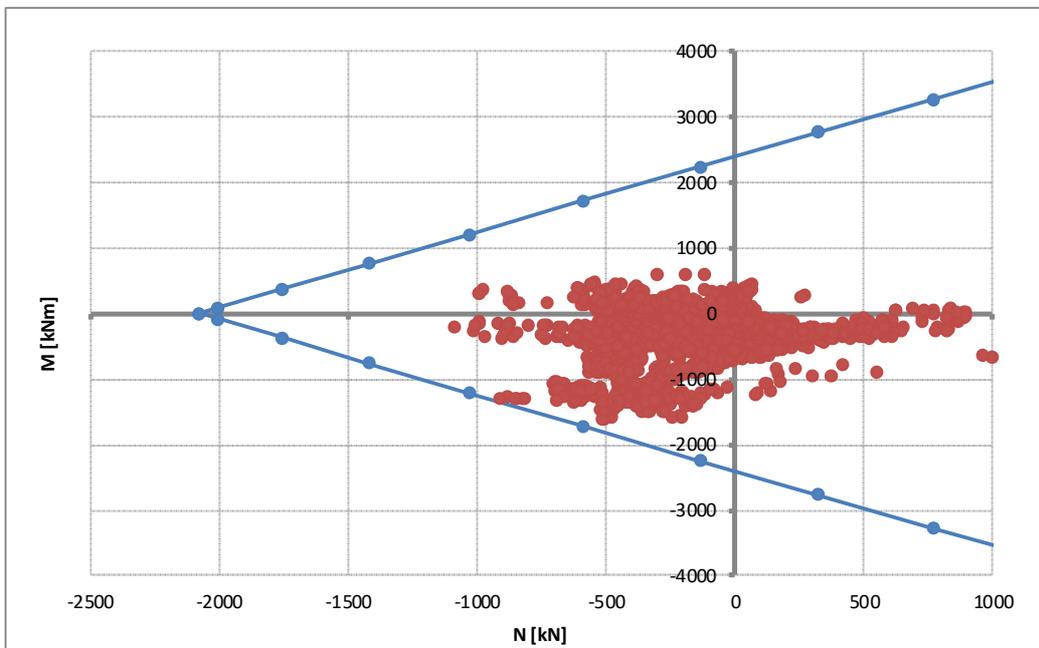
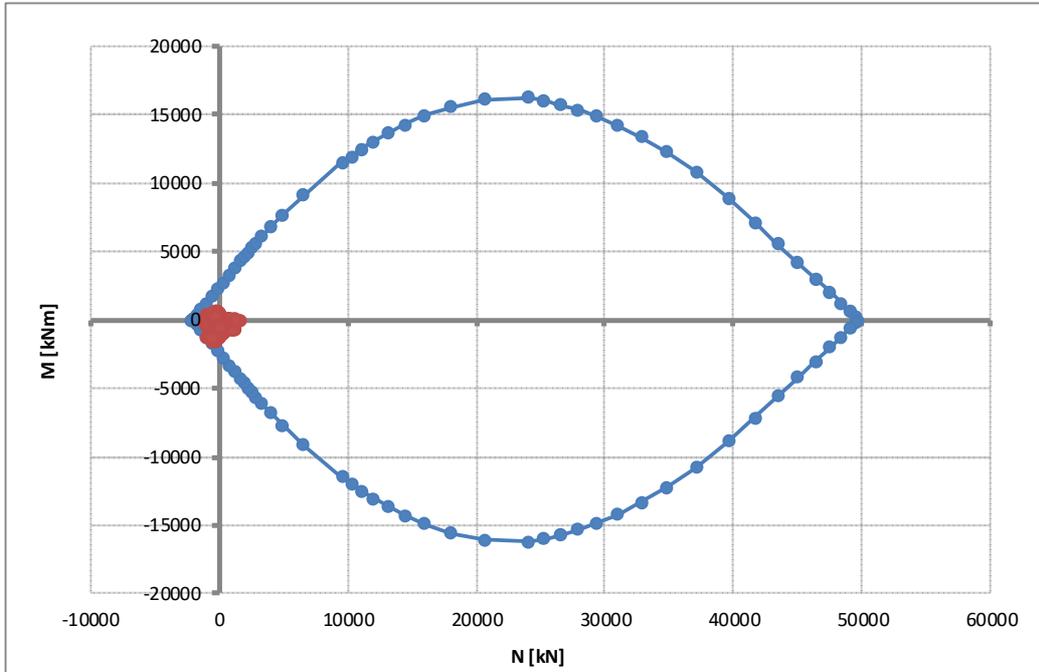
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Muro frontale	Orizzontale (X)	-	1	1Ø26/10	d = .2337mm
			2	1Ø26/10	d = 63mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Muro frontale	Verticale (Y)	-	1	1Ø26/10	d = .2311mm
			2	1Ø26/10	d = 89mm

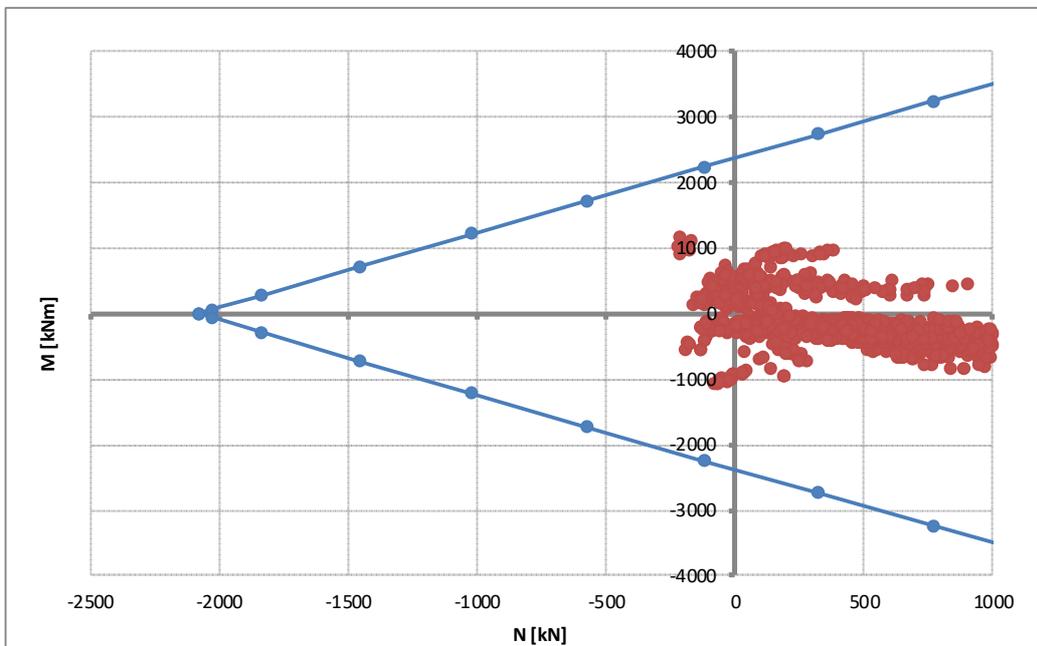
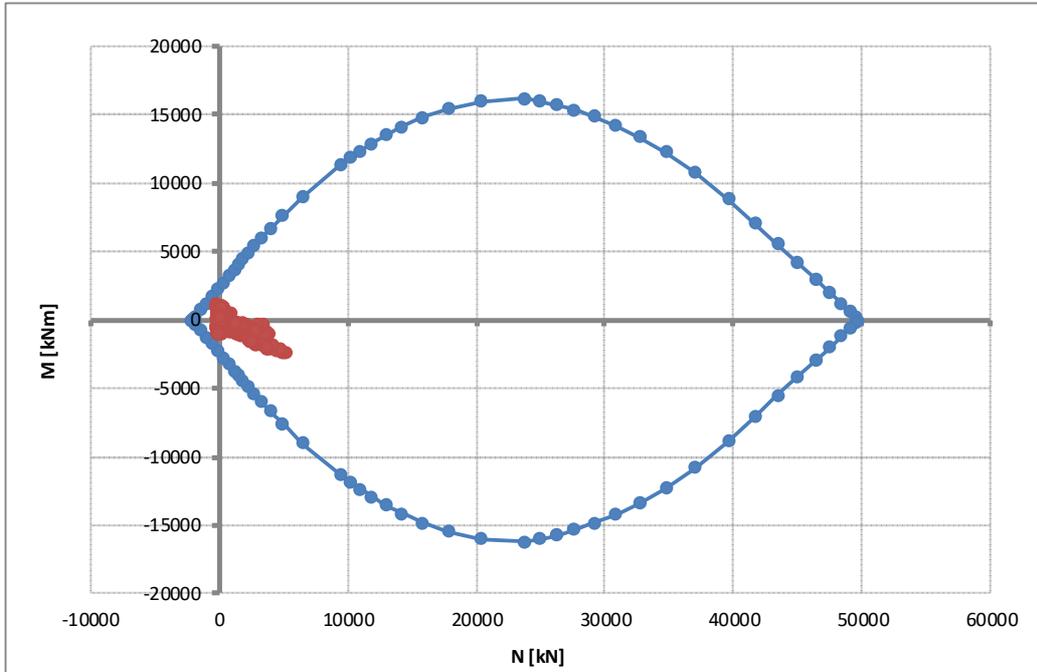
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.026	-936	-1318
M=cost	1.058	-965	-1284
N=cost	1.047	-912	-1345



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.671	-357	1971
M=cost	4.927	-1052	1180
N=cost	1.809	-214	2134



7.2.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-1.61	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-3.07	<	-15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	139	<	360	ok
SLE_RARA	Y	90	<	360	ok

Tabella 21. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	-444	-936	-1.00		120							-11	120
X	-471	-858	-0.83		116							-9	116
X	-491	-902	-0.88		121							-10	121
X	-497	-833	-0.75		116							-8	116
X	-314	-1046	-1.32		117							-16	117
X	-475	-906	-0.91		120							-10	120
X	-500	-953	-0.96		126							-11	126
X	-482	-933	-0.95		123							-10	123
X	-641	-931	-0.68		137							-6	137
X	-666	-925	-0.62		139							-5	139
X	-475	-914	-0.92		121							-10	121
X	-624	-924	-0.70		135							-7	135
X	-443	-936	-1.00		119							-11	119
X	-493	-898	-0.87		121							-9	121
X	-311	-1054	-1.33		118							-16	118
X	-376	-1063	-1.28		124							-15	124
X	-369	-1171	-1.46		133							-18	133
X	-378	-1096	-1.33		127							-16	127
X	-363	-973	-1.15		115							-14	115
X	-373	-962	-1.13		115							-13	115
X	-365	-1056	-1.28		123							-15	123
X	-375	-973	-1.14		116							-14	116
X	-364	-1003	-1.20		118							-14	118
X	-375	-965	-1.13		116							-13	116
Y	-29	538	-0.80		-10							49	49
Y	-157	872	-1.23		-14							90	90
Y	-163	747	-1.03		-12							79	79
Y	-31	571	-0.85		-10							52	52
Y	-133	697	-0.98		-11							72	72
Y	95	651	-1.02		-13							49	49
Y	-8	-691	-1.04		61							-13	61
Y	-4	-675	-1.02		59							-12	59
Y	-3	-688	-1.04		60							-13	60
Y	-53	-769	-1.14		71							-14	71
Y	28	-635	-0.97		53							-12	53
Y	32	-619	-0.95		51							-12	51
Y	-7	-693	-1.05		61							-13	61
Y	24	-635	-0.97		53							-12	53
Y	145	-702	-1.12		49							-14	49
Y	-13	-731	-1.10		65							-13	65
Y	-10	-720	-1.09		63							-13	63
Y	-9	-719	-1.09		63							-13	63
Y	-55	-769	-1.14		72							-14	72
Y	-23	-741	-1.11		66							-13	66
Y	-20	-729	-1.10		65							-13	65
Y	-13	-732	-1.10		65							-13	65
Y	-17	-727	-1.09		65							-13	65
Y	131	698	-1.11		-14							50	50
Y	95	649	-1.02		-13							48	48
Y	114	665	-1.05		-13							48	48
Y	95	649	-1.02		-13							48	48
Y	139	712	-1.13		-14							50	50
Y	102	663	-1.04		-13							49	49
Y	138	706	-1.12		-14							50	50
Y	107	667	-1.05		-13							49	49

Tabella 22. Tabelle di calcolo tensioni

7.2.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica inizialmente la condizione di formazione delle fessure

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
SLE_RARA	X	1.18	<	3.21
SLE_RARA	Y	0.84	<	3.21

ok
ok

Tabella 23. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando la massima trazione inferiore al limite di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

7.2.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 10/20 \times 40$

L'azione sollecitante è valutata ad una distanza d dal filo delle pareti verticali.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Muro frontale	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caract.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	2300	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	35	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1135	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	10292	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1135	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	747	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.52	Coefficiente di sicurezza

7.3 PARAGHIAIA

7.3.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “metodo del momento normale” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.3.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

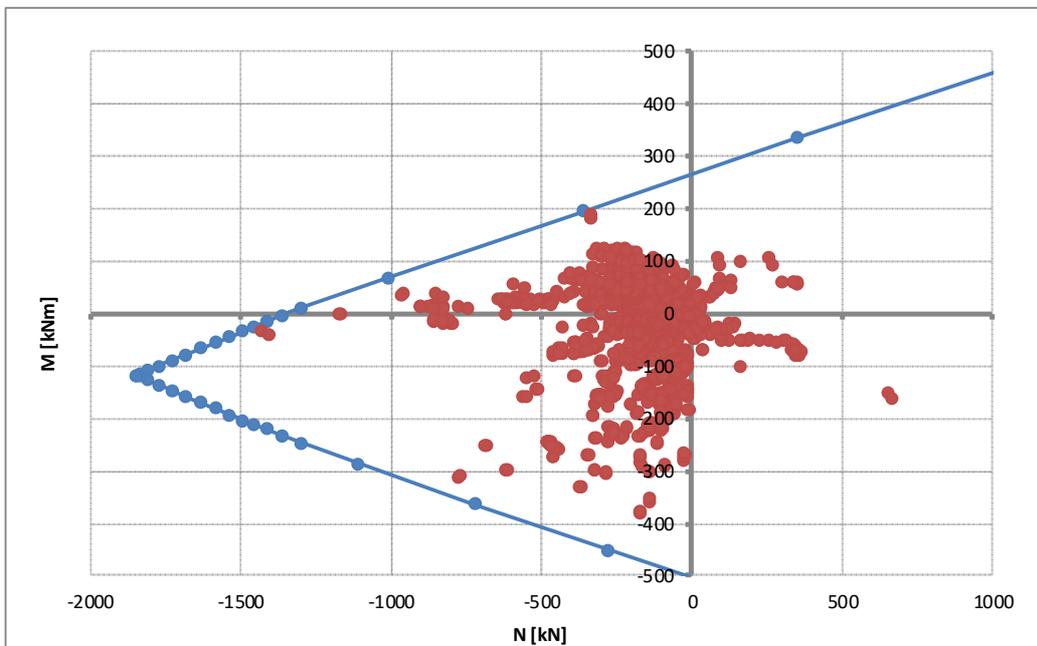
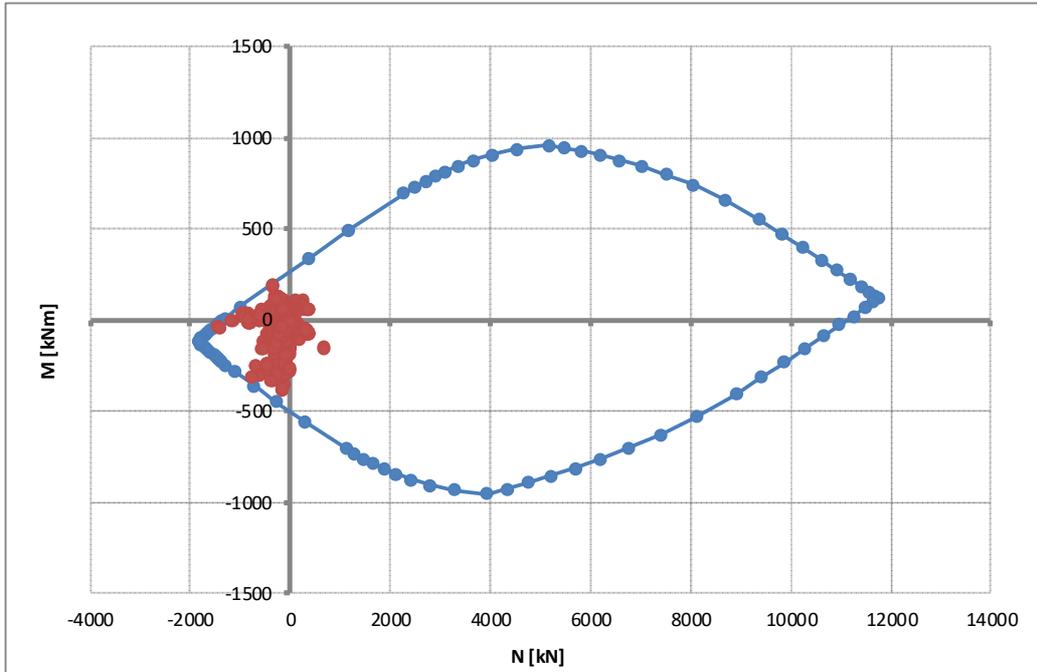
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Paraghiaia	Orizzontale (X)	-	1	1Ø20/20	d = 440mm
			2	1Ø20/10	d = 60mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile	
Paraghiaia	Verticale (Y)	-	1	1Ø16/20	d = 420mm	
				+		
				1Ø20/20		
			2	1Ø16/20	d = 80mm	
			+			
				1Ø20/20		

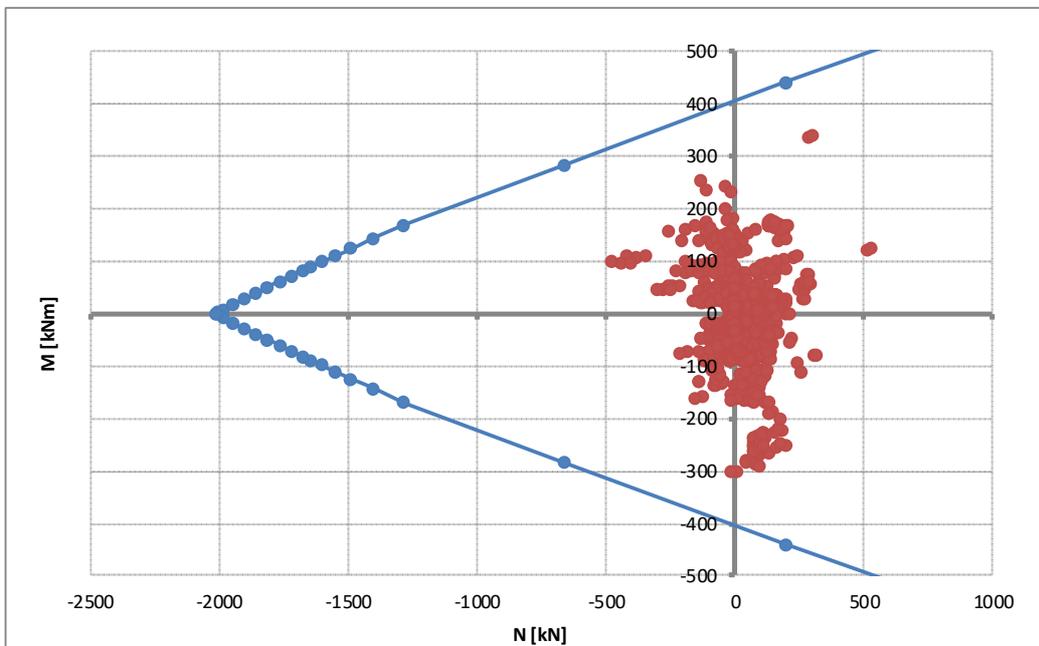
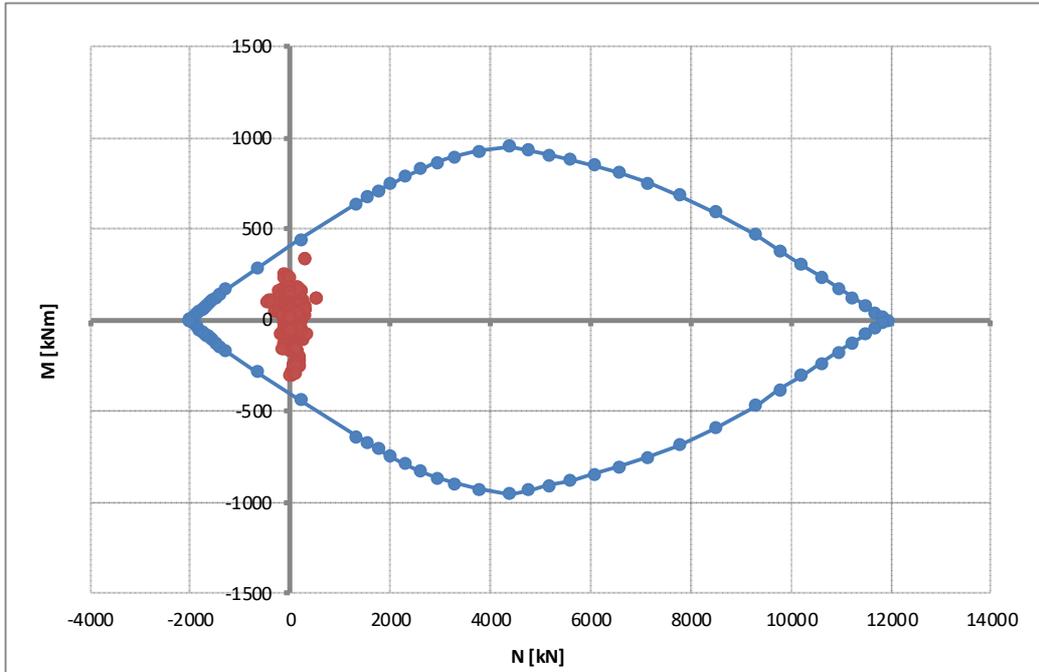
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.042	-1493	-33
M=cost	1.038	-1487	-32
N=cost	1.065	-340	200



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.327	-24	-400
M=cost	3.366	-1606	98
N=cost	1.330	-18	-402



7.3.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-3.57	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-4.58	<	-15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	199	<	360	ok
SLE_RARA	Y	146	<	360	ok

Tabella 25. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup\ base}$	$\sigma_{a,sup\ int.1}$	$\sigma_{a,sup\ int.2}$	$\sigma_{a,sup\ int.3}$	$\sigma_{a,inf\ int.3}$	$\sigma_{a,inf\ int.2}$	$\sigma_{a,inf\ int.1}$	$\sigma_{a,inf\ base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	-171	48	-1.34		1							133	133
X	-174	56	-1.64		-1							146	146
X	-189	51	-1.39		1							142	142
X	-178	74	-2.27		-5							176	176
X	-183	56	-1.60		0							148	148
X	-211	49	-1.26		4							147	147
X	-175	89	-2.81		-9							199	199
X	-175	67	-2.02		-4							164	164
X	-442	19			54							173	173
X	-426	14			56							160	160
X	-422	17			53							162	162
X	-451	16			59							170	170
X	-456	21			55							180	180
X	-441	16			57							167	167
X	-442	20			53							175	175
X	-438	16			56							167	167
X	-172	48	-1.34		1							133	133
X	-174	56	-1.64		-1							146	146
X	-203	-130	-3.30		138							-24	138
X	-190	51	-1.39		1							143	143
X	-179	74	-2.27		-5							176	176
X	-238	-142	-3.57		153							-25	153
X	-212	49	-1.26		4							147	147
X	-176	89	-2.81		-9							199	199
Y	-121	69	-2.09		-7	-7					96	96	96
Y	-170	59	-1.66		-2	-2					96	96	96
Y	-121	64	-1.95		-6	-6					92	92	92
Y	-304	80	-2.09		2	2					146	146	146
Y	-353	70	-1.56		9	9					146	146	146
Y	-114	71	-2.18		-8	-8					97	97	97
Y	-300	70	-1.71		5	5					134	134	134
Y	-190	39	-0.90		4	4					80	80	80
Y	-222	33	-0.50		9	9					80	80	80
Y	-188	34	-0.68		6	6					74	74	74
Y	104	-122	-4.08		108	108					-29	-29	108
Y	114	-137	-4.58		122	122					-32	-32	122
Y	-13	103	-3.37		-20	-20					111	111	111
Y	3	88	-2.90		-18	-18					92	92	92
Y	-4	94	-3.09		-18	-18					100	100	100
Y	-17	92	-3.02		-18	-18					101	101	101
Y	-16	108	-3.54		-21	-21					117	117	117
Y	0	93	-3.06		-18	-18					98	98	98
Y	-15	105	-3.45		-20	-20					114	114	114
Y	-2	94	-3.10		-19	-19					100	100	100
Y	84	-83	-2.79		71	71					-20	-20	71
Y	118	-121	-4.06		105	105					-29	-29	105

Tabella 26. Tabelle di calcolo tensioni

7.3.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica inizialmente la condizione di formazione delle fessure

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	3.04	<	3.21	ok
SLE_RARA	Y	2.51	<	3.21	ok

Tabella 27. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando la massima trazione inferiore al limite di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

7.3.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 10/20 \times 20$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Paraghiata	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caract.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	430	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	743	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1412	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	743	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	230	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	3.23	Coefficiente di sicurezza

7.4 MURO ANDATORE (SP.120CM)

7.4.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “metodo del momento normale” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.4.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

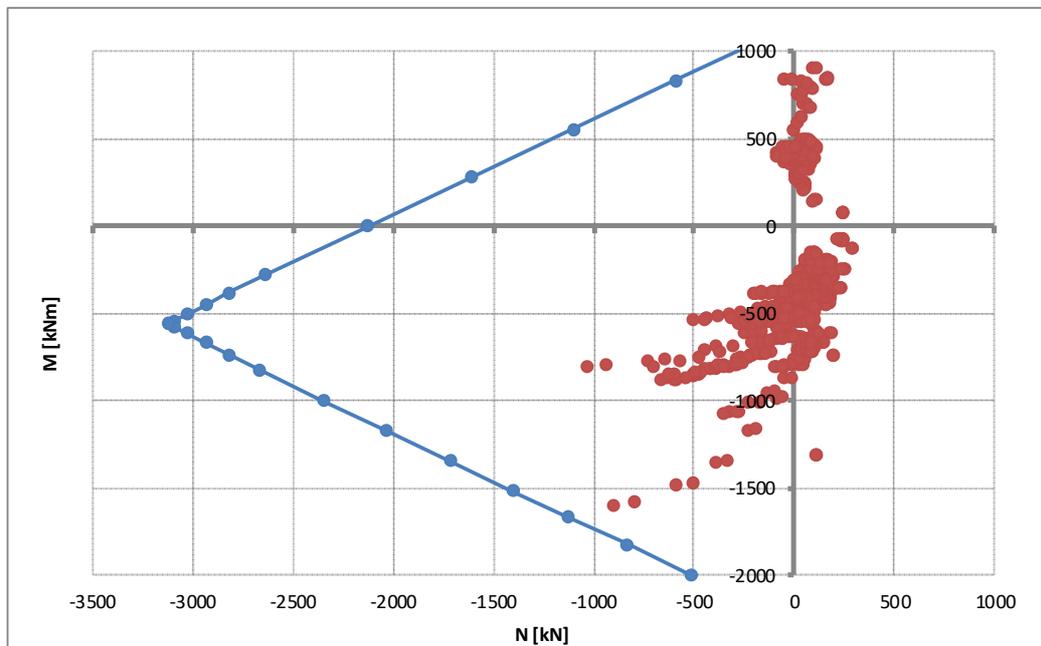
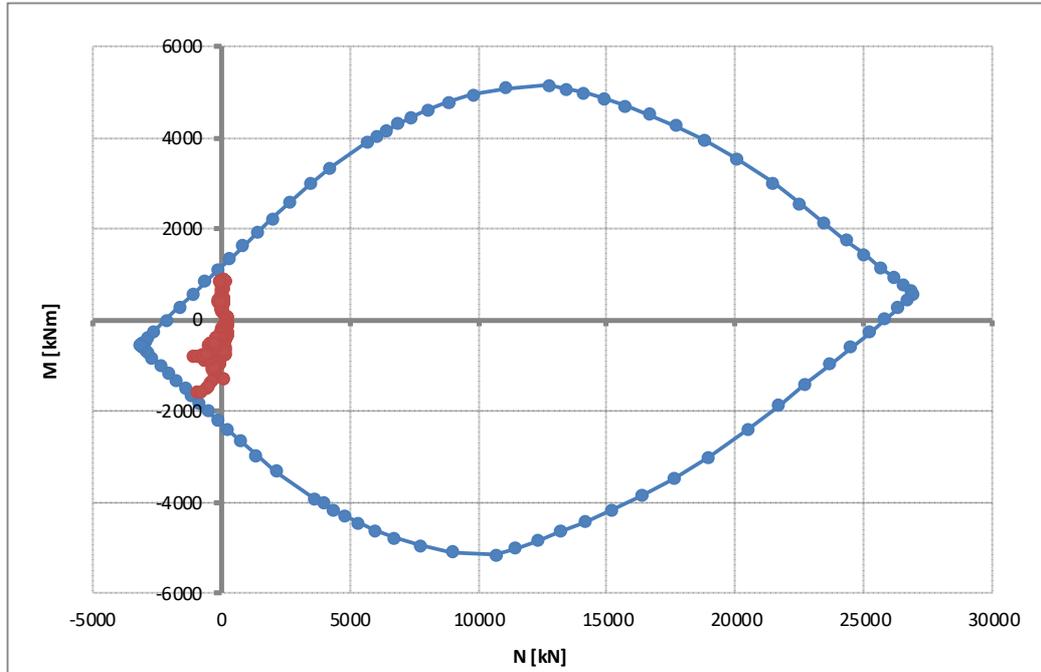
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Andatore sp.120	Orizzontale (X)	-	1	1Ø26/10	d = 63mm
			2	1Ø26/20	d = 1137mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Andatore sp.120	Verticale (Y)	-	1	1Ø26/10	d = 89mm
			2	1Ø26/10	d = 138mm
			3	1Ø26/20	d = 1111mm

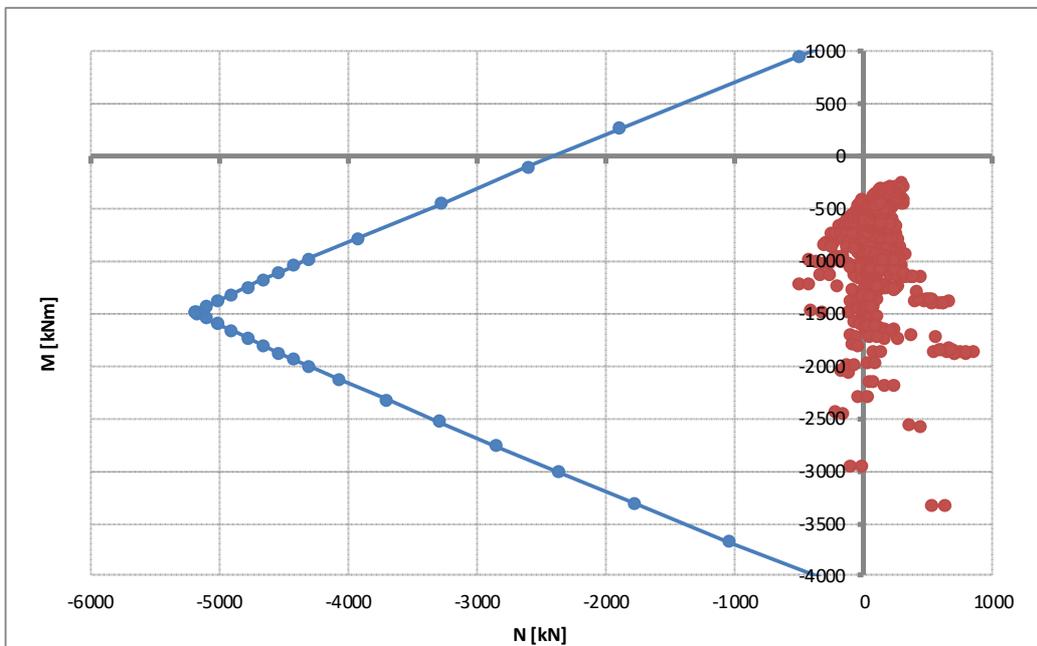
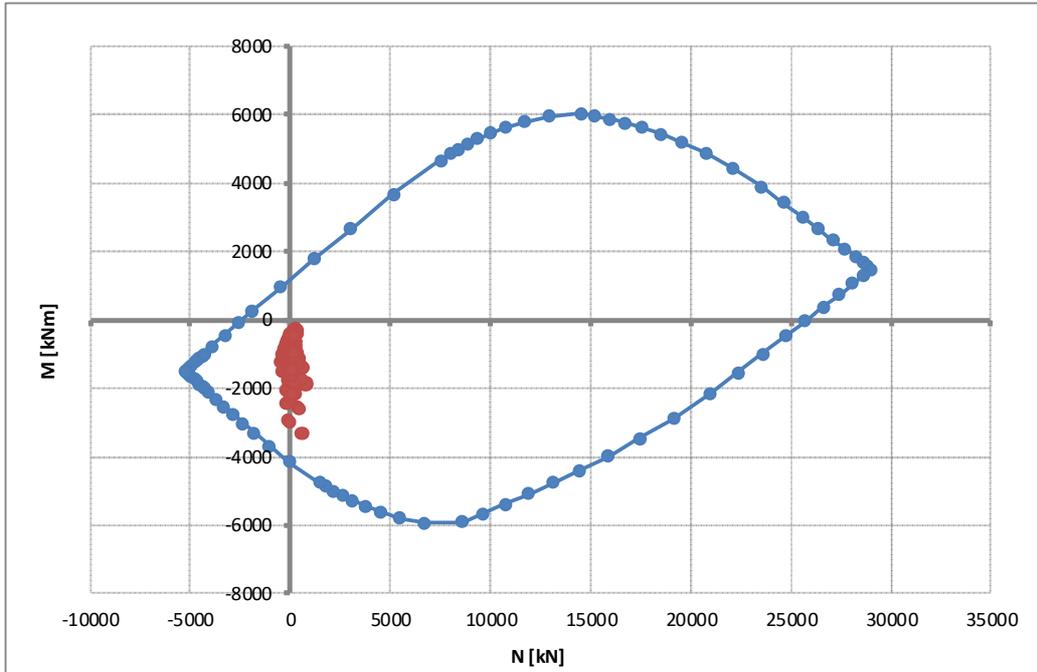
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.093	-980	-1742
M=cost	1.397	-1253	-1594
N=cost	1.121	-897	-1787



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.339	699	-4448
M=cost	9.372	-4715	-1210
N=cost	1.318	522	-4377



7.4.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-2.74	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-6.24	>	-1.44	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	163	<	360	ok
SLE_RARA	Y	119	<	360	ok

Tabella 29. Verifica massime tensioni in esercizio

7.4.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica la condizione di apertura delle fessure

Comb.	Zona	w_{sup}		w_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.177	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.149	<	0.200	ok

Comb.	Zona	w_{inf}		σ_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.166	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.000	<	0.200	ok

Tabella 31. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando le massime aperture di fessura inferiori ai limiti di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Zona	N	M	ARMATURA SUPERIORE										ARMATURA INFERIORE									
			σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk	σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk		
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]		
X	-2	334	118	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		118	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.153		
X	-61	309	120	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		120	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.156		
X	-162	-529	110	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.099	-28	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-147	-532	109	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.099	-29	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-241	-583	127	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.122	-30	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-171	-531	111	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.100	-28	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	9	355	124	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		124	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.161		
X	-64	322	125	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		125	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.162		
X	-44	300	114	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		114	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.148		
X	-278	-574	128	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.124	-29	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-198	-565	120	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.111	-30	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-251	-575	126	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.121	-29	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-334	-627	143	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.146	-31	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-256	-566	125	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.119	-29	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-176	-556	116	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.106	-30	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-293	-576	130	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.127	-28	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-197	-561	119	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.110	-30	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	69	359	114	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		114	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.148		
X	40	347	116	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		116	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.150		
X	48	351	115	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		115	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.149		
X	36	380	128	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		128	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.166		
X	41	343	114	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		114	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.147		
X	36	347	116	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		116	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.151		
X	-27	321	118	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		118	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.153		
X	11	327	113	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		113	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.147		
X	-12	324	117	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		117	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.151		
X	-36	340	127	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		127	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.164		
X	-26	319	117	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		117	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.152		
X	-34	320	119	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		119	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.154		
X	4	324	114	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301		114	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432	0.147		
X	-439	-613	150	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.156	-27	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-334	-606	139	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.140	-29	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-401	-616	147	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.152	-28	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-475	-672	163	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.177	-30	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-435	-604	147	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.153	-27	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-331	-596	137	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.137	-29	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-460	-616	152	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.160	-27	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
X	-352	-601	140	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	301	0.141	-28	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	432			
Y	122	-1192	118	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.146	-63	252	2.521E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	678			
Y	181	-1192	115	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.142	-63	249	2.494E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	674			
Y	147	-1186	116	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.143	-63	251	2.510E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	676			
Y	100	-1120	111	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.135	-59	253	2.528E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	679			
Y	108	-1203	119	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.149	-63	253	2.528E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	679			
Y	167	-1203	117	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.145	-64	250	2.502E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	675			
Y	110	-1191	118	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.147	-62	253	2.526E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	679			
Y	159	-1199	117	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.145	-63	250	2.505E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	675			
Y	553	-1343	116	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.143	-76	235	2.353E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	650			
Y	629	-1336	112	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.137	-77	232	2.320E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	645			
Y	593	-1336	114	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.139	-76	233	2.335E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	647			
Y	515	-1355	119	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.148	-76	237	2.370E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	653			
Y	591	-1347	115	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.141	-77	234	2.338E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	648			
Y	539	-1344	117	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.144	-76	236	2.359E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	651			
Y	587	-1345	115	223	2.23E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	351	0.141	-77	234	2.339E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	648			

Tabella 32. Tabelle di calcolo tensioni

7.4.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 10/20 \times 20$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Andatore sp.120	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	1130	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	35	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1115	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	5057	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1115	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	877	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.27	Coefficiente di sicurezza

7.5 MURO ANDATORE (SP.75CM)

7.5.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, l’effetto bidimensionale è tenuto in conto considerando il taglio sollecitante principale, calcolato secondo la formula

$$V_{Ed0} = (V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2)^{0.5}$$

7.5.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

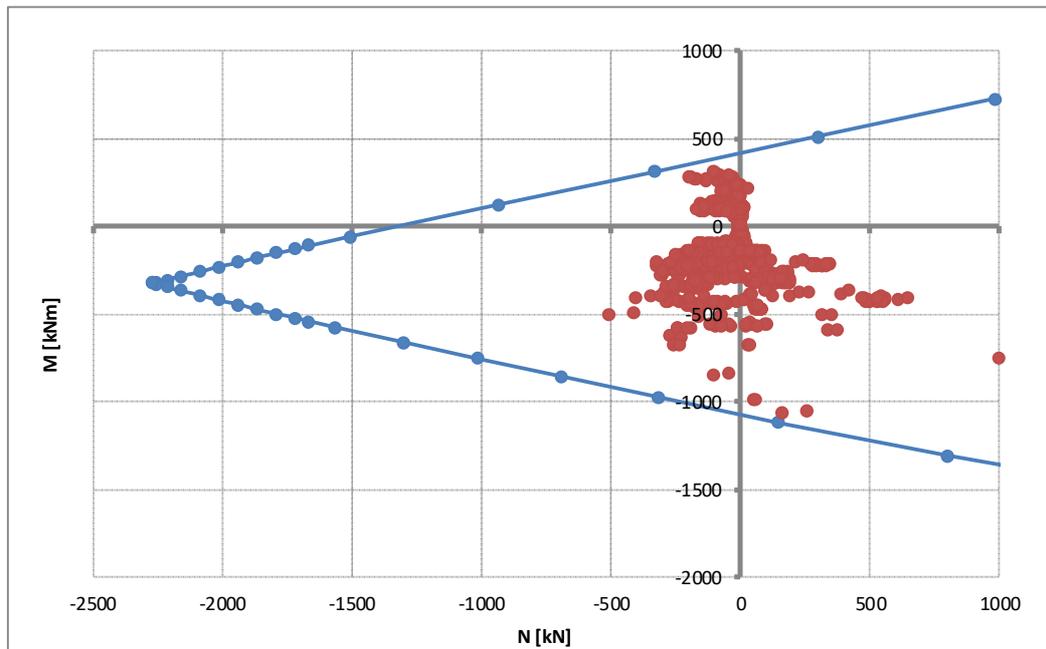
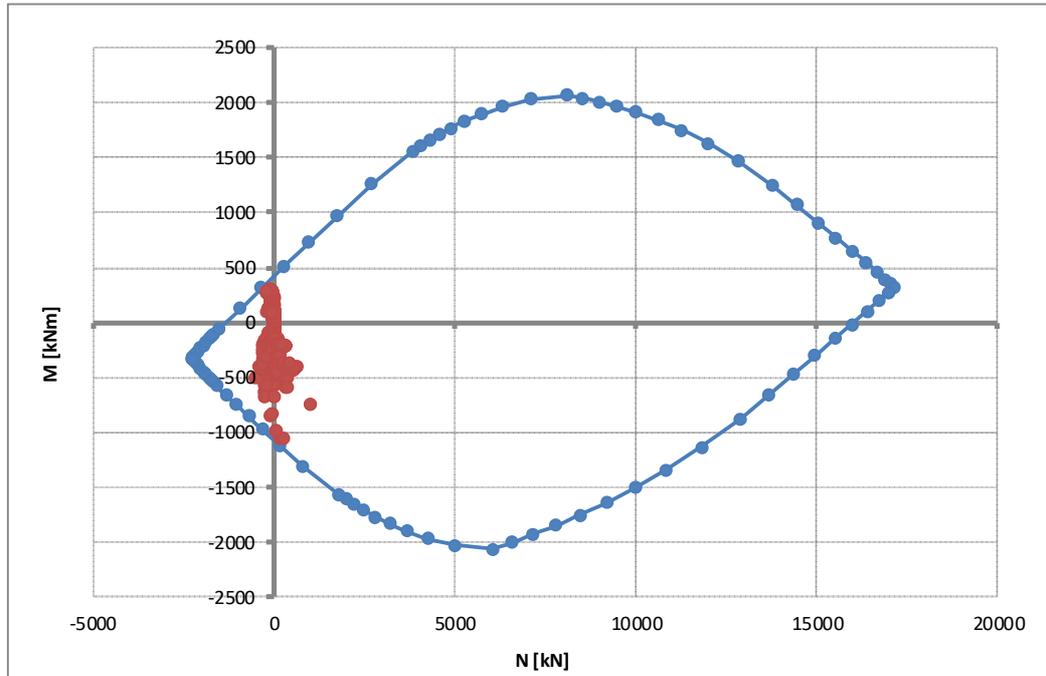
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Andatore sp.75	Orizzontale (X)	-	1	1Ø20/20	d = 63mm
			2	1Ø26/20	d = 687mm
			3	1Ø20/20	d = 687mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Andatore sp.75	Verticale (Y)	-	1	1Ø20/20	d = 89mm
			2	1Ø26/20	d = 89mm
			3	1Ø20/20	d = 661mm

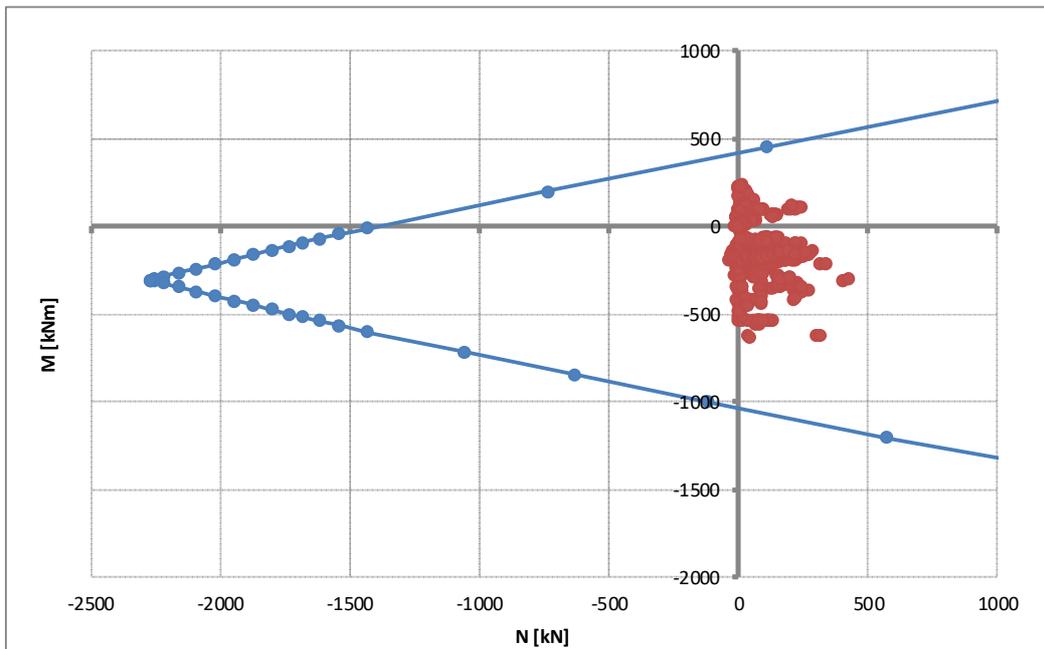
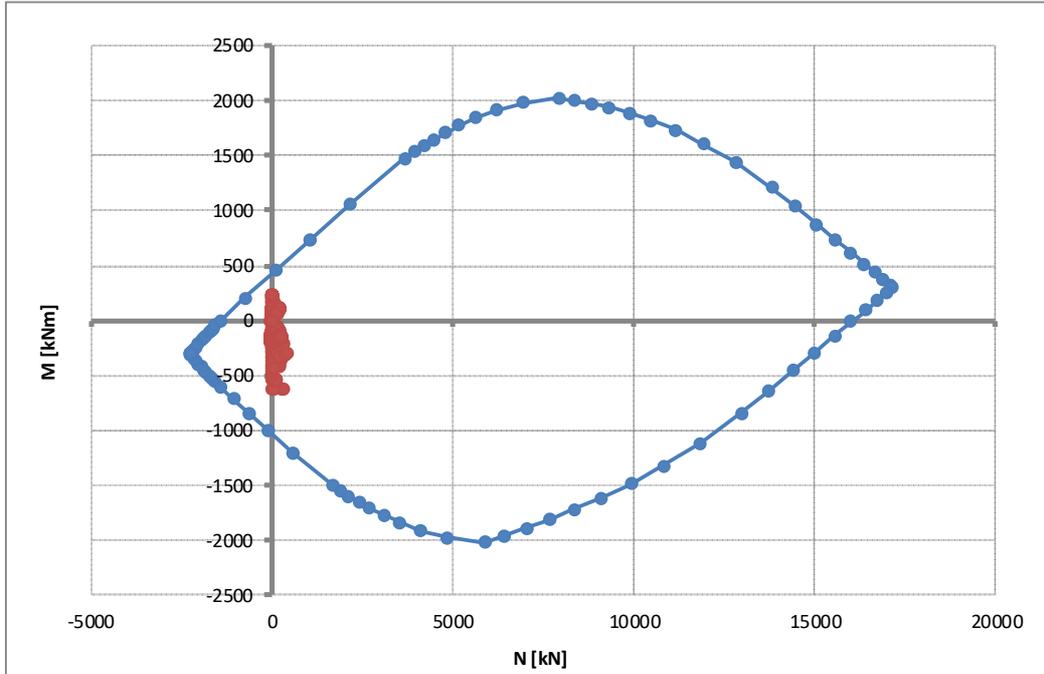
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.057	168	-1120
M=cost	2.168	-434	283
N=cost	1.054	159	-1118



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.680	57	-1050
M=cost	35.304	14976	-299
N=cost	1.670	34	-1043



7.5.3 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-5.38	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-5.28	>	-1.44	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	162	<	360	ok
SLE_RARA	Y	145	<	360	ok

Tabella 33. Verifica massime tensioni in esercizio

7.5.4 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Si verifica la condizione di apertura delle fessure

Comb.	Zona	w_{sup}		w_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.170	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.182	<	0.200	ok

Comb.	Zona	w_{inf}		σ_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.198	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.173	<	0.200	ok

Tabella 35. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando le massime aperture di fessura inferiori ai limiti di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Zona	N	M	ARMATURA SUPERIORE										ARMATURA INFERIORE									
			σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk	σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk		
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]		
X	-73	102	125	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		125	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.191		
X	-72	104	127	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		127	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.194		
X	-69	104	126	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		126	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.192		
X	-110	-313	133	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.13	-39	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-78	-313	129	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.12	-40	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-52	-328	132	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.13	-43	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-136	-311	135	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.13	-38	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-62	-306	125	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.12	-40	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-125	-314	135	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.13	-39	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-70	-308	126	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.12	-40	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-45	-401	159	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.17	-53	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	71	-396	145	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.14	-56	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	5	-402	154	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.16	-55	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	43	-424	159	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.16	-59	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-84	-398	162	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.17	-52	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	33	-393	148	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.15	-54	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-67	-402	162	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.17	-53	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	20	-395	150	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.15	-54	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
X	-64	103	124	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		124	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.189		
X	-66	106	126	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		126	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.194		
X	-63	104	124	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		124	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.190		
X	-78	104	128	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		128	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.197		
X	-64	103	123	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		123	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.189		
X	-76	106	129	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		129	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.198		
X	-114	91	127	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		127	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.195		
X	-109	90	125	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318		125	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511	0.191		
X	64	-342	125	158	1.58E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	318	0.12	-48	158	1.575E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	511			
Y	13	79	79	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		79	203	2.026E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	697	0.166		
Y	12	80	81	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		81	203	2.028E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	697	0.168		
Y	13	79	79	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		79	203	2.025E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	697	0.166		
Y	13	79	79	203	2.03E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		79	203	2.025E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	697	0.165		
Y	25	83	80	201	2.01E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	447		80	201	2.009E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	693	0.165		
Y	24	86	83	201	2.01E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		83	201	2.011E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	694	0.172		
Y	24	83	80	201	2.01E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		80	201	2.010E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	693	0.166		
Y	25	83	80	201	2.01E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		80	201	2.010E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	693	0.166		
Y	20	81	79	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		79	202	2.016E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	695	0.165		
Y	19	83	81	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		81	202	2.018E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	695	0.168		
Y	19	82	80	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		80	202	2.017E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	695	0.167		
Y	17	84	83	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	449		83	202	2.021E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	696	0.173		
Y	20	83	81	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		81	202	2.016E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	695	0.168		
Y	20	82	80	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		80	202	2.017E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	695	0.168		
Y	32	87	81	200	2.00E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	447		81	200	2.000E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	691	0.168		
Y	21	83	81	202	2.02E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	448		81	202	2.016E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	695	0.169		
Y	132	-230	79	165	1.65E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.10	-32	165	1.655E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	617			
Y	139	-230	78	165	1.65E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.10	-32	165	1.649E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	615			
Y	122	-233	81	166	1.66E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	415	0.10	-32	166	1.664E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	618			
Y	149	-233	78	164	1.64E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	413	0.10	-33	164	1.642E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	614			
Y	130	-231	80	166	1.66E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	414	0.10	-32	166	1.657E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	617			
Y	94	-378	143	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	420	0.18	-49	172	1.715E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	630			
Y	100	-378	142	171	1.71E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	420	0.18	-49	171	1.712E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	629			
Y	98	-378	142	171	1.71E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	420	0.18	-49	171	1.713E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	629			
Y	110	-370	137	171	1.71E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	419	0.17	-48	171	1.706E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	628			
Y	80	-379	145	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	420	0.18	-49	172	1.722E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	631			
Y	86	-380	144	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	420	0.18	-49	172	1.719E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	630			
Y	92	-378	143	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	420	0.18	-49	172	1.716E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	630			
Y	88	-379	144	172	1.72E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	420	0.18	-49	172	1.718E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	630			

Tabella 36. Tabelle di calcolo tensioni

7.5.5 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”, considerando la seguente armatura.

- Spille $\phi 10/20 \times 40$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Andatore sp.75	
Direzione	[-]	XY	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	680	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	30	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	407	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	2804	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	407	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	378	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.08	Coefficiente di sicurezza

7.6 BAGGIOLI E RITEGNI

7.6.1 Premessa

Si verifica quanto segue.

- Baggioli. Resistenza a taglio interfaccia baggiolo / pulvino
Armatura di frettaggio
- Ritegni (trasversali). Flessione e taglio

I ritegni trasversali sono assimilati a pendoli inversi, soggetti ad un carico trasversale. Coerentemente con le dimensioni di progetto, si assume una luce di calcolo pari a 600mm.

7.6.2 Verifica baggioli

7.6.2.1.1 Resistenza interfaccia

La massima azione orizzontale agente sull'appoggio è pari a 400 kN. I baggioli hanno dimensioni in pianta 1.00x1.00m e si prevede di disporre come armatura verticale lungo il bordo 1φ16/10 (corrispondenti a circa 9φ16 su ciascun lato).

La verifica è svolta secondo EC2 §6.2.5, trascurando cautelativamente il concomitante scarico assiale di compressione.

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Sezione	[-]	-	Sezione di controllo
L	[mm]	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1000	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	S	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.70	Vedi EC2 par 6.2.5
R _{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f _{ck}	[N/mm ²]	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f _{ctk}	[N/mm ²]	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f _{ctd}	[N/mm ²]	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f _{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N _{Sd}	[kN]	0	Azione assiale concomitante
σ _n	[N/mm ²]	0.0	Sforzo assiale concomitante
A _s	[mm ²]	1809	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	1.809E-03	Rapporto geometrico di armatura
f _{yd}	[N/mm ²]	391.3	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	Angolo armatura - interfaccia
v	[-]	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
V _{Rdi,1}	[N/mm ²]	0.496	Tensione tagliante resistente calcolata
V _{Rdi,2}	[N/mm ²]	5.401	Tensione tagliante resistente massima
V _{Rdi}	[N/mm ²]	0.50	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	496	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	400	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_S	[-]	1.24	Coefficiente di sicurezza

7.6.2.1.2 Frettaggio

Si verifica l'armatura trasversale per un'azione di frettaggio pari al 25% del carico massimo assiale. In particolare, si predispongono n.6 braccia $\phi 14/6\text{cm}$ che, su un'altezza di baggioli minima pari a 40cm, corrispondono a $[(40-10)/6 + 1] \times 6 = 36 \phi 14$

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	3861 kN
Azione massima di frettaggio	H_{sd}	=	$3861 \times 0.25 = 965$ kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	$36 \times 154 = 5544$ mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	$391.3 \times 5544 / 1000 = 2169$ kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$2169 / 965 = 2.25 > 1.00$

7.6.2.2 Ritegni trasversali

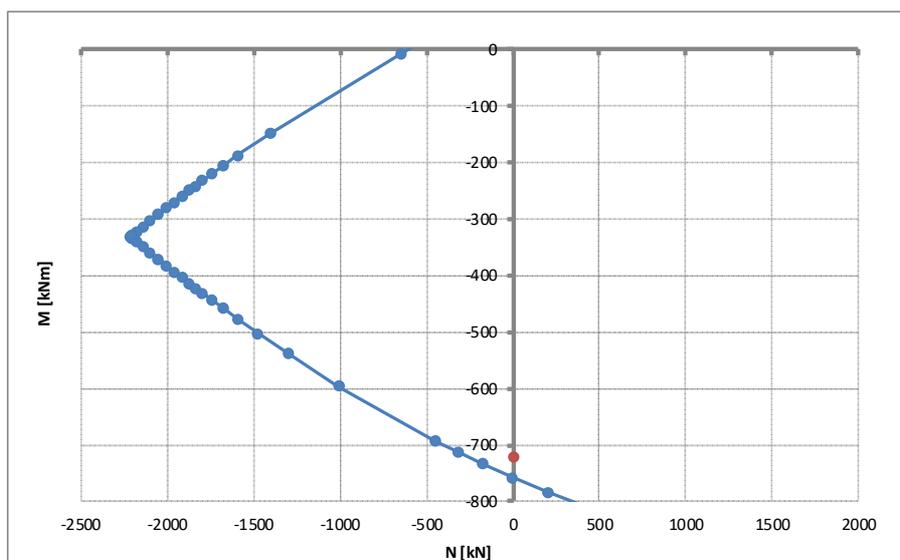
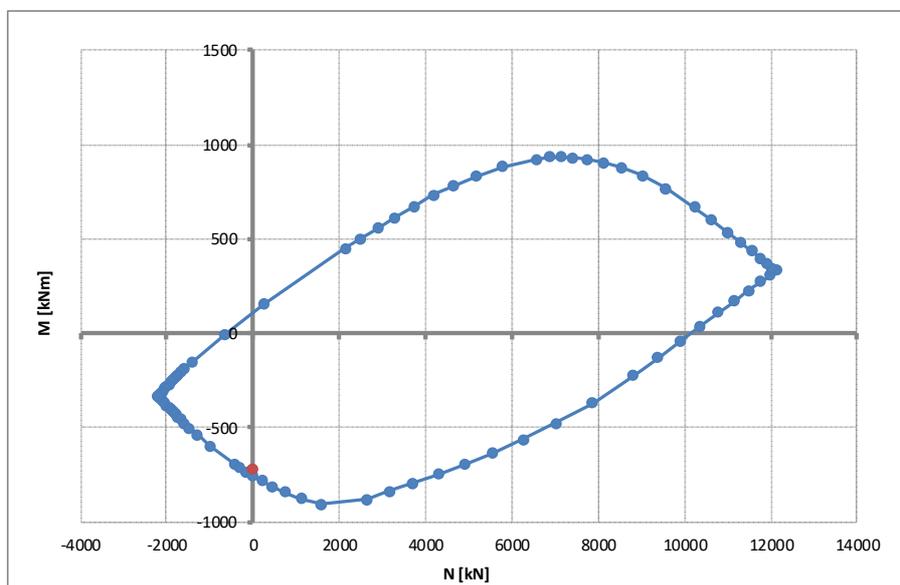
7.6.2.2.1 Flessione

La massima azione trasversale (pari alla somma delle azioni sui singoli elementi) vale circa 1000 kN. Pertanto:

$$M_{sd} = 1200 \times 0.72 = 600 \text{ kNm}$$

La sezione resistente ha dimensione BxH=1000x500mm e si prevedono n.9+9φ20, disposti su n.2 strati

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.053	0	-758
N=cost	1.053	0	-758



7.6.2.2.2 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	6 braccia $\phi 12/6\text{cm}$

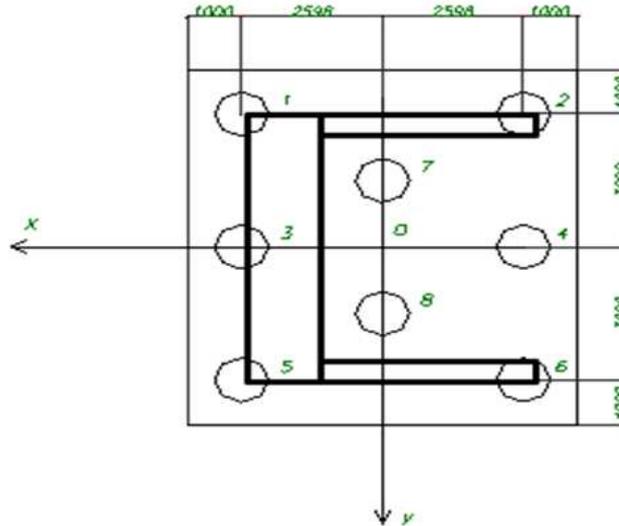
STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	RITEGNO	
Direzione	[-]	Trasversale	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	430	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	60	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	678	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1711	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	2048	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1711	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	1200	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.43	Coefficiente di sicurezza

7.7 AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO

Per il calcolo delle sollecitazioni che gravano sulla palificata, vengono considerate le reazioni vincolari agenti alla base della spalla e riportate nel baricentro inferiore della zattera a livello, quindi, della testa dei pali.



F_{long} = forza lungo l'asse x

F_{trasv} = forza lungo l'asse y

F_{vert} = forza lungo l'asse z (asse verticale), positiva se di trazione

M_{trasv} = momento intorno l'asse x

M_{long} = momento intorno l'asse y

M_{torc} = momento torcente

Comb.	F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{trasv}	M _{long}	M _{torc}
[-]	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A1STRSLU_0_01	11131	558	-31078	-9734	77604	1825
A1STRSLU_0_02	11131	558	-42183	-10436	76206	1825
A1STRSLU_0_03	10051	342	-32014	-7439	67905	1415
A1STRSLU_0_04	10051	342	-43119	-8140	66508	1415
A1STRSLU_1_01	11131	378	-34183	-14612	88782	1177
A1STRSLU_1_02	11131	378	-45288	-15313	87384	1177
A1STRSLU_1_03	10051	162	-35119	-12317	79083	767
A1STRSLU_1_04	10051	162	-46224	-13018	77686	767
A1STRSLU_2A_01	11334	378	-31078	-7076	80054	1108
A1STRSLU_2A_02	11334	378	-44511	-13429	87040	1108
A1STRSLU_2A_03	10254	162	-32014	-4781	70356	698
A1STRSLU_2A_04	10254	162	-45447	-11134	77341	698
SLV_1_01	19996	3468	-29682	-32645	161060	-2121
SLV_1_02	19246	3318	-33470	-31146	152846	-2406
SLV_2_01	12474	10929	-29682	-97007	95033	-7803
SLV_2_02	11724	10779	-33470	-95508	86819	-8088
SLV_3_01	12369	3363	-26138	-31303	95909	-2213
SLV_3_02	11619	3213	-37015	-29947	83402	-2498
RARA_0_01	8168	390	-31186	-7338	55701	1251
RARA_0_02	7268	210	-31966	-5426	47619	909
RARA_1_01	8168	270	-33486	-11148	63981	819
RARA_1_02	7268	90	-34266	-9236	55899	477
RARA_2A_01	8318	360	-31186	-6895	57516	1092
RARA_2A_02	7418	90	-33691	-7840	55644	426
FREQ_1_01	8168	90	-32911	-7095	61911	171
FREQ_1_02	7268	-90	-33691	-5182	53829	-171
QP_01	8168	90	-31186	-2908	55701	171
QP_02	7268	-90	-31966	-996	47619	-171
A1STRSLU_0_05	10591	0	-31726	-2003	73403	0
RARA_0_03	7718	0	-31726	-2003	52200	0
A1STRSLU_0_06	10834	0	-29181	0	67339	0
RARA_0_04	7898	0	-20766	0	64069	0

8 VERIFICHE PILA P2

8.1 PLATEA

8.1.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, la verifica a taglio/punzonamento è condotta considerando la massima azione in testa al palo (di spigolo).

8.1.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

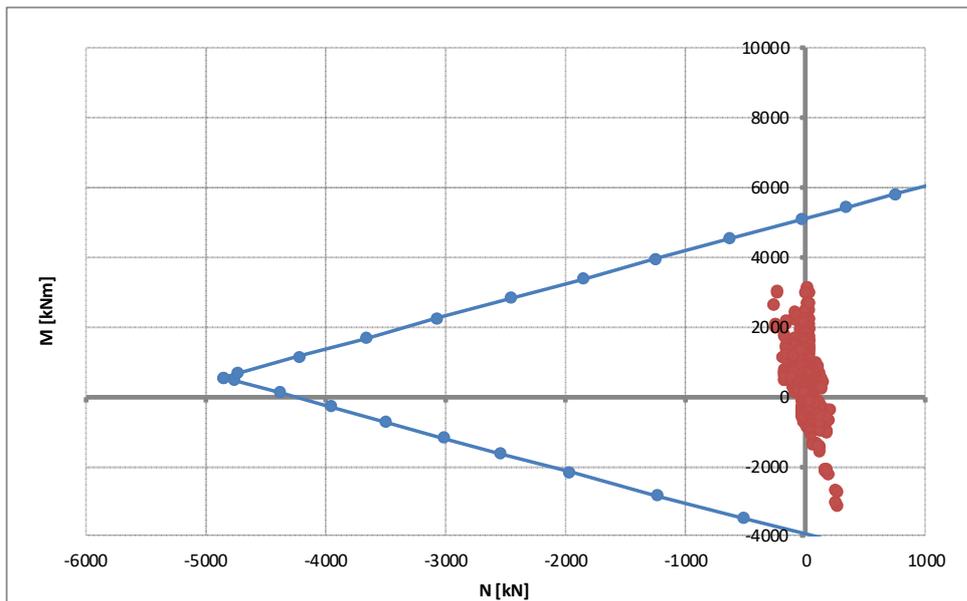
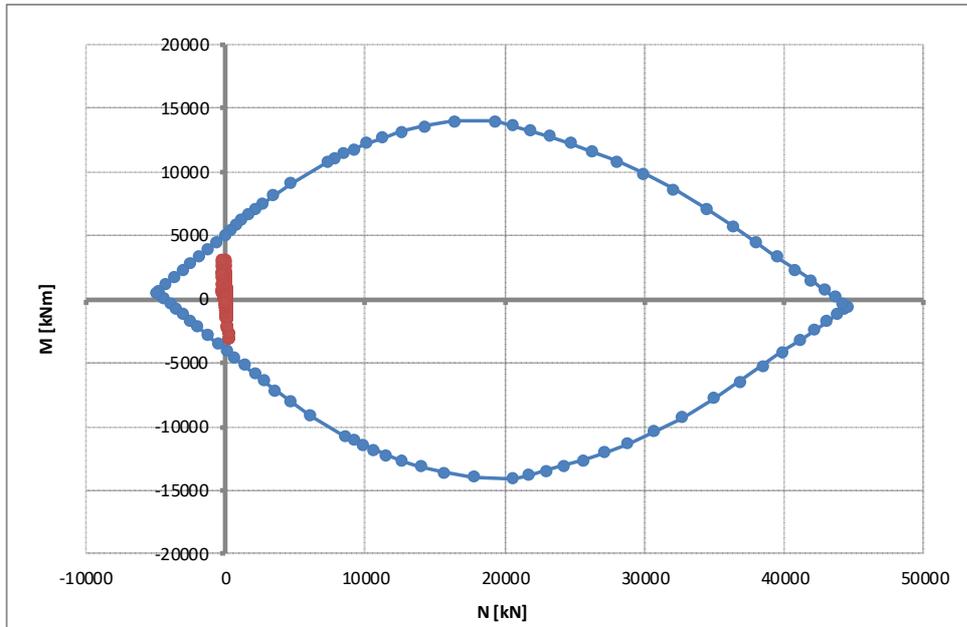
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Longitudinale (X)	-	1	1Ø30/20	d = 1935mm
			2	1Ø30/20	d = 1875mm
			3	1Ø30/10	d=65mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Trasversale (Y)	-	1	1Ø30/20	d = 1905mm
			2	1Ø30/20	d = 1845mm
			3	1Ø30/10	d=95mm

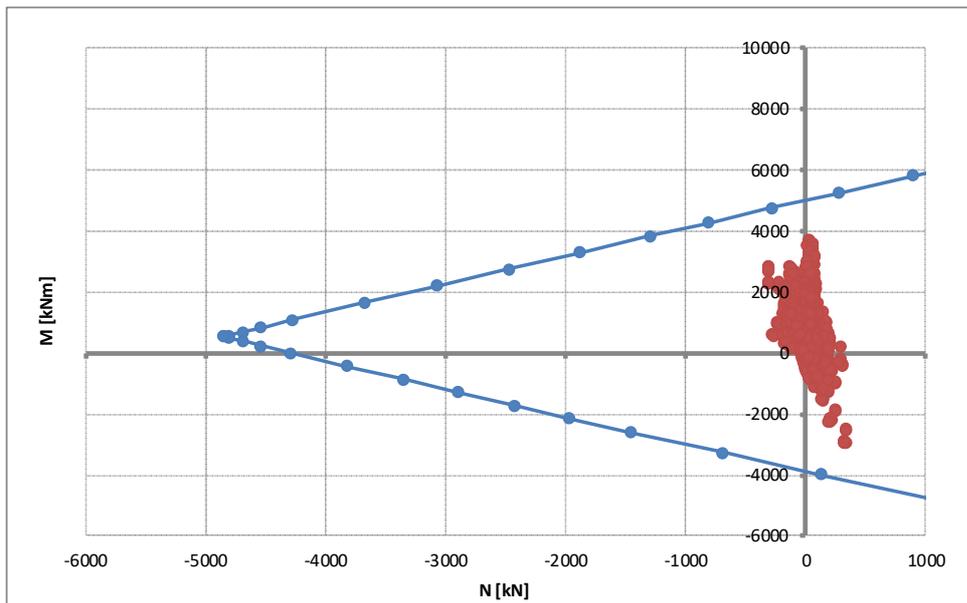
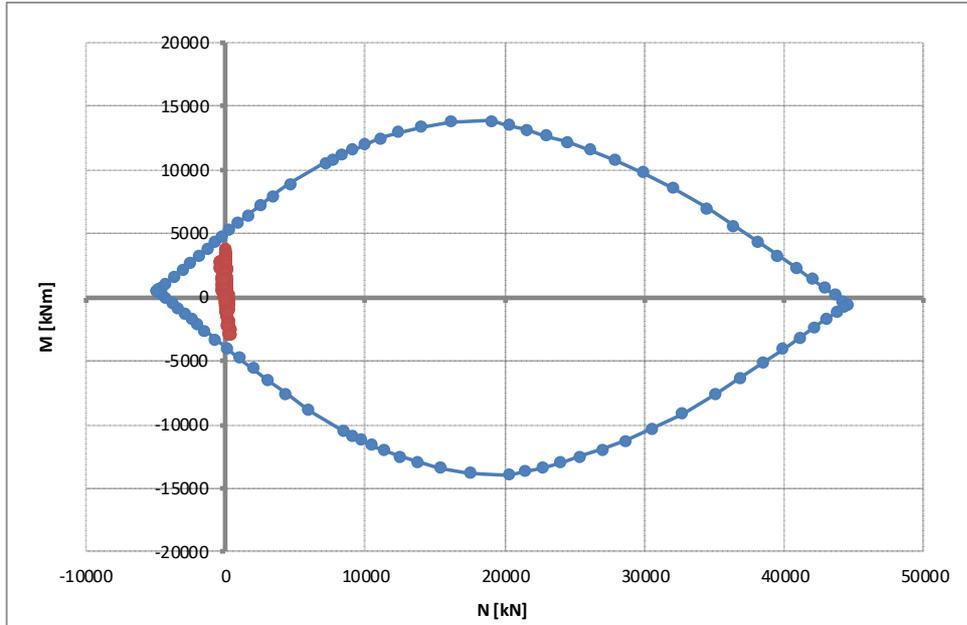
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.377	361	-4276
M=cost	9.166	-2221	3045
N=cost	1.349	262	-4187



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.349	40	5045
M=cost	7.409	-2349	2871
N=cost	1.347	30	5035



8.1.2.1 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-4.05	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-5.00	>	-1.44	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	190	<	360	ok
SLE_RARA	Y	228	<	360	ok

Tabella 37. Verifica massime tensioni in esercizio

8.1.2.2 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
SLE_RARA	X	2.76	<	3.21
SLE_RARA	Y	3.19	<	3.21

ok
ok

Tabella 39. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando la massima trazione inferiore al limite di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	6	1664	-1.97	1.97	-28						26	28
X	17	1531	-1.81	1.80	-25						24	25
X	3	2336	-2.76	2.76	-39						36	39
X	14	2204	-2.61	2.60	-37						34	36
X	3	1587	-1.87	1.88	-26						25	26
X	3	2337	-2.76	2.76	-39						36	39
X	14	2205	-2.61	2.60	-37						34	37
X	-6	1647	-1.94	1.95	-27						26	27
X	-5	2208	-2.60	2.62	-37						34	37
X	22	1987	-2.35	2.34	-33						31	33
X	-5	2210	-2.60	2.62	-37						34	37
X	22	1988	-2.36	2.34	-33						31	33
X	-2	1647	-1.94	1.95	-27						26	27
X	8	1566	-1.85	1.85	-26						24	26
X	-1	1648	-1.94	1.95	-27						26	27
X	8	1567	-1.85	1.85	-26						24	26
X	-11	1561	-1.84	1.85	-26						24	26
X	-11	1562	-1.84	1.85	-26						24	26
Y	26	2611	-3.14	3.12	-43						40	42
Y	40	2509	-3.02	2.99	-41						38	41
Y	26	2611	-3.13	3.12	-43						40	42
Y	40	2509	-3.02	2.99	-41						38	41
Y	20	2452	-2.94	2.93	-40						37	40
Y	20	2452	-2.94	2.93	-40						37	40
Y	21	0	-0.01	-0.01	0						0	0
Y	24	2597	-3.12	3.10	-42						39	42
Y	21	0	-0.01	-0.01	0						0	0
Y	24	2598	-3.12	3.11	-42						39	42
Y	12	2590	-3.10	3.10	-42						39	42
Y	12	2591	-3.11	3.10	-42						39	42
Y	37	2464	-2.96	2.94	-40						37	40
Y	37	2464	-2.96	2.94	-40						37	40
Y	39	2622	-3.15	3.13	-43						40	42
Y	43	2510	-3.02	2.99	-41						38	41
Y	39	2623	-3.16	3.13	-43						40	42
Y	42	2511	-3.02	2.99	-41						38	41
Y	27	2435	-2.92	2.91	-40						37	39
Y	27	2435	-2.93	2.91	-40						37	39
Y	36	2669	-3.21	3.19	-44						40	43
Y	41	2559	-3.08	3.05	-42						39	41
Y	36	2670	-3.21	3.19	-44						40	43
Y	41	2560	-3.08	3.05	-42						39	41
Y	28	2484	-2.98	2.97	-41						38	40
Y	28	2484	-2.98	2.97	-41						38	40

Tabella 40. Tabelle di calcolo tensioni

8.1.3 Taglio/punzonamento

Tenuto in conto dei rapporti geometrici della platea (luci di taglio e spessore), si verifica lo sbalzo trasversale della platea in accordo allo schema mostrato in figura. In particolare, si predispone armatura a taglio per riprendere il 100% dell'azione totale trasmessa al palo di spigolo.

Azione massima trasmessa al palo	V_{sd}	=	4222 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura a taglio	A_s	=	54 ϕ 16 = 54x201 = 10854 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 10854 / 1000 = 4247 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	4247 / 4222 = 1.01 > 1.00

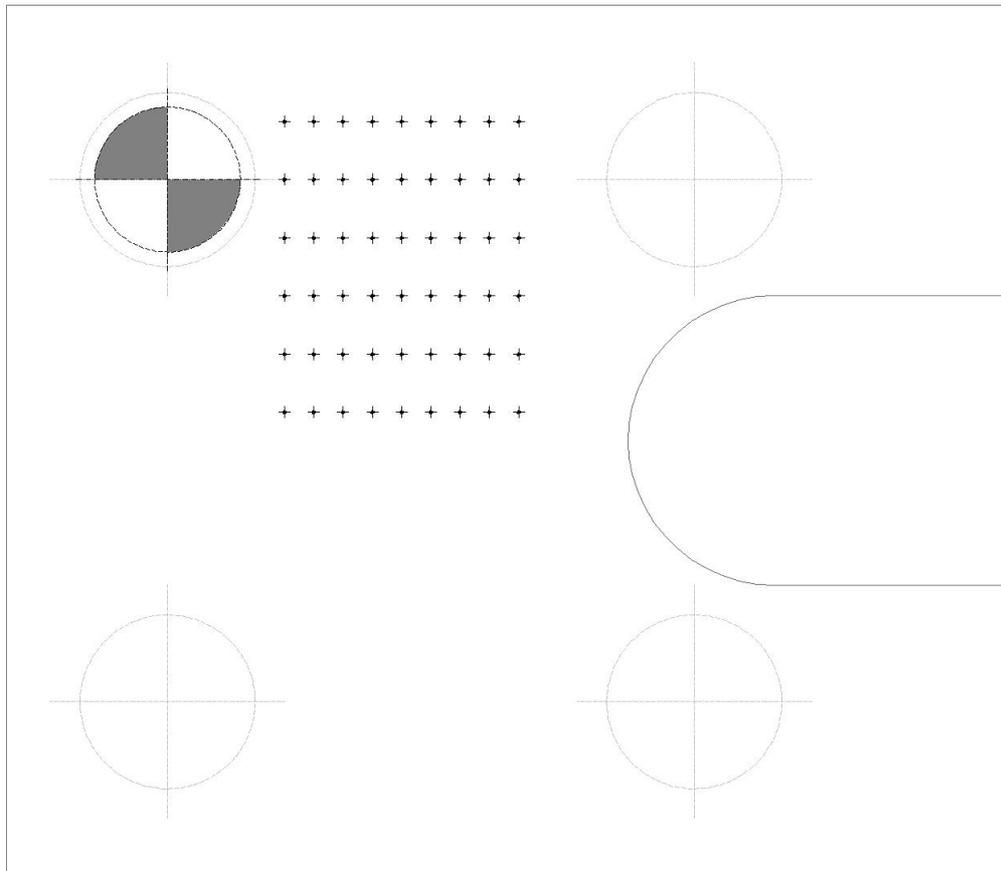


Figura 8.1. Schema di calcolo

8.2 FUSTO

8.2.1 Premessa

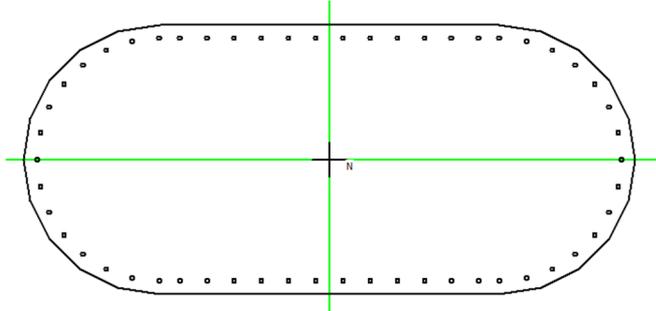
Tenuto in conto della tipologia di elemento e delle azioni cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche.

- Flessione
- Taglio

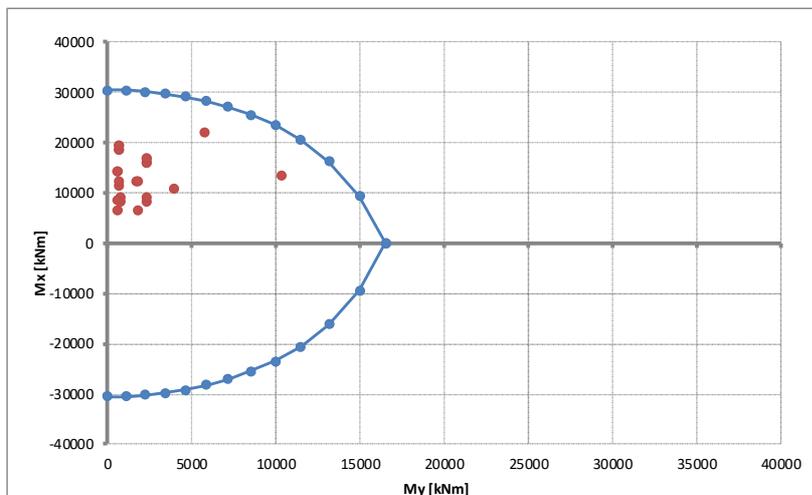
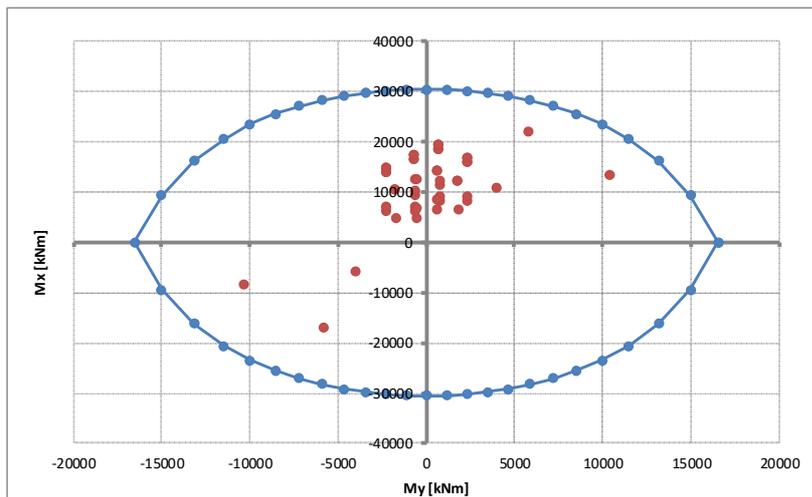
8.2.2 Flessione

8.2.2.1 SLU – SLV

Armatura: 54 ϕ 30



Rottura	$F_{s,min}$	$M_{Rd,y}$	$M_{Rd,x}$
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.229	7130	27159
M_x =cost	1.342	13916	13445
M_y =cost	1.281	5800	28302



8.2.2.2 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

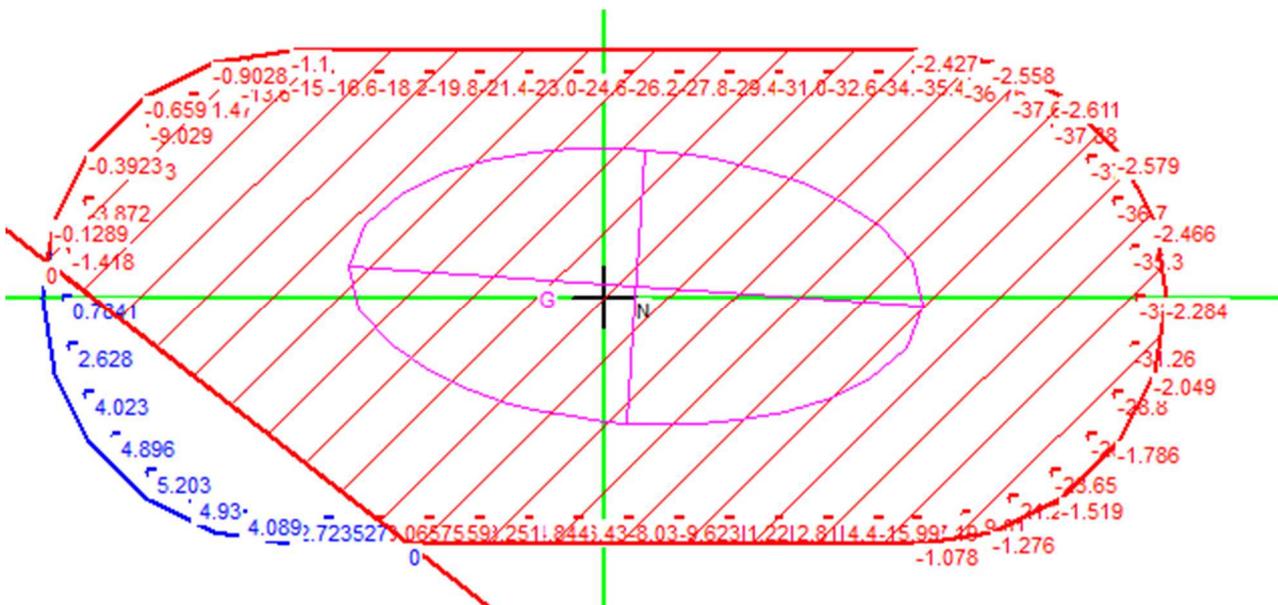
Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P2	Rara	Tutte	9542	1802	6509

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	2.61	<	21.10 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	2.61	<	15.75 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- Combinazione rara:	5.2	<	360.0 N/mm ²



8.2.2.3 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara.

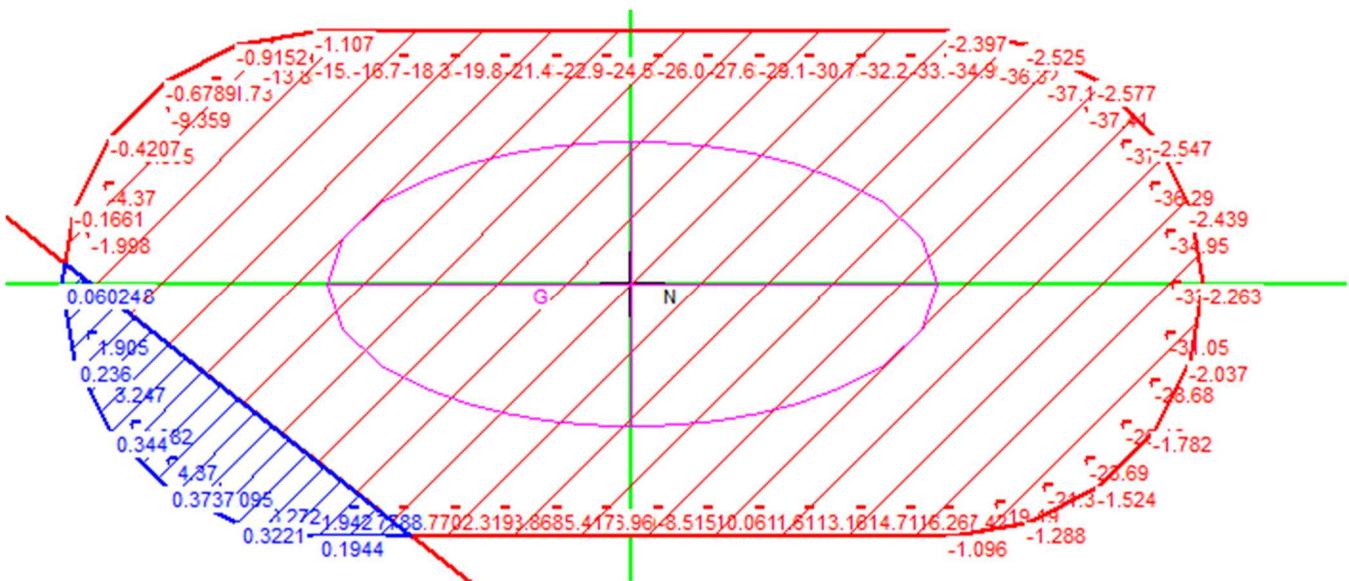
Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P2	Rara	Tutte	9542	1802	6509

Pila	$\sigma_{ct,max}$	$f_{ct,max} / 1.20$
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-	0.35	3.21

OK

Risultando le massime sollecitazioni inferiori al limite di riferimento, la verifica risulta soddisfatta.



8.2.3 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	4 braccia $\phi 16/15\text{cm}$
Longitudinale	-	Elemento con armatura a taglio	16 braccia $\phi 10/30\text{cm}$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Fusto	Fusto	
Direzione	[-]	X	Y	
γ_c	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	1900	3500	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	4500	2000	Larghezza sezione
s	[mm]	300	150	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	1256	804	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	2801	6607	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	40716	33335	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	2801	6607	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	1280	1765	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	2.19	3.74	Coefficiente di sicurezza

8.3 PULVINO

8.3.1 Premessa

Si analizza lo sbalzo laterale, assimilando ad un elemento massivo e considerando lo schema limite "tirante-puntone" mostrato in figura. Si prevedono n.5 strati di barre $\phi 30/15$, su una larghezza effettiva di 2.50m

Il calcolo è svolto considerando il massimo scarico sull'appoggio, pari a 5610 kN in condizione d'esercizio (RARA) e 7581 kN in condizioni ultime (SLU-SLV).

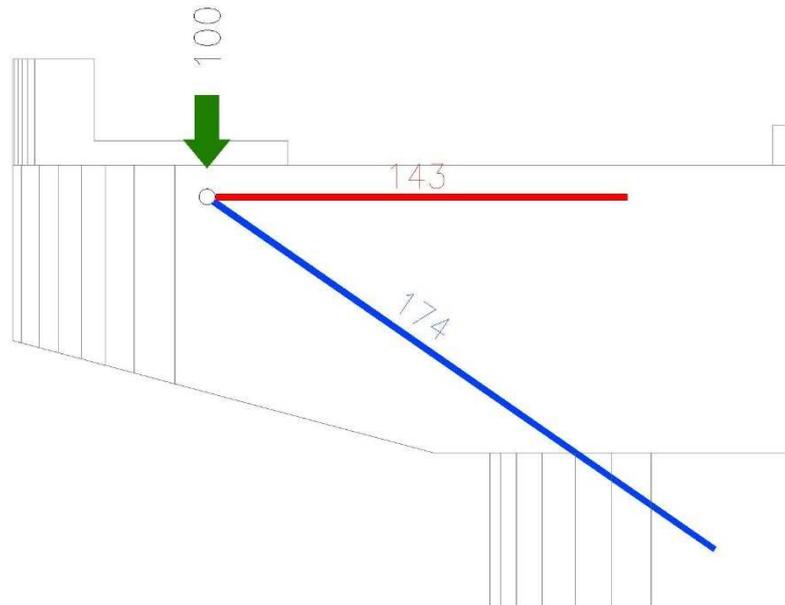


Figura 8.2. Schema di calcolo

8.3.2 Verifica SLU-SLV

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	7581 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	143/100 x 7581 = 10841 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	16x4x707 = 45248 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 45248 / 1000 = 17706 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	17706 / 10841 = 1.63 > 1.00

8.3.3 Verifica SLE - Fessurazione

Cautelativamente si verifica la condizione di apertura delle fessure considerando le sollecitazioni in condizione rara e il limite di apertura in condizione quasi permanente.

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	5610 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	143/100 x 5610 = 8022 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	16x4x707 = 45248 mm ²
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	=	8022000 / 45248 = 177N/mm ²

	Elemento	[-]	Pulvino	
	Combinazione	[-]	Rara	
	Sezione	[-]	Mmax	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	37	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.35	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	34625	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	30	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	177	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	45248	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	150	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	375	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	60	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	2500	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1800	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1600	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	500	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	433	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm ²]	1083333	Area del calcestruzzo teso
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	$\rho_{p,eff}$	[-]	4.177E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.06	Rapporto geometrico di armatura tesa
	k_t	[-]	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000651	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
k_2	[-]	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0	
k_3	[-]	3.400	-	
k_4	[-]	0.425	-	
$s_{r,max}$	[mm]	326	Distanza massima tra le fessure	
VERIFICA	w_k	[mm]	0.212	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.300	Apertura limite delle fessure

OK

8.4 BAGGIOLI E RITEGNI

8.4.1 Premessa

Si verifica quanto segue.

- Baggioli. Resistenza a taglio interfaccia baggiolo / pulvino
Armatura di frettaggio
- Ritegni (trasversali). Modello limite tirante – puntone (vedi figura)

I ritegni trasversali sono assimilati a pendoli inversi, soggetti ad un carico trasversale. Coerentemente con le dimensioni di progetto, si assume una luce di calcolo pari a 600mm.

8.4.2 Verifica baggioli

8.4.2.1.1 Resistenza interfaccia

La massima azione orizzontale agente sull'appoggio è pari a 450 kN. I baggioli hanno dimensioni in pianta 1.00x1.00m e si prevede di disporre come armatura verticale lungo il bordo 1φ16/10 (corrispondenti a circa 9φ16 su ciascun lato).

La verifica è svolta secondo EC2 §6.2.5, trascurando cautelativamente il concomitante scarico assiale di compressione.

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Sezione	[-]	-	Sezione di controllo
L	[mm]	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1000	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	S	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.70	Vedi EC2 par 6.2.5
R _{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f _{ck}	[N/mm ²]	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f _{ctk}	[N/mm ²]	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f _{ctd}	[N/mm ²]	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f _{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N _{Sd}	[kN]	0	Azione assiale concomitante
σ _n	[N/mm ²]	0.0	Sforzo assiale concomitante
A _s	[mm ²]	1809	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	1.809E-03	Rapporto geometrico di armatura
f _{yd}	[N/mm ²]	391.3	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	Angolo armatura - interfaccia
v	[-]	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
V _{Rdi,1}	[N/mm ²]	0.496	Tensione tagliante resistente calcolata
V _{Rdi,2}	[N/mm ²]	5.401	Tensione tagliante resistente massima
V _{Rdi}	[N/mm ²]	0.50	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	496	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	450	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_S	[-]	1.10	Coefficiente di sicurezza

8.4.2.1.2 Frettaggio

Si verifica l'armatura trasversale per un'azione di frettaggio pari al 25% del carico massimo assiale. In particolare, si predispongono n.6 braccia $\phi 14/6\text{cm}$ che, su un'altezza di baggioli minima pari a 40cm, corrispondono a $[(40-10)/6 + 1] \times 6 = 36 \phi 14$

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	7581 kN
Azione massima di frettaggio	H_{sd}	=	$7581 \times 0.25 = 1895$ kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	$36 \times 154 = 5544$ mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	$391.3 \times 5544 / 1000 = 2169$ kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$2169 / 1895 = 1.14 > 1.00$

8.4.2.2 Ritegni trasversali

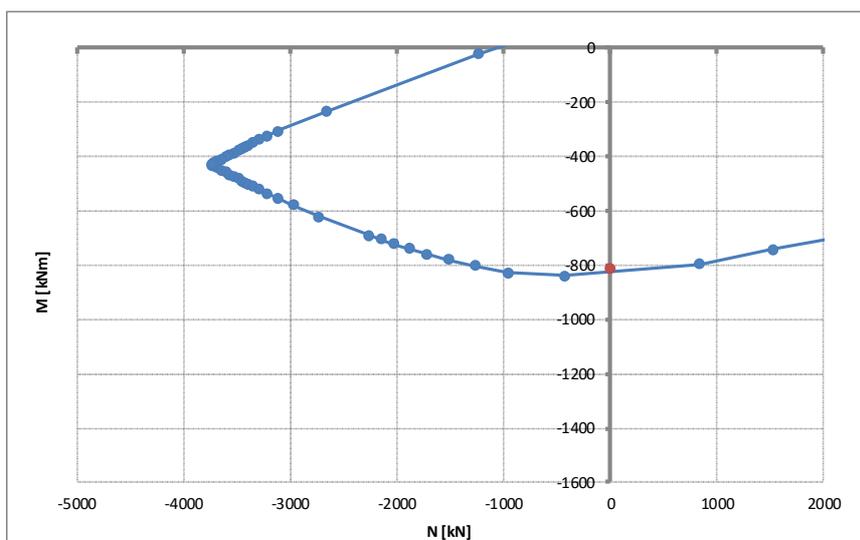
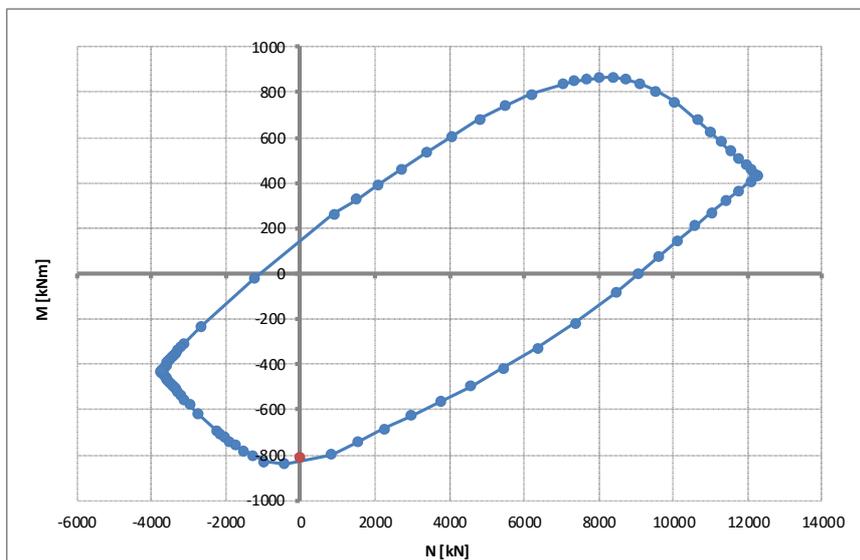
8.4.2.2.1 Flessione

La massima azione trasversale (pari alla somma delle azioni sui singoli elementi) vale circa 1000 kN. Pertanto:

$$M_{sd} = 1350 \times 0.60 = 810 \text{ kNm}$$

La sezione (equivalente) resistente ha dimensione BxH=1000x430mm e si prevedono n.9+9φ26, disposti su n.2 strati

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.019	0	-825
N=cost	1.019	0	-825



8.4.2.2.2 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	6 braccia $\phi 12/5\text{cm}$

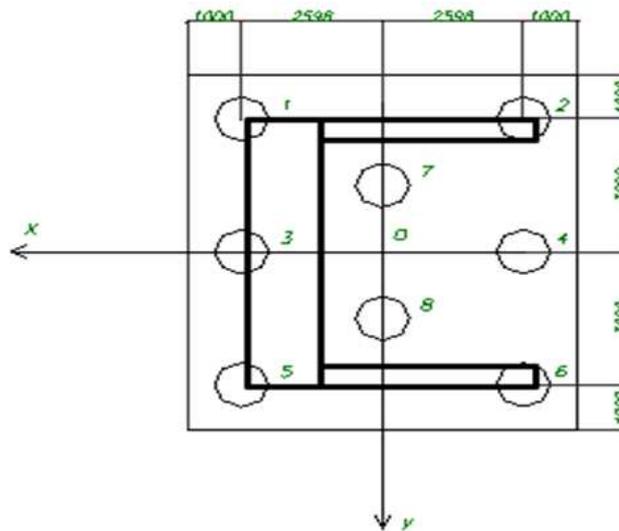
STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	RITEGNO	
Direzione	[-]	Trasversale	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	330	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	50	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	678	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1576	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1572	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1572	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	1350	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.16	Coefficiente di sicurezza

8.5 AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO

Per il calcolo delle sollecitazioni che gravano sulla palificata, vengono considerate le reazioni vincolari agenti alla base della pila e riportate nel baricentro inferiore della zattera a livello, quindi, della testa dei pali.



F_{long} = forza lungo l'asse x

F_{trasv} = forza lungo l'asse y

F_{vert} = forza lungo l'asse z (asse verticale), positiva se di trazione

M_{trasv} = momento intorno l'asse x

M_{long} = momento intorno l'asse y

M_{torc} = momento torcente

Comb.	F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{trasv}	M _{long}	M _{torc}
[-]	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
50_A1STRSLU_0_01_Max	-111	-819	-18053	14573	-1632	-1
50_A1STRSLU_0_01_Min	115	-598	-16804	18100	1689	-1
50_A1STRSLU_0_02_Max	-111	-820	-24177	15703	-1625	-1
50_A1STRSLU_0_02_Min	115	-599	-22928	19231	1695	-1
50_A1STRSLU_1_01_Max	-110	-537	-18050	9339	-1610	-1
50_A1STRSLU_1_01_Min	116	-316	-16801	12866	1711	-1
50_A1STRSLU_1_02_Max	-113	-557	-23786	21062	-1666	-1
50_A1STRSLU_1_02_Min	113	-336	-22536	24589	1655	0
50_A1STRSLU_1_03_Max	-111	-557	-23786	21066	-1639	-1
50_A1STRSLU_1_03_Min	114	-336	-22536	24593	1681	-1
50_A1STRSLU_1_04_Max	-109	-538	-24174	10470	-1603	-1
50_A1STRSLU_1_04_Min	117	-318	-22925	13997	1717	-1
50_A1STRSLU_1_05_Max	-113	-558	-29910	22192	-1659	-1
50_A1STRSLU_1_05_Min	113	-338	-28660	25719	1661	0
50_A1STRSLU_1_06_Max	-111	-558	-29910	22196	-1633	-1
50_A1STRSLU_1_06_Min	115	-338	-28660	25723	1688	-1
50_A1STRSLU_2A_01_Max	-329	-537	-18051	9337	-4835	-1
50_A1STRSLU_2A_01_Min	335	-316	-16799	12866	4922	0
50_A1STRSLU_2A_02_Max	-332	-552	-22353	18129	-4877	-1
50_A1STRSLU_2A_02_Min	332	-331	-21101	21658	4881	0
50_A1STRSLU_2A_03_Max	-330	-552	-22353	18132	-4857	-1
50_A1STRSLU_2A_03_Min	333	-331	-21101	21661	4900	0
50_A1STRSLU_2A_04_Max	-328	-538	-24175	10468	-4828	-1
50_A1STRSLU_2A_04_Min	335	-318	-22923	13997	4929	0
50_A1STRSLU_2A_05_Max	-331	-553	-28477	19260	-4870	-1
50_A1STRSLU_2A_05_Min	332	-333	-27225	22789	4887	0
50_A1STRSLU_2A_06_Max	-330	-553	-28477	19262	-4850	-1
50_A1STRSLU_2A_06_Min	334	-333	-27225	22792	4907	0
50_SLV_01_Max	-2226	-1281	-18517	-11946	-23238	-151
50_SLV_01_Min	2228	1273	-16350	18427	23272	152
50_SLV_02_Max	-1234	-2347	-18631	-24124	-12949	-182
50_SLV_02_Min	1236	2338	-16237	30605	12984	182
50_SLV_03_Max	-853	-963	-19569	-8560	-9034	-90
50_SLV_03_Min	855	955	-15298	15041	9069	90
50_RARA_0_01_Max	-92	-565	-17918	10501	-1359	-1
50_RARA_0_01_Min	96	-382	-16959	13439	1408	0
50_RARA_1_01_Max	-94	-392	-22165	15695	-1383	0
50_RARA_1_01_Min	94	-209	-21205	18633	1384	0
50_RARA_1_02_Max	-91	-378	-17916	7012	-1342	-1
50_RARA_1_02_Min	97	-194	-16957	9950	1425	0
50_RARA_1_03_Max	-93	-392	-22165	15698	-1364	-1
50_RARA_1_03_Min	95	-209	-21205	18636	1403	0
50_RARA_2A_01_Max	-254	-378	-17917	7010	-3731	-1
50_RARA_2A_01_Min	259	-194	-16956	9950	3804	0
50_RARA_2A_02_Max	-256	-389	-21104	13523	-3762	-1
50_RARA_2A_02_Min	257	-205	-20142	16463	3773	0
50_RARA_2A_03_Max	-255	-389	-21104	13525	-3747	-1
50_RARA_2A_03_Min	258	-205	-20142	16465	3788	0

9 VERIFICHE PILA P4

9.1 PLATEA

9.1.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, la verifica a taglio/punzonamento è condotta considerando la massima azione in testa al palo (di spigolo).

9.1.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

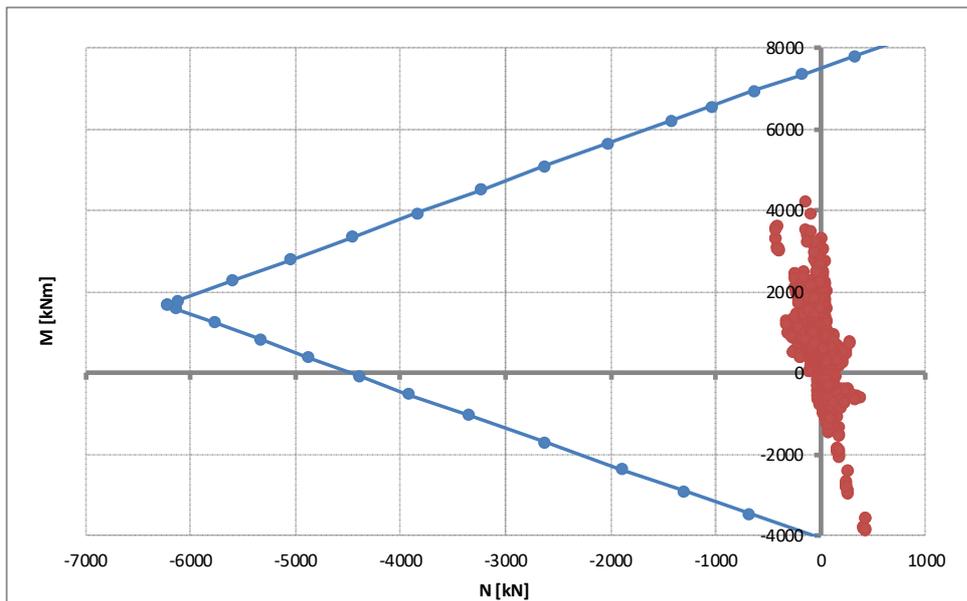
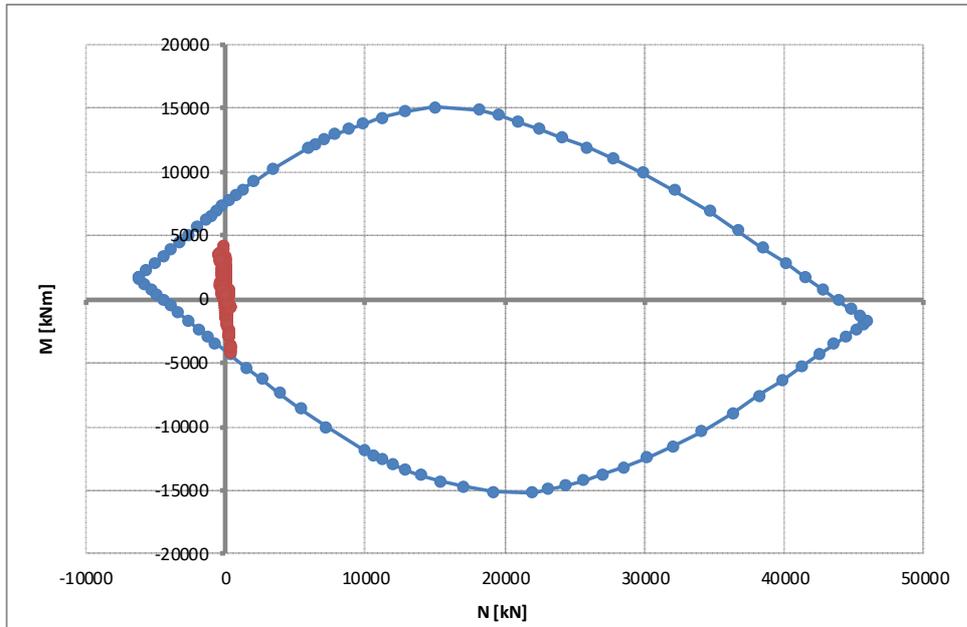
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Longitudinale (X)	-	1	1Ø30/20	d = 1935mm
			2	1Ø30/20	d = 1875mm
			3	1Ø30/20	d = 1815mm
			4	1Ø30/10	d=65mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Trasversale (Y)	-	1	1Ø30/20	d = 1905mm
			2	1Ø30/20	d = 1845mm
			3	1Ø30/20	d = 1785mm
			4	1Ø30/10	d=95mm

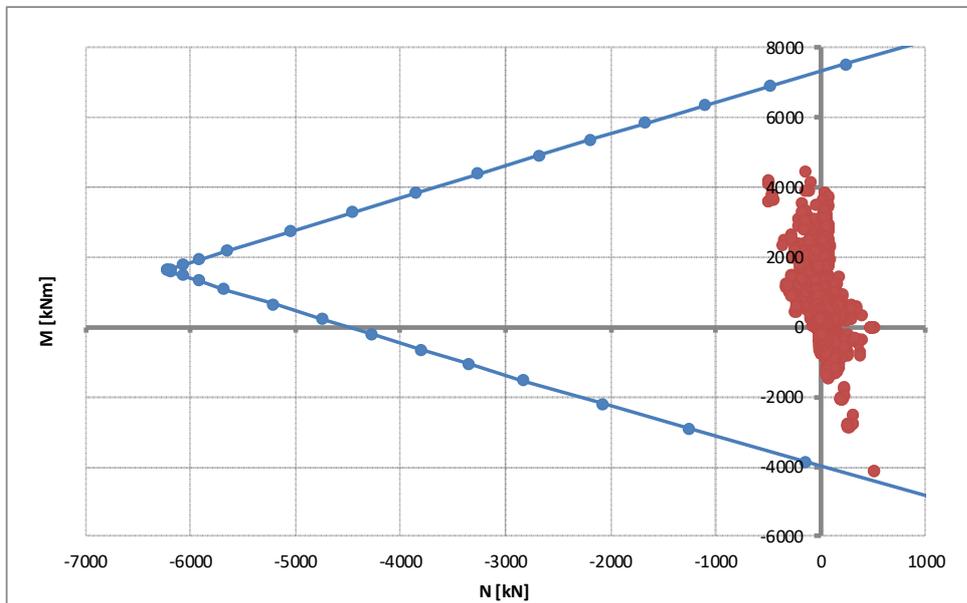
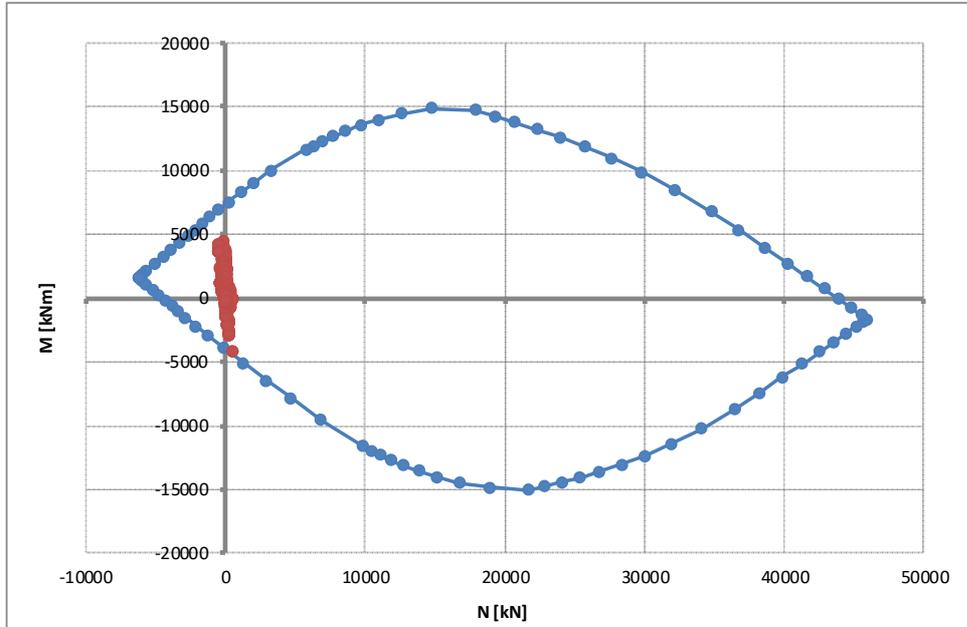
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.069	470	-4453
M=cost	9.880	-4240	3571
N=cost	1.062	439	-4427



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.074	551	-4439
M=cost	6.961	-3438	4226
N=cost	1.066	513	-4408



9.1.2.1 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	3.83	<	15.75	ok
SLE_RARA	Y	4.75	<	15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	141	<	360	ok
SLE_RARA	Y	180	<	360	ok

Tabella 41. Verifica massime tensioni in esercizio

9.1.2.2 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
SLE_RARA	X	2.75	<	3.21
SLE_RARA	Y	3.14	<	3.21

ok
ok

Tabella 43. Verifica condizione formazione delle fessure

Risultando la massima trazione inferiore al limite di normativa, la verifica risulta soddisfatta.

Zona	N	M	$\sigma_{c,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{ct,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	0	1927	2.23	-2.15	-2.15
X	1	2449	2.83	-2.73	-2.73
X	21	2236	2.59	-2.49	-2.49
X	-1	1849	2.14	-2.06	-2.06
X	1	2463	2.85	-2.75	-2.75
X	21	2250	2.61	-2.50	-2.50
X	-8	1933	2.23	-2.16	-2.16
X	-6	2383	2.75	-2.66	-2.66
X	27	2021	2.35	-2.24	-2.24
X	-6	2394	2.76	-2.67	-2.67
X	27	2032	2.36	-2.25	-2.25
X	1	1826	2.11	-2.04	-2.04
X	4	2297	2.66	-2.56	-2.56
X	7	2008	2.32	-2.24	-2.24
X	4	2307	2.67	-2.57	-2.57
X	7	2018	2.33	-2.25	-2.25
X	1	1849	2.14	-2.06	-2.06
X	2	2254	2.61	-2.51	-2.51
X	8	1842	2.13	-2.05	-2.05
X	2	2261	2.61	-2.52	-2.52
X	8	1850	2.14	-2.06	-2.06
X	8	1803	2.09	-2.01	-2.01
X	8	1814	2.10	-2.02	-2.02
X	-10	1793	2.07	-2.00	-2.00
X	-10	1793	2.07	-2.00	-2.00
X	-6	1952	2.25	-2.18	-2.18
X	-6	1947	2.25	-2.17	-2.17
X	-15	1877	2.16	-2.10	-2.10
X	-14	2023	2.33	-2.26	-2.26
X	-14	2020	2.33	-2.26	-2.26
Y	27	2201	2.61	-2.52	-2.52
Y	47	2727	3.24	-3.12	-3.12
Y	47	2744	3.26	-3.14	-3.14
Y	15	2683	3.17	-3.08	-3.08
Y	51	2548	3.03	-2.91	-2.91
Y	16	2696	3.19	-3.10	-3.10
Y	51	2560	3.04	-2.93	-2.93
Y	26	2558	3.03	-2.94	-2.94
Y	43	2277	2.71	-2.60	-2.60
Y	27	2572	3.05	-2.95	-2.95
Y	43	2290	2.72	-2.62	-2.62
Y	23	2455	2.91	-2.82	-2.82
Y	23	2465	2.92	-2.83	-2.83
Y	37	2386	2.83	-2.73	-2.73
Y	37	2398	2.85	-2.75	-2.75
Y	34	2303	2.73	-2.64	-2.64
Y	35	2311	2.74	-2.65	-2.65
Y	-7	2172	2.56	-2.50	-2.50
Y	-7	2170	2.56	-2.50	-2.50
Y	24	2445	2.90	-2.81	-2.81
Y	43	2277	2.71	-2.60	-2.60
Y	24	2459	2.91	-2.82	-2.82
Y	43	2291	2.72	-2.62	-2.62
Y	19	2309	2.73	-2.65	-2.65
Y	19	2320	2.75	-2.66	-2.66

Tabella 44. Tabelle di calcolo tensioni

9.1.3 Taglio/punzonamento

Tenuto in conto dei rapporti geometrici della platea (luci di taglio e spessore), si verifica lo sbalzo trasversale della platea in accordo allo schema mostrato in figura. In particolare, si predispone armatura a taglio per riprendere il 100% dell'azione totale trasmessa al palo di spigolo.

Azione massima trasmessa al palo	V_{sd}	=	6750 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura a taglio	A_s	=	80φ20 = 80x314 = 25120 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 25120 / 1000 = 9829 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	9829 / 6750 = 1.46 > 1.00

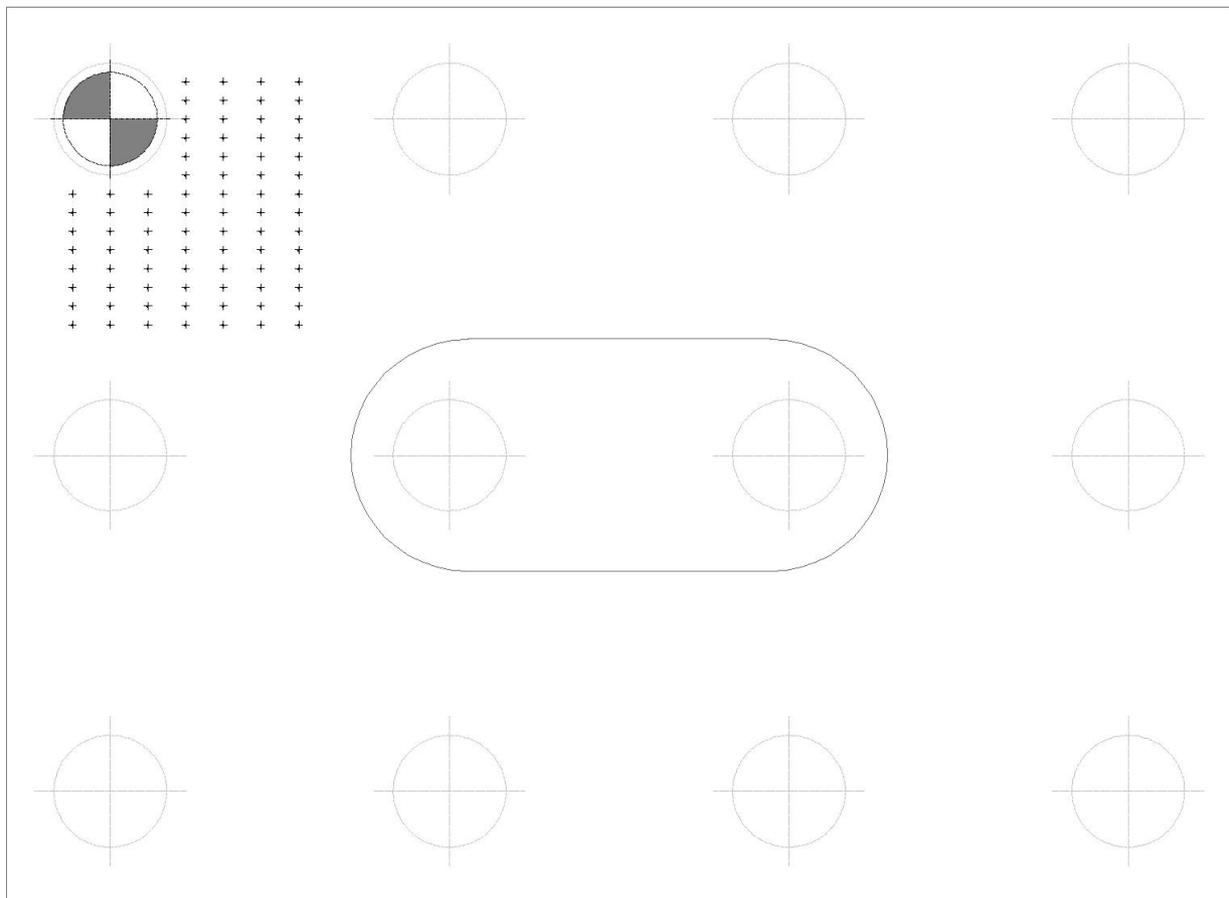


Figura 9.1. Schema di calcolo

9.2 FUSTO

9.2.1 Premessa

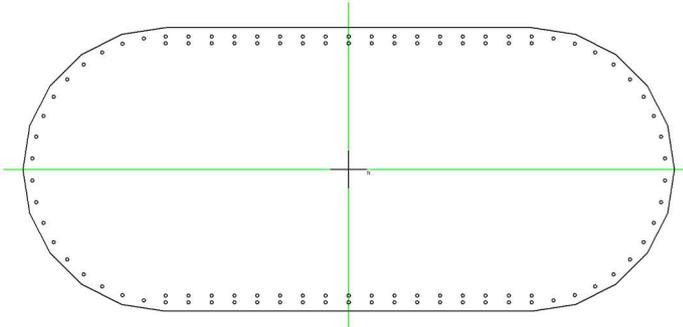
Tenuto in conto della tipologia di elemento e delle azioni cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche.

- Flessione
- Taglio

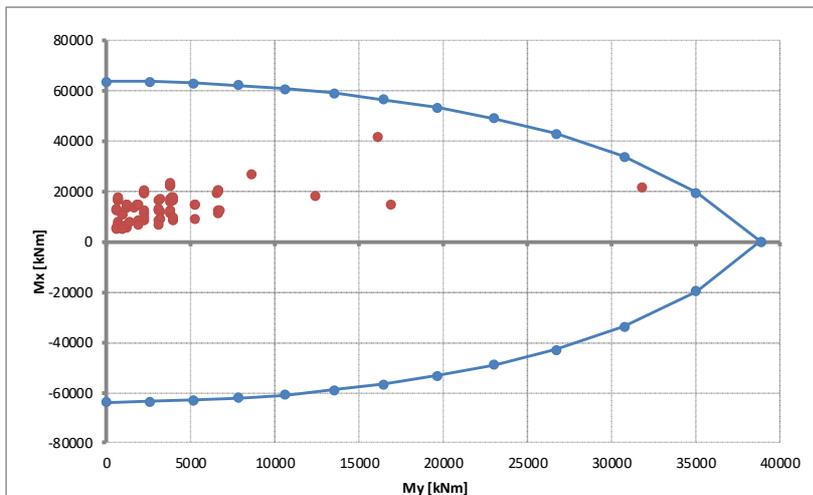
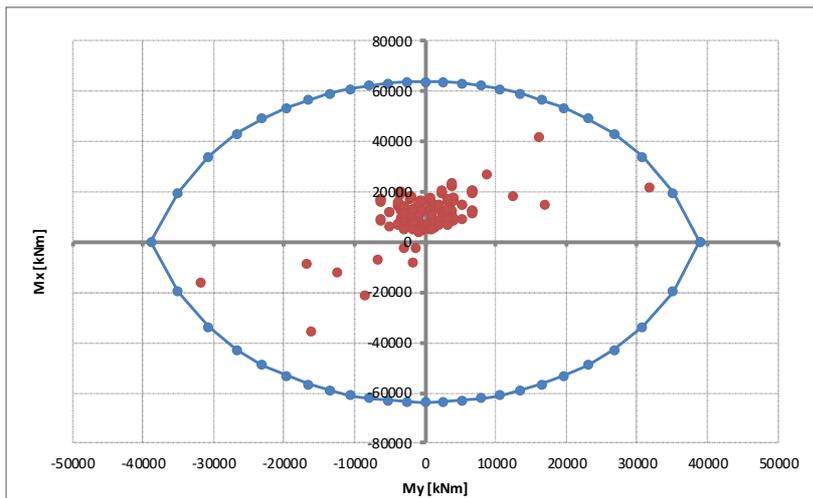
9.2.2 Flessione

9.2.2.1 SLU – SLV

Armatura: 104φ30



Rottura	$F_{s,min}$	$M_{Rd,y}$	$M_{Rd,x}$
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.067	33967	23207
Mx=cost	1.081	34406	21751
My=cost	1.372	16160	56910



9.2.2.2 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

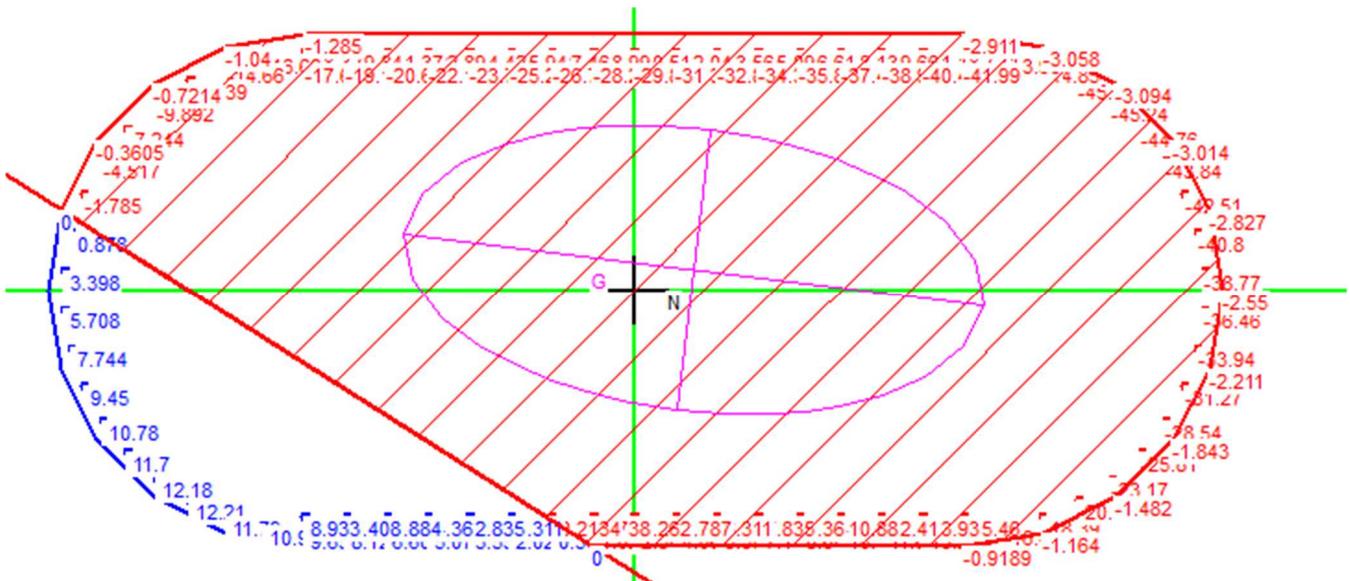
Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P4	Rara	Tutte	16002	5257	15002

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	3.10	<	21.10 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	3.10	<	15.75 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- Combinazione rara:	12.2	<	360.0 N/mm ²



9.2.2.3 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara.

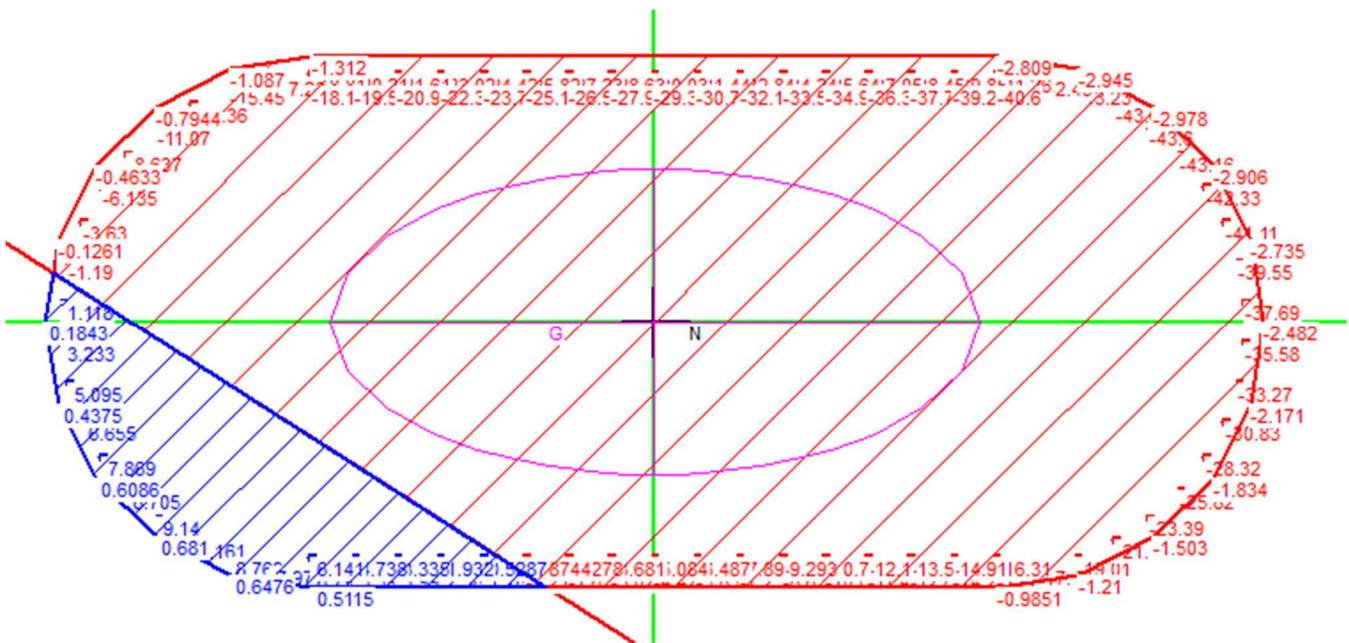
Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P4	Rara	Tutte	16002	5257	15002

Pila	$\sigma_{ct,max}$	$f_{ct,max} / 1.20$
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-	0.69	3.21

OK

Risultando le massime sollecitazioni inferiori al limite di riferimento, la verifica risulta soddisfatta.



9.2.3 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di "elementi con armatura resistente a taglio".

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	4 braccia $\phi 16/15\text{cm}$
Longitudinale	-	Elemento con armatura a taglio	16 braccia $\phi 10/30\text{cm}$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Fusto	Fusto	
Direzione	[-]	X	Y	
γ_c	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	2360	4500	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	5700	2500	Larghezza sezione
s	[mm]	300	150	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	1256	804	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	3480	8494	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	64060	53574	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	3480	8494	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	2725	2765	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.28	3.07	Coefficiente di sicurezza

9.3 PULVINO

9.3.1 Premessa

Si analizza lo sbalzo laterale, assimilando ad un elemento massivo e considerando lo schema limite "tirante-puntone" mostrato in figura. Si prevedono n.3 strati di barre $\phi 30/15$, su una larghezza effettiva di 2.60m

Il calcolo è svolto considerando il massimo scarico sull'appoggio, pari a 6210 kN in condizione d'esercizio (RARA) e 8376 kN in condizioni ultime (SLU-SLV).

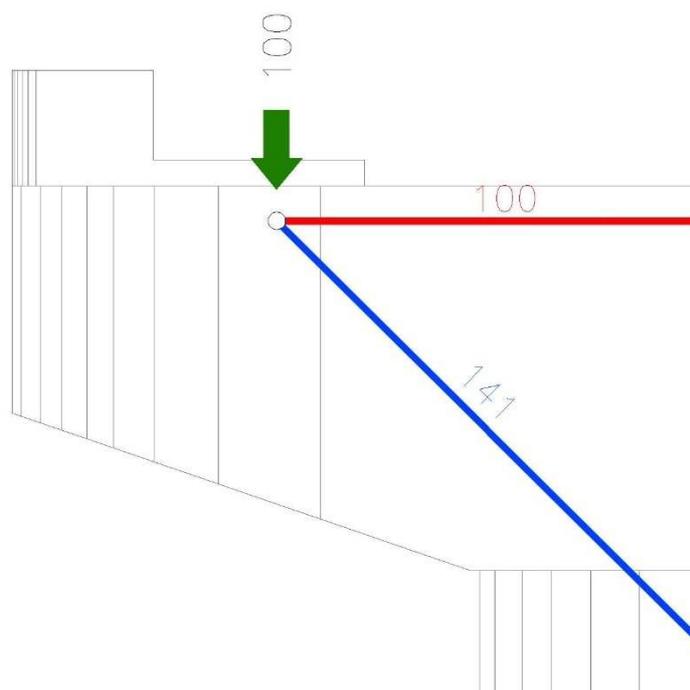


Figura 9.2. Schema di calcolo

9.3.2 Verifica SLU-SLV

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	8376 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	100/100 x 8376 = 8376 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	17x3x707 = 36057 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 36057 / 1000 = 14109 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	14109 / 8376 = 1.68 > 1.00

9.3.3 Verifica SLE - Fessurazione

Cautelativamente si verifica la condizione di apertura delle fessure considerando le sollecitazioni in condizione rara e il limite di apertura in condizione quasi permanente.

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	6210 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	100/100 x 6210 = 6210 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	17x3x707 = 36057 mm ²
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	=	6210000 / 36057 = 172 N/mm ²

	Elemento	[-]	Pulvino	
	Combinazione	[-]	Rara	
	Sezione	[-]	Mmax	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	37	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.35	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	34625	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	30	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	172	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	36057	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	150	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	375	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	60	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	2600	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	2200	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	2000	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	740	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	487	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm ²]	1265333	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	2.850E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.06	Rapporto geometrico di armatura tesa
	k_1	[-]	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	Δ_e	[-]	0.000556	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	-
	$s_{r,max}$	[mm]	383	Distanza massima tra le fessure
VERIFICA	w_k	[mm]	0.213	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.300	Apertura limite delle fessure

OK

9.4 BAGGIOLI E RITEGNI

9.4.1 Premessa

Si verifica quanto segue.

- Baggioli. Resistenza a taglio interfaccia baggiolo / pulvino
Armatura di frettaggio
- Ritegni (trasversali). Modello limite tirante – puntone (vedi figura)

I ritegni trasversali sono assimilati a pendoli inversi, soggetti ad un carico trasversale. Coerentemente con le dimensioni di progetto, si assume una luce di calcolo pari a 600mm.

9.4.2 Verifica baggioli

9.4.2.1.1 Resistenza interfaccia

La massima azione orizzontale agente sull'appoggio è pari a 400 kN. I baggioli hanno dimensioni in pianta 1.00x1.00m e si prevede di disporre come armatura verticale lungo il bordo 1 ϕ 16/10 (corrispondenti a circa 9 ϕ 16 su ciascun lato).

La verifica è svolta secondo EC2 §6.2.5, trascurando cautelativamente il concomitante scarico assiale di compressione.

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Sezione	[-]	-	Sezione di controllo
L	[mm]	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1000	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	S	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.70	Vedi EC2 par 6.2.5
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f_{ck}	[N/mm ²]	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f_{ctk}	[N/mm ²]	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f_{ctd}	[N/mm ²]	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N_{Sd}	[kN]	0	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm ²]	0.0	Sforzo assiale concomitante
A_s	[mm ²]	1809	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	1.809E-03	Rapporto geometrico di armatura
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	Angolo armatura - interfaccia
v	[-]	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
$V_{Rdi,1}$	[N/mm ²]	0.496	Tensione tagliante resistente calcolata
$V_{Rdi,2}$	[N/mm ²]	5.401	Tensione tagliante resistente massima
V_{Rdi}	[N/mm ²]	0.50	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	496	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	400	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_S	[-]	1.24	Coefficiente di sicurezza

9.4.2.1.2 Frettaggio

Si verifica l'armatura trasversale per un'azione di frettaggio pari al 25% del carico massimo assiale. In particolare, si predispongono n.6 braccia $\phi 14/6\text{cm}$ che, su un'altezza di baggioli minima pari a 40cm, corrispondono a $[(40-10)/6 + 1] \times 6 = 36 \phi 14$

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	8376 kN
Azione massima di frettaggio	H_{sd}	=	$8376 \times 0.25 = 2094$ kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	$36 \times 154 = 5544$ mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	$391.3 \times 5544 / 1000 = 2169$ kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$2169 / 2094 = 1.04 > 1.00$

9.4.2.2 Ritegni trasversali

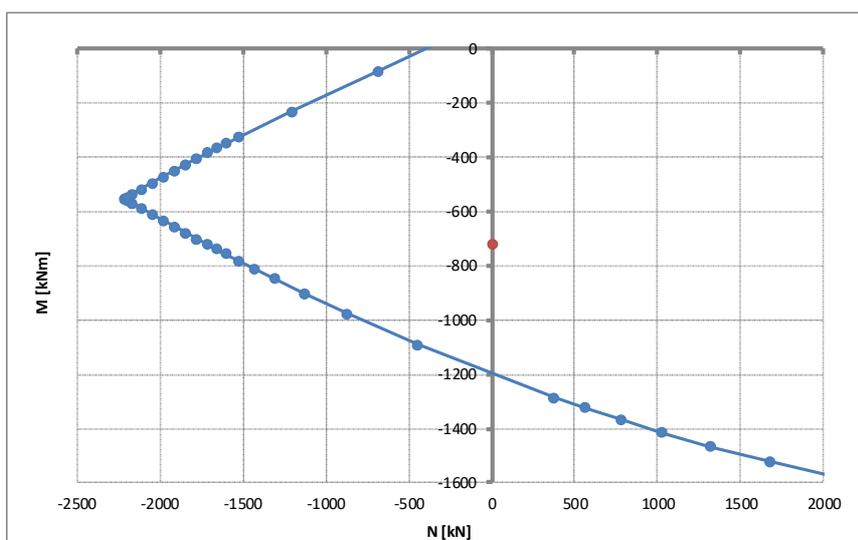
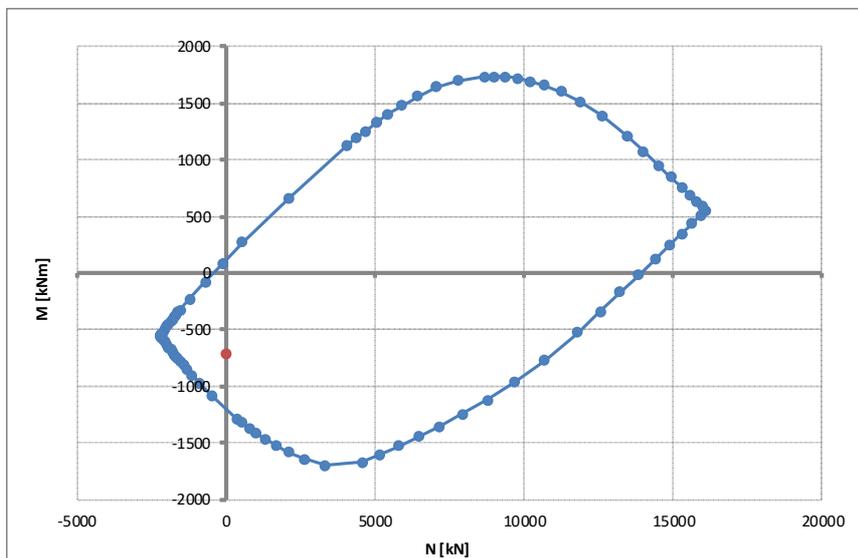
9.4.2.2.1 Flessione

La massima azione trasversale (pari alla somma delle azioni sui singoli elementi) vale circa 1000 kN. Pertanto:

$$M_{sd} = 1200 \times 0.60 = 600 \text{ kNm}$$

La sezione (equivalente) resistente ha dimensione BxH=1000x700mm e si prevedono n.9+9φ20, disposti su n.2 strati

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.661	0	-1196
N=cost	1.661	0	-1196



9.4.2.2.2 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	6 braccia $\phi 12/12\text{cm}$

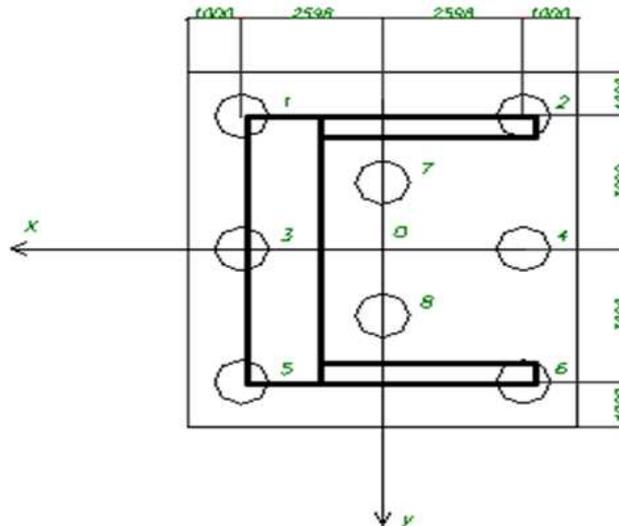
STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	RITEGNO	
Direzione	[-]	Trasversale	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	700	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	120	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	678	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1393	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	3333	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1393	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	1200	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.16	Coefficiente di sicurezza

9.5 AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO

Per il calcolo delle sollecitazioni che gravano sulla palificata, vengono considerate le reazioni vincolari agenti alla base della pila e riportate nel baricentro inferiore della zattera a livello, quindi, della testa dei pali.



F_{long} = forza lungo l'asse x

F_{trasv} = forza lungo l'asse y

F_{vert} = forza lungo l'asse z (asse verticale), positiva se di trazione

M_{trasv} = momento intorno l'asse x

M_{long} = momento intorno l'asse y

M_{torc} = momento torcente

Comb.	F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{trasv}	M _{long}	M _{torc}
[-]	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
50_A1STRSLU_0_01_Max	-296	-806	-24031	16699	-5647	3
50_A1STRSLU_0_01_Min	312	-587	-22894	21264	5952	3
50_A1STRSLU_0_02_Max	-294	-807	-32162	17840	-5621	3
50_A1STRSLU_0_02_Min	313	-587	-31024	22406	5977	4
50_A1STRSLU_1_01_Max	-296	-531	-24034	10562	-5644	1
50_A1STRSLU_1_01_Min	312	-311	-22896	15127	5954	2
50_A1STRSLU_1_02_Max	-296	-538	-29577	22031	-5657	5
50_A1STRSLU_1_02_Min	311	-318	-28439	26597	5942	5
50_A1STRSLU_1_03_Max	-294	-540	-29579	22138	-5621	4
50_A1STRSLU_1_03_Min	313	-321	-28441	26703	5977	4
50_A1STRSLU_1_04_Max	-294	-531	-32164	11703	-5619	1
50_A1STRSLU_1_04_Min	313	-312	-31026	16269	5980	2
50_A1STRSLU_1_05_Max	-295	-538	-37707	23173	-5631	5
50_A1STRSLU_1_05_Min	312	-319	-36570	27738	5967	6
50_A1STRSLU_1_06_Max	-293	-541	-37709	23279	-5596	4
50_A1STRSLU_1_06_Min	314	-321	-36572	27845	6003	5
50_A1STRSLU_2A_01_Max	-512	-531	-24042	10508	-9779	1
50_A1STRSLU_2A_01_Min	527	-310	-22887	15128	10071	2
50_A1STRSLU_2A_02_Max	-513	-536	-28199	19110	-9788	4
50_A1STRSLU_2A_02_Min	527	-315	-27044	23730	10062	5
50_A1STRSLU_2A_03_Max	-511	-538	-28201	19190	-9761	3
50_A1STRSLU_2A_03_Min	528	-317	-27046	23810	10089	4
50_A1STRSLU_2A_04_Max	-511	-531	-32172	11650	-9753	1
50_A1STRSLU_2A_04_Min	529	-310	-31017	16270	10097	2
50_A1STRSLU_2A_05_Max	-511	-536	-36330	20252	-9763	4
50_A1STRSLU_2A_05_Min	528	-316	-35175	24872	10087	5
50_A1STRSLU_2A_06_Max	-510	-538	-36331	20332	-9736	3
50_A1STRSLU_2A_06_Min	529	-318	-35176	24952	10114	4
50_SLV_01_Max	-3814	-1667	-24604	-13821	-45886	-309
50_SLV_01_Min	3822	1664	-22244	20530	46026	310
50_SLV_02_Max	-1877	-3495	-24677	-31387	-23497	-354
50_SLV_02_Min	1884	3493	-22171	38097	23637	355
50_SLV_03_Max	-1446	-1332	-25743	-11515	-18311	-186
50_SLV_03_Min	1454	1330	-21105	18225	18451	187
50_RARA_0_01_Max	-246	-556	-23877	11858	-4707	2
50_RARA_0_01_Min	260	-373	-22971	15662	4958	3
50_RARA_1_01_Max	-247	-378	-27985	16271	-4712	3
50_RARA_1_01_Min	259	-195	-27079	20075	4953	4
50_RARA_1_02_Max	-246	-373	-23879	7775	-4703	1
50_RARA_1_02_Min	260	-190	-22972	11579	4962	1
50_RARA_1_03_Max	-245	-380	-27986	16350	-4686	3
50_RARA_1_03_Min	261	-197	-27080	20154	4979	3
50_RARA_2A_01_Max	-407	-373	-23885	7735	-7765	1
50_RARA_2A_01_Min	419	-189	-22966	11579	8012	1
50_RARA_2A_02_Max	-407	-377	-26964	14107	-7773	3
50_RARA_2A_02_Min	419	-193	-26045	17951	8005	4
50_RARA_2A_03_Max	-406	-378	-26965	14166	-7753	2
50_RARA_2A_03_Min	420	-194	-26046	18010	8025	3

10 VERIFICHE PILA P5

10.1 PLATEA

10.1.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, la verifica a taglio/punzonamento è condotta considerando la massima azione in testa al palo (di spigolo).

10.1.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

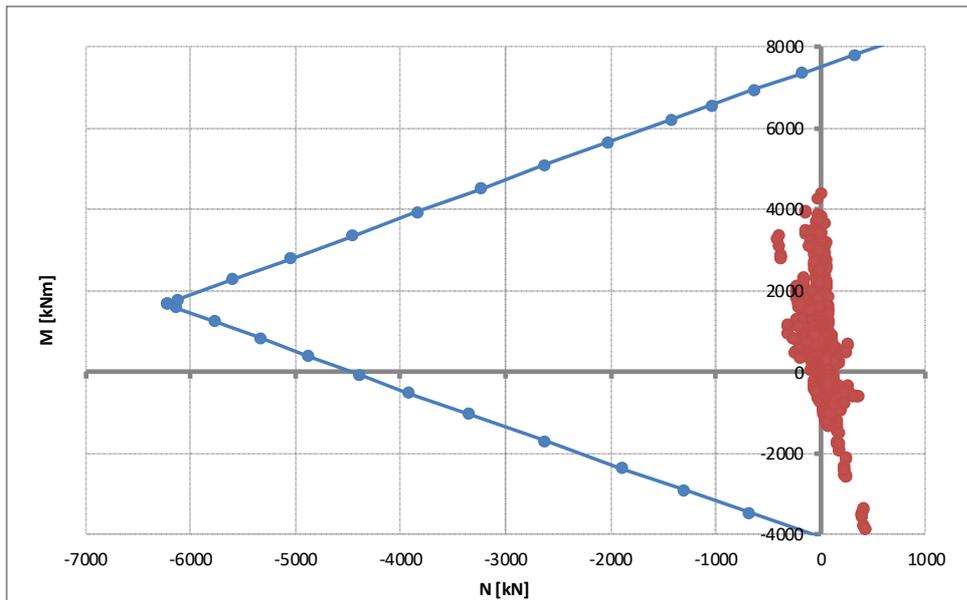
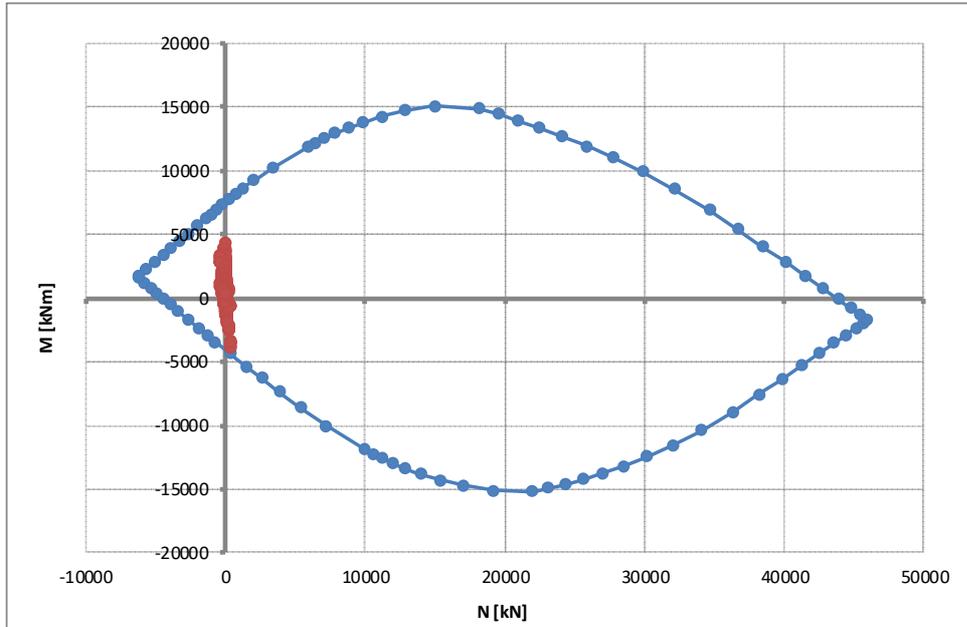
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Longitudinale (X)	-	1	1Ø30/20	d = 1935mm
			2	1Ø30/20	d = 1875mm
			3	1Ø30/20	d = 1815mm
			4	1Ø30/10	d=65mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Trasversale (Y)	-	1	1Ø30/20	d = 1905mm
			2	1Ø30/20	d = 1845mm
			3	1Ø30/20	d = 1785mm
			4	1Ø30/10	d=95mm

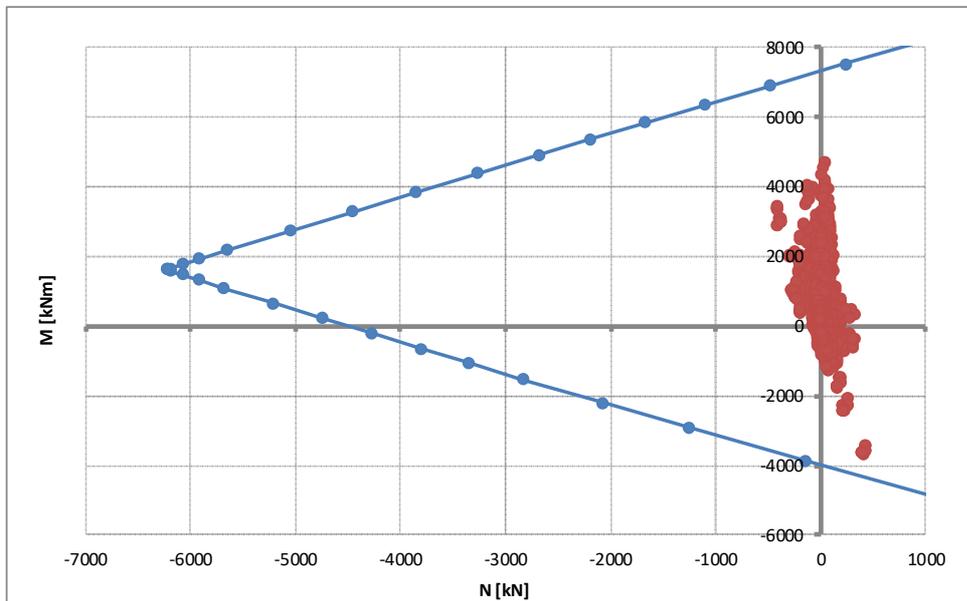
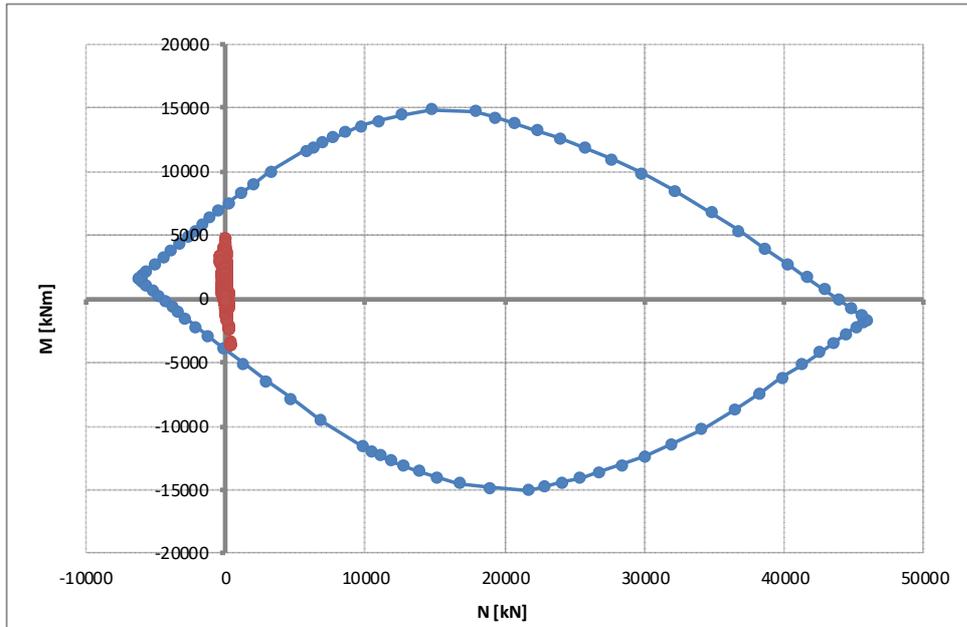
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.160	485	-4467
M=cost	11.071	-4551	3277
N=cost	1.145	418	-4409



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.196	481	-4381
M=cost	10.377	-4293	3441
N=cost	1.178	402	-4315



10.1.2.1 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-5.03	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-5.68	>	-1.44	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	185	<	360	ok
SLE_RARA	Y	204	<	360	ok

Tabella 45. Verifica massime tensioni in esercizio

10.1.2.2 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	w_{sup}		w_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.000	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.000	<	0.200	ok

Comb.	Zona	w_{inf}		σ_{lim}	
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	0.196	<	0.200	ok
SLE_RARA	Y	0.200	<	0.200	ok

Tabella 47. Verifica condizione formazione delle fessure

Zona	N	M	ARMATURA SUPERIORE									ARMATURA INFERIORE								
			σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk	σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]
X	-19	2357	136	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		136	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.135
X	-17	2271	131	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		131	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.129
X	-17	2713	156	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		156	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.160
X	-31	2428	140	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		140	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.141
X	-33	2492	144	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		144	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.145
X	-31	2759	159	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		159	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.164
X	-2	2501	143	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		143	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.144
X	-3	2685	154	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		154	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.157
X	-6	2818	162	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		162	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.167
X	27	2252	128	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		128	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.125
X	-3	3233	185	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		185	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.196
X	30	2666	151	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		151	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.154
X	-21	2855	165	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		165	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.170
X	-19	2755	159	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		159	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.163
X	-19	3165	182	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		182	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.192
X	45	2300	130	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		130	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.127
X	0	2335	134	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		134	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.132
X	-4	2143	123	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		123	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.119
X	-3	2372	136	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		136	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.135
X	-3	2237	128	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		128	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.125
X	0	2563	147	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		147	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.148
X	-15	2264	130	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		130	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.128
X	-14	2184	126	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		126	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.122
X	-13	2508	144	313	3.13E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	395		144	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	248	0.145
Y	-26	2154	128	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		128	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.176
Y	-26	2053	122	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		122	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.165
Y	-25	2201	130	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		130	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.181
Y	44	2352	136	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		136	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.193
Y	43	2272	131	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		131	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.184
Y	48	2407	139	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		139	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.199
Y	46	2086	120	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		120	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.162
Y	36	2297	133	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		133	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.187
Y	38	2407	140	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		140	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.199
Y	51	2190	126	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		126	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.174
Y	49	2108	121	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		121	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.164
Y	46	2354	136	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		136	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.193
Y	39	2067	120	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		120	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.161
Y	41	2322	134	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		134	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.189
Y	31	2220	129	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		129	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.179
Y	31	2182	127	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		127	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.174
Y	53	2220	128	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		128	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.177
Y	23	2236	130	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		130	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.181
Y	22	2264	132	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		132	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.185
Y	36	2184	127	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		127	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.174
Y	23	2399	140	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		140	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.200
Y	51	2174	125	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		125	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.172
Y	54	2239	129	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		129	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.179
Y	10	2384	139	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		139	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.199
Y	67	2150	123	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		123	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.168
Y	8	2335	137	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		137	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.194
Y	65	2101	120	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		120	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.162
Y	28	2050	119	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		119	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.160
Y	51	2199	127	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		127	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.175
Y	18	2306	134	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	552		134	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	386	0.190

Tabella 48. Tabelle di calcolo tensioni

10.1.3 Taglio/punzonamento

Tenuto in conto dei rapporti geometrici della platea (luci di taglio e spessore), si verifica lo sbalzo trasversale della platea in accordo allo schema mostrato in figura. In particolare, si predispone armatura a taglio per riprendere il 100% dell'azione totale trasmessa al palo di spigolo.

Azione massima trasmessa al palo	V_{sd}	=	4149 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura a taglio	A_s	=	80φ16 = 80x201 = 16080 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 16080 / 1000 = 6292 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	6292 / 4149 = 1.52 > 1.00

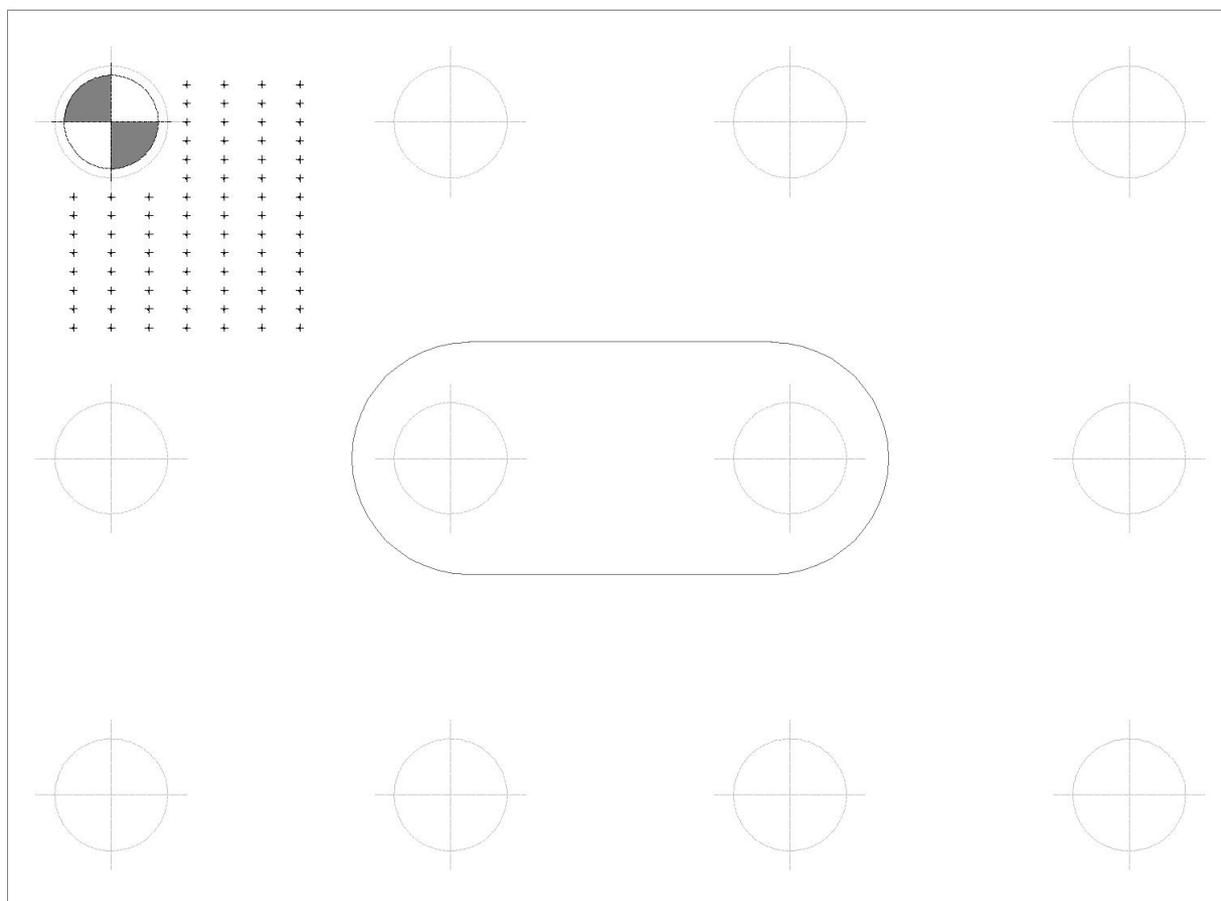


Figura 10.1. Schema di calcolo

10.2 FUSTO

10.2.1 Premessa

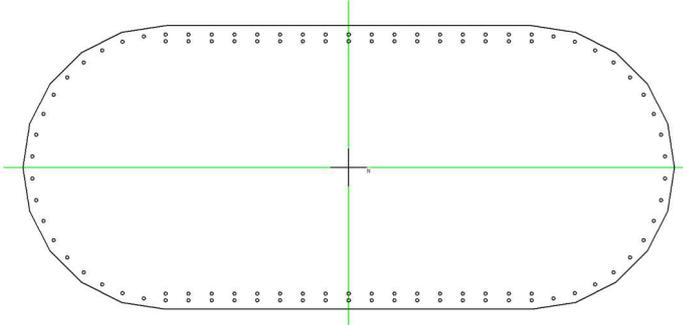
Tenuto in conto della tipologia di elemento e delle azioni cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche.

- Flessione
- Taglio

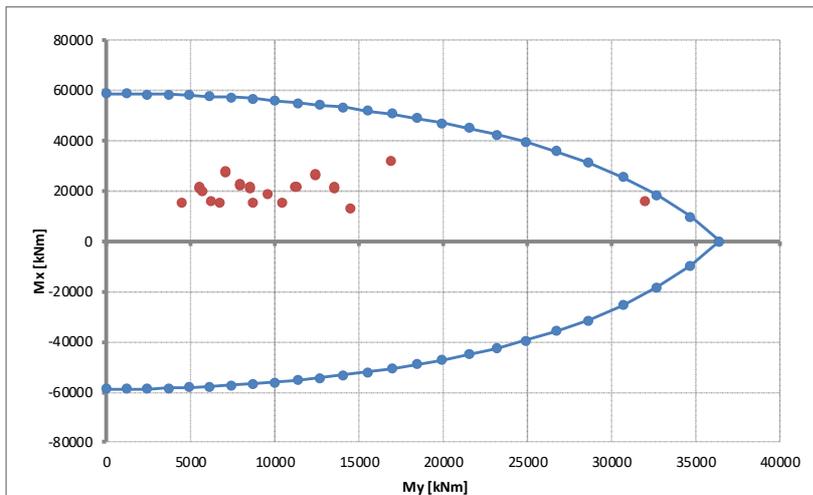
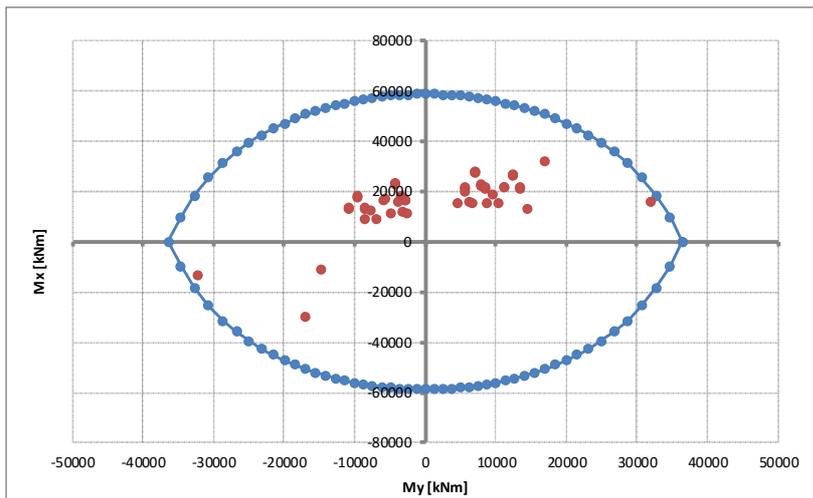
10.2.2 Flessione

10.2.2.1 SLU – SLV

Armatura: 104 ϕ 30



Rottura	$F_{s,min}$	$M_{Rd,y}$	$M_{Rd,x}$
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.035	33170	16298
Mx=cost	1.039	33298	15741
My=cost	1.314	32037	20678



10.2.2.2 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

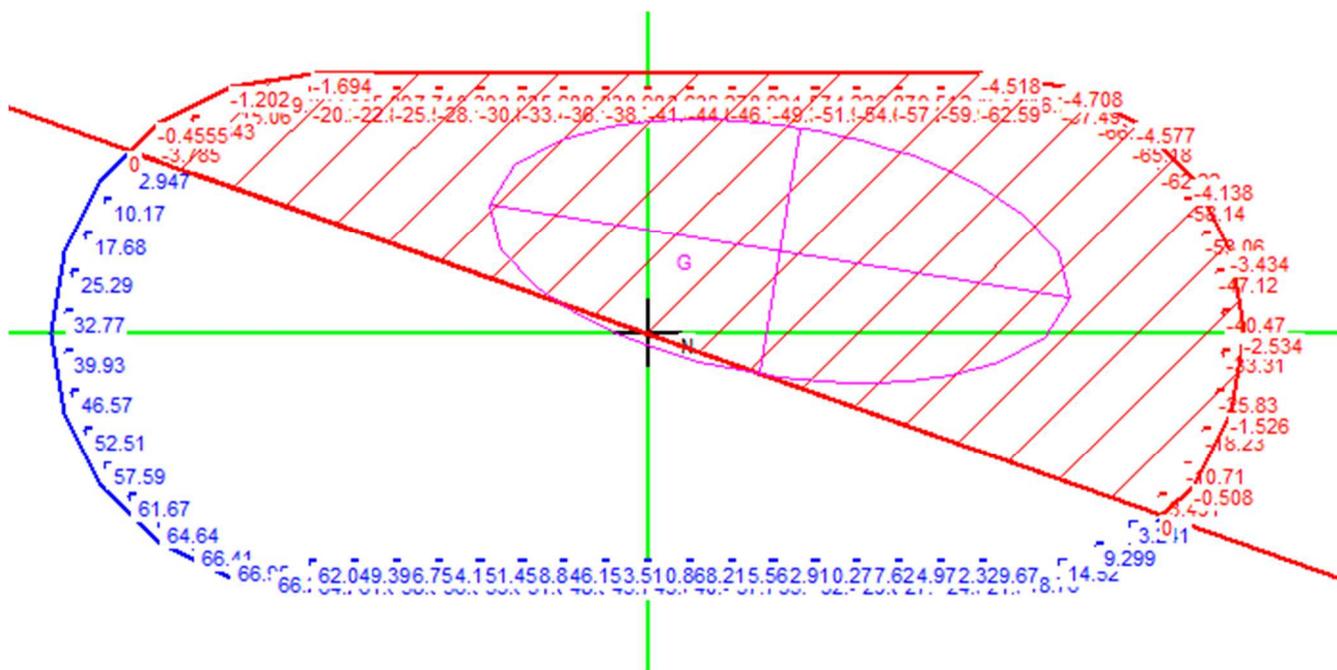
Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P5	Rara	Tutte	11699	10418	15524

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	4.71	<	21.10	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	4.71	<	15.75	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- Combinazione rara:	67.0	<	360.0	N/mm ²



10.2.2.3 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara.

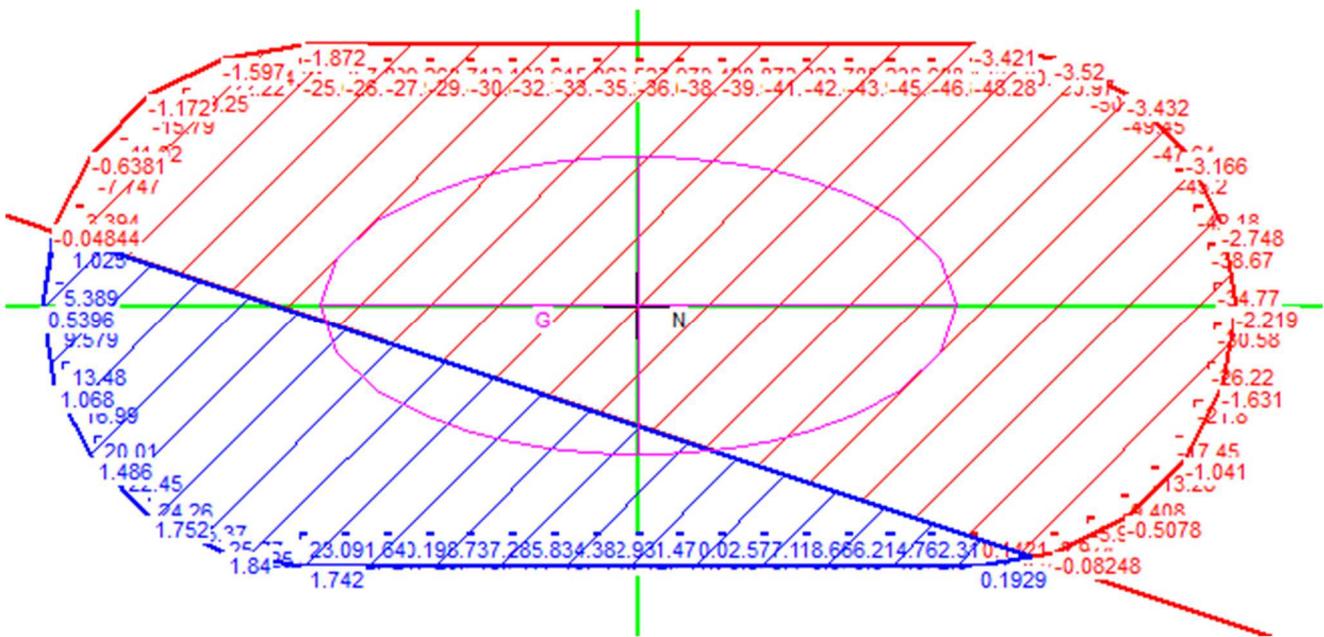
Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P5	Rara	Tutte	11699	10418	15524

Pila	$\sigma_{ct,max}$	$f_{ct,max} / 1.20$
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-	1.84	3.21

OK

Risultando le massime sollecitazioni inferiori al limite di riferimento, la verifica risulta soddisfatta.



10.2.3 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di "elementi con armatura resistente a taglio".

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	4 braccia $\phi 16/15\text{cm}$
Longitudinale	-	Elemento con armatura a taglio	16 braccia $\phi 10/30\text{cm}$

Elemento	Direzione	Fusto X	Fusto Y	
γ_c	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	0.00	Tensione media di compressione slla sezione
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	2360	4500	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	5700	2500	Larghezza sezione
s	[mm]	300	150	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	1256	804	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	3480	8494	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	64060	53574	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	3480	8494	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	2820	2465	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.23	3.45	Coefficiente di sicurezza

10.3 PULVINO

10.3.1 Premessa

Si analizza lo sbalzo laterale, assimilando ad un elemento massivo e considerando lo schema limite "tirante-puntone" mostrato in figura. Si prevedono n.3 strati di barre $\phi 30/15$, su una larghezza effettiva di 3.50m

Il calcolo è svolto considerando il massimo scarico sull'appoggio, pari a 7270 kN in condizione d'esercizio (RARA) e 9717 kN in condizioni ultime (SLU-SLV).

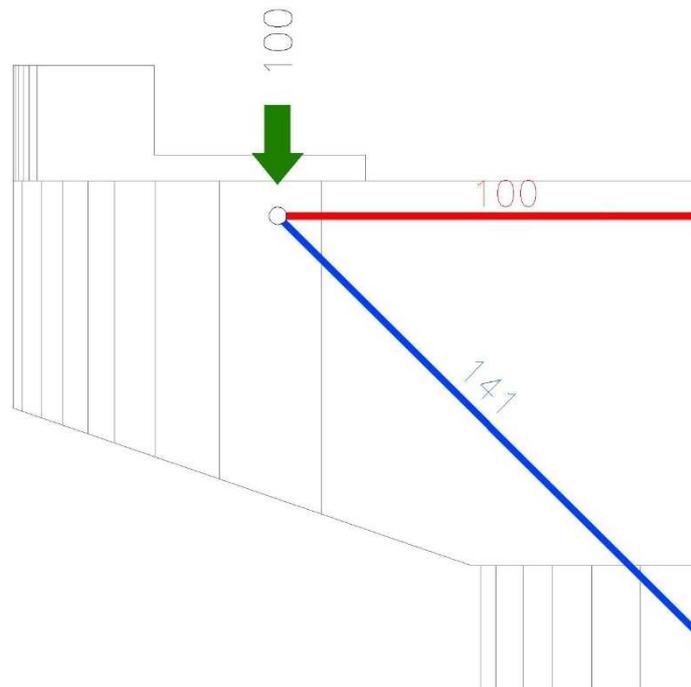


Figura 10.2. Schema di calcolo

10.3.2 Verifica SLU-SLV

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	9717 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	100/100 x 9717 = 9717 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	23x3x707 = 48783 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 48783 / 1000 = 19089 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	19089 / 9717 = 1.96 > 1.00

10.3.3 Verifica SLE - Fessurazione

Cautelativamente si verifica la condizione di apertura delle fessure considerando le sollecitazioni in condizione rara e il limite di apertura in condizione quasi permanente.

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	7270 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	100/100 x 7270 = 7270 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	23x3x707 = 48783 mm ²
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	=	7270000 / 48783 = 149 N/mm ²

	Elemento	[-]	Pulvino	
	Combinazione	[-]	Rara	
	Sezione	[-]	Mmax	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	37	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.35	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	34625	Modulo elastico medio del CLS
	DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-
M_{sd}		[kNm]	-	Momento flettente SLE di progetto
ϕ		[mm]	30	Diametro barre di armatura tesa
σ		[N/mm ²]	149	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s		[mm ²]	48783	Area dell'armatura tesa
E_s		[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s		[mm]	150	Passo medio tra le barre
s_{max}		[mm]	375	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	60	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	3500	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	2200	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	2000	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	500	Quota dell'asse neutro
	h_{ceff}	[mm]	500	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	A_{ceff}	[mm ²]	1750000	Area del calcestruzzo teso
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	$\rho_{p,eff}$	[-]	2.788E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.06	Rapporto geometrico di armatura tesa
	k_t	[-]	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000442	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	-
k_4	[-]	0.425	-	
VERIFICA	w_k	[mm]	0.171	Apertura delle fessure
	w_{kf}	[mm]	0.300	Apertura limite delle fessure

OK

10.4 BAGGIOLI E RITEGNI

10.4.1 Premessa

Si verifica quanto segue.

- Baggioli. Resistenza a taglio interfaccia baggiolo / pulvino
Armatura di frettaggio
- Ritegni (trasversali). Modello limite tirante – puntone (vedi figura)

I ritegni trasversali sono assimilati a pendoli inversi, soggetti ad un carico trasversale. Coerentemente con le dimensioni di progetto, si assume una luce di calcolo pari a 600mm.

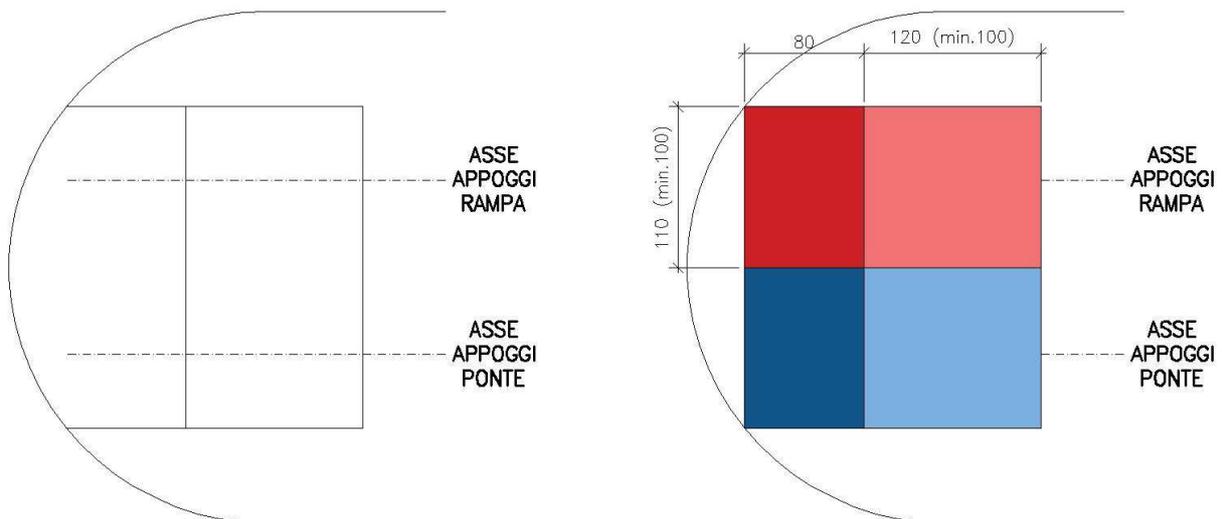


Figura 10.3. Confronto geometrie di progetto – Geometrie di calcolo

10.4.2 Verifica baggioli

10.4.2.1.1 Resistenza interfaccia

La massima azione orizzontale agente sull'appoggio è pari a 550 kN. I baggioli hanno dimensioni in pianta 1.00x1.00m e si prevede di disporre come armatura verticale lungo il bordo 1 ϕ 16/10 (corrispondenti a circa 9 ϕ 16 su ciascun lato).

La verifica è svolta secondo EC2 §6.2.5, considerando il concomitante scarico assiale di compressione.

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Sezione	[-]	-	Sezione di controllo
L	[mm]	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1000	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	S	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.70	Vedi EC2 par 6.2.5
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f_{ck}	[N/mm ²]	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f_{ctk}	[N/mm ²]	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f_{ctd}	[N/mm ²]	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N_{Sd}	[kN]	500	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm ²]	0.5	Sforzo assiale concomitante
A_s	[mm ²]	1809	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	1.809E-03	Rapporto geometrico di armatura
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	Angolo armatura - interfaccia
v	[-]	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
$V_{Rdi,1}$	[N/mm ²]	0.846	Tensione tagliante resistente calcolata
$V_{Rdi,2}$	[N/mm ²]	5.401	Tensione tagliante resistente massima
V_{Rdi}	[N/mm ²]	0.85	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	846	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	550	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_S	[-]	1.54	Coefficiente di sicurezza

10.4.2.1.2 Frettaggio

Si verifica l'armatura trasversale per un'azione di frettaggio pari al 25% del carico massimo assiale. In particolare, si predispongono n.6 braccia $\phi 14/6\text{cm}$ che, su un'altezza di baggioli minima pari a 40cm, corrispondono a $[(40-10)/6 + 1] \times 6 = 36 \phi 14$

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	5864 kN
Azione massima di frettaggio	H_{sd}	=	$5864 \times 0.25 = 1466$ kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	$36 \times 154 = 5544$ mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	$391.3 \times 5544 / 1000 = 2169$ kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$2169 / 1466 = 1.48 > 1.00$

10.4.2.2 Ritegni trasversali

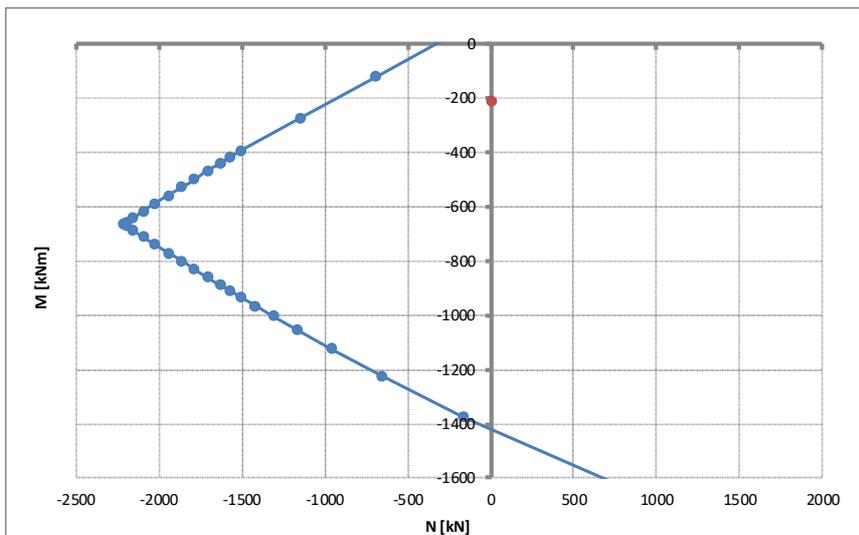
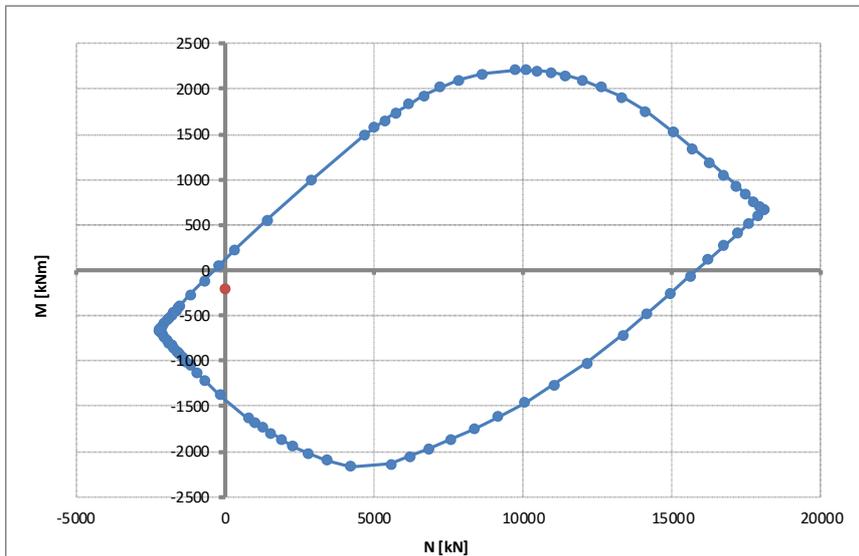
10.4.2.2.1 Flessione

La massima azione trasversale (pari alla somma delle azioni sui singoli elementi) vale circa 1000 kN. Pertanto:

$$M_{sd} = 350 \times 0.60 = 210 \text{ kNm}$$

La sezione (equivalente) resistente ha dimensione BxH=1100x800mm e si prevedono n.9+9φ20, disposti su n.2 strati

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	6.755	1	-1419
N=cost	6.754	0	-1418



10.4.2.2.2 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	6 braccia $\phi 12/12\text{cm}$

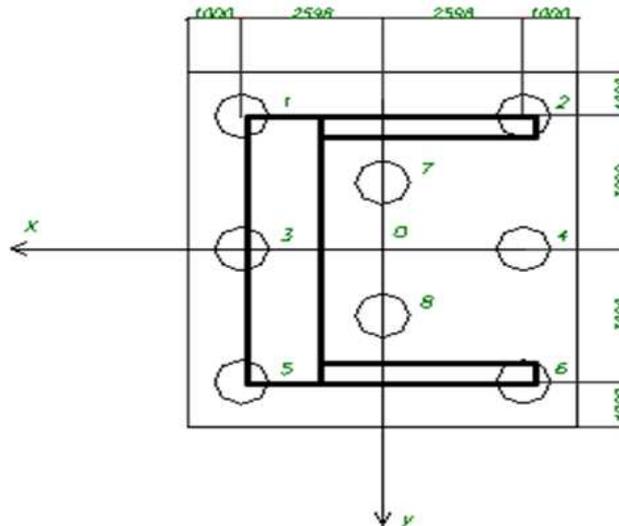
STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	RITEGNO	
Direzione	[-]	Trasversale	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	750	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	120	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	678	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1492	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	3572	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1492	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	350	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	4.26	Coefficiente di sicurezza

10.5 AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO

Per il calcolo delle sollecitazioni che gravano sulla palificata, vengono considerate le reazioni vincolari agenti alla base della pila e riportate nel baricentro inferiore della zattera a livello, quindi, della testa dei pali.



F_{long} = forza lungo l'asse x

F_{trasv} = forza lungo l'asse y

F_{vert} = forza lungo l'asse z (asse verticale), positiva se di trazione

M_{trasv} = momento intorno l'asse x

M_{long} = momento intorno l'asse y

M_{torc} = momento torcente

Comb.	F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{trasv}	M _{long}	M _{torc}
[-]	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
50_A1STRSLU_0_01_Max	-289	-1422	-21040	24419	-5676	20
50_A1STRSLU_0_01_Min	706	-1060	-17647	31524	13812	149
50_A1STRSLU_0_02_Max	-291	-1424	-28025	24928	-5630	19
50_A1STRSLU_0_02_Min	704	-1063	-24632	32033	13858	148
50_A1STRSLU_1_01_Max	-395	-946	-24487	20443	-5629	-36
50_A1STRSLU_1_01_Min	600	-584	-21094	27548	13859	93
50_A1STRSLU_1_02_Max	-359	-928	-24074	20160	-8830	-9
50_A1STRSLU_1_02_Min	637	-566	-20681	27265	10658	120
50_A1STRSLU_1_03_Max	-379	-946	-27525	26836	-7152	-29
50_A1STRSLU_1_03_Min	616	-584	-24132	33941	12336	100
50_A1STRSLU_1_04_Max	-397	-948	-31472	20951	-5583	-37
50_A1STRSLU_1_04_Min	598	-587	-28079	28056	13905	92
50_A1STRSLU_1_05_Max	-361	-931	-31059	20669	-8784	-11
50_A1STRSLU_1_05_Min	635	-569	-27666	27774	10704	118
50_A1STRSLU_1_06_Max	-381	-948	-34511	27344	-7106	-31
50_A1STRSLU_1_06_Min	614	-586	-31117	34449	12382	98
50_A1STRSLU_2A_01_Max	-862	-1079	-23627	16130	-15067	-113
50_A1STRSLU_2A_01_Min	1078	-442	-20228	28522	22458	181
50_A1STRSLU_2A_02_Max	-835	-1066	-23317	15918	-17468	-94
50_A1STRSLU_2A_02_Min	1105	-429	-19918	28311	20057	201
50_A1STRSLU_2A_03_Max	-850	-1079	-25906	20925	-16209	-108
50_A1STRSLU_2A_03_Min	1090	-442	-22507	33318	21316	186
50_A1STRSLU_2A_04_Max	-864	-1082	-30612	16638	-15021	-115
50_A1STRSLU_2A_04_Min	1076	-445	-27213	29031	22504	179
50_A1STRSLU_2A_05_Max	-837	-1068	-30302	16426	-17422	-95
50_A1STRSLU_2A_05_Min	1103	-431	-26903	28819	20103	199
50_A1STRSLU_2A_06_Max	-852	-1081	-32891	21433	-16163	-110
50_A1STRSLU_2A_06_Min	1087	-444	-29492	33826	21362	184
50_SLV_01_Max	-4239	-1590	-21482	-16325	-56724	-447
50_SLV_01_Min	4229	1575	-17391	19043	56749	437
50_SLV_02_Max	-2038	-3425	-21639	-35265	-28700	-748
50_SLV_02_Min	2028	3410	-17234	37982	28725	738
50_SLV_03_Max	-1729	-1299	-22485	-14019	-24674	-339
50_SLV_03_Min	1718	1284	-16388	16736	24699	329
50_RARA_0_01_Max	-277	-980	-20814	16154	-5385	1
50_RARA_0_01_Min	552	-679	-18073	22073	10849	109
50_RARA_1_01_Max	-323	-651	-23062	13788	-7600	-18
50_RARA_1_01_Min	507	-350	-20321	19707	8633	89
50_RARA_1_02_Max	-349	-664	-23368	13997	-5229	-38
50_RARA_1_02_Min	480	-363	-20627	19916	11004	70
50_RARA_1_03_Max	-338	-664	-25619	18733	-6357	-33
50_RARA_1_03_Min	491	-363	-22878	24652	9876	75
50_RARA_2A_01_Max	-696	-763	-22731	10803	-12220	-95
50_RARA_2A_01_Min	833	-258	-19986	20638	17374	135
50_RARA_2A_02_Max	-675	-753	-22502	10646	-13999	-80
50_RARA_2A_02_Min	854	-248	-19756	20481	15595	149
50_RARA_2A_03_Max	-687	-763	-24419	14355	-13066	-92
50_RARA_2A_03_Min	842	-258	-21674	24190	16528	138

11 VERIFICHE PILA P8

11.1 PLATEA

11.1.1 Azioni di calcolo

Tenuto in conto del comportamento bidimensionale degli elementi, le sollecitazioni flettenti sono combinate con quelle torcenti mediante il “*metodo del momento normale*” e pertanto

$$M_{ii,TOT} = M_{ii} + |M_{ij}|$$

dove M_{ii} rappresenta il momento flettente “attorno” all’asse ii mentre M_{ij} rappresenta il contributo torcente. Al regime flessionale viene sommato il concomitante effetto membranale (F_{xx} e F_{yy}).

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, la verifica a taglio/punzonamento è condotta considerando la massima azione in testa al palo (di spigolo).

11.1.2 SLU-SLV - Flessione

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella e ad una sezione di larghezza unitaria di 1.00m. Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

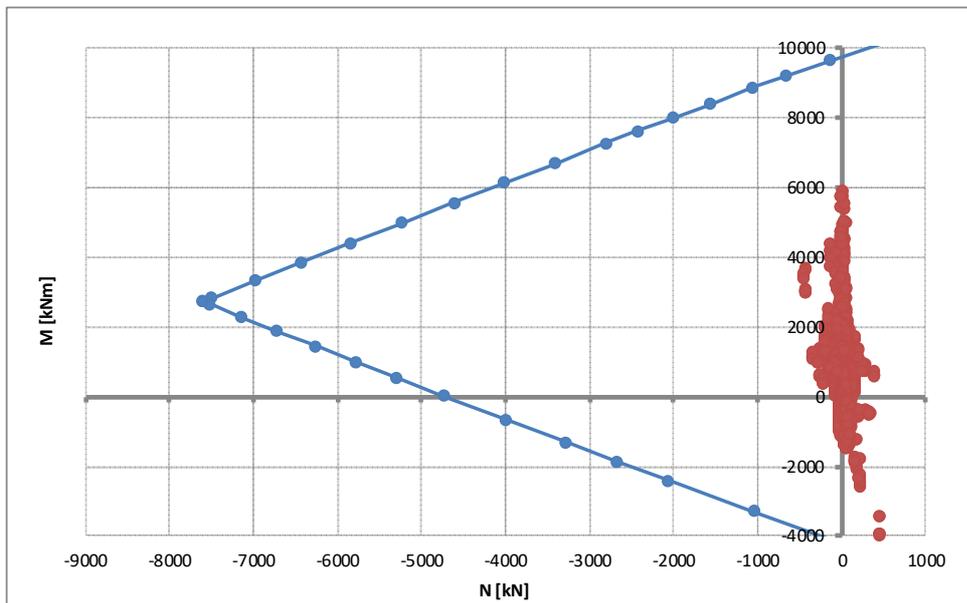
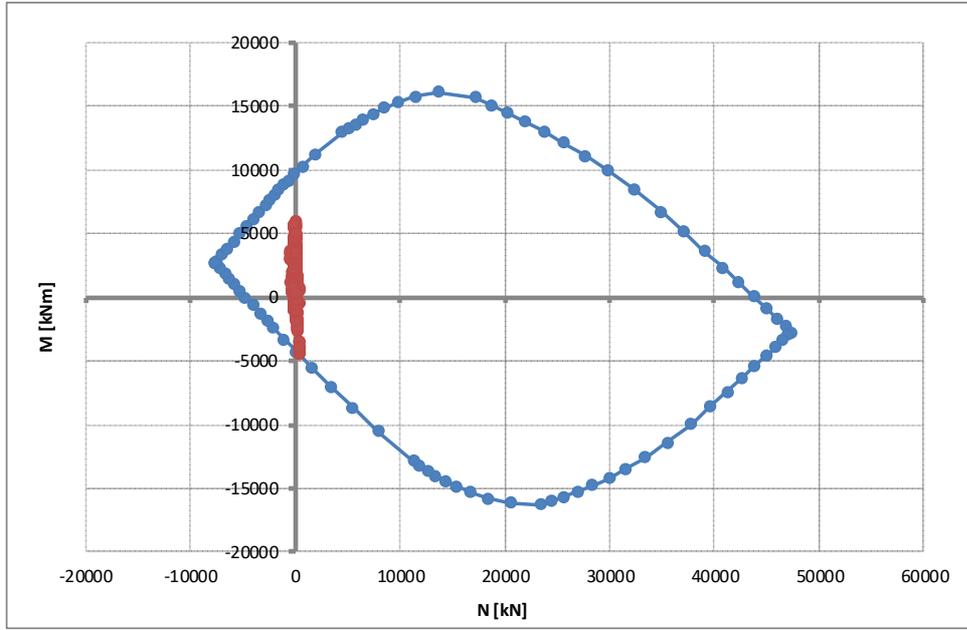
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Longitudinale (X)	-	1	1Ø30/20	d = 1935mm
			2	1Ø30/20	d = 1875mm
			3	1Ø30/20	d = 1815mm
			4	1Ø30/20	d = 1755mm
			5	1Ø30/10	d=65mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Trasversale (Y)	-	1	1Ø30/20	d = 1905mm
			2	1Ø30/20	d = 1845mm
			3	1Ø30/20	d = 1785mm
			4	1Ø30/20	d = 1725mm
			5	1Ø30/10	d=95mm

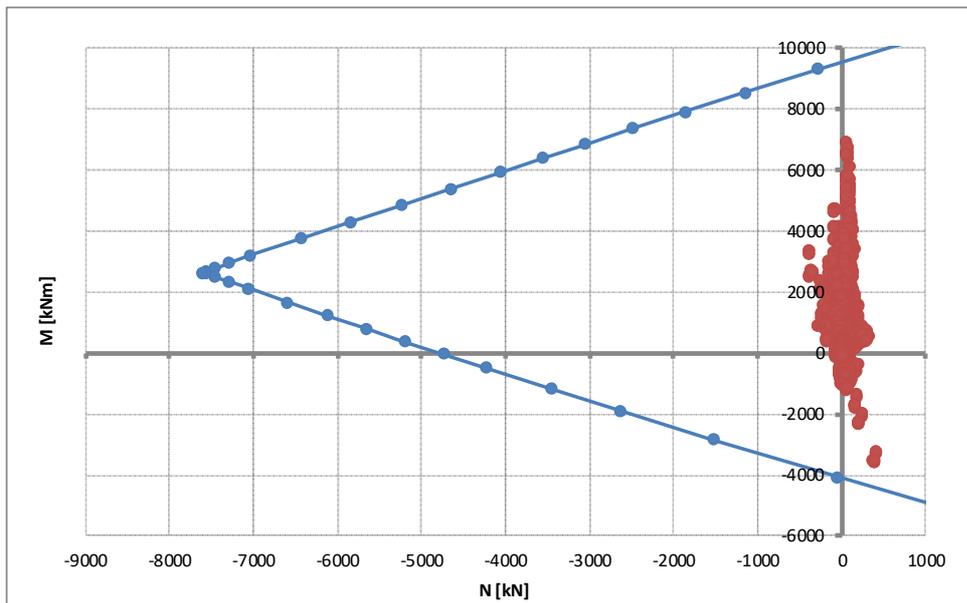
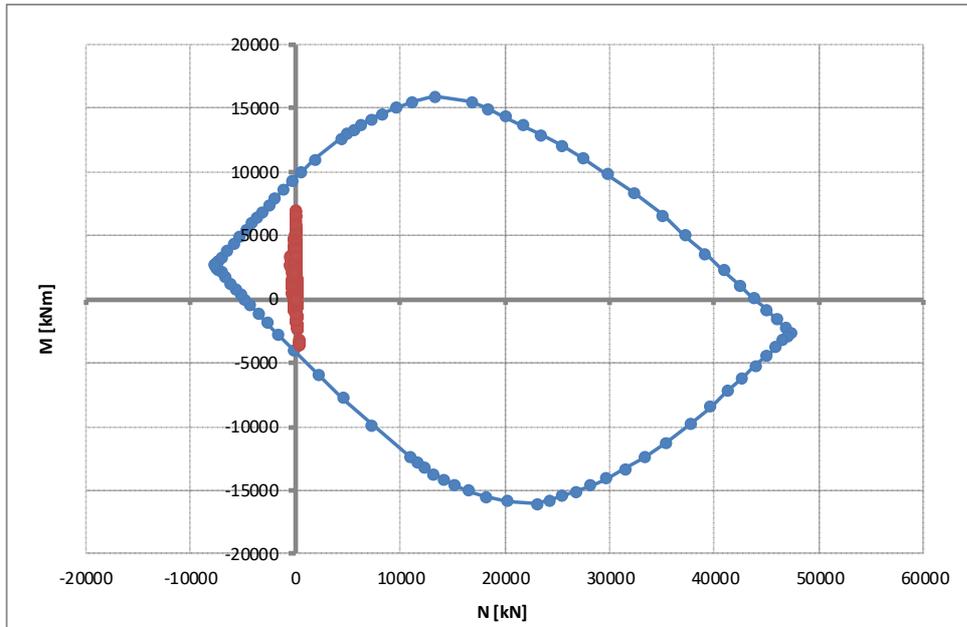
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.049	497	-4611
M=cost	14.732	-6775	3522
N=cost	1.045	473	-4592



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.262	494	-4518
M=cost	17.714	-6824	3396
N=cost	1.239	392	-4435



11.1.2.1 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	-6.17	>	-15.75	ok
SLE_RARA	Y	-4.66	>	-1.44	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	192	<	360	ok
SLE_RARA	Y	139	<	360	ok

Tabella 49. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	$\sigma_{c,suo}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int.1}$	$\sigma_{a,sup int.2}$	$\sigma_{a,sup int.3}$	$\sigma_{a,inf int.3}$	$\sigma_{a,inf int.2}$	$\sigma_{a,inf int.1}$	$\sigma_{a,inf base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	6	3537	-5.16		-69				138	146	153	160	160
X	14	3339	-4.88		-66				130	137	144	151	151
X	6	3536	-5.16		-69				138	146	153	160	160
X	14	3338	-4.88		-66				130	137	144	151	151
X	1	3370	-4.92		-66				132	139	146	153	153
X	18	3093	-4.52		-61				121	127	133	140	140
X	1	3370	-4.92		-66				132	139	146	153	153
X	18	3093	-4.52		-61				121	127	133	140	140
X	4	3567	-5.21		-70				140	147	154	162	162
X	14	3346	-4.89		-66				131	138	145	152	152
X	4	3568	-5.21		-70				140	147	154	162	162
X	14	3347	-4.89		-66				131	138	145	152	152
X	-3	3452	-5.04		-68				135	142	150	157	157
X	18	3049	-4.46		-60				119	125	132	138	138
X	-3	3452	-5.04		-68				135	142	150	157	157
X	18	3050	-4.46		-60				119	125	132	138	138
X	-1	3361	-4.90		-66				132	139	146	153	153
X	17	3104	-4.54		-61				121	128	134	140	140
X	-1	3140	-4.58		-62				123	130	136	143	143
X	2	4226	-6.17		-83				165	174	183	192	192
X	20	3968	-5.80		-78				155	163	171	180	180
X	2	4225	-6.17		-83				165	174	183	192	192
X	20	3968	-5.80		-78				155	163	171	180	180
X	-10	4026	-5.87		-79				158	166	175	183	183
X	30	3650	-5.34		-72				142	150	157	165	165
X	-12	3212	-4.68		-63				126	133	140	146	146
X	-10	4026	-5.87		-79				158	166	175	183	183
X	30	3650	-5.34		-72				142	150	157	165	165
X	-6	3419	-4.99		-67				134	141	148	155	155
X	10	3136	-4.58		-62				123	129	136	142	142
X	-3	3232	-4.72		-63				127	133	140	147	147
X	15	4086	-5.97		-80				160	168	177	185	185
X	15	4087	-5.97		-80				160	168	177	185	185
X	-10	4228	-6.16		-83				166	175	184	192	192
X	23	3706	-5.42		-73				144	152	160	168	168
X	-12	3375	-4.92		-66				133	140	147	154	154
X	-10	4228	-6.17		-83				166	175	184	192	192
X	23	3707	-5.42		-73				144	152	160	168	168
Y	89	2990	-4.58		-59				117	123	130	136	136
Y	89	2990	-4.58		-59				117	123	130	136	136
Y	79	3047	-4.66		-60				119	126	133	139	139
Y	50	2988	-4.56		-58				118	124	131	137	137
Y	44	3009	-4.59		-58				119	125	132	139	139
Y	76	3030	-4.63		-59				119	125	132	138	138
Y	76	3030	-4.64		-59				119	125	132	138	138
Y	69	3006	-4.60		-59				118	125	131	138	138
Y	69	3006	-4.60		-59				118	125	131	138	138
Y	26	2906	-4.42		-56				115	122	128	134	134
Y	26	2906	-4.42		-56				115	122	128	134	134
Y	64	3024	-4.62		-59				119	125	132	139	139
Y	64	3024	-4.62		-59				119	125	132	139	139

Tabella 50. Tabelle di calcolo tensioni

11.1.2.2 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	w_{inf}		σ_{lim}
[-]	[-]	[mm]		[N/mm ²]
SLE_RARA	X	0.194	<	0.200
SLE_RARA	Y	0.197	<	0.200

ok
ok

Tabella 51. Verifica condizione apertura delle fessure

Zona	N	M	ARMATURA SUPERIORE										ARMATURA INFERIORE									
			σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk	σ_{smax}	h_{ceff}	A_{ceff}	k_1	k_2	k_3	k_4	$s_{r,max}$	wk		
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]		
X	6	3537	160	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		160	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.158		
X	14	3339	151	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		151	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.147		
X	6	3536	160	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		160	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.158		
X	14	3338	151	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		151	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.147		
X	1	3370	153	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		153	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.149		
X	18	3093	140	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		140	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.134		
X	1	3370	153	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		153	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.149		
X	18	3093	140	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		140	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.134		
X	4	3567	162	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		162	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.160		
X	14	3346	152	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		152	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.148		
X	4	3568	162	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		162	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.160		
X	14	3347	152	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		152	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.148		
X	-3	3452	157	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		157	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.154		
X	18	3049	138	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		138	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.132		
X	-3	3452	157	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		157	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.154		
X	18	3050	138	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		138	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.132		
X	-1	3361	153	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		153	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.149		
X	17	3104	140	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		140	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.135		
X	-1	3140	143	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		143	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.138		
X	2	4226	192	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		192	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.194		
X	20	3968	180	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		180	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.180		
X	2	4225	192	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		192	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.194		
X	20	3968	180	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		180	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.180		
X	-10	4026	183	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		183	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.184		
X	30	3650	165	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		165	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.163		
X	-12	3212	146	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		146	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.142		
X	-10	4026	183	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		183	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.184		
X	30	3650	165	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		165	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.163		
X	-6	3419	155	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		155	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.152		
X	10	3136	142	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		142	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.137		
X	-3	3232	147	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		147	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.142		
X	12	2949	134	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		134	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.127		
X	15	4086	185	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		185	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.186		
X	15	4087	185	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		185	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.186		
X	-10	4228	192	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		192	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.194		
X	23	3706	168	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		168	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.166		
X	-12	3375	154	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		154	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.150		
X	-10	4228	192	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		192	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.194		
X	23	3707	168	388	3.88E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	450		168	163	1.625E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	229	0.166		
Y	89	2990	136	454	4.54E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	599		136	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.191		
Y	89	2990	136	454	4.54E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	599		136	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.191		
Y	79	3047	139	454	4.54E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	600		139	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.197		
Y	50	2988	137	456	4.56E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	601		137	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.194		
Y	44	3009	139	456	4.56E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	601		139	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.196		
Y	76	3030	138	454	4.54E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	600		138	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.195		
Y	76	3030	138	454	4.54E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	600		138	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.196		
Y	69	3006	138	455	4.55E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	600		138	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.194		
Y	69	3006	138	455	4.55E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	600		138	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.194		
Y	26	2906	134	457	4.57E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	602		134	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.188		
Y	26	2906	134	457	4.57E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	602		134	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.188		
Y	64	3024	139	455	4.55E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	600		139	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.196		
Y	64	3024	139	455	4.55E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	600		139	238	2.375E+05	0.800	0.500	3.400	0.425	358	0.196		

Tabella 52. Tabelle di calcolo tensioni

11.1.3 Taglio/punzonamento

Tenuto in conto dei rapporti geometrici della platea (luci di taglio e spessore), si verifica lo sbalzo trasversale della platea in accordo allo schema mostrato in figura. In particolare, si predispone armatura a taglio per riprendere il 100% dell'azione totale trasmessa al palo di spigolo.

Azione massima trasmessa al palo	V_{sd}	=	7260 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura a taglio	A_s	=	80φ20 = 80x314 = 25120 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 25120 / 1000 = 9829 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	9829 / 7260 = 1.35 > 1.00

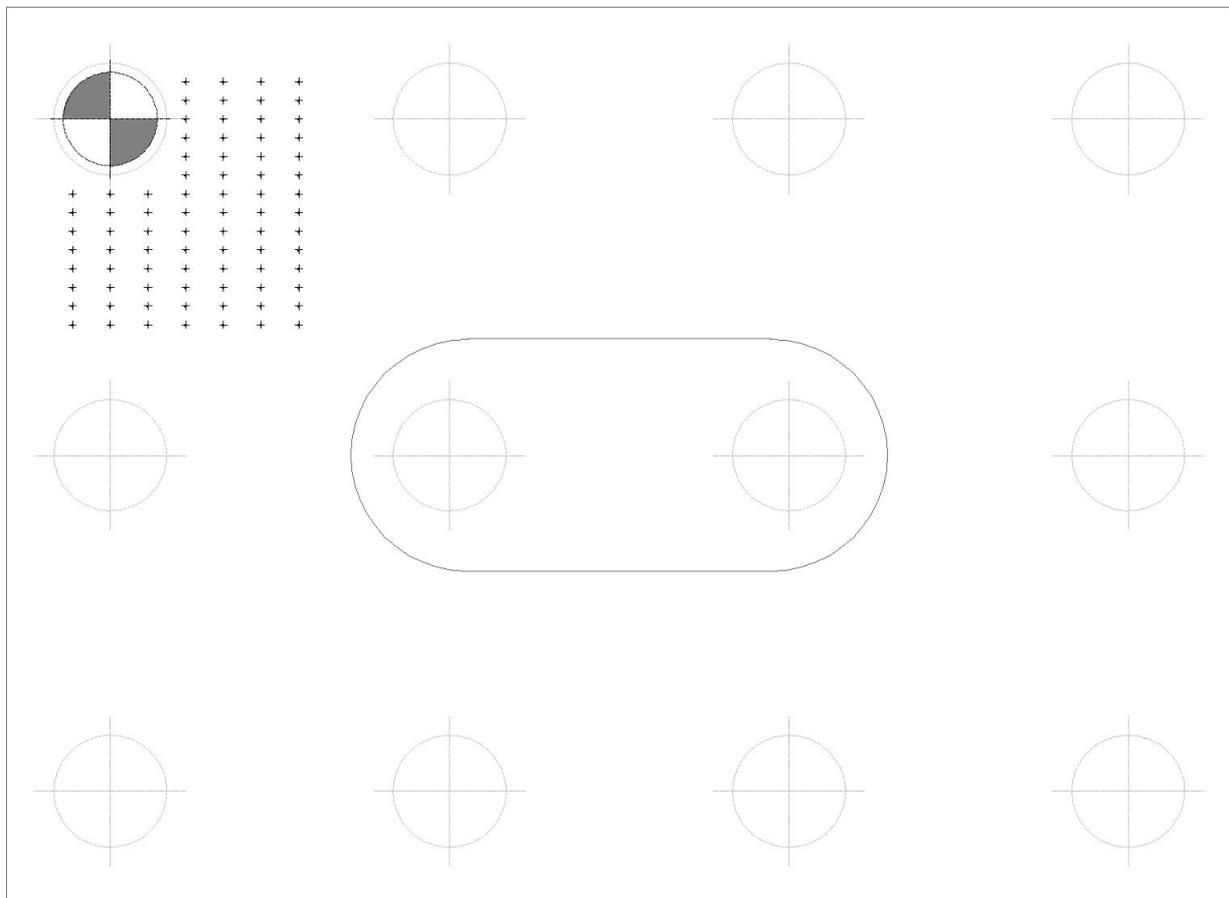


Figura 11.1. Schema di calcolo

11.2 FUSTO

11.2.1 Premessa

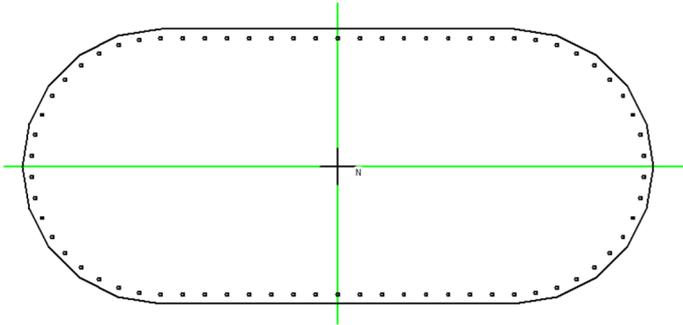
Tenuto in conto della tipologia di elemento e delle azioni cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche.

- Flessione
- Taglio

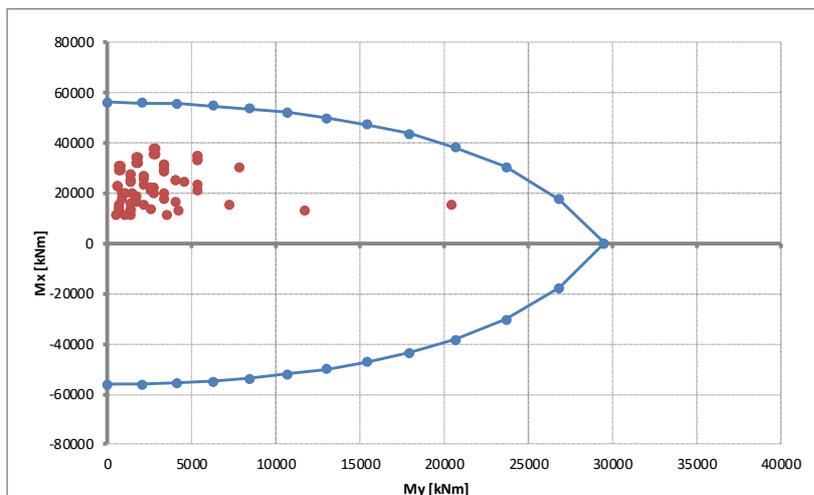
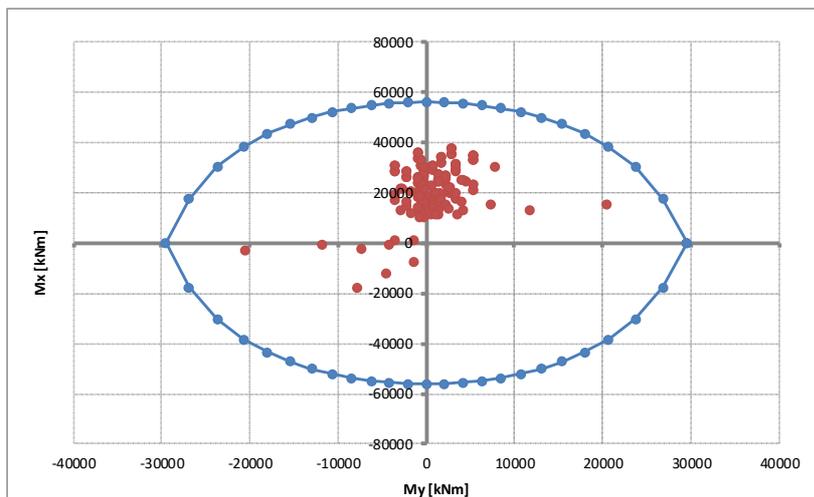
11.2.2 Flessione

11.2.2.1 SLU – SLV

Armatura: 70 ϕ 30



Rottura	$F_{s,min}$	$M_{Rd,y}$	$M_{Rd,x}$
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.289	26369	19607
Mx=cost	1.331	27223	15206
My=cost	1.483	2823	55871



11.2.2.2 SLE – Tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio. Cautelativamente il calcolo è svolto considerando le sole azioni rare confrontate con i limiti tensionali quasi-permanenti.

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

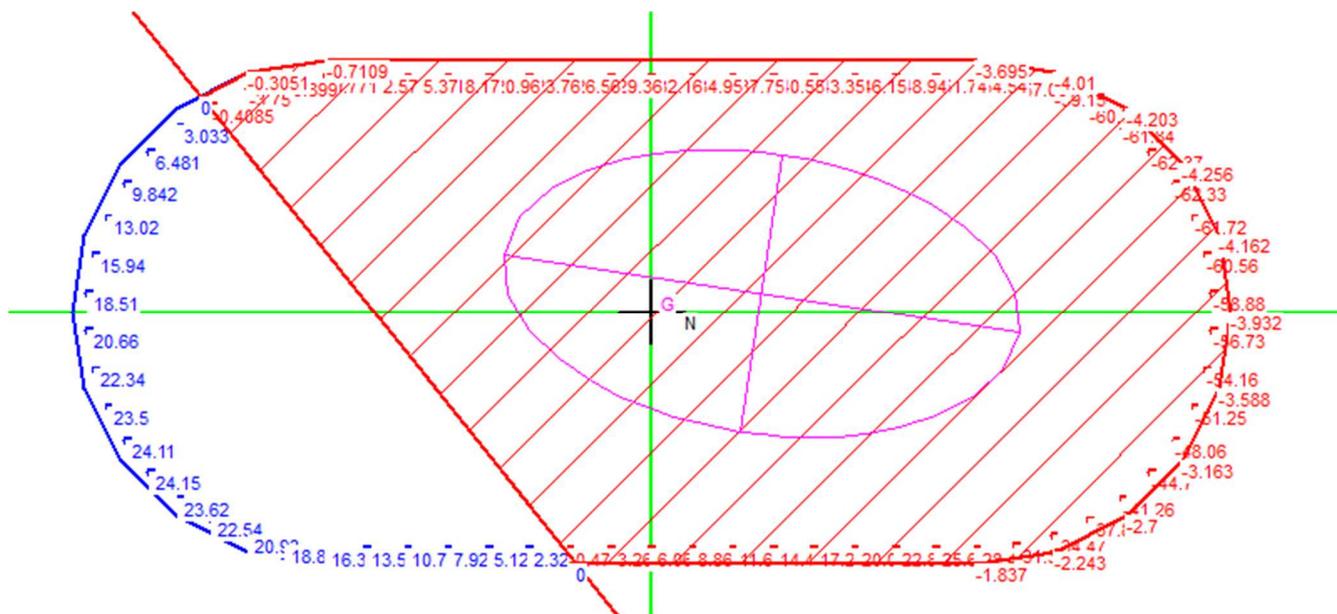
Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P8	Rara	Tutte	19440	4097	25110

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	4.26	<	21.10 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	4.26	<	15.75 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- Combinazione rara:	24.2	<	360.0 N/mm ²



11.2.2.3 SLE – Fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica a fessurazione considerando cautelativamente la condizione di carico rara.

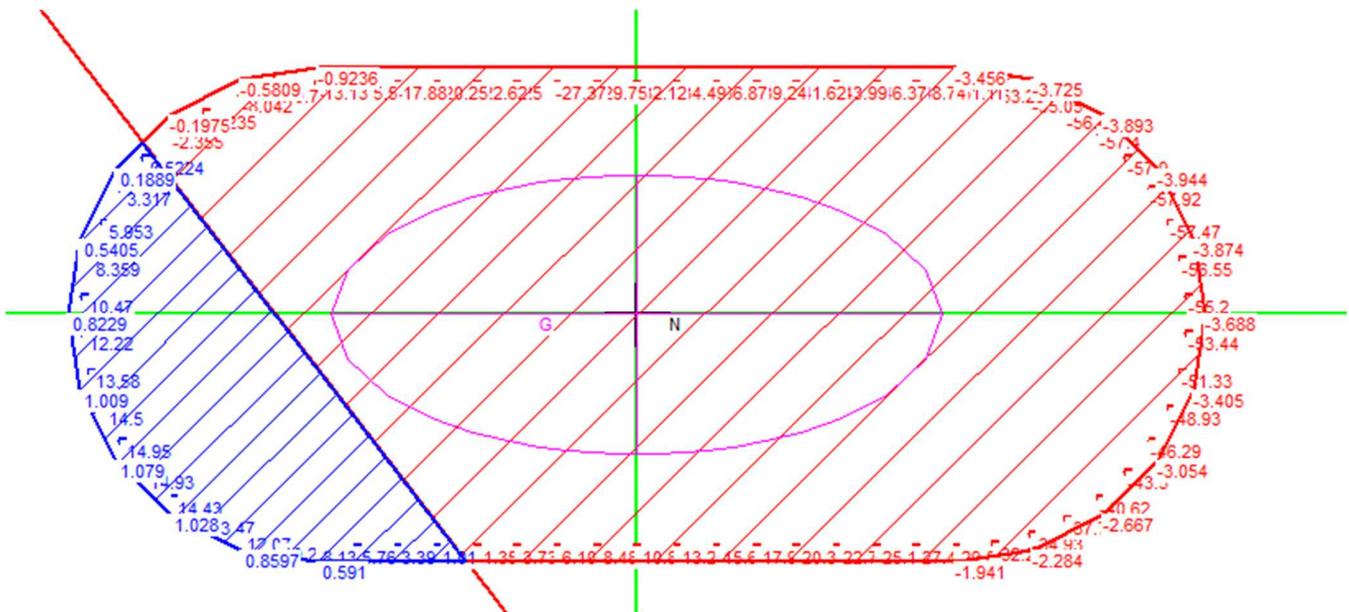
Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P8	Rara	Tutte	19440	4097	25110

Pila	$\sigma_{ct,max}$	$f_{ct,max} / 1.20$
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-	1.08	3.21

OK

Risultando le massime sollecitazioni inferiori al limite di riferimento, la verifica risulta soddisfatta.



11.2.3 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di "elementi con armatura resistente a taglio".

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	4 braccia $\phi 16/15\text{cm}$
Longitudinale	-	Elemento con armatura a taglio	16 braccia $\phi 10/30\text{cm}$

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Fusto	Fusto	
Direzione	[-]	X	Y	
γ_c	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	2360	4500	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	5700	2500	Larghezza sezione
s	[mm]	300	150	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	1256	804	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	3480	8494	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	64060	53574	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	3480	8494	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	2520	2060	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.38	4.12	Coefficiente di sicurezza

11.3 PULVINO

11.3.1 Premessa

Si analizza lo sbalzo laterale, assimilando ad un elemento massivo e considerando lo schema limite "tirante-puntone" mostrato in figura. Si prevedono n.6 strati di barre $\phi 30/15$, su una larghezza effettiva di 2.60m

Il calcolo è svolto considerando il massimo scarico sull'appoggio, pari a 14810 kN in condizione d'esercizio (RARA) e 20060 kN in condizioni ultime (SLU-SLV).

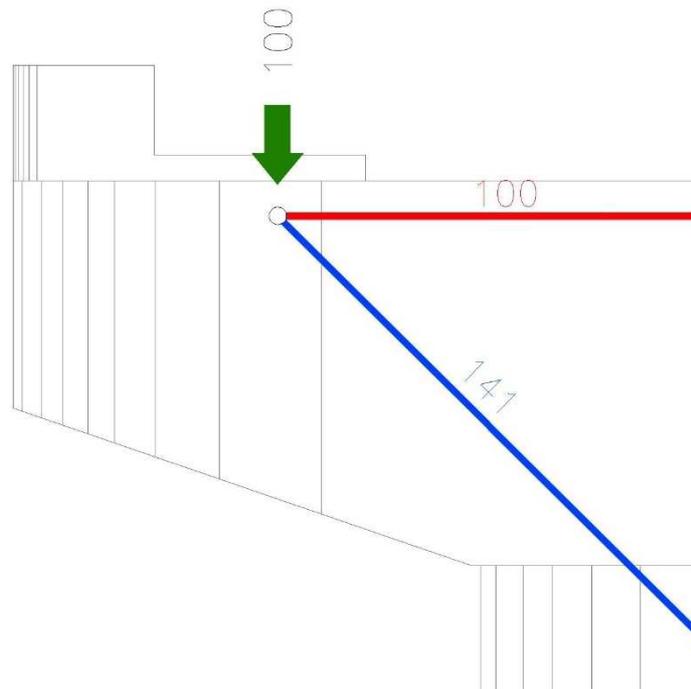


Figura 11.2. Schema di calcolo

11.3.2 Verifica SLU-SLV

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	20060 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	100/100 x 20060 = 20060 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	17x6x707 = 72114 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 72114 / 1000 = 28218 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	28218 / 20060 = 1.41 > 1.00

11.3.3 Verifica SLE - Fessurazione

Cautelativamente si verifica la condizione di apertura delle fessure considerando le sollecitazioni in condizione rara e il limite di apertura in condizione quasi permanente.

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	14810 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	100/100 x 14810 = 14810 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	17x6x707 = 72114 mm ²
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	=	14810000 / 72114 = 205 N/mm ²

	Elemento Combinazione Sezione	[-] [-] [-]	Pulvino Rara Mmax	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	37	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.35	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	34625	Modulo elastico medio del CLS
	DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	-
M_{sd}		[kNm]	-	Momento flettente SLE di progetto
ϕ		[mm]	30	Diametro barre di armatura tesa
σ		[N/mm ²]	205	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
A_s		[mm ²]	72114	Area dell'armatura tesa
E_s		[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
s		[mm]	150	Passo medio tra le barre
s_{max}		[mm]	375	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	60	Copri ferro delle barre di armatura
	b	[mm]	2600	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	2200	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	2000	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	740	Quota dell'asse neutro
	h_{ceff}	[mm]	487	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	A_{ceff}	[mm]	1265333	Area del calcestruzzo teso
	ρ_{peff}	[-]	5.699E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	α_e	[-]	6.06	Rapporto geometrico di armatura tesa
	k_t	[-]	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000825	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	-
$s_{r,max}$	[mm]	293	Distanza massima tra le fessure	
VERIFICA	w_k	[mm]	0.242	Apertura delle fessure
	w_{kf}	[mm]	0.300	Apertura limite delle fessure

OK

11.4 BAGGIOLI E RITEGNI

11.4.1 Premessa

Si verifica quanto segue.

- Baggioli. Resistenza a taglio interfaccia baggiolo / pulvino
Armatura di frettaggio
- Ritegni (trasversali). Modello limite tirante – puntone (vedi figura)

I ritegni trasversali sono assimilati a pendoli inversi, soggetti ad un carico trasversale. Coerentemente con le dimensioni di progetto, si assume una luce di calcolo pari a 600mm.

11.4.2 Verifica baggioli

11.4.2.1.1 Resistenza interfaccia

La massima azione orizzontale agente sull'appoggio è pari a 400 kN. I baggioli hanno dimensioni in pianta 1.00x1.00m e si prevede di disporre come armatura verticale lungo il bordo 1 ϕ 16/10 (corrispondenti a circa 9 ϕ 16 su ciascun lato).

La verifica è svolta secondo EC2 §6.2.5, considerando il concomitante carico assiale.

RESISTENZA A TAGLIO GETTI ESEGUITI IN FASI DIFFERENTI (EC2 par. 6.2.5)

Sezione	[-]	-	Sezione di controllo
L	[mm]	1000	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	1000	Larghezza superficie di contatto
Tipo superficie	[-]	S	ML=molto liscia, L=liscia, S=scabra, D=dentata
c	[-]	0.00	Vedi EC2 par 6.2.5
μ	[-]	0.70	Vedi EC2 par 6.2.5
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza cubica del calcestruzzo (minima)
f_{ck}	[N/mm ²]	37.35	Resistenza cilindrica del calcestruzzo (minima)
f_{ctk}	[N/mm ²]	2.35	Resistenza caratteristica a trazione
f_{ctd}	[N/mm ²]	1.56	Resistenza di progetto a trazione
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza di progetto a compressione
N_{Sd}	[kN]	6000	Azione assiale concomitante
σ_n	[N/mm ²]	6.0	Sforzo assiale concomitante
A_s	[mm ²]	1809	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	1.809E-03	Rapporto geometrico di armatura
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	Tensione di snervamento di progetto
α	[°]	90	Angolo armatura - interfaccia
α	[rad]	1.571	Angolo armatura - interfaccia
v	[-]	0.510	Vedi EC2 par 6.2.5
$V_{Rdi,1}$	[N/mm ²]	4.696	Tensione tagliante resistente calcolata
$V_{Rdi,2}$	[N/mm ²]	5.401	Tensione tagliante resistente massima
V_{Rdi}	[N/mm ²]	4.70	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	4696	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	800	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_S	[-]	5.87	Coefficiente di sicurezza

11.4.2.1.2 Frettaggio

Si verifica l'armatura trasversale per un'azione di frettaggio pari al 25% del carico massimo assiale. In particolare, si predispongono n.10 braccia $\phi 16/5\text{cm}$ che, su un'altezza di baggioli minima pari a 40cm, corrispondono a $[(40-10)/5 + 1] \times 10 = 70 \phi 16$

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	20060 kN
Azione massima di frettaggio	H_{sd}	=	$20060 \times 0.25 = 5015$ kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	$70 \times 201 = 14070$ mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	$391.3 \times 14070 / 1000 = 5506$ kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$5506 / 5015 = 1.10 > 1.00$

11.4.2.2 Ritegni trasversali

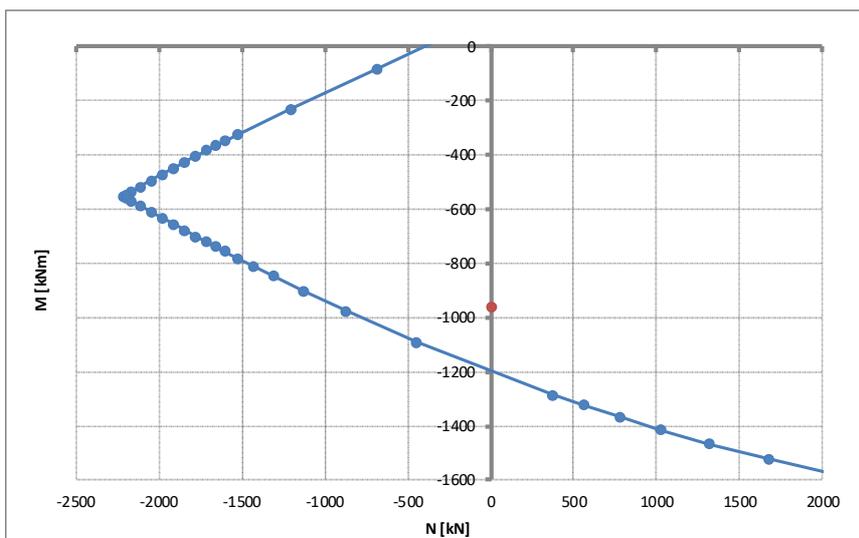
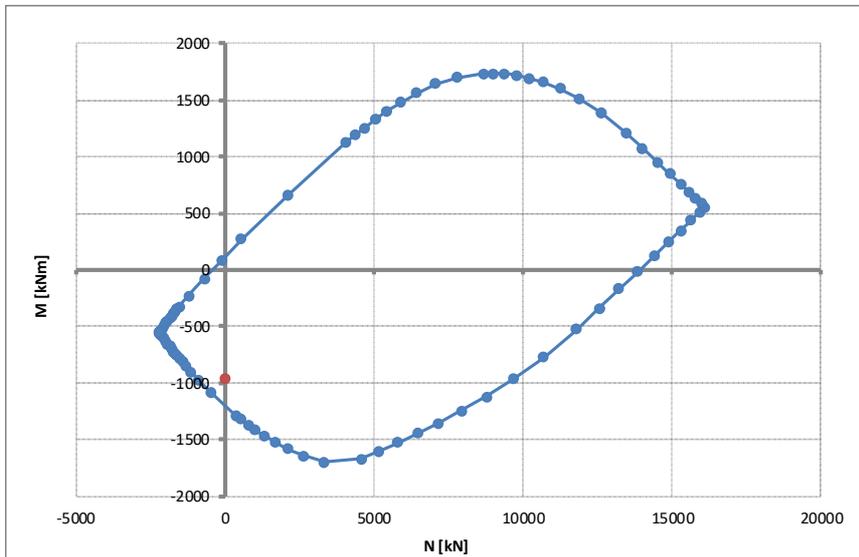
11.4.2.2.1 Flessione

La massima azione trasversale (pari alla somma delle azioni sui singoli elementi) vale circa 1000 kN. Pertanto:

$$M_{sd} = 1600 \times 0.60 = 960 \text{ kNm}$$

La sezione (equivalente) resistente ha dimensione BxH=1000x700mm e si prevedono n.9+9φ20, disposti su n.2 strati

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.246	0	-1196
N=cost	1.246	0	-1196



11.4.2.2.2 Taglio

La verifica è svolta facendo riferimento al caso di “elementi con armatura resistente a taglio”.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
Trasversale	-	Elemento con armatura a taglio	8 braccia $\phi 12/12\text{cm}$

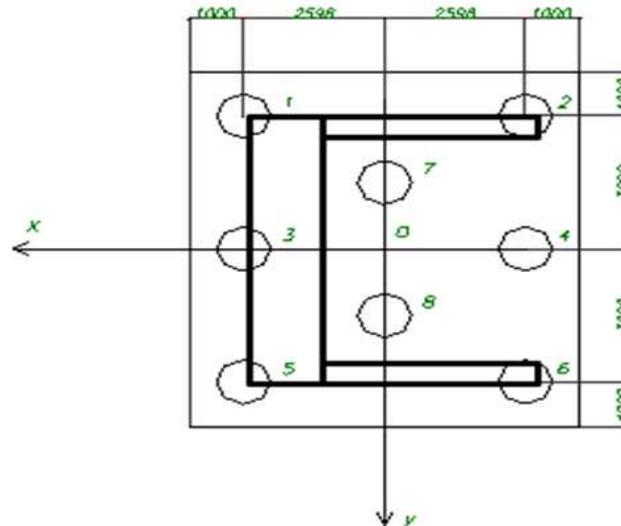
STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	RITEGNO	
Direzione	[-]	Trasversale	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	700	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	120	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	904	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1857	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	3333	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1857	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	1600	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.16	Coefficiente di sicurezza

11.5 AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO

Per il calcolo delle sollecitazioni che gravano sulla palificata, vengono considerate le reazioni vincolari agenti alla base della pila e riportate nel baricentro inferiore della zattera a livello, quindi, della testa dei pali.



F_{long} = forza lungo l'asse x

F_{trasv} = forza lungo l'asse y

F_{vert} = forza lungo l'asse z (asse verticale), positiva se di trazione

M_{trasv} = momento intorno l'asse x

M_{long} = momento intorno l'asse y

M_{torc} = momento torcente

Comb.	F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{trasv}	M _{long}	M _{torc}
[-]	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
50_A1STRSLU_0_01_Max	-46	-1627	-29834	37104	-702	3
50_A1STRSLU_0_01_Min	375	-1484	-27964	39859	5665	4
50_A1STRSLU_0_02_Max	-47	-1629	-40009	39445	-705	4
50_A1STRSLU_0_02_Min	375	-1486	-38140	42200	5662	4
50_A1STRSLU_1_01_Max	-110	-1031	-38263	40770	-1660	4
50_A1STRSLU_1_01_Min	312	-888	-36394	43525	4707	4
50_A1STRSLU_1_02_Max	-114	-1007	-29832	24391	-1716	2
50_A1STRSLU_1_02_Min	308	-865	-27963	27146	4651	3
50_A1STRSLU_1_03_Max	-111	-1031	-38263	40772	-1676	4
50_A1STRSLU_1_03_Min	311	-888	-36394	43527	4691	4
50_A1STRSLU_1_04_Max	-110	-1033	-48439	43111	-1662	4
50_A1STRSLU_1_04_Min	312	-891	-46570	45865	4705	4
50_A1STRSLU_1_05_Max	-114	-1010	-40008	26732	-1719	3
50_A1STRSLU_1_05_Min	308	-867	-38139	29487	4648	3
50_A1STRSLU_1_06_Max	-111	-1033	-48439	43113	-1679	4
50_A1STRSLU_1_06_Min	310	-891	-46570	45868	4688	5
50_A1STRSLU_2A_01_Max	-395	-1165	-36155	34506	-5970	3
50_A1STRSLU_2A_01_Min	596	-742	-34286	41598	8998	4
50_A1STRSLU_2A_02_Max	-398	-1147	-29832	22222	-6013	2
50_A1STRSLU_2A_02_Min	593	-725	-27963	29315	8956	3
50_A1STRSLU_2A_03_Max	-396	-1165	-36156	34508	-5983	3
50_A1STRSLU_2A_03_Min	595	-742	-34286	41600	8986	4
50_A1STRSLU_2A_04_Max	-396	-1167	-46331	36847	-5973	3
50_A1STRSLU_2A_04_Min	596	-745	-44462	43939	8996	5
50_A1STRSLU_2A_05_Max	-398	-1150	-40008	24563	-6016	2
50_A1STRSLU_2A_05_Min	593	-727	-38139	31655	8953	4
50_A1STRSLU_2A_06_Max	-396	-1168	-46331	36848	-5986	3
50_A1STRSLU_2A_06_Min	595	-745	-44462	43941	8983	5
50_SLV_01_Max	-3219	-1126	-30332	-5419	-30658	-305
50_SLV_01_Min	3218	1112	-27518	18805	30635	307
50_SLV_02_Max	-1203	-3166	-30504	-26430	-12090	-321
50_SLV_02_Min	1202	3151	-27346	39815	12067	323
50_SLV_03_Max	-1109	-1061	-31374	-5359	-11165	-166
50_SLV_03_Min	1108	1046	-26477	18745	11143	167
50_RARA_0_01_Max	-66	-1099	-29650	26763	-1002	3
50_RARA_0_01_Min	285	-980	-28205	29006	4304	3
50_RARA_1_01_Max	-111	-686	-29649	18288	-1679	2
50_RARA_1_01_Min	240	-567	-28204	20531	3626	2
50_RARA_1_02_Max	-108	-703	-35894	30421	-1637	3
50_RARA_1_02_Min	243	-584	-34450	32663	3668	3
50_RARA_1_03_Max	-109	-703	-35894	30422	-1650	3
50_RARA_1_03_Min	242	-585	-34450	32665	3656	3
50_RARA_2A_01_Max	-320	-803	-34333	25780	-4830	2
50_RARA_2A_01_Min	453	-476	-32888	31236	6847	3
50_RARA_2A_02_Max	-322	-790	-29649	16681	-4862	1
50_RARA_2A_02_Min	451	-463	-28204	22137	6815	3
50_RARA_2A_03_Max	-320	-803	-34333	25782	-4840	2
50_RARA_2A_03_Min	453	-476	-32888	31238	6838	3

12 VALIDAZIONE OUTPUT

12.1 SPALLA

PESO STRUTTURALE

Elemento	Id.	n	L _{x,loc}	L _{y,loc}	L _{z,loc}	γ _{MAT.}	X _{loc,g}	Y _{loc,g}	Z _{loc,g}	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Platea	1	1	13.200	16.800	2.000	25.0				11088	11088
Frontale	2	1	2.400	12.680	6.000	25.0				4565	4565
Paraghiaia	3	1	0.500	12.680	3.400	25.0				539	539
Andatore	4	2	8.600	1.200	5.000	25.0				1290	2580
Andatore	4	2	8.600	0.750	4.400	25.0				710	1419
Andatore	5	2	2.000	0.750	3.750	25.0				141	281

TOTALE

20472

OK 20466

RINTERRO

Elemento	Id.	n	L _{x,loc}	L _{y,loc}	L _{z,loc}	γ _{MAT.}	X _{loc,g}	Y _{loc,g}	Z _{loc,g}	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Rinterro	1	1	8.600	10.280	9.400	19.0				15790	15790

TOTALE

15790

OK 15789

Carico	Dati	Output
[-]	[kN]	[kN]
Imp_Fase 1	2050	2050
Imp_Fase 2	900	900
Traffico max	2300	2300
Frenatura	150	150
Vento	300	300
Sisma X	1200	1200
Sisma Y	900	900
Sisma Z	300	300

OK
 OK
 OK
 OK
 OK
 OK
 OK
 OK
 OK

INERZIA SPALLA X/Y

Manuale	20472 x 0.261	=	5343	
Output			5405	OK

INERZIA RINTERRO X/Y

Manuale	15790 x 0.261	=	4121	
Output			4290	OK

INERZIA SPALLA Z

Manuale	20472 x 0.261/2	=	2672	
Output			2703	OK

INERZIA RINTERRO Z

Manuale	15790 x 0.261/2	=	2061	
Output			2061	OK

SPINTA SLU

Manuale	$1.35 \times 0.426 \times 19 \times (10.28 \times 9.40 \times 9.40 / 2 + 10.4 \times 2.00 \times 16.8)$ $+ 1.50 \times 20 \times (9.40 \times 10.28 + 2.00 \times 16.80) \times 0.426$	=	10445	
Output			10591	OK

SPINTA SLE

Manuale	$1.00 \times 0.426 \times 19 \times (10.28 \times 9.40 \times 9.40 / 2 + 10.4 \times 2.00 \times 16.8)$ $+ 1.00 \times 20 \times (9.40 \times 10.28 + 2.00 \times 16.80) \times 0.426$	=	7614	
Output			7718	OK

SPINTA SLV

Manuale	$1.00 \times 0.426 \times 19 \times (10.28 \times 9.40 \times 9.40 / 2 + 10.4 \times 2.00 \times 16.8)$ $+ 2267$		8771	
Output			8681	OK

FRENATURA SU PARAGHIAIA

Manuale			180	
Output			180	OK

12.2 RAMPA E PONTE

PESO STRUTTURALE

Elemento	Id.	n	L _{x,loc}	L _{y,loc}	L _{z,loc}	γ _{MAT.}	x _{loc,g}	y _{loc,g}	z _{loc,g}	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Platea P1-P2	1	2	6.000	13.000	2.000	25.0				3900	7800
Platea P3-P4-P5-P6-P7-P8-P9-P10	2	8	9.600	13.000	2.000	25.0				6240	49920
Fusto P1	3	1	8.140	1.000	5.000	25.0				1018	1018
Fusto P2	4	1	8.140	1.000	7.000	25.0				1425	1425
Fusto P3-4	5	2	12.910	1.000	11.000	25.0				3550	7101
Fusto P6-7	6	2	12.910	1.000	6.500	25.0				2098	4196
Fusto P8-9	7	2	12.910	1.000	7.000	25.0				2259	4519
Fusto P5	8	1	12.910	1.000	11.000	25.0				3550	3550
Fusto P10	9	1	12.910	1.000	9.000	25.0				2905	2905
Pulvino P1-2	10	2	2.500	9.400	1.800	25.0				1058	2115
Pulvino P3-4-6-7-8-9	11	6	2.600	10.000	2.200	25.0				1430	8580
Puvino P5-10	12	2	3.500	10.600	2.200	25.0				2041	4081
Baggioli	13	30	1.000	1.000	0.300	25.0				8	225

TOTALE

97433

OK 97342

RINTERRO

Elemento	Id.	n	L _{x,loc}	L _{y,loc}	L _{z,loc}	γ _{MAT.}	x _{loc,g}	y _{loc,g}	z _{loc,g}	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Rinterro	1	2	6.000	13.000	1.000	19.0				1482	2964
Rinterro	2	8	9.600	13.000	1.000	19.0				2371	18970

TOTALE

21934

OK 21933

Carico	Dati	Output
[-]	[kN]	[kN]
Imp_Fase 1	12100	
	10300	
	2050	
	2200	
	15800	
	24300	
	66750	66570
Imp_Fase 2	4900	
	4300	
	900	
	850	
	5900	
	8900	
	25750	25750
Traffico_Max_P	2550	
	10100	
	12400	
	25050	25050
Traffico_Max_R	7800	
	7500	
	2300	
	17600	17600

OK

OK

OK

OK

Carico	Dati	Output
[-]	[kN]	[kN]
Frenatura_P	200	
	400	
	400	
	1000	980
Frenatura_R	300	
	300	
	150	
	750	750
Vento_P	500	
	1400	
	2000	
	3900	3930
Vento_R	900	
	900	
	300	
	2100	2100

OK

OK

OK

OK