

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 02 VIADOTTO VIGASIO - (L=70 m.)

Relazione tecnica e di calcolo delle sottostrutture

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REV.	SCALA:	
CO VE0029 D 2001		T00VI02STRRE02A.			A	-	
CODICE ELAB.		T00VI02STRRE02			A	-	
D							
C							
B							
A	EMISSIONE	26/11/2021	SPE	AC	GC	-	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	DESCRIZIONE GENERALE.....	3
1.2	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
3	MATERIALI, UNITA' DI MISURA E RESISTENZE DI PROGETTO	9
3.1	MATERIALI.....	9
3.1.1	<i>Calcestruzzo</i>	9
3.1.2	<i>Resistenza di calcolo</i>	14
3.2	UNITA' DI MISURA.....	15
4	ANALISI DEI CARICHI	16
4.1	CARICHI PERMANENTI (G_1 E G_2)	16
4.2	SPINTA DELLE TERRE	16
4.2.1	<i>Effetti statici</i>	16
4.2.2	<i>Effetti sismici</i>	18
4.3	CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO	21
4.4	ANALISI SISMICA	24
5	CRITERI DI CALCOLO	28
5.1	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE	28
5.2	ANALISI GLOBALE ELASTICA	29
5.3	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	30
5.3.1	<i>Azioni nelle verifiche agli stati limite</i>	32
5.3.2	<i>Stati limite ultimi</i>	32
5.3.3	<i>Stati limite di esercizio</i>	33
6	MODELLAZIONE FEM	34
6.1	DESCRIZIONE.....	34
6.2	SINTESI RISULTATI	37
6.2.1	<i>Spalla</i>	37
6.2.2	<i>PILA</i>	66
7	VERIFICA SPALLA "SP1" E "SP2"	73
7.1	VERIFICHE SLU	73
7.1.1	<i>Premessa</i>	73
7.1.2	<i>Platea</i>	74
7.1.3	<i>Muro frontale</i>	78
7.1.4	<i>Paraghiaia</i>	82
7.1.5	<i>Muro andatore (sp. 120cm)</i>	87
7.1.6	<i>Muro andatore (sp. 75cm)</i>	93
7.2	VERIFICHE SLE	98
7.2.1	<i>Premessa</i>	98
7.2.2	<i>Platea</i>	99
7.2.3	<i>Muro frontale</i>	101
7.2.4	<i>Paraghiaia</i>	103
7.2.5	<i>Muro andatore (sp. 120cm)</i>	105
7.2.6	<i>Muro andatore (sp. 75cm)</i>	110
7.3	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	114

8	VERIFICHE PILA	116
8.1	PLATEA DI FONDAZIONE	116
8.1.1	Premessa.....	116
8.1.2	Flessione.....	116
8.1.3	Taglio/punzonamento.....	123
8.2	FUSTO	125
8.2.1	Premessa.....	125
8.2.2	Flessione.....	126
8.2.3	Taglio	129
8.3	PULVINO	130
8.3.1	Premessa.....	130
8.3.2	Verifica SLU-SLV	131
8.3.3	Verifica SLE - Fessurazione	131
8.4	BAGGIOLI E RITEGNI	132
8.4.1	Premessa.....	132
8.4.2	Verifica baggioli	133
8.5	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	137

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 Vigasio ubicate alle seguenti progressive:

- Spalla 'A' km 0+8890.110;
- Pila km 0+8925.110;
- Spalla 'B' km 0+8960.100.

Il viadotto, con sistema costruttivo in acciaio calcestruzzo, presenta due campate collocate in un tratto rettilineo e caratterizzate ciascuna da una lunghezza pari a 35.0m.

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

La sezione trasversale dell'impalcato presenta 3 travi a "*doppio T*" in composizione saldata, disposte ad un interasse di 4.00 m, l'altezza è costante e pari a 1.60 m per le travi esterne e 1.70 m per la trave centrale.

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 costante di 12.00 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 ($\xi_{eq} \cong 10\%$).

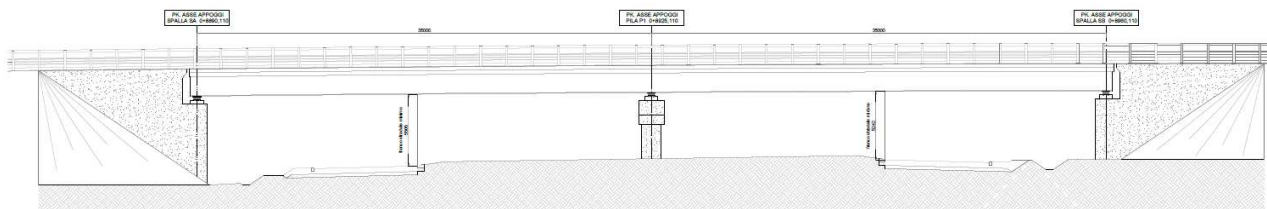


Figura 1.1 Profilo longitudinale del ponte esistente

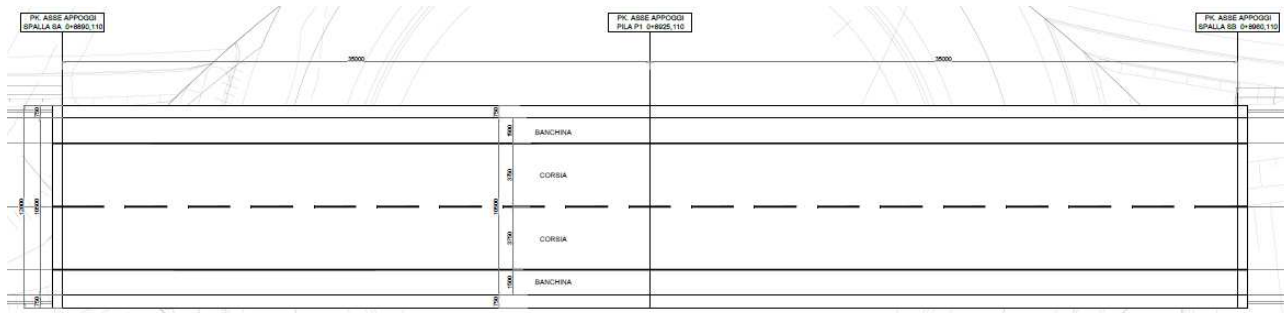


Figura 1.2 Pianta dell'impalcato del ponte esistente

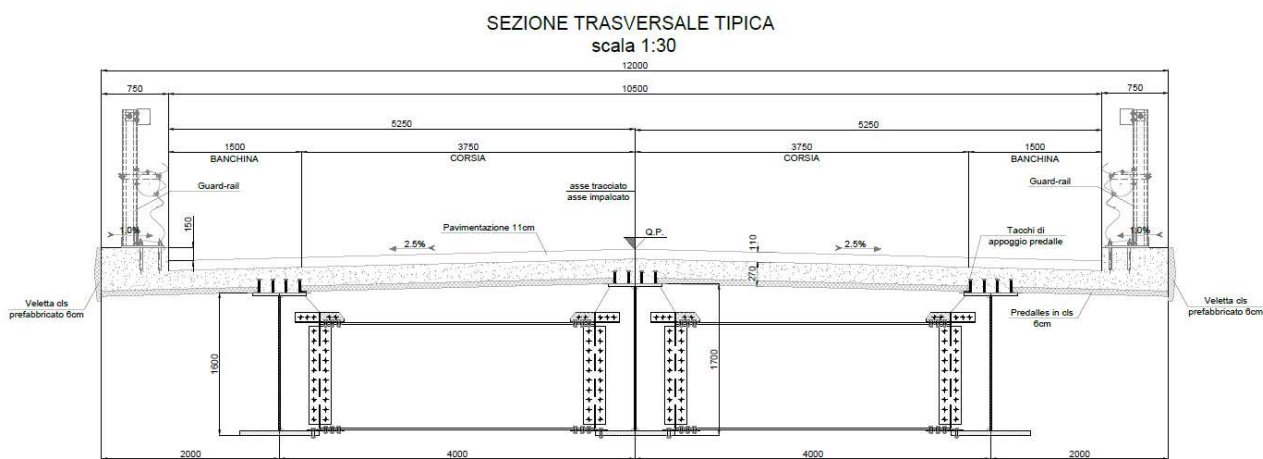


Figura 1.3 sezione trasversale dell'impalcato

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

Luce di calcolo:	70.00 m
Lunghezza trave:	71.00 m
Larghezza impalcato:	12.00 m
Interasse travi:	4.00 m
Numero travi:	3
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” ($k = k_0$).

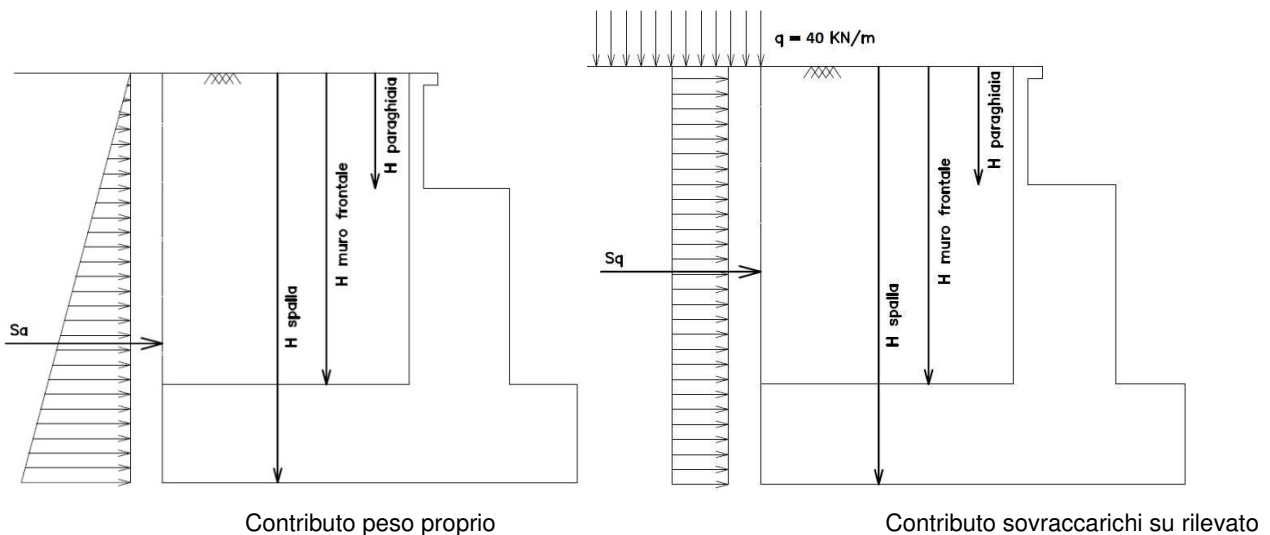
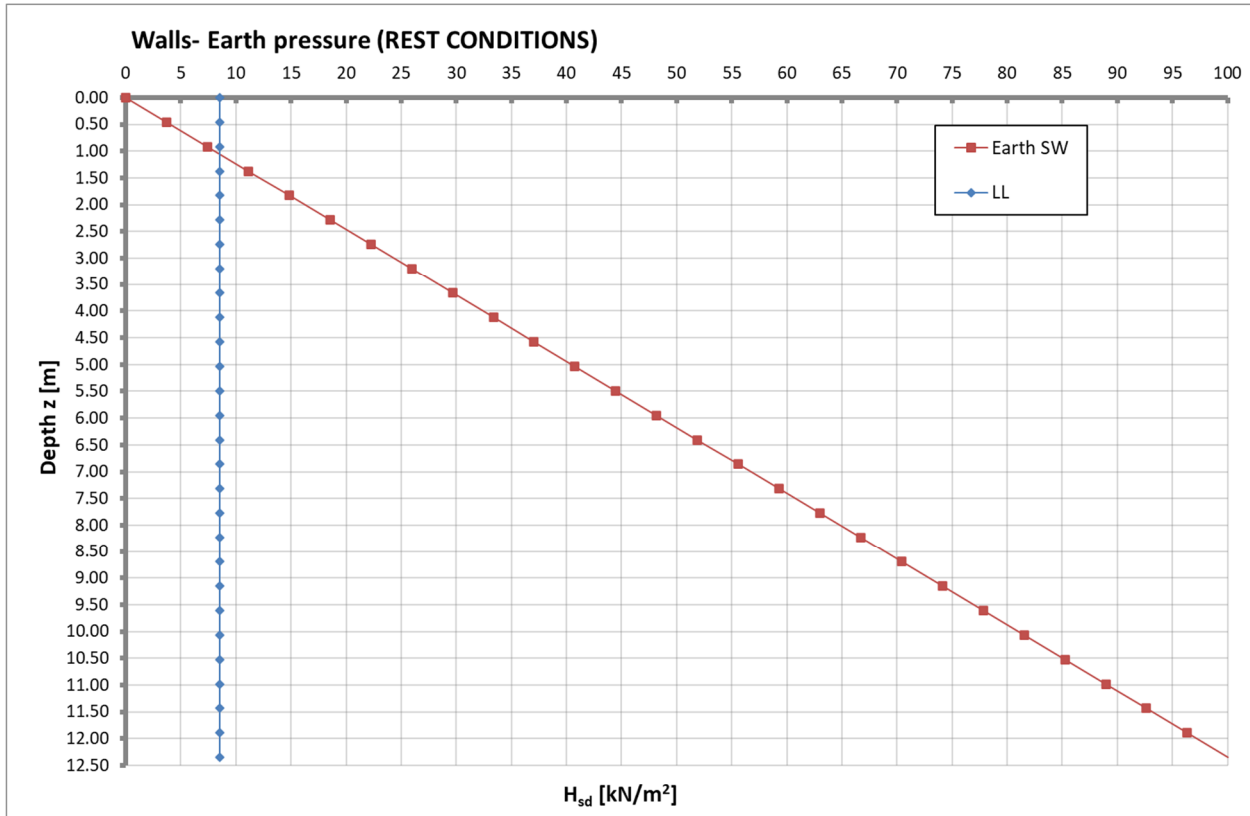


Figura 4.1 Schema di calcolo delle spinte



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:

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

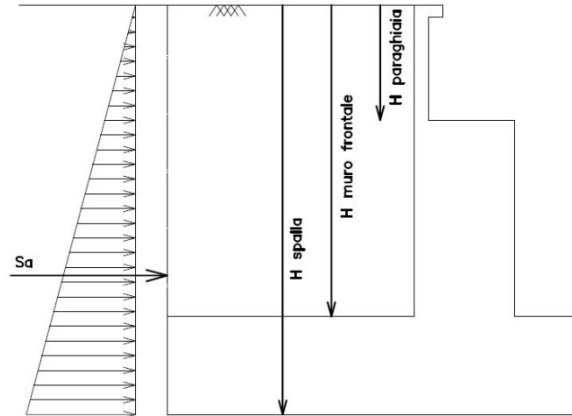


Figura 4.2 Schema di calcolo delle spinte sismiche

STATIC CONDITIONS

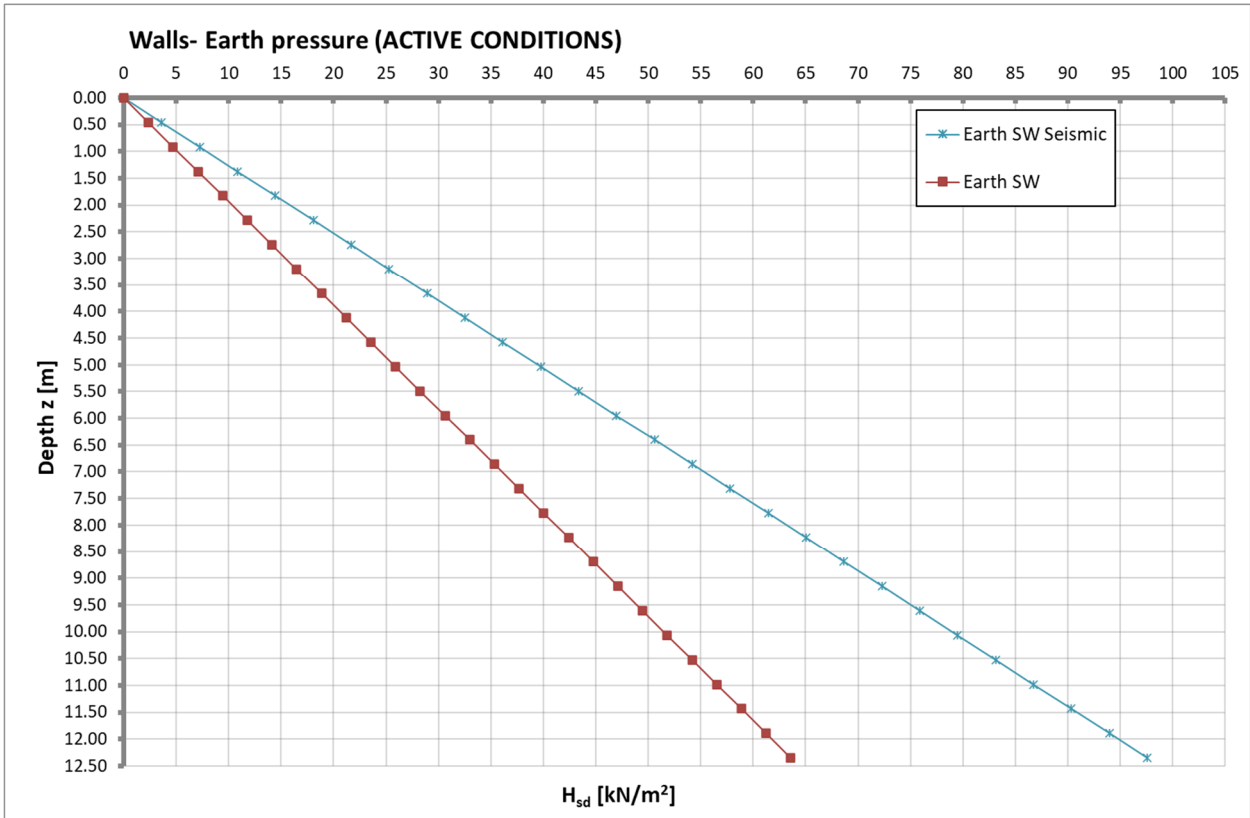
	M1	M2	Partial coefficient for parameters
k_h	[-]		Horizontal seismic coefficient
k_v	[-]		Vertical seismic coefficient
ϕ	[°] 35.0	29.3	Internal friction angle
θ	[°] 0.0	0.0	Inclination of the wall back surface
δ	[°] 0.0	0.0	Friction soil - wall
β	[°] 0.0	0.0	Backwall surface inclination
ψ	[°] 0.0	0.0	-
K_0	[-] 0.4264	0.5113	At rest pressure coefficient
K_A	[-] 0.2710	0.3434	Static earth pressure coefficient for active state
K_P	[-] 3.6902	2.9117	Static earth pressure coefficient for passive state

SEISMIC CONDITIONS (SLV)

	M1	Partial coefficient for parameters
k_h	[-] 0.261	Horizontal seismic coefficient
k_v	[-] 0.131	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	[°] 16.7	-
K_{AE}	[-] 0.4782	Dynamic earth pressure coefficient for active state
K^*_{AE}	[-] 0.4158	Dynamic earth pressure coefficient for active state x (1-k_v)
K_{PE}	[-] 3.0626	Dynamic earth pressure coefficient for passive state
K^*_{PE}	[-] 2.6629	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:

H	[m]	12.35	Height of the wall
B	[m]	13.15	Width of the wall (weighted mean value)
γ	[kN/m ³]	19.0	Specific weight soil
K_A	[-]	0.2710	Static earth pressure coefficient for active state
S_A	[kN]	5165.2	Static earth pressure for active state
K^*_{AE}	[-]	0.4158	Dynamic earth pressure coefficient for active state x (1-k_v)
S_{AE}	[kN]	7925.2	Dynamic earth pressure for active state
ΔS_A	[kN]	2760.1	Soil seismic overpressure for active state



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.

SPALLA

SA - SB		Carichi Verticali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	600	550	600
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	300	200	300
Ritiro	(e2)	-100	-100	-100
Max Permanenti		900	750	900
Min Permanenti		800	650	800
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	200	700	1100
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	350	1100	400
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-100	200	1050
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	1050	200	-100
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-100	500	1100
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	1100	500	-100
Gradiente termico	(q7)	100	100	100
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50	-50

SA - SB		Carichi Verticali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 200	± 0	± 200
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 150	± 150	± 150
Vento Ponte Carico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Centrifuga	(q4)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

SA - SB		Carichi Trasversali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
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)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

SA - SB		Carichi Longitudinali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 300	± 300	± 300
Sisma Trasversale	(q6)	± 0	± 0	± 0
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)	100	100	100
Termica uniforme	(q7)	100	100	100

PILA

P1		Carichi Verticali		
		A (nodo 018)	B (nodo 118)	C (nodo 218)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	2000	1800	2000
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	850	550	850
Ritiro	(e2)	250	250	250
Max Permanenti		3100	2600	3100
Min Permanenti		2850	2350	2850
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	400	1150	1900
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	550	1700	750
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	-150	450	1800
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	1800	450	-150
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	-150	850	1900
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	1900	850	-150
Gradiente termico	(q7)	-150	-150	-150
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	50	50	50
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	-50	-50	-50

P1		Carichi Verticali		
		A (nodo 018)	B (nodo 118)	C (nodo 218)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 200	± 0	± 200
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 300	± 450	± 300
Vento Ponte Carico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 100	± 0	± 100
Centrifuga	(q4)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

P1		Carichi Trasversali		
		A (nodo 018)	B (nodo 118)	C (nodo 218)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
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)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

P1		Carichi Longitudinali		
		A (nodo 018)	B (nodo 118)	C (nodo 218)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 300	± 300	± 300
Sisma Trasversale	(q6)	± 0	± 0	± 0
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)	100	100	100
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

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.

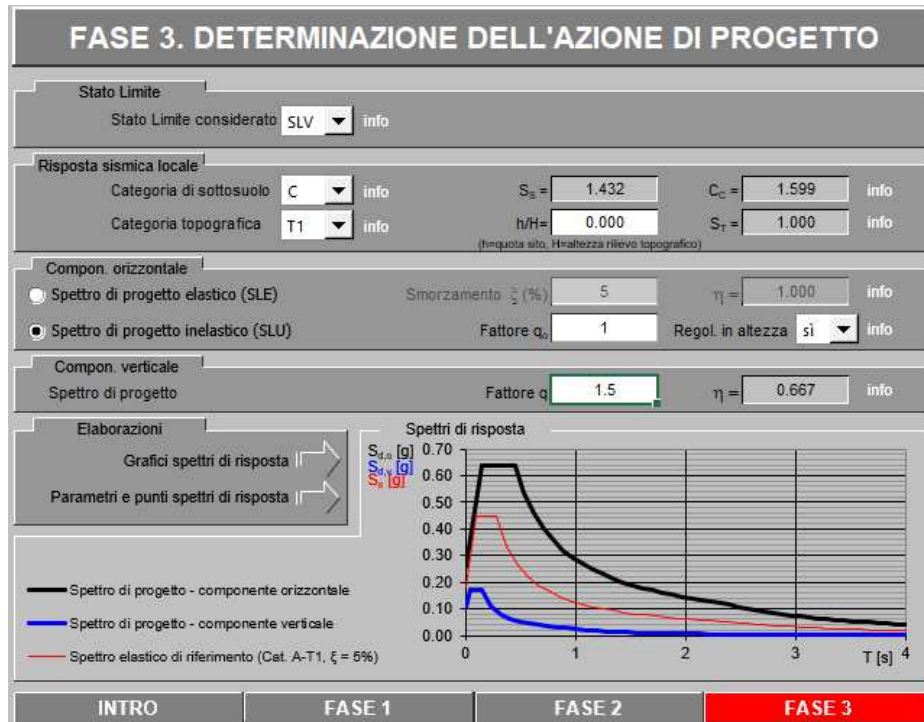


Figura 4.5 Spettri di risposta.

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)

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

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

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

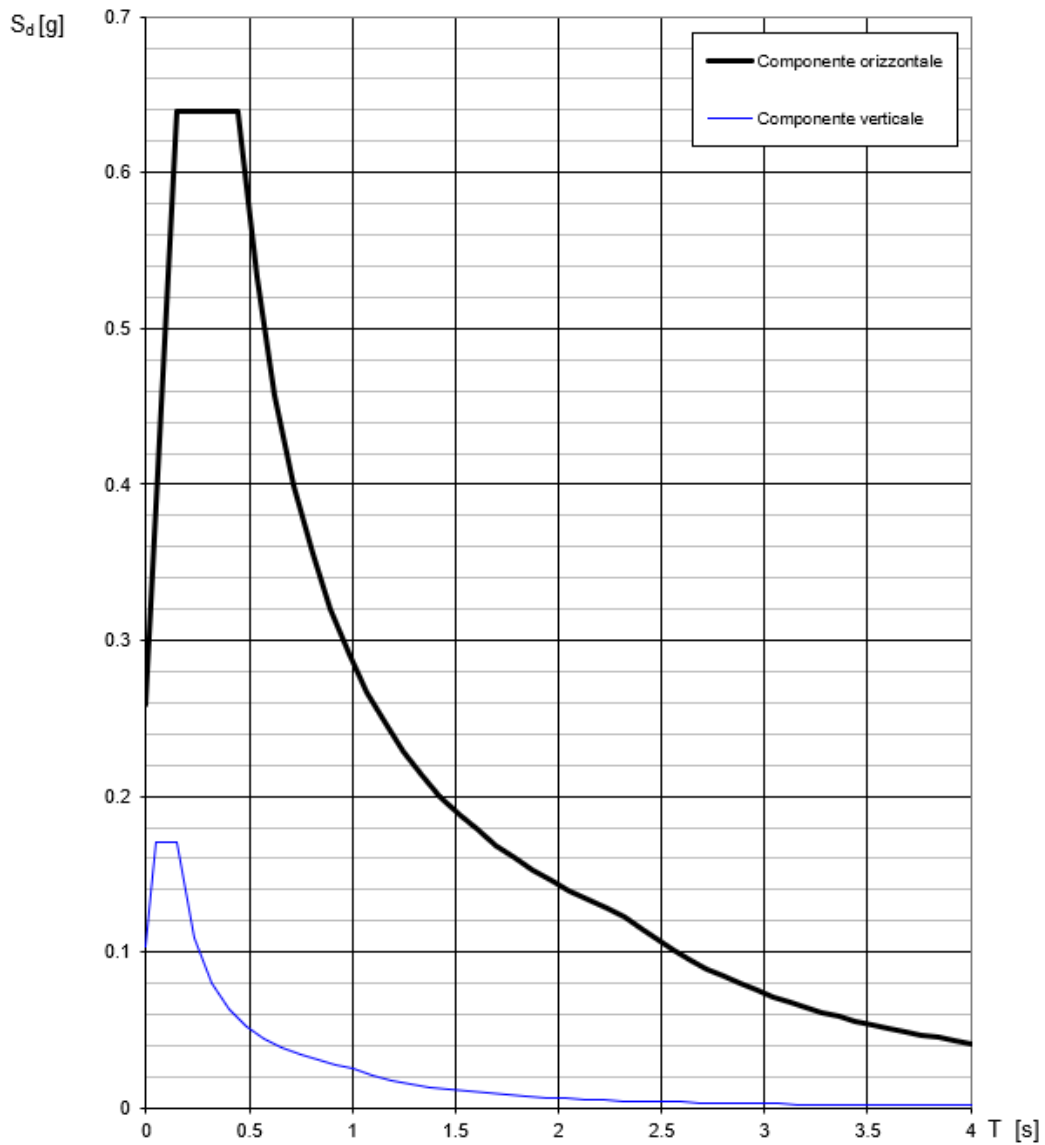
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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:

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

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

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

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

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

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

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

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 n.3 dispositivi (n.1 per ciascuna trave) in corrispondenza di spalle e pila. Nello specifico, gli isolatori sono così caratterizzati.

coefficiente di smorzamento viscoso equivalente:	$\zeta = 10\%$
spostamento massimo pari	$\Delta = 200 \text{ mm}$
rigidità orizzontale equivalente	$K_e = 38.1 \text{ kN/cm}$
rigidità verticale equivalente	$K_v = 24690 \text{ kN/cm}$

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.

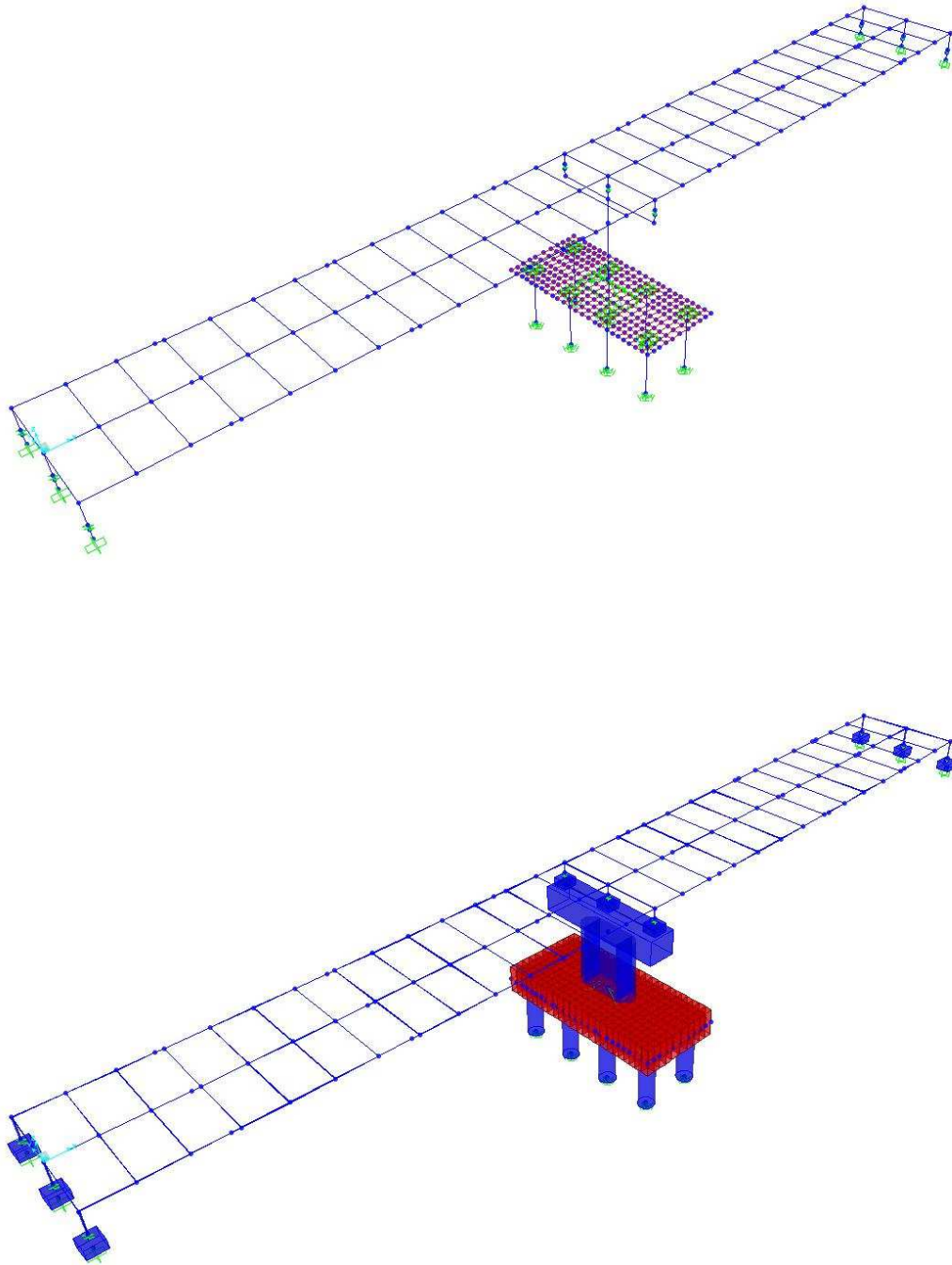


Figura 6.1. Vista 3D modello FEM.

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

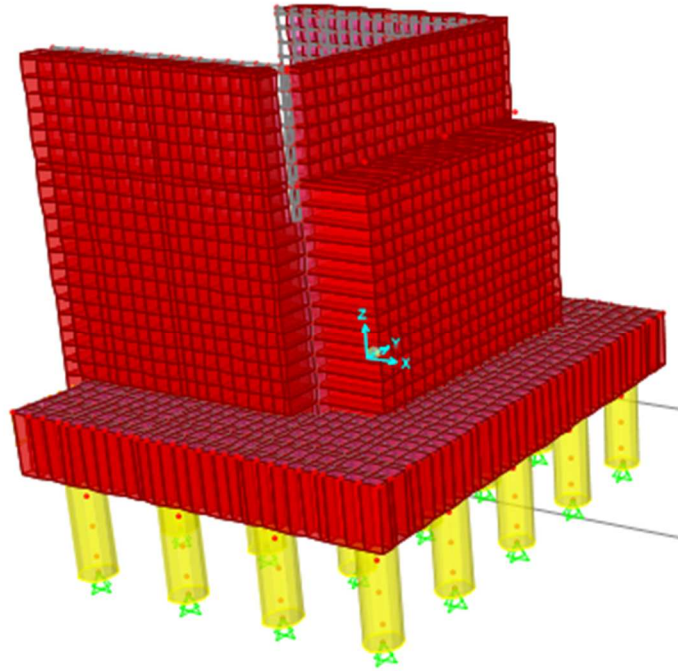


Figura 6.2 Modello a elementi finiti spalla

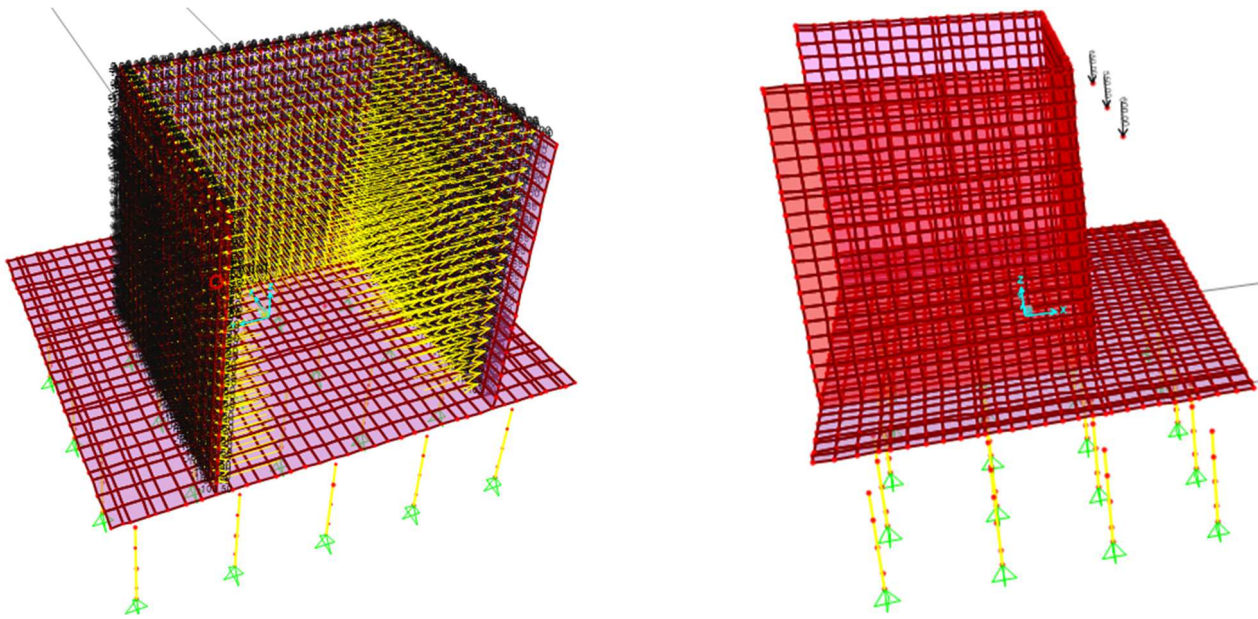
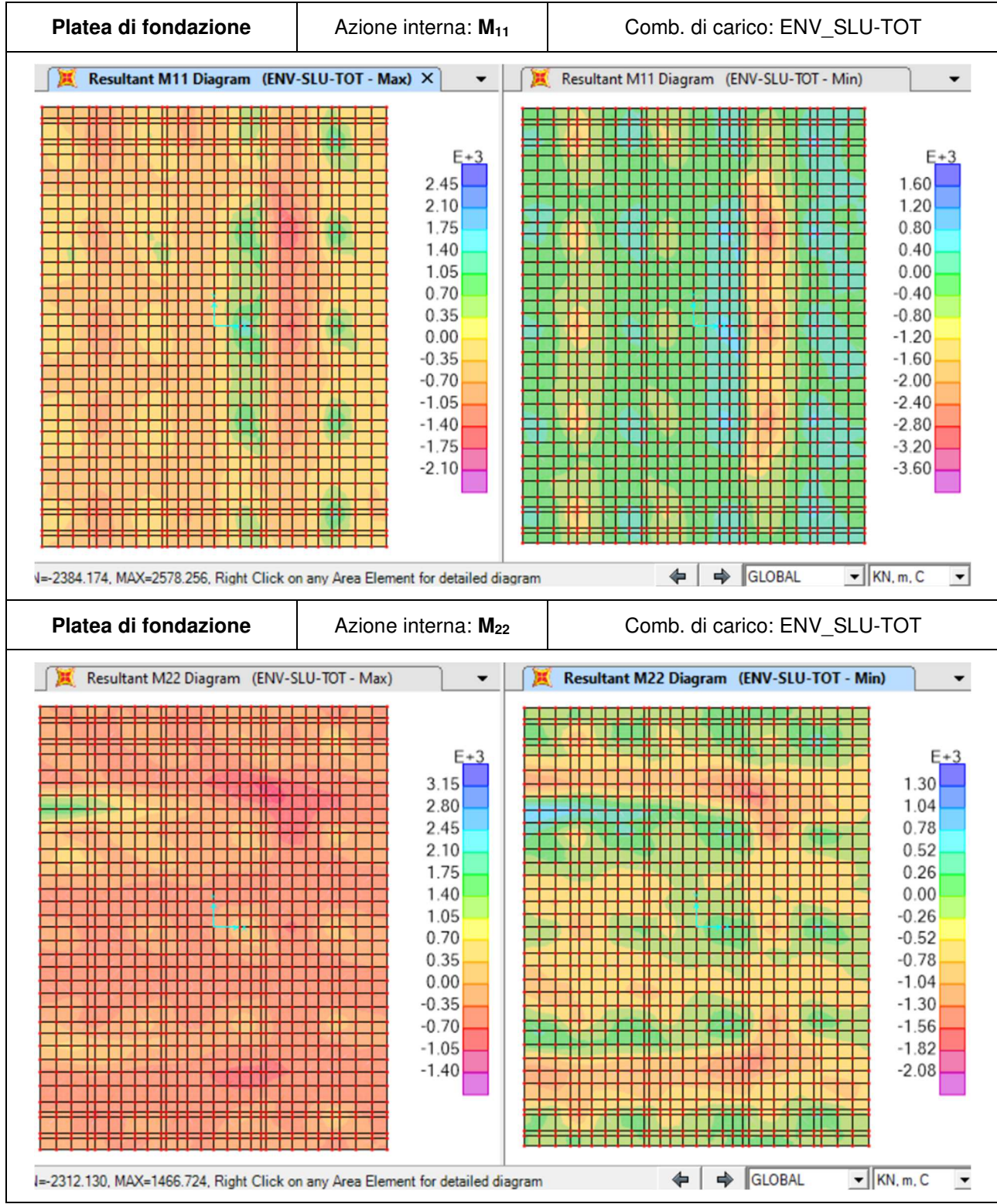


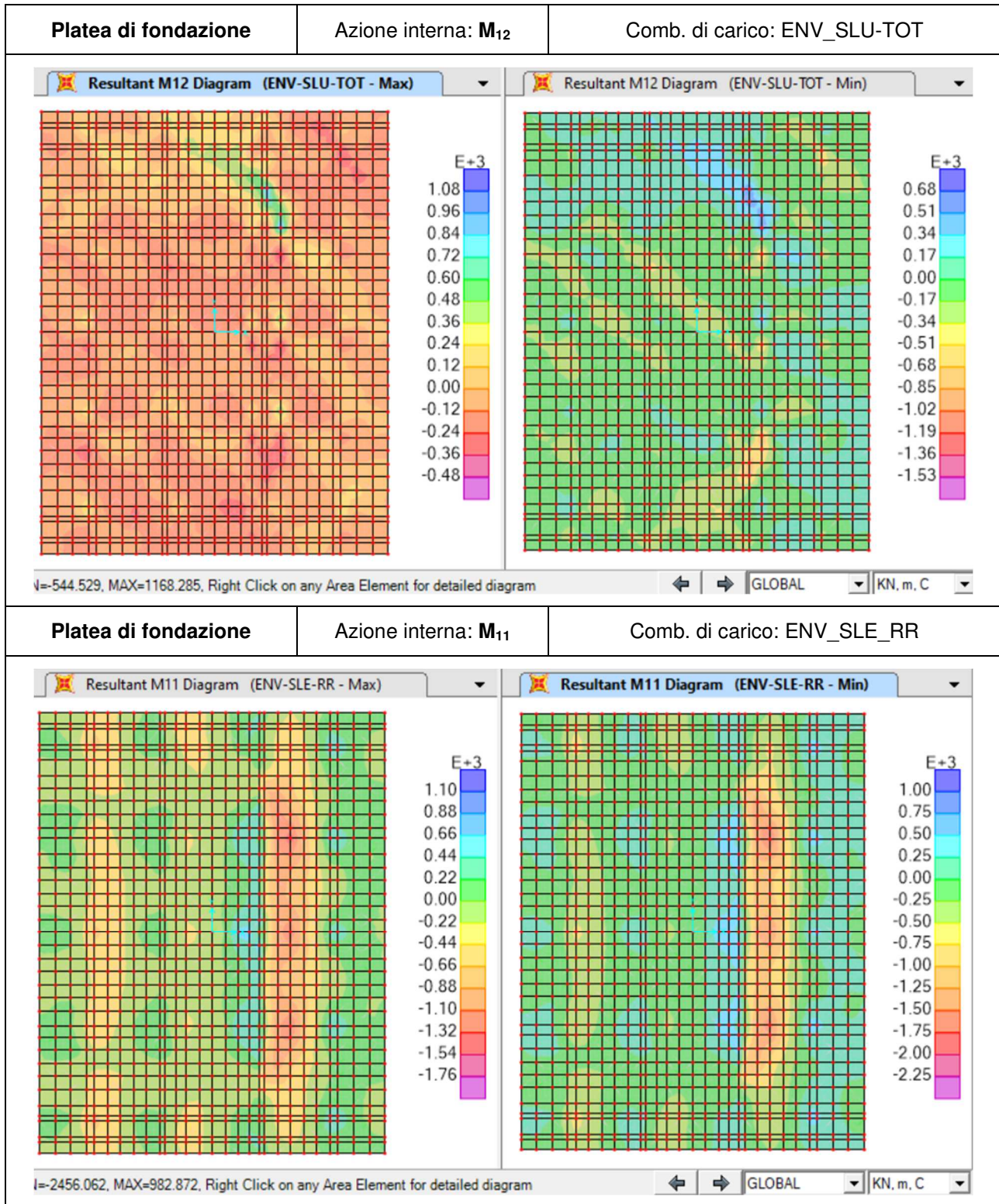
Figura 6.3 Carichi applicati al modello della spalla (spinta statica terreno e carichi trasmessi da impalcato)

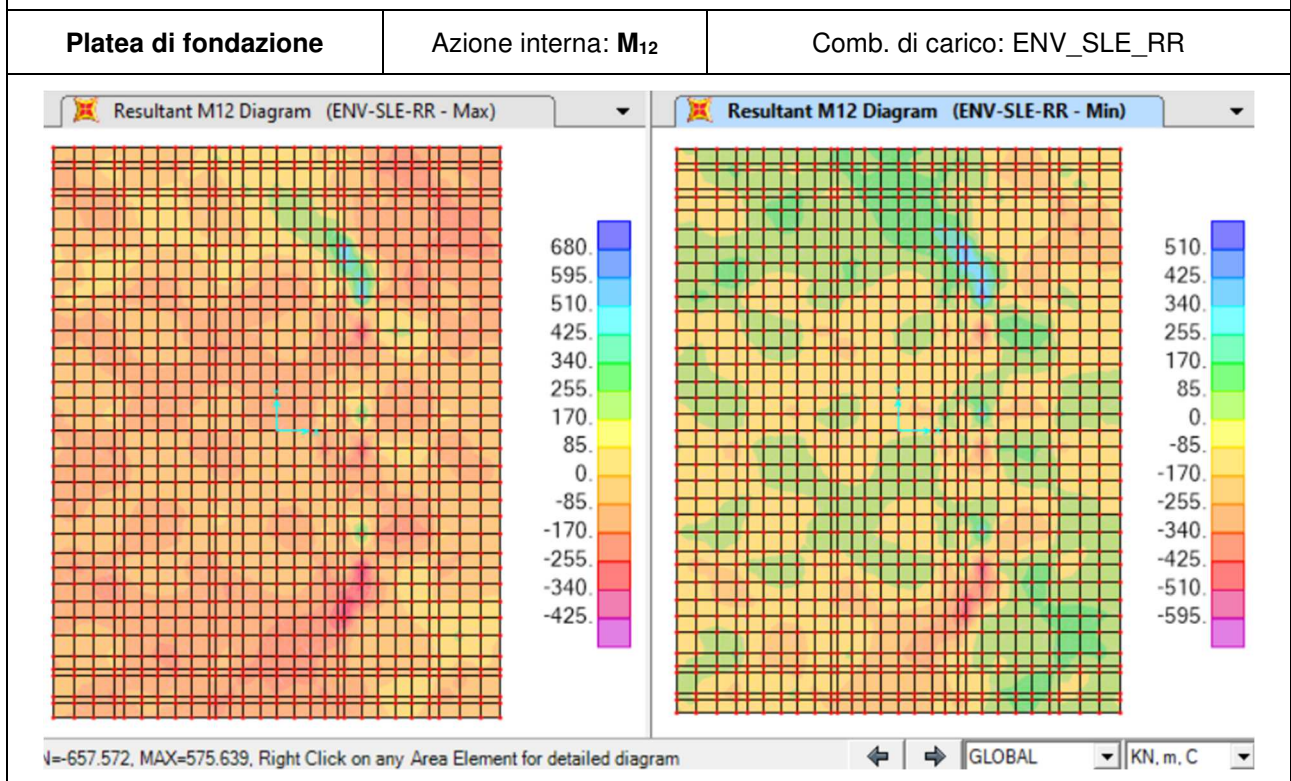
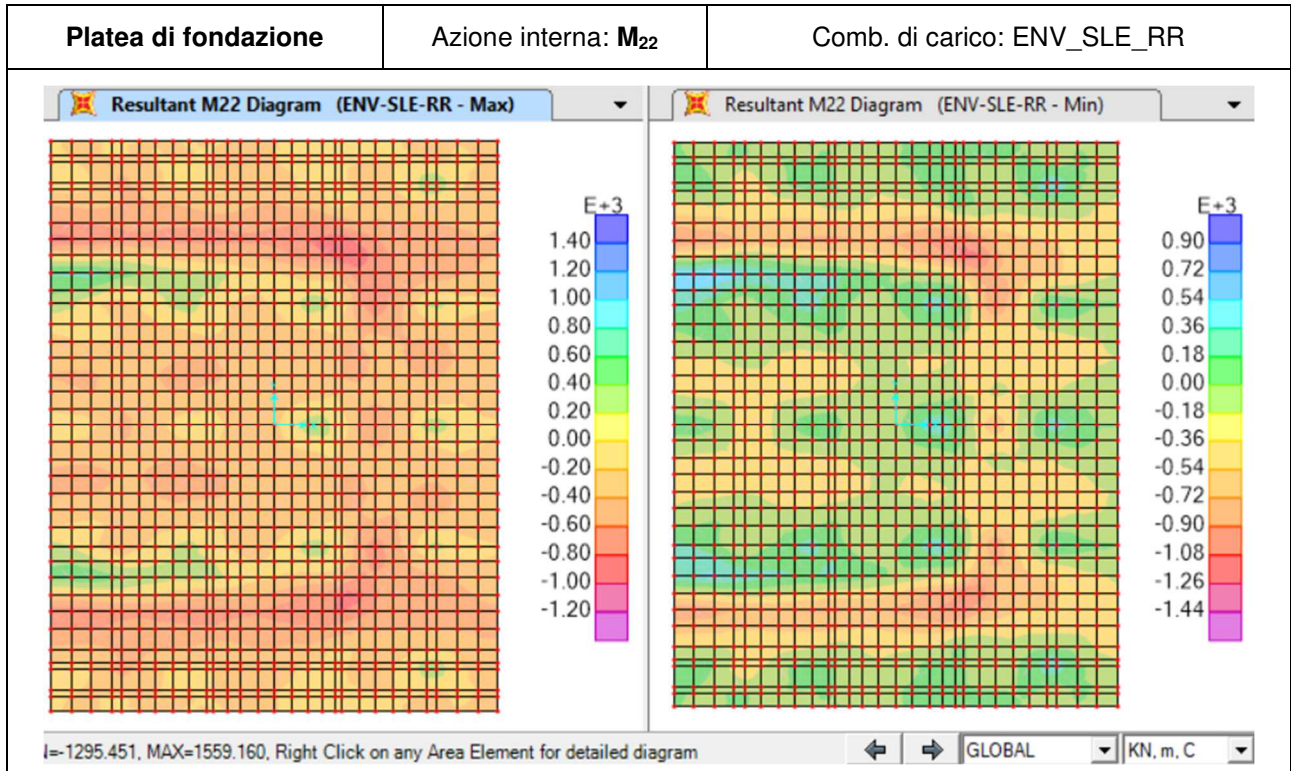
6.2 SINTESI RISULTATI

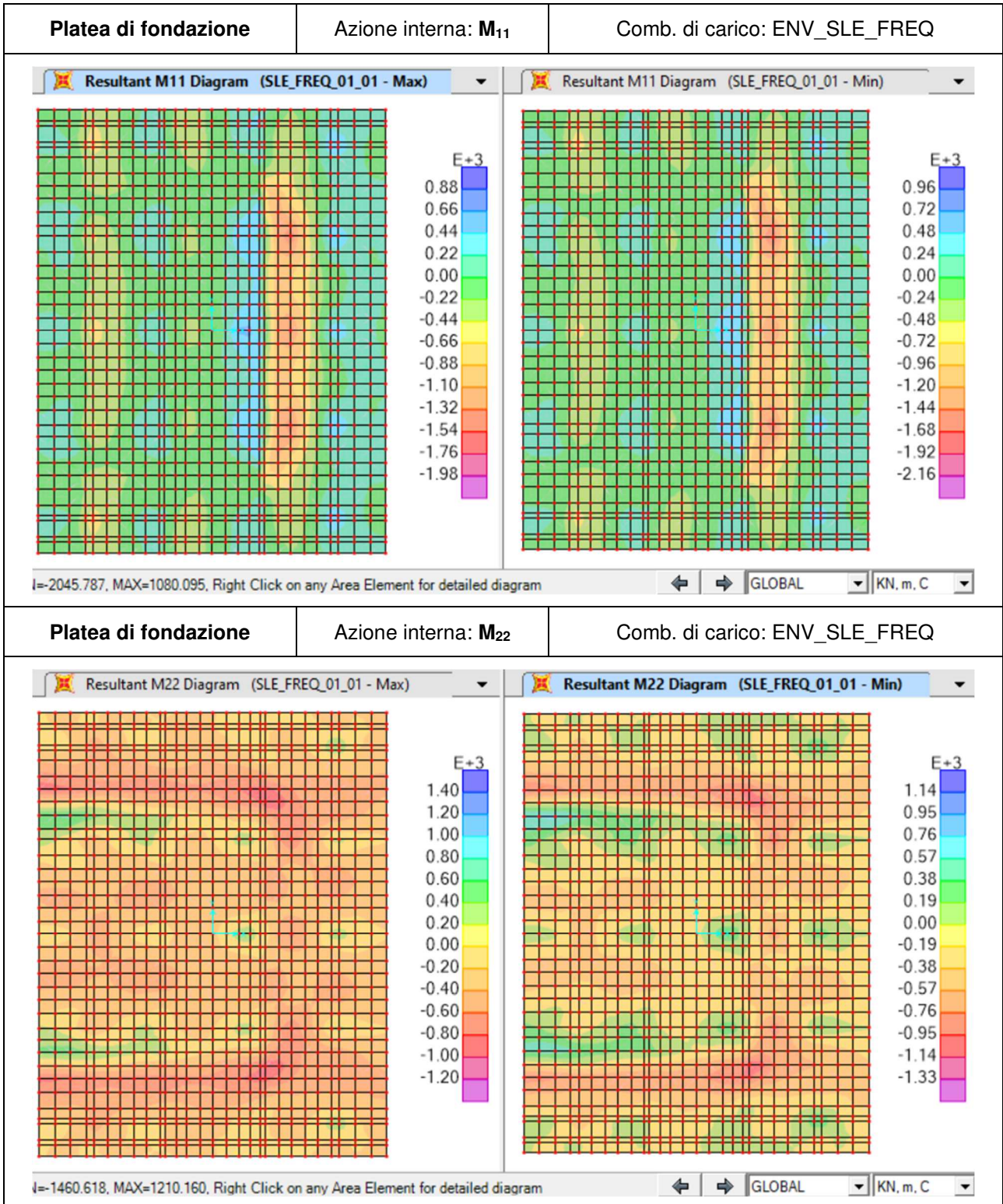
6.2.1 Spalla

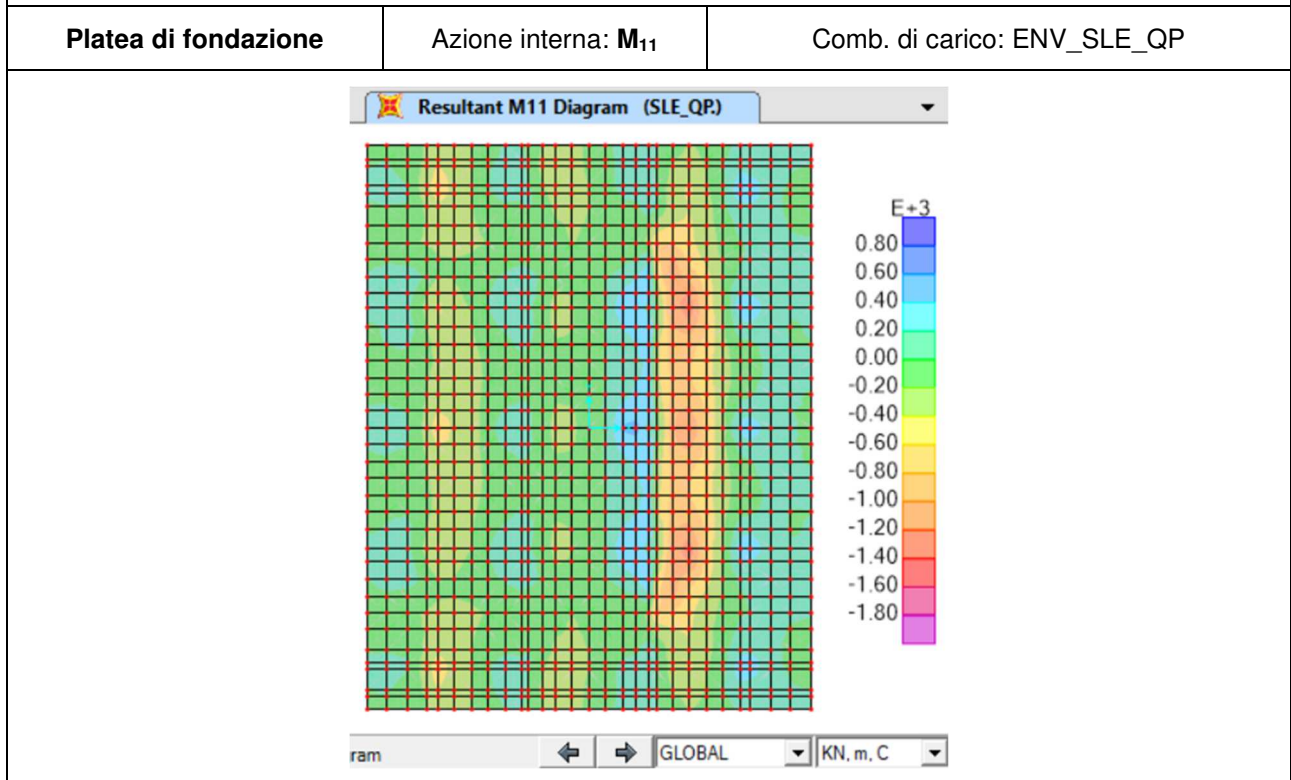
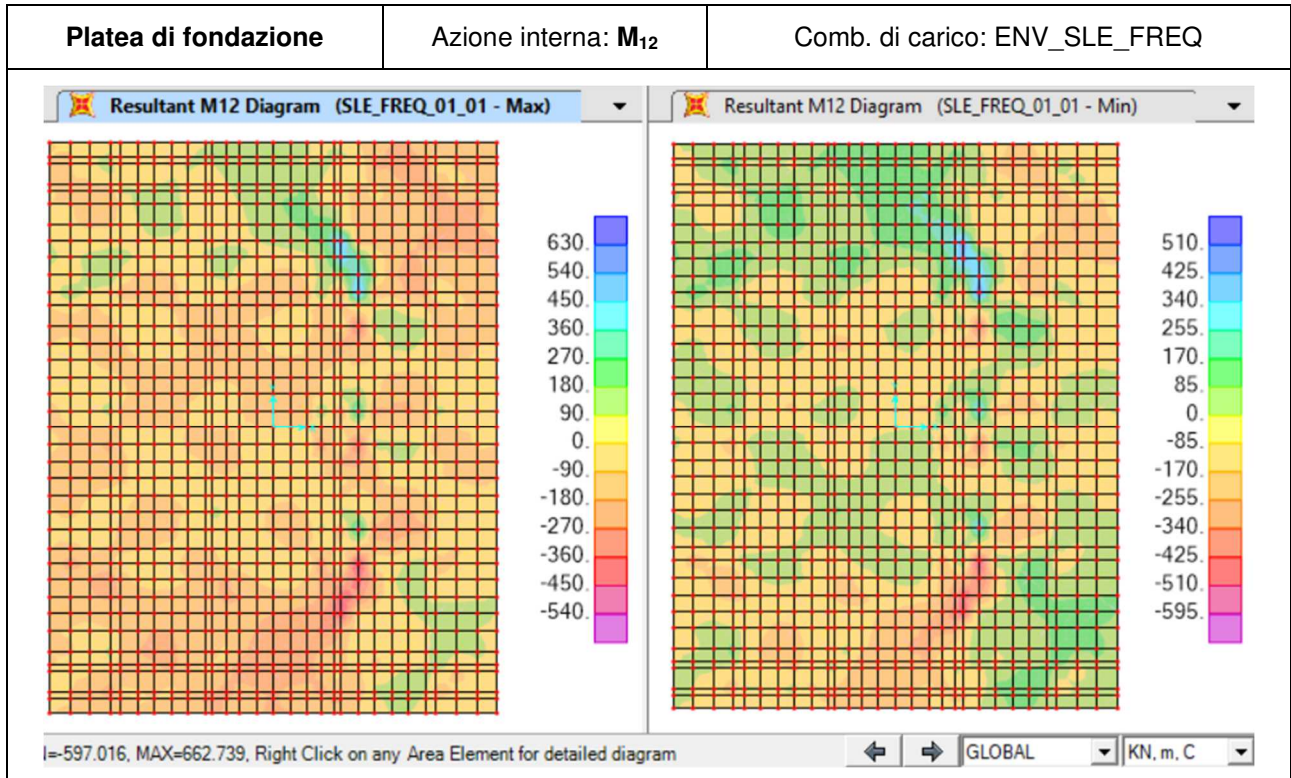
6.2.1.1 Platea di fondazione

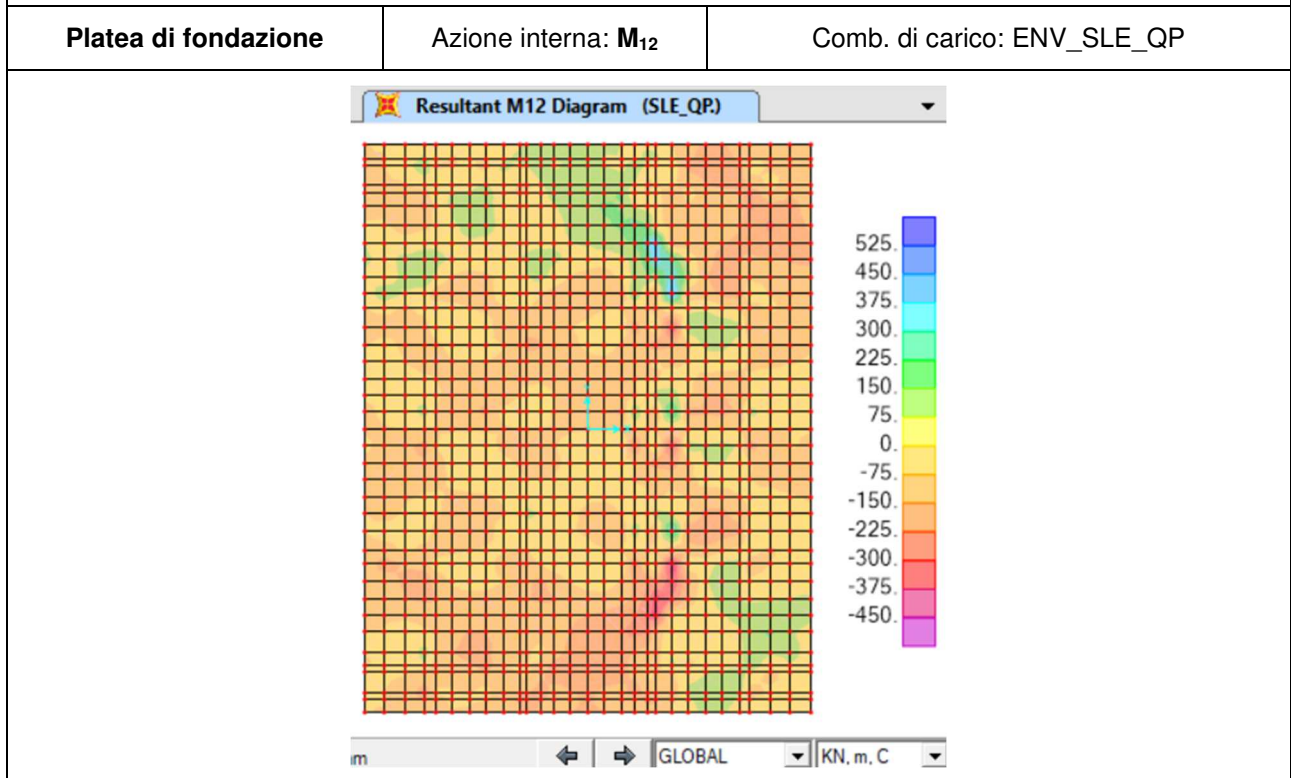
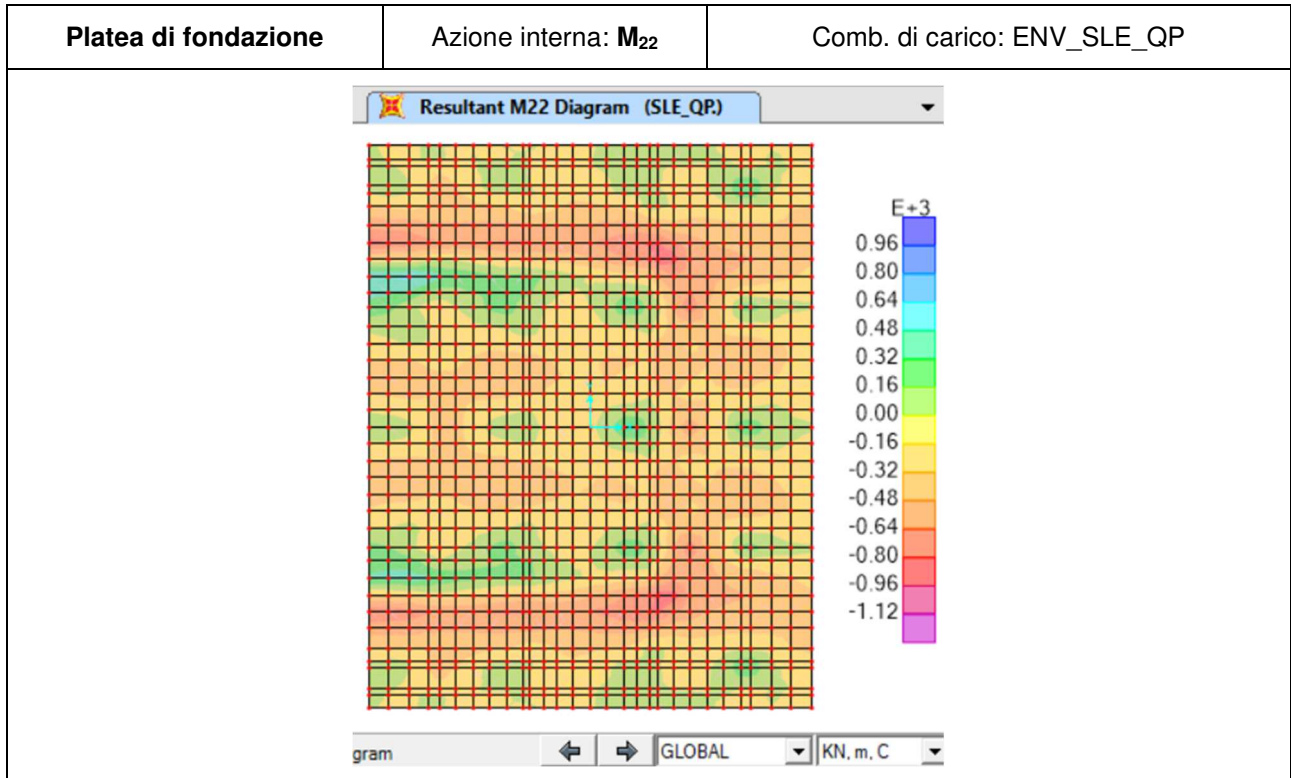


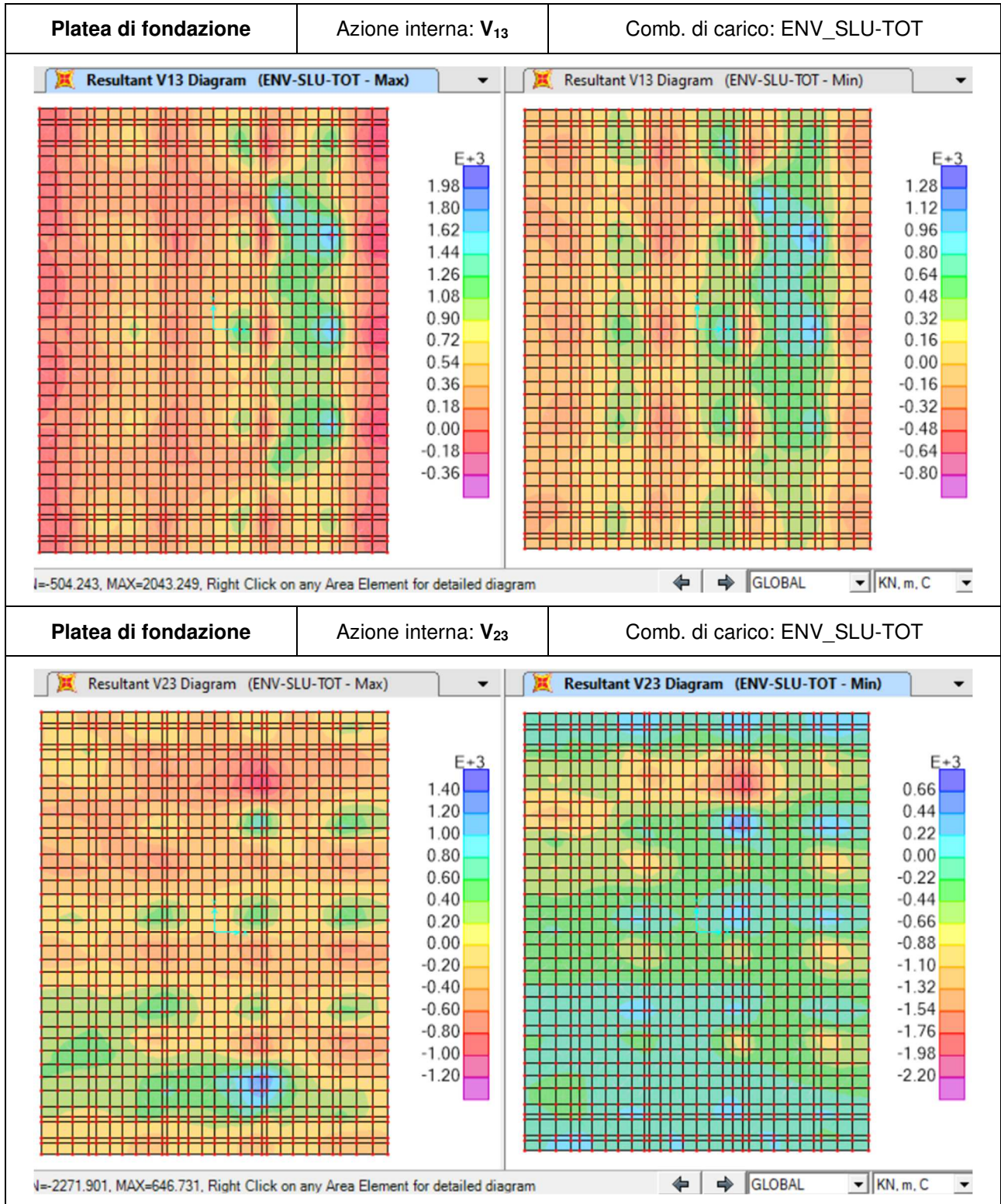




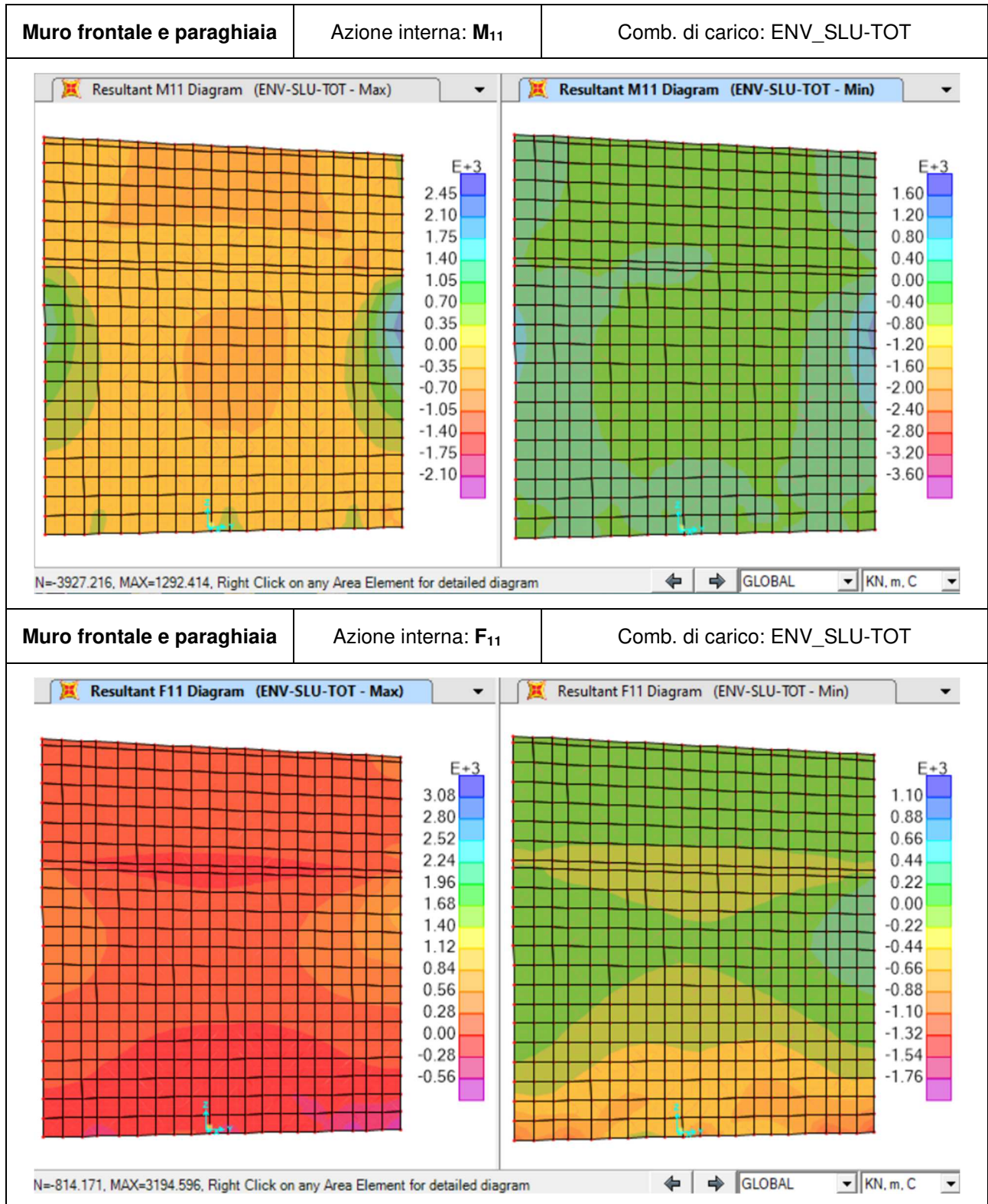


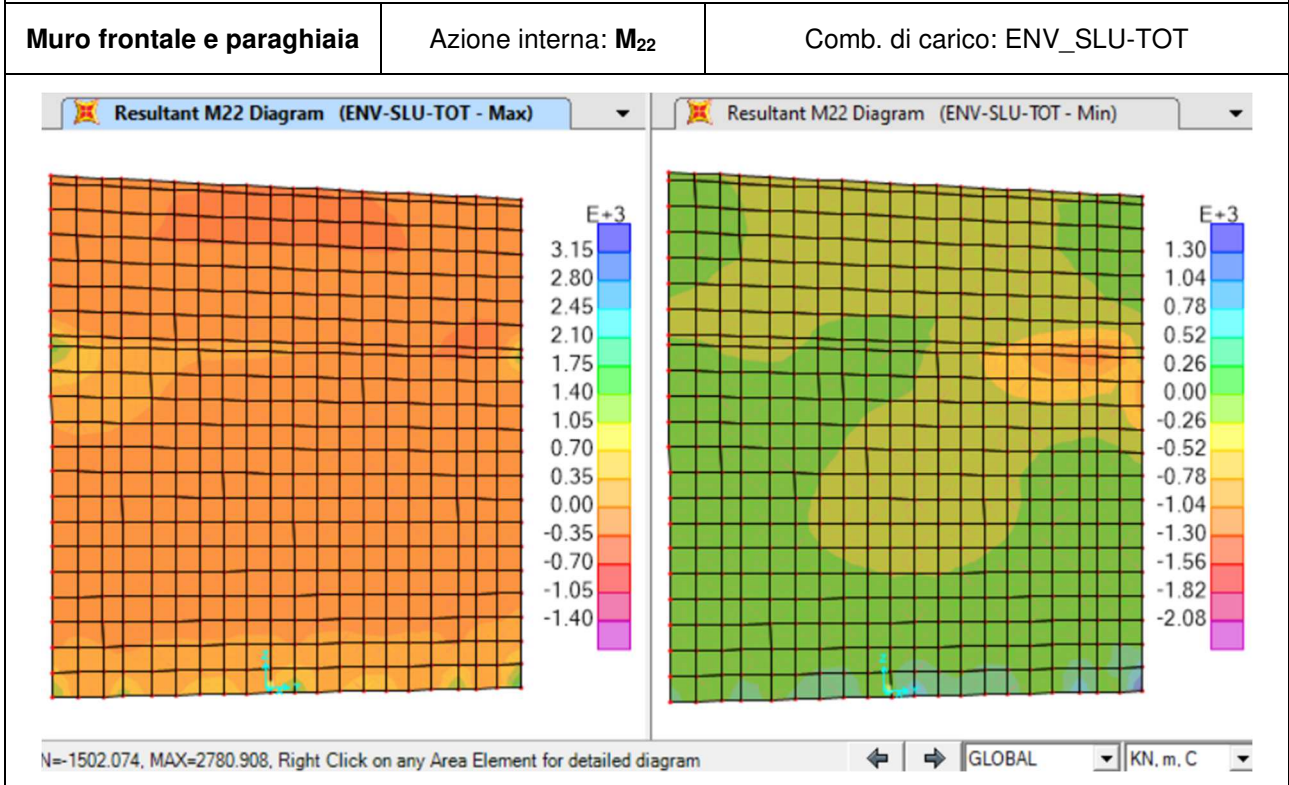
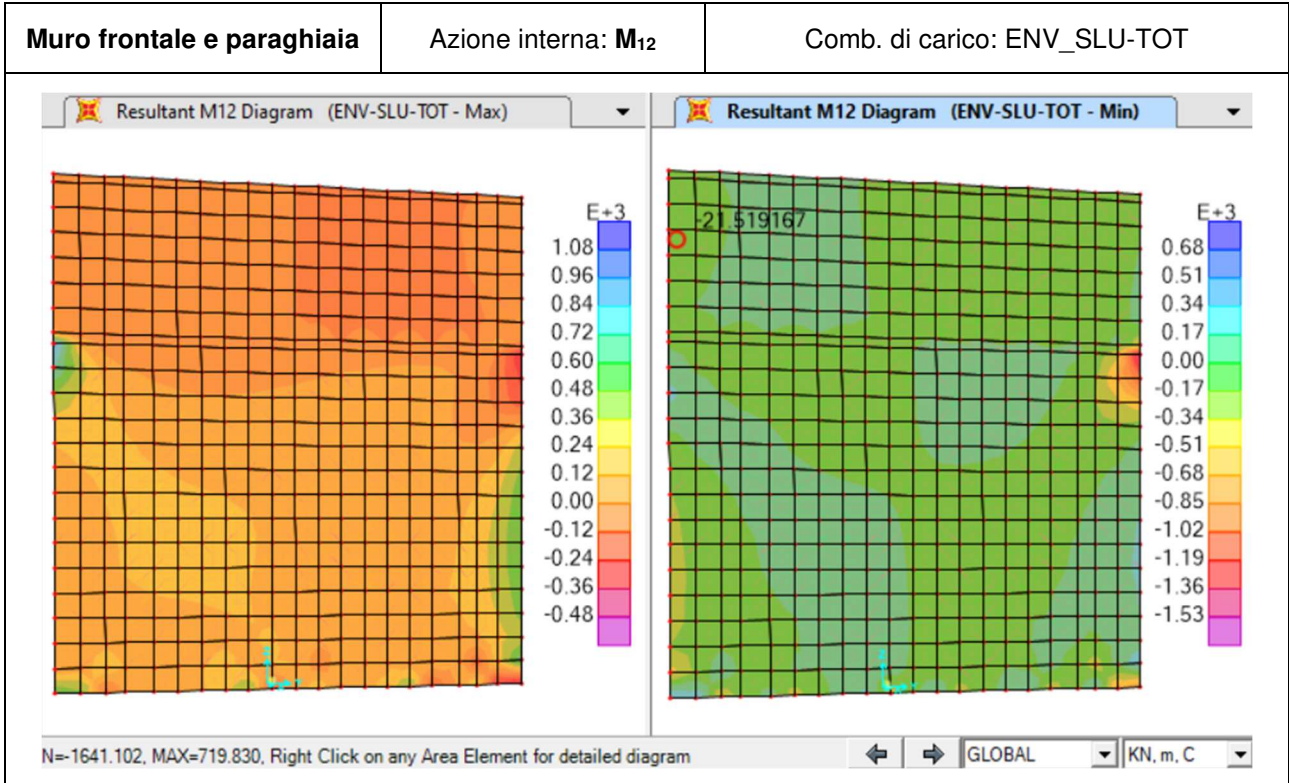


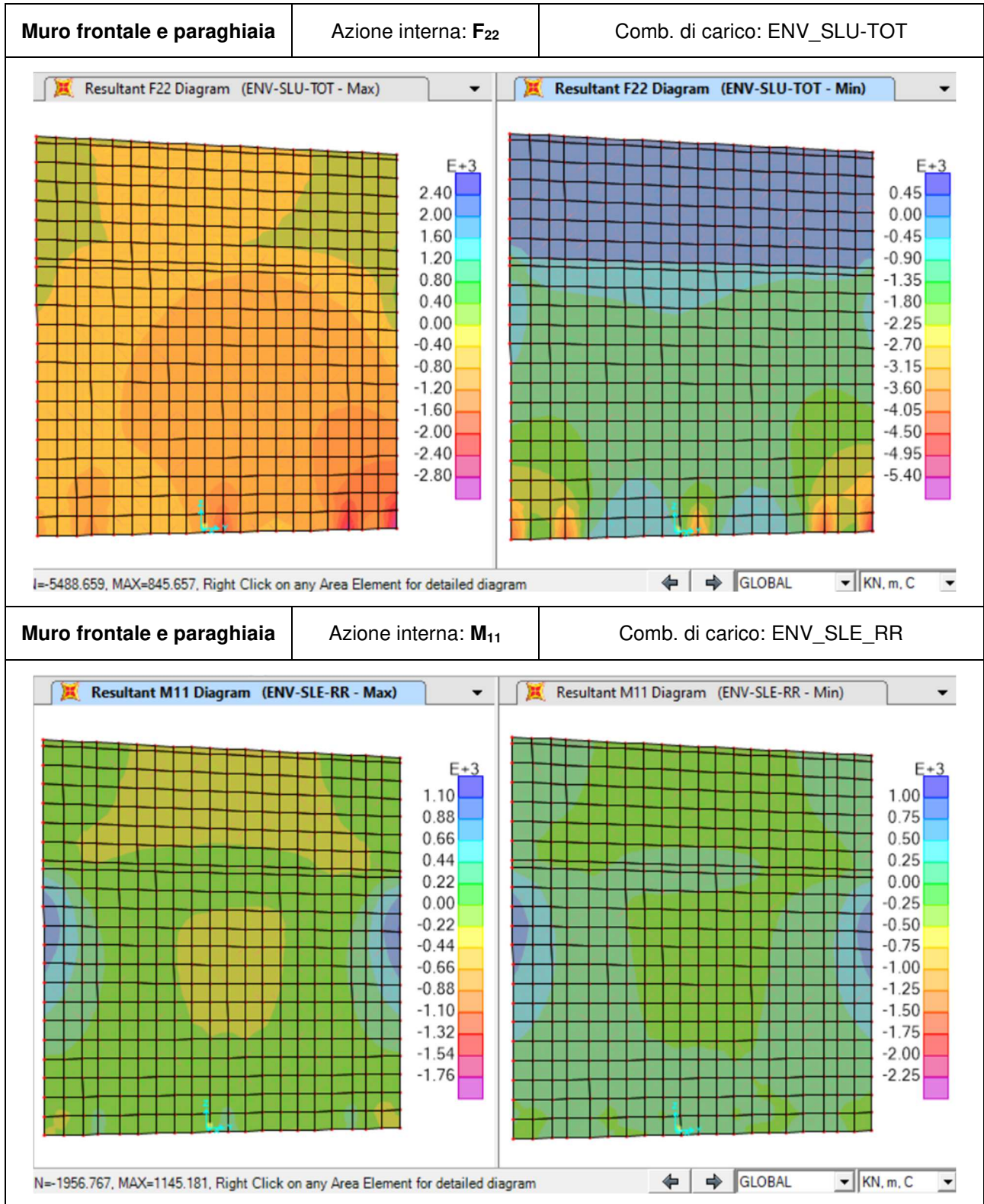


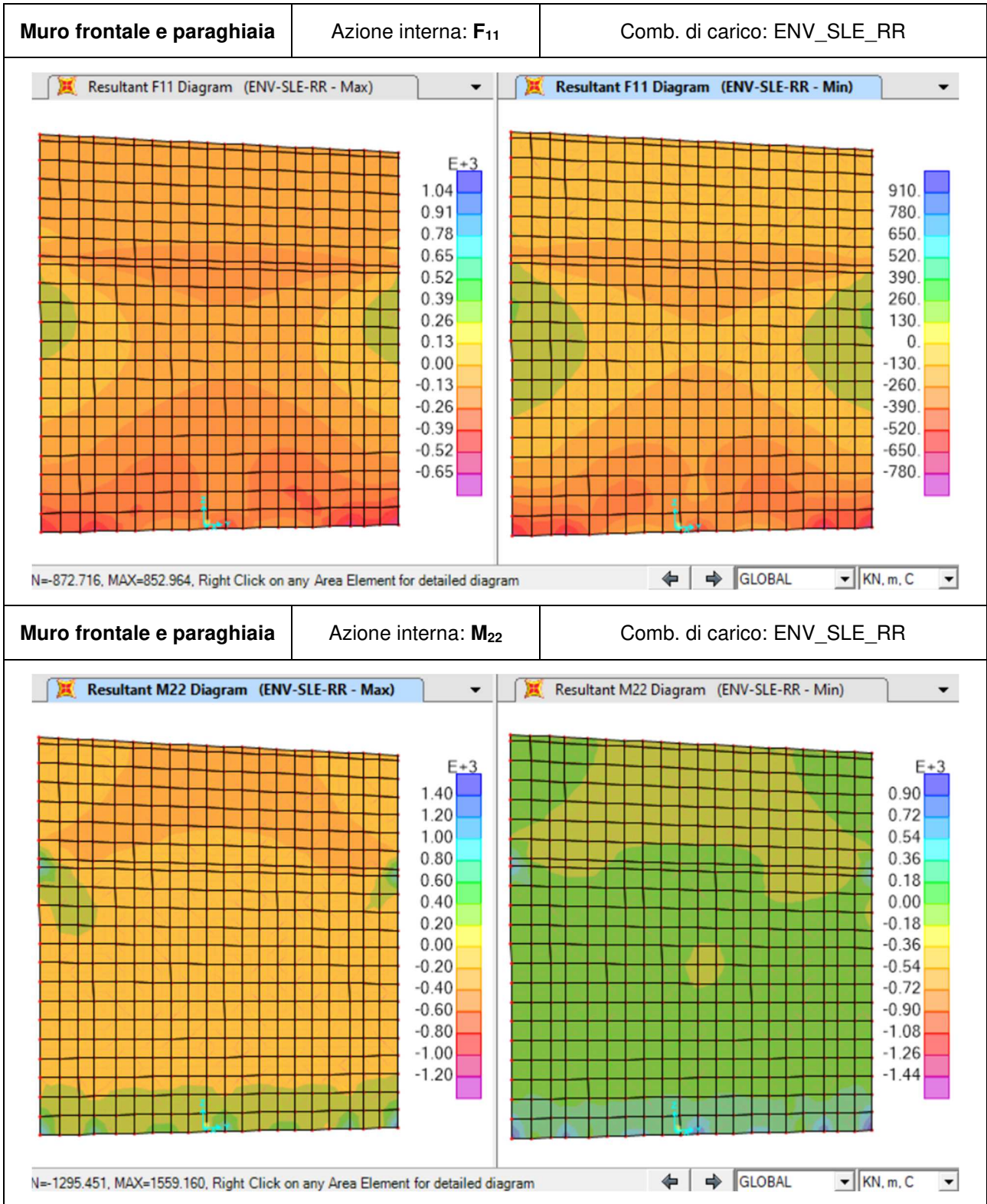


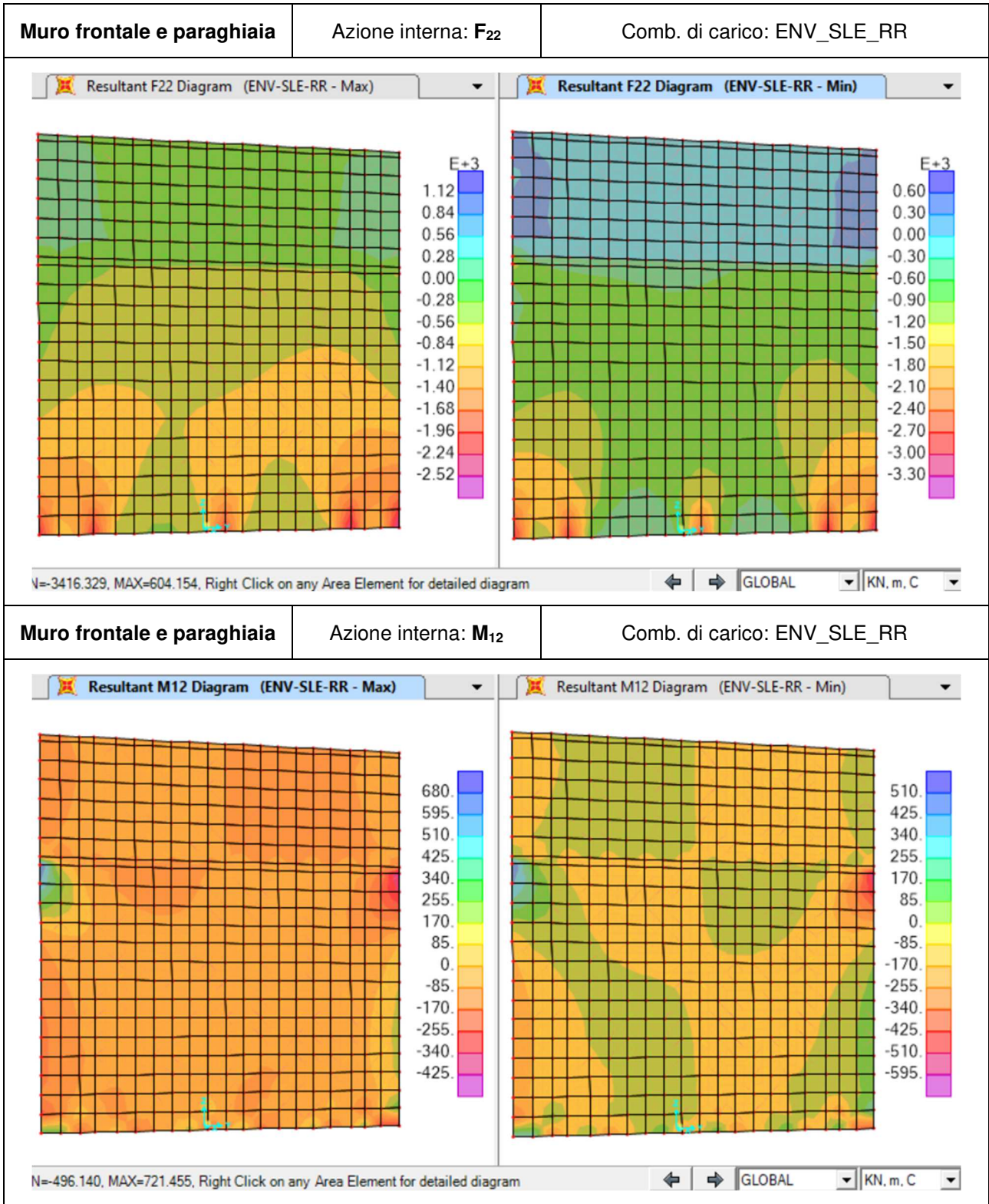
6.2.1.2 Muro frontale e paraghiaia

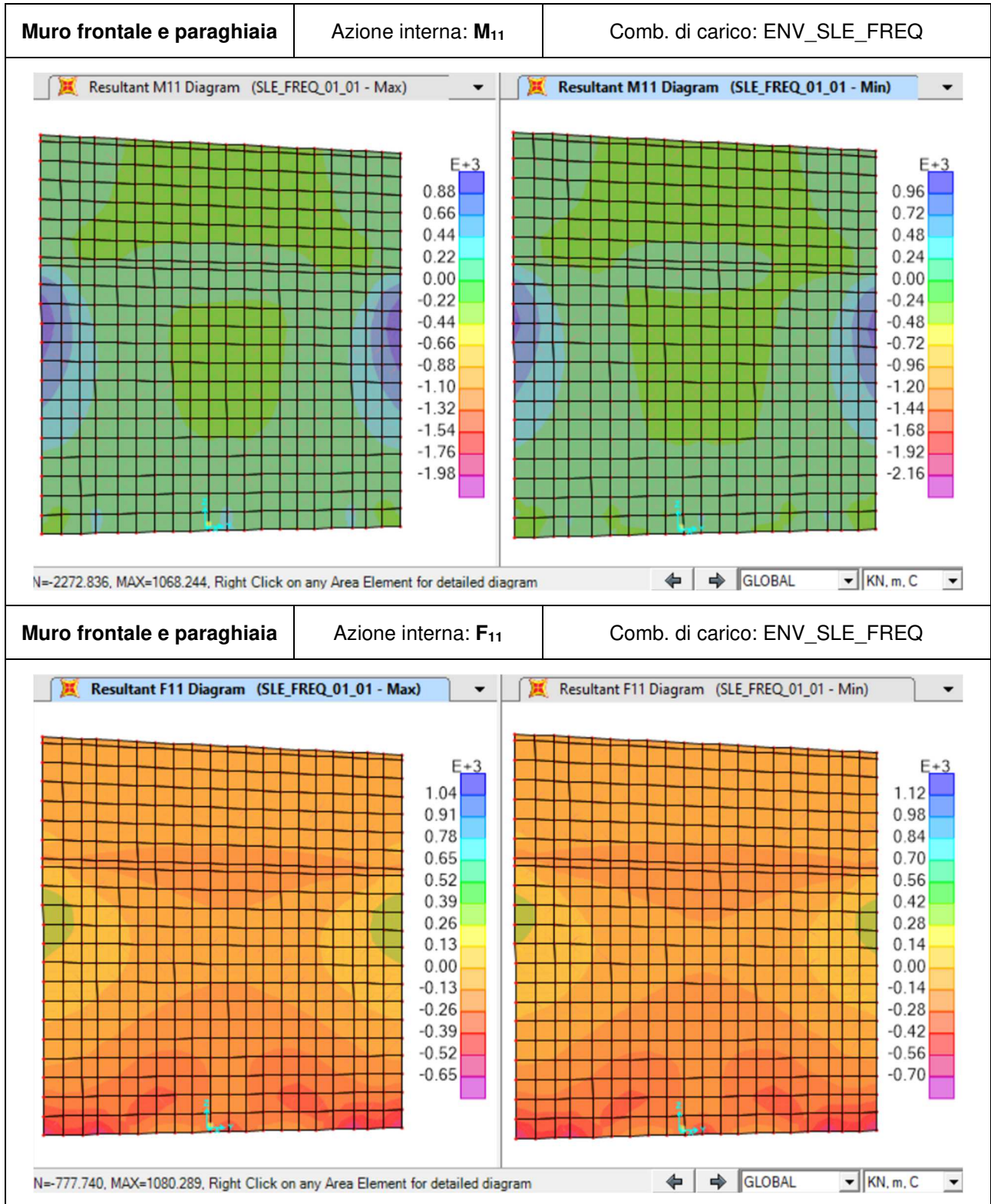


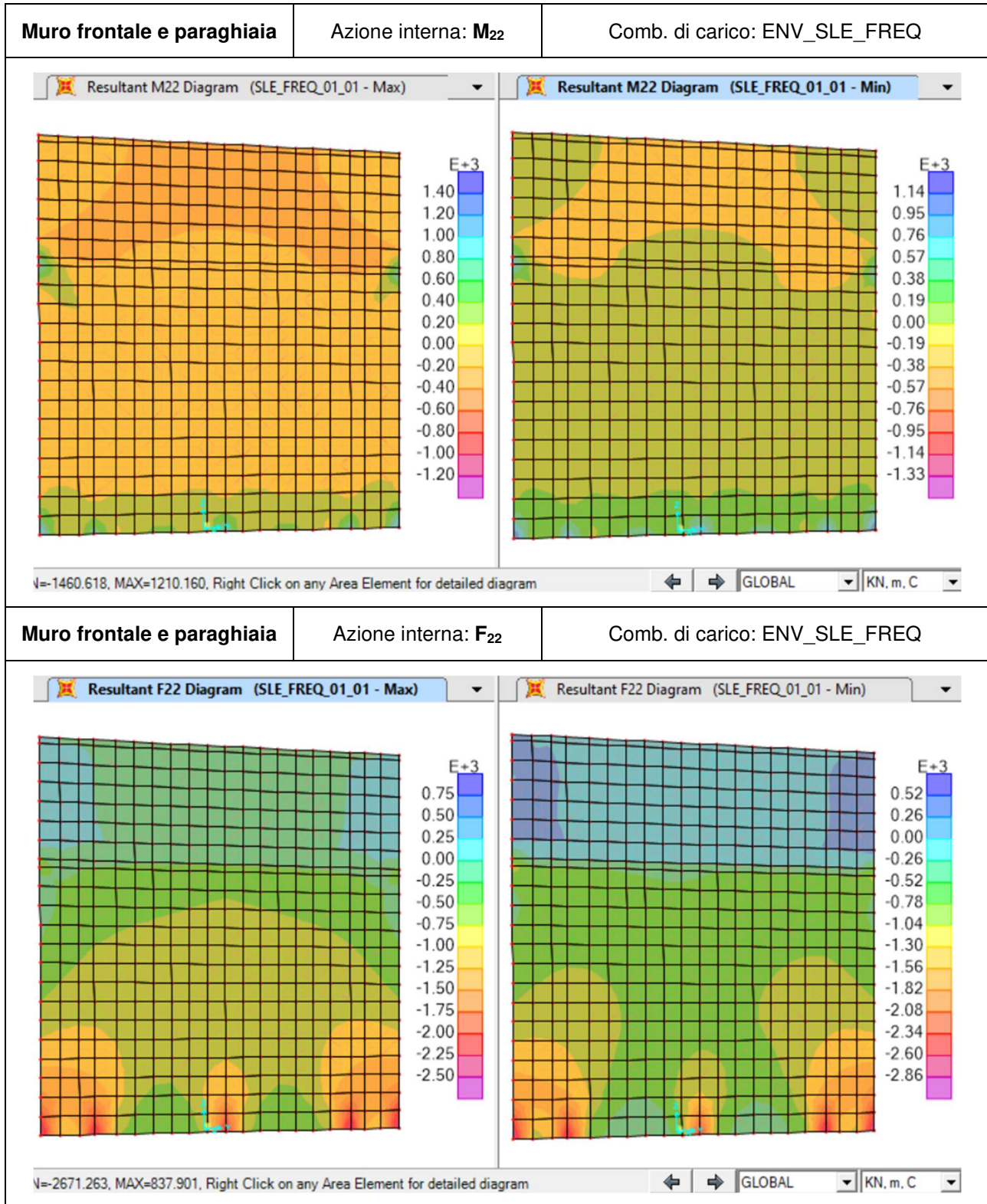


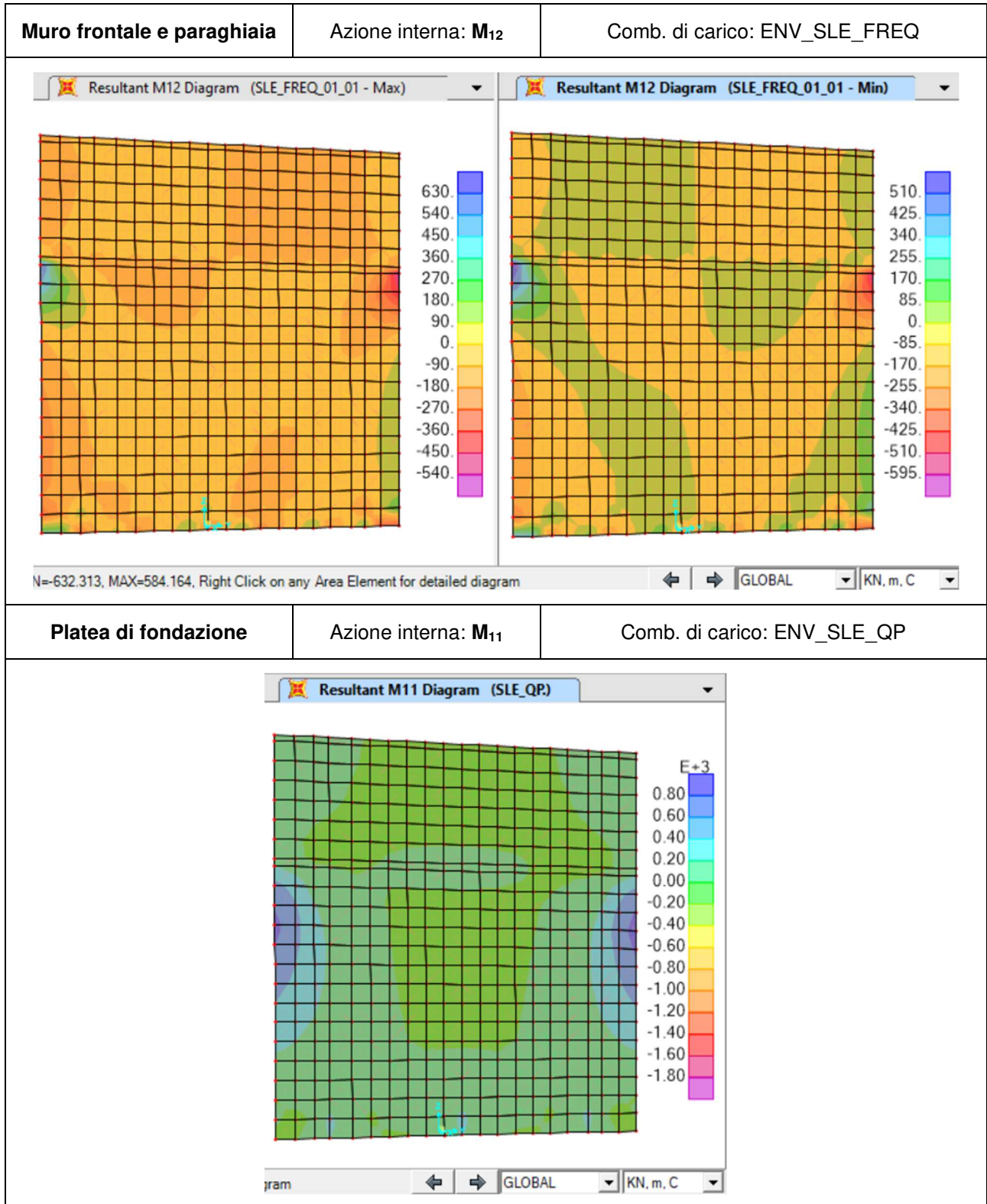


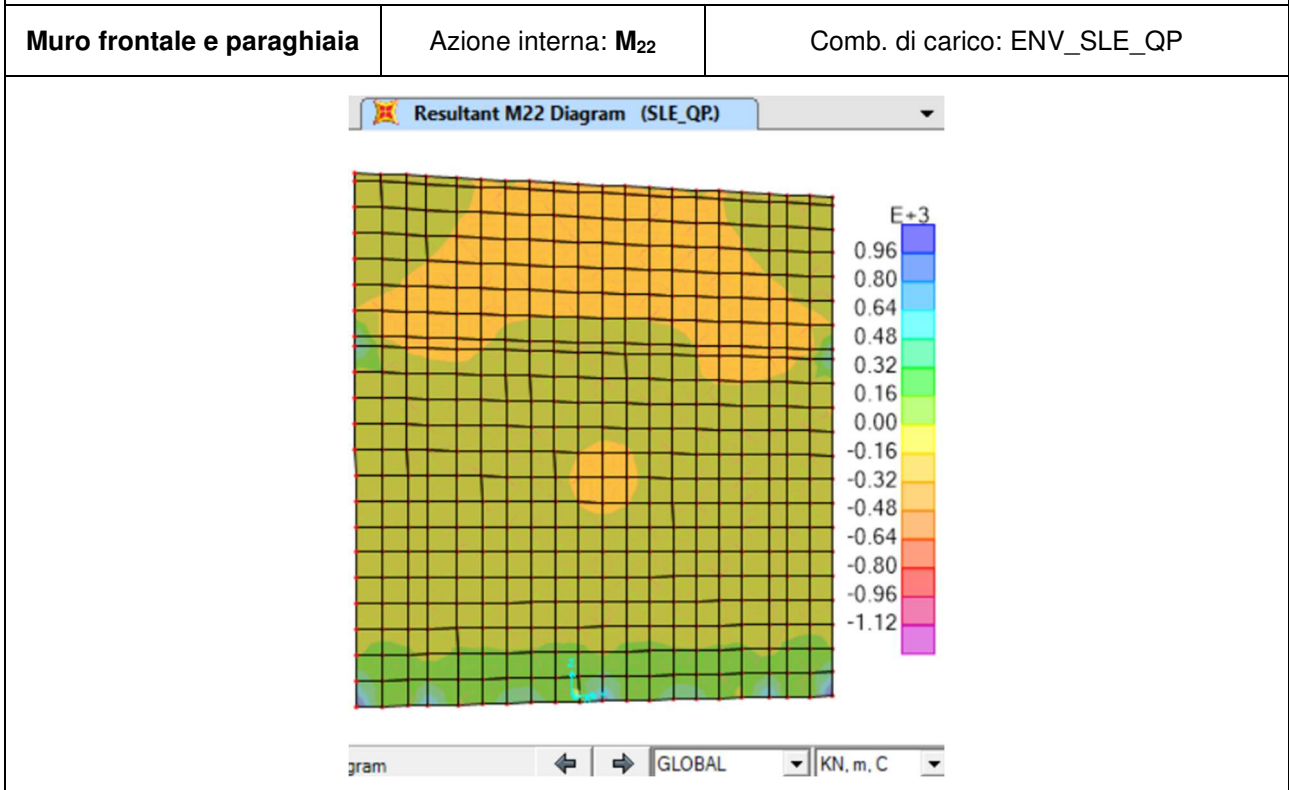
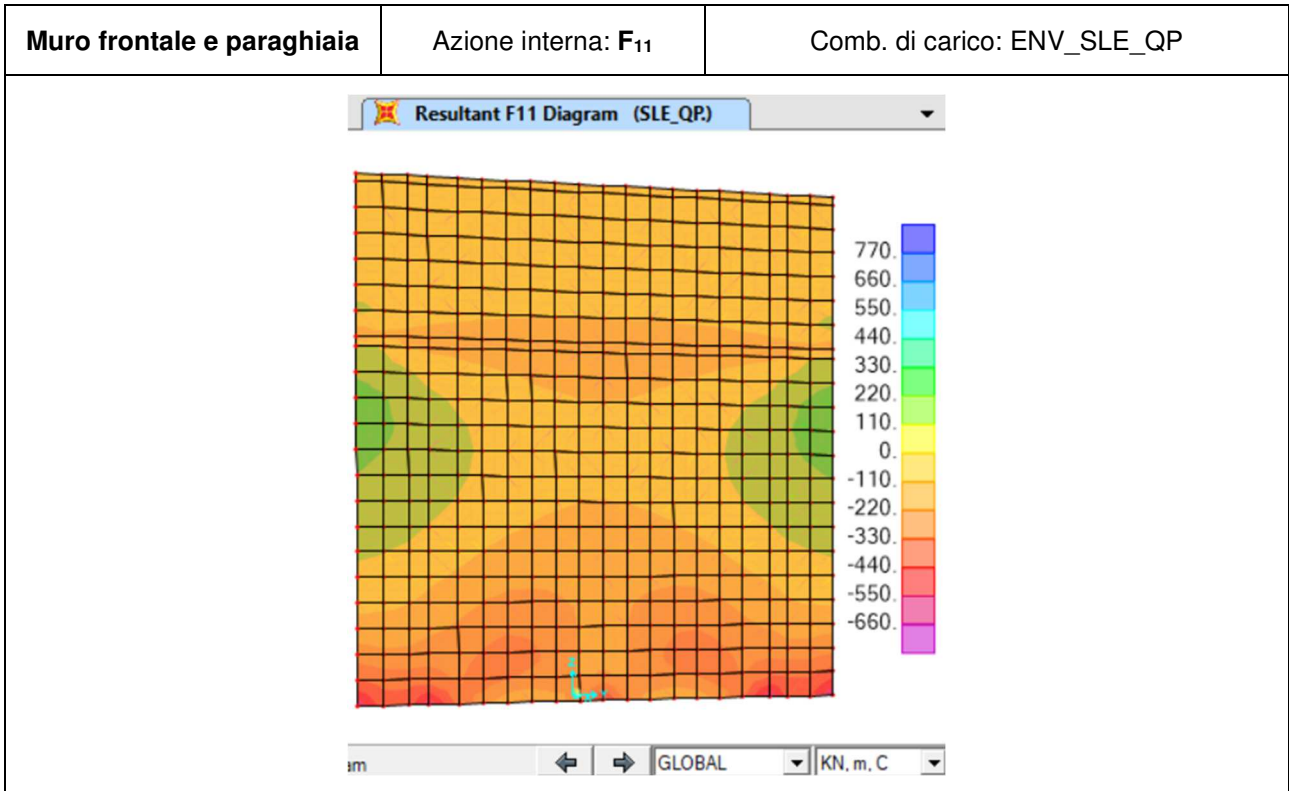


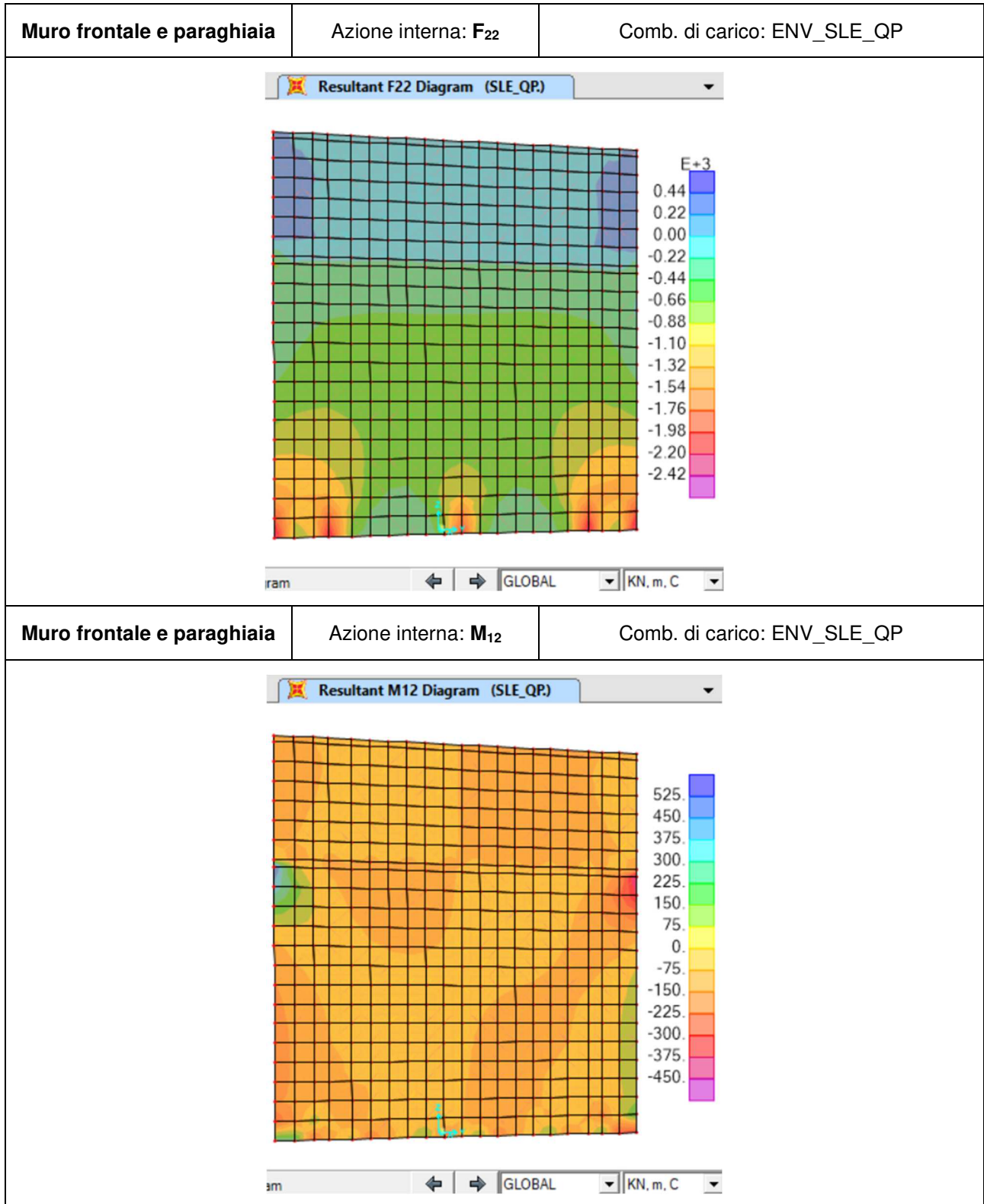


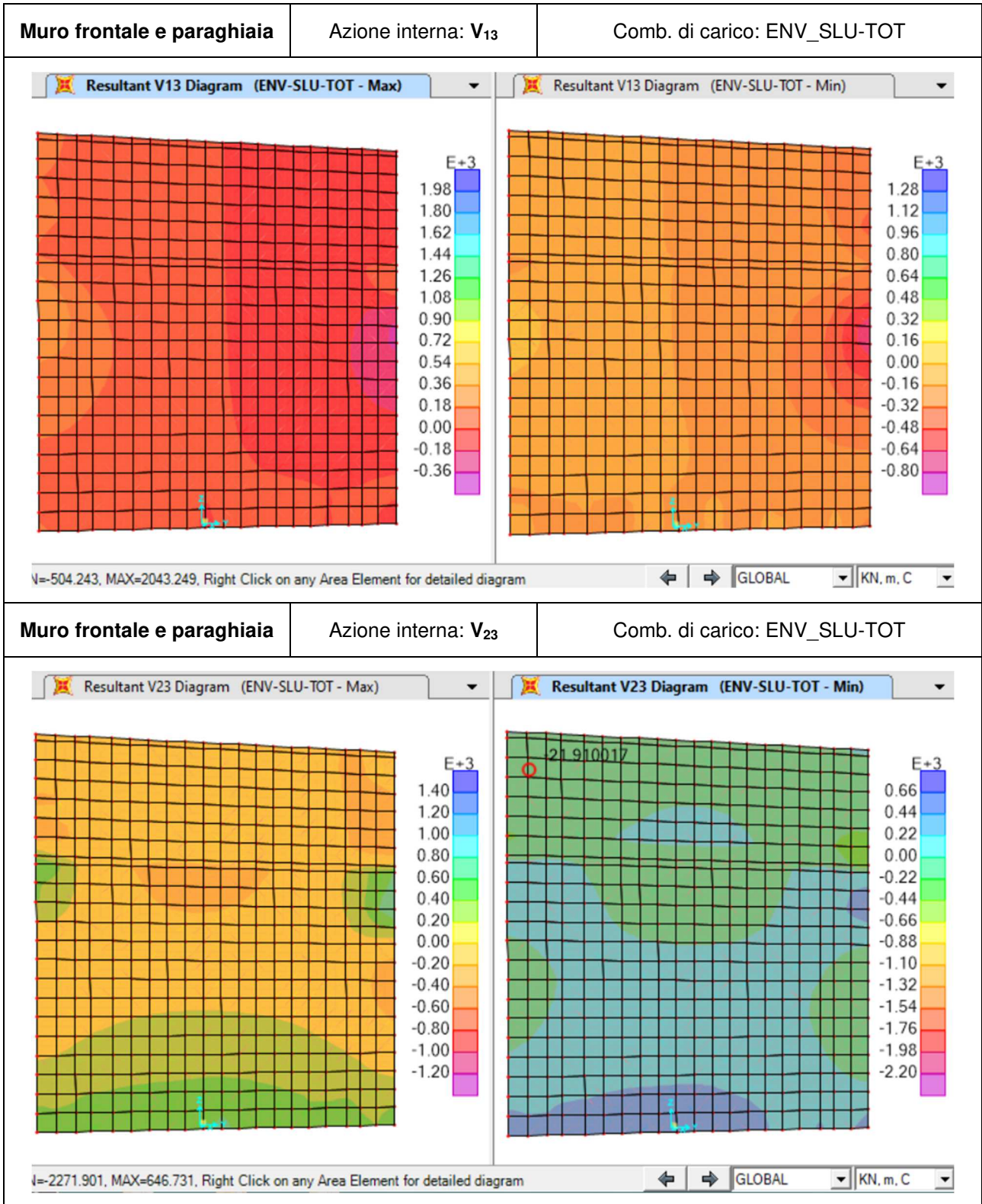




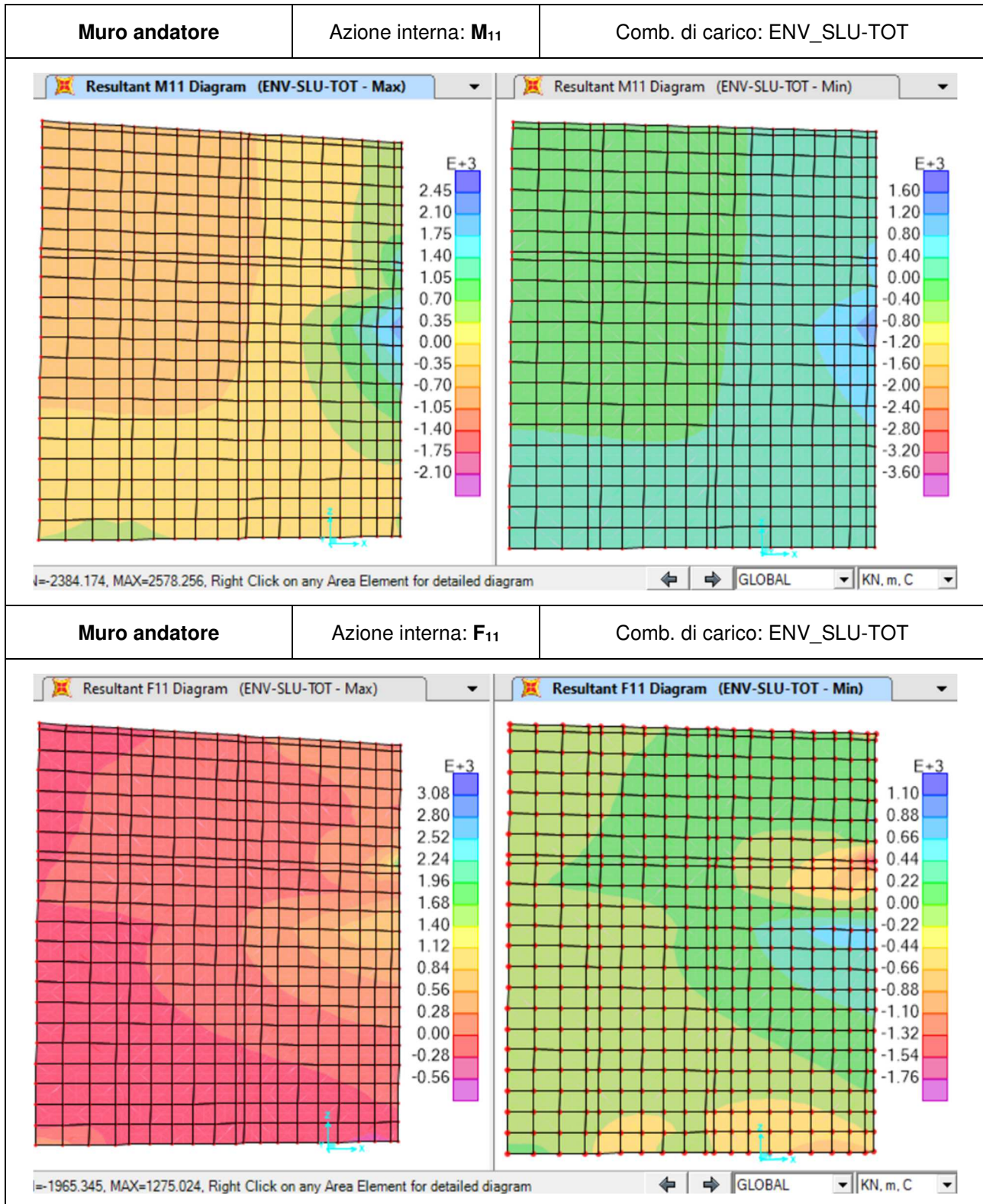


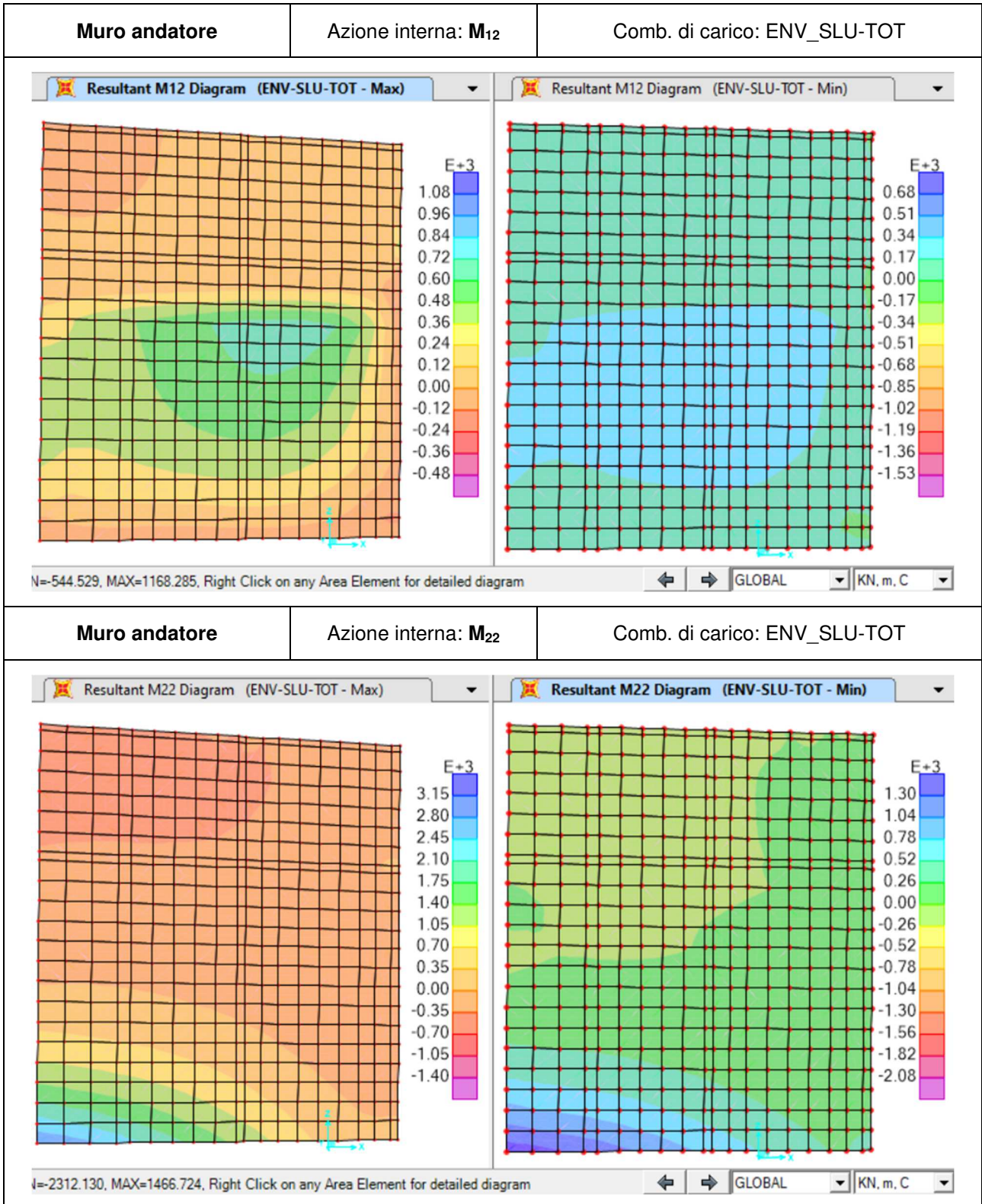


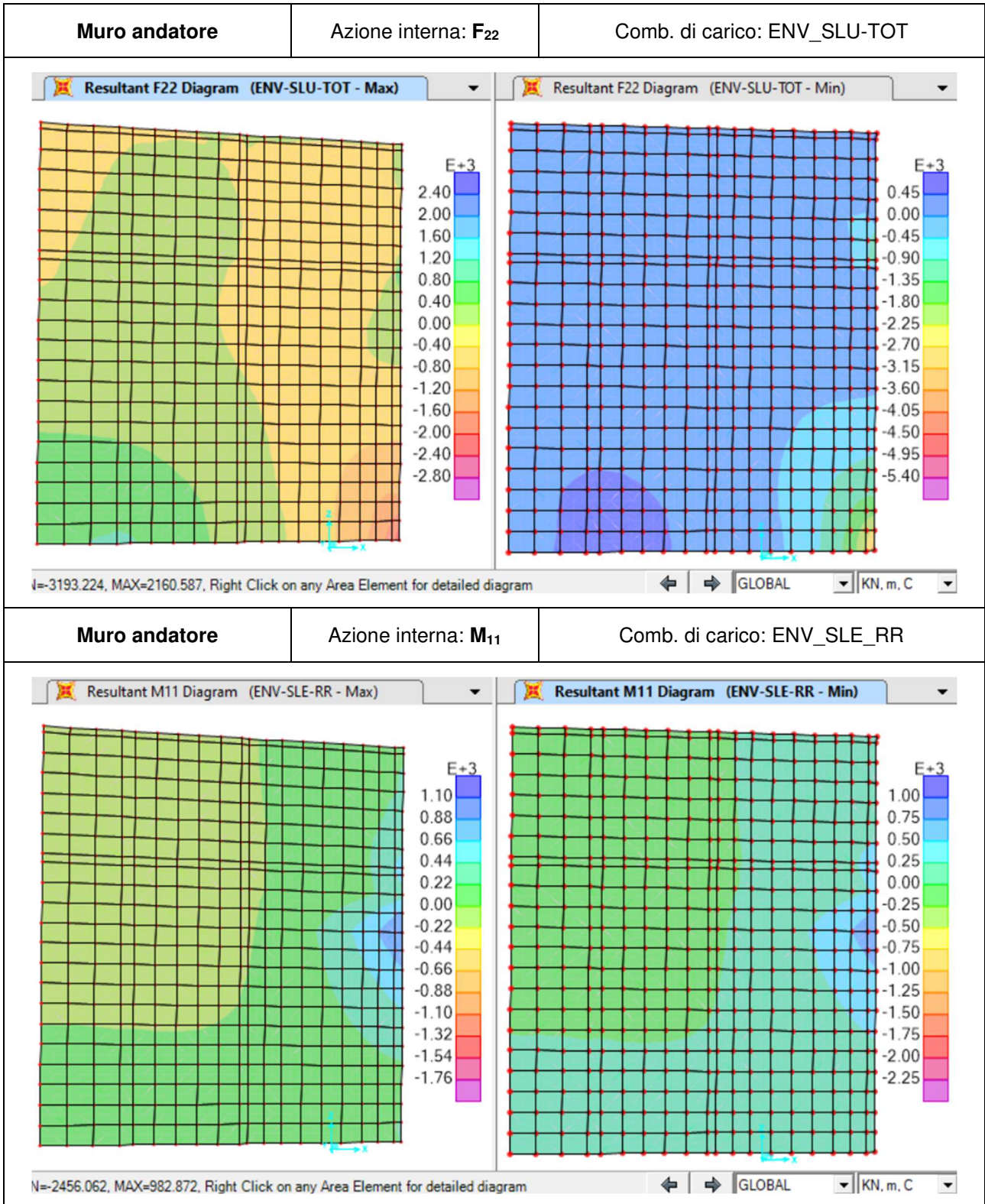


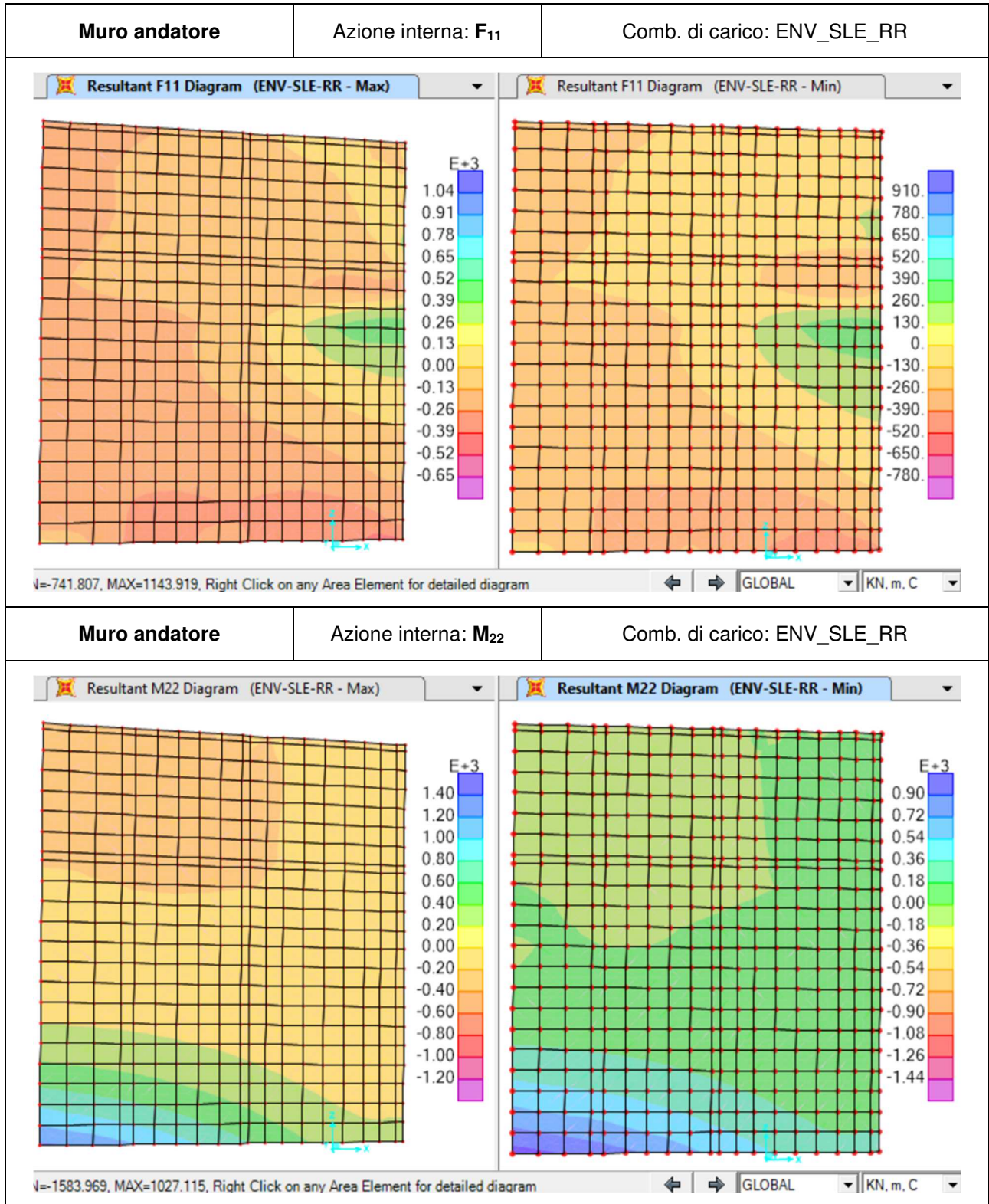


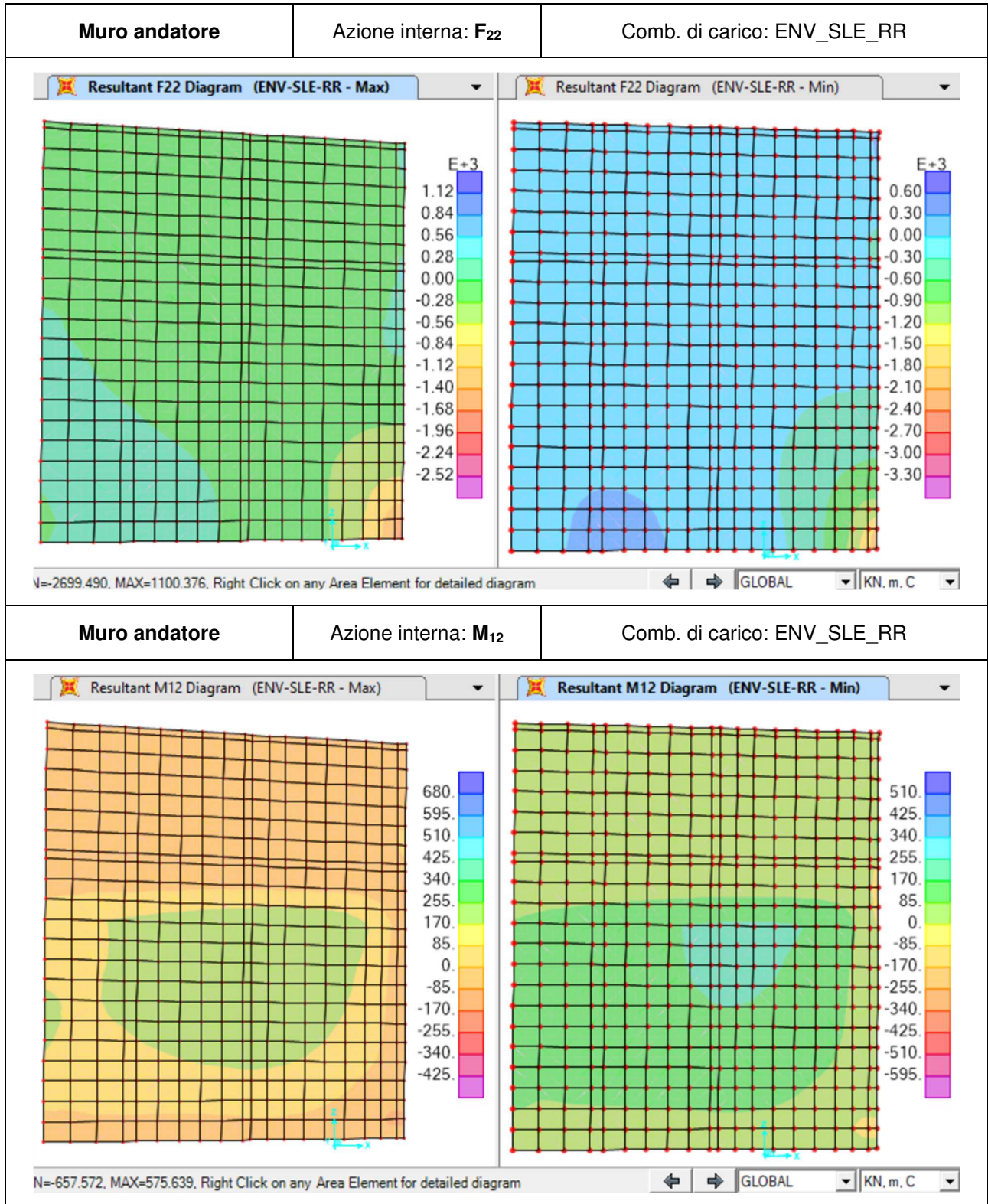
6.2.1.3 Muro andatore

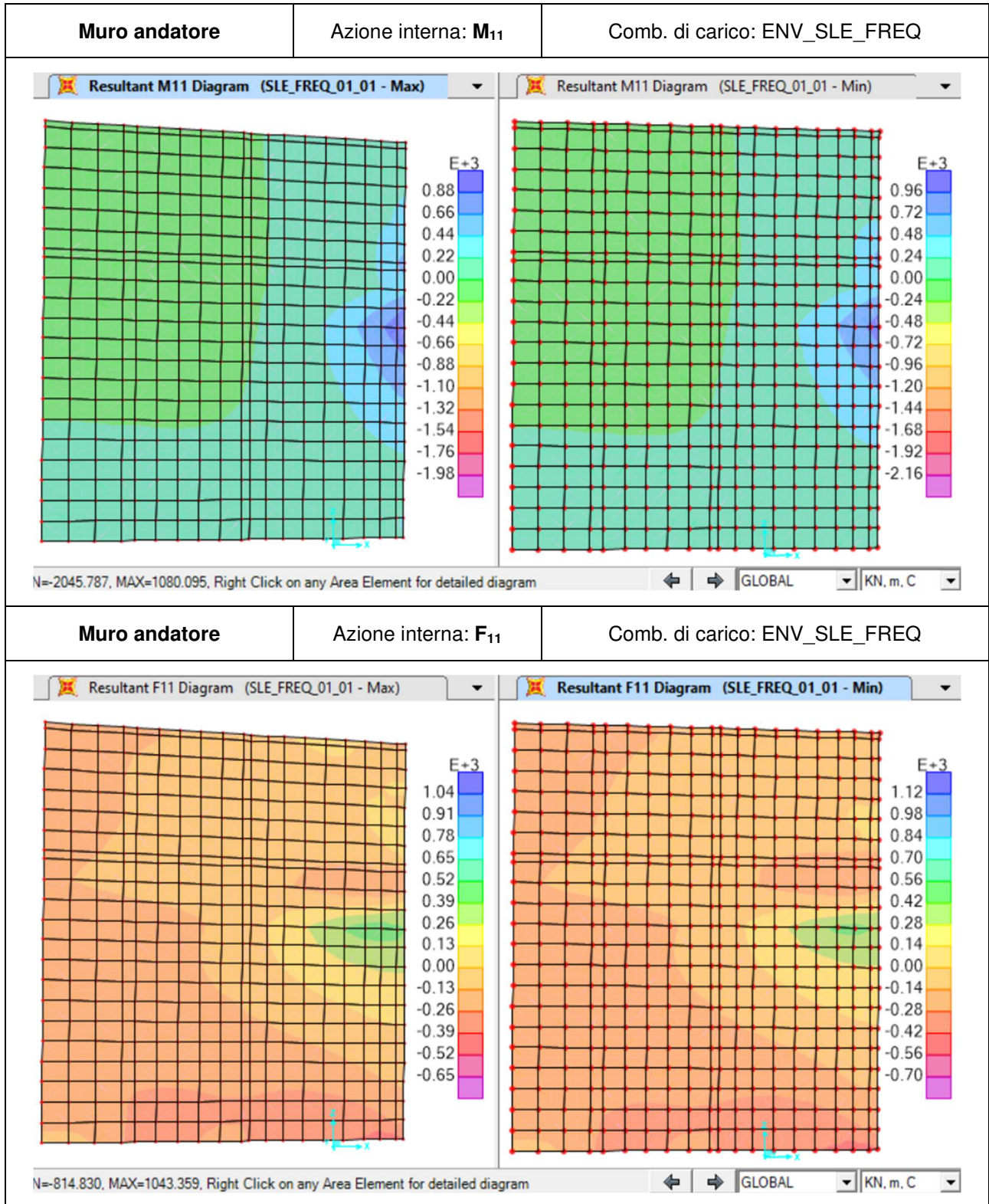


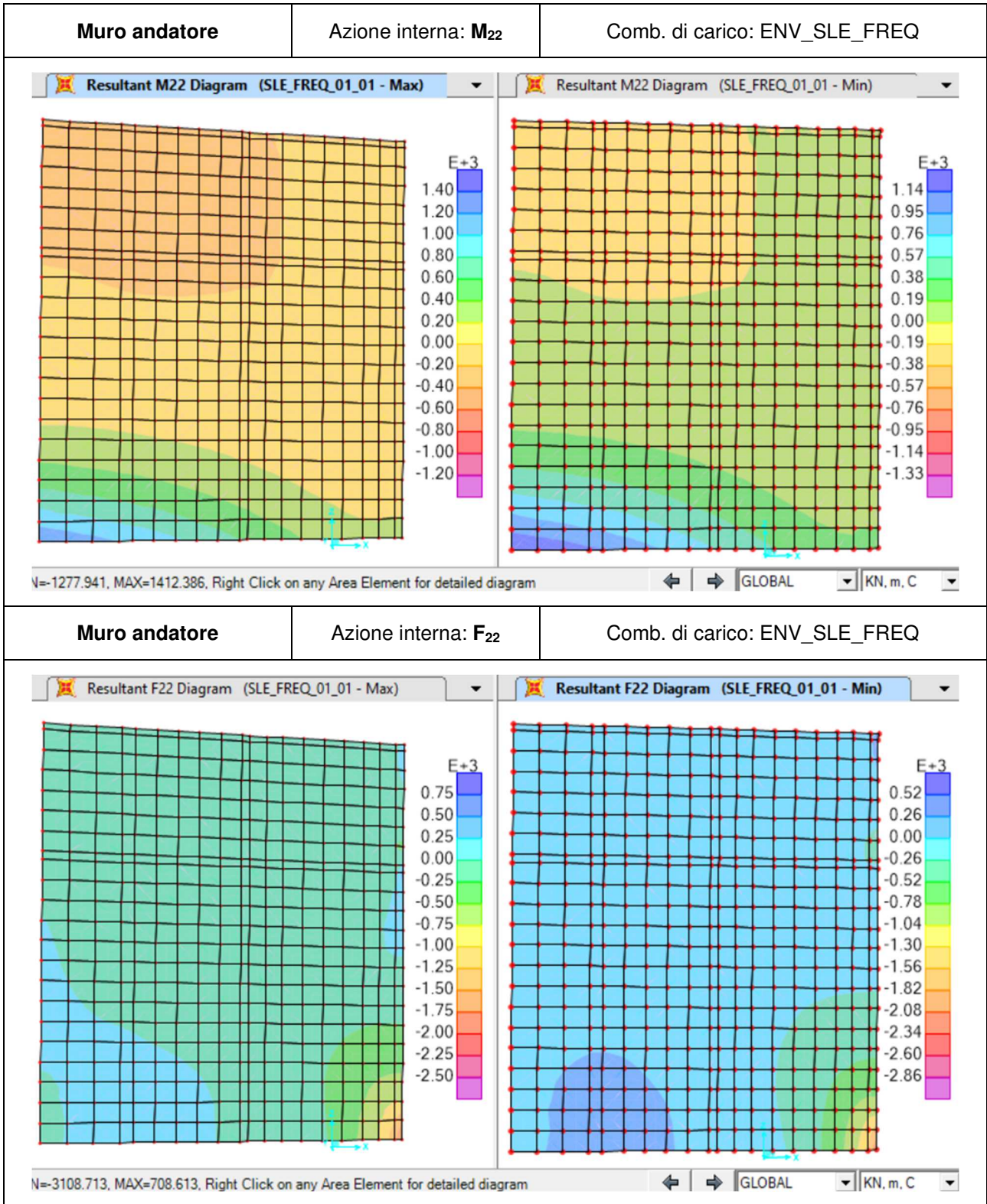


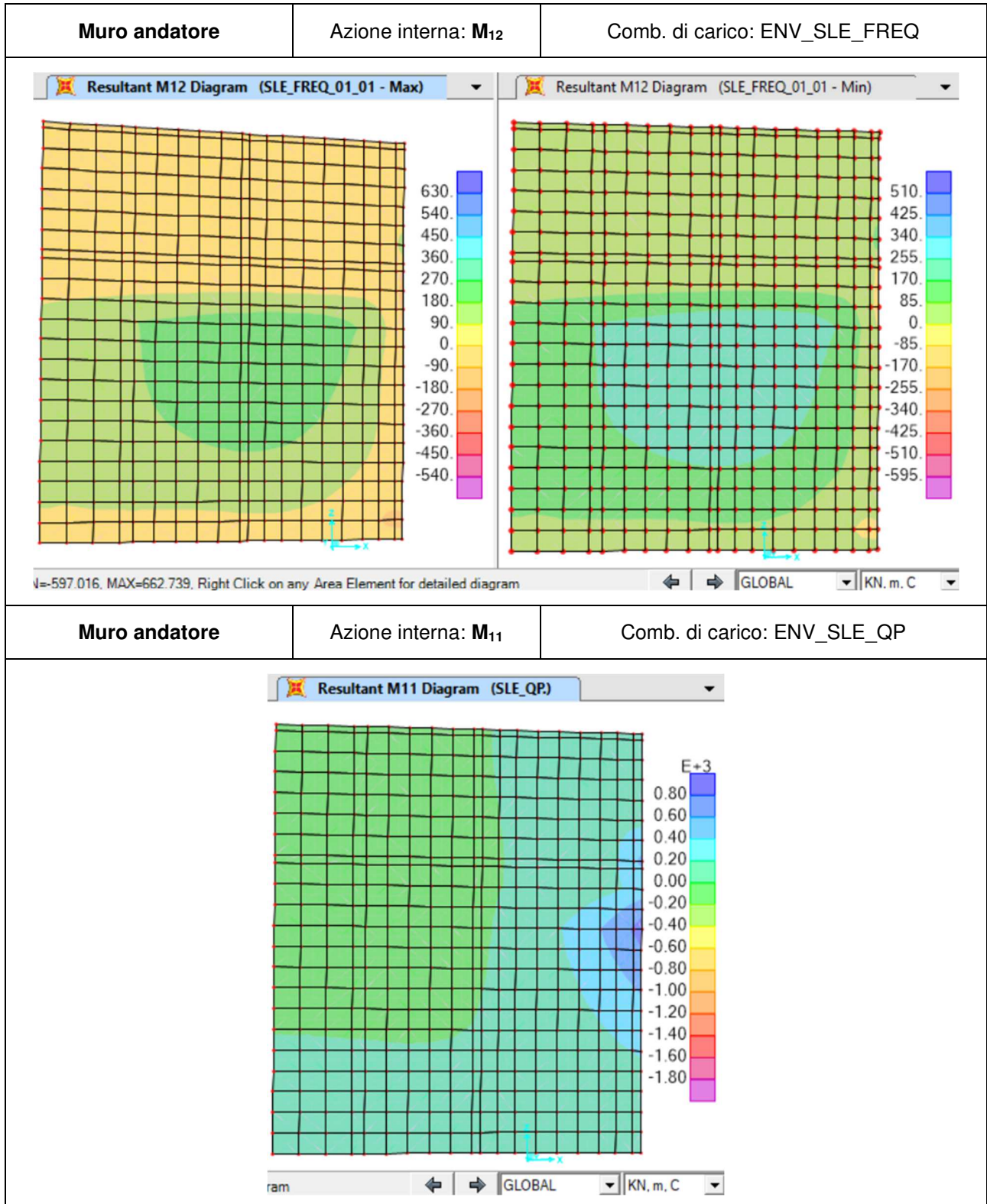


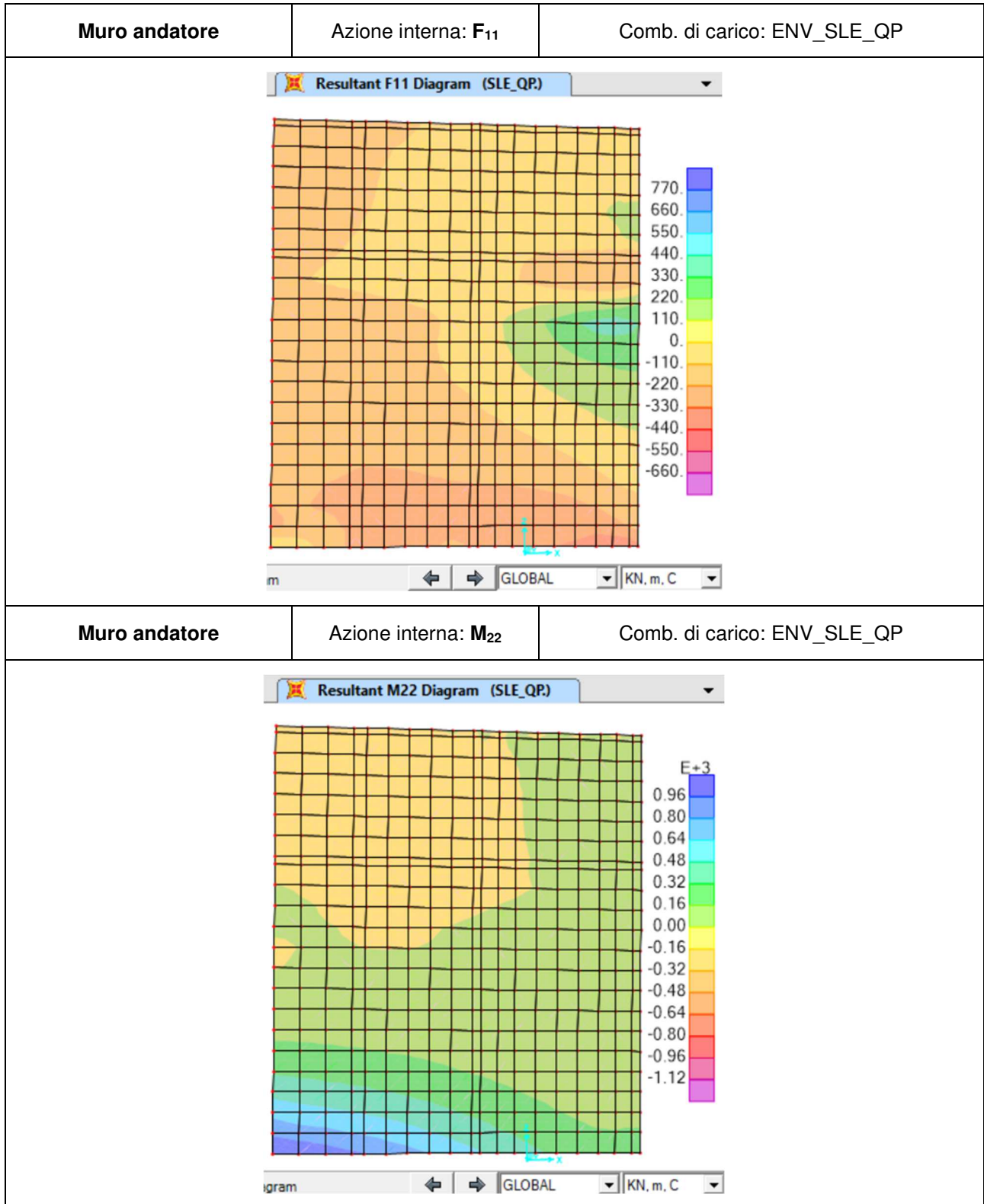


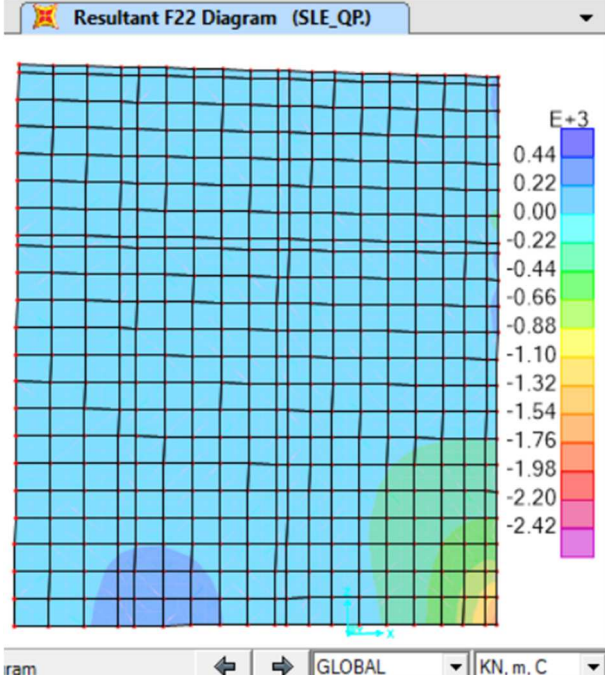
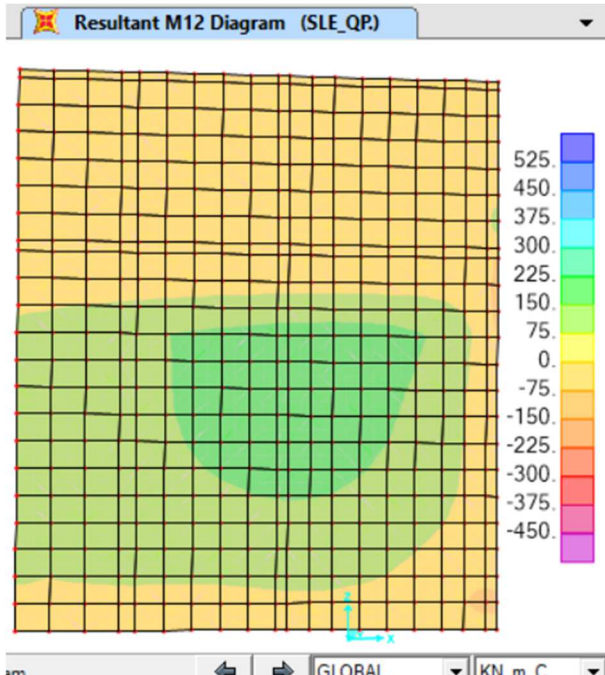


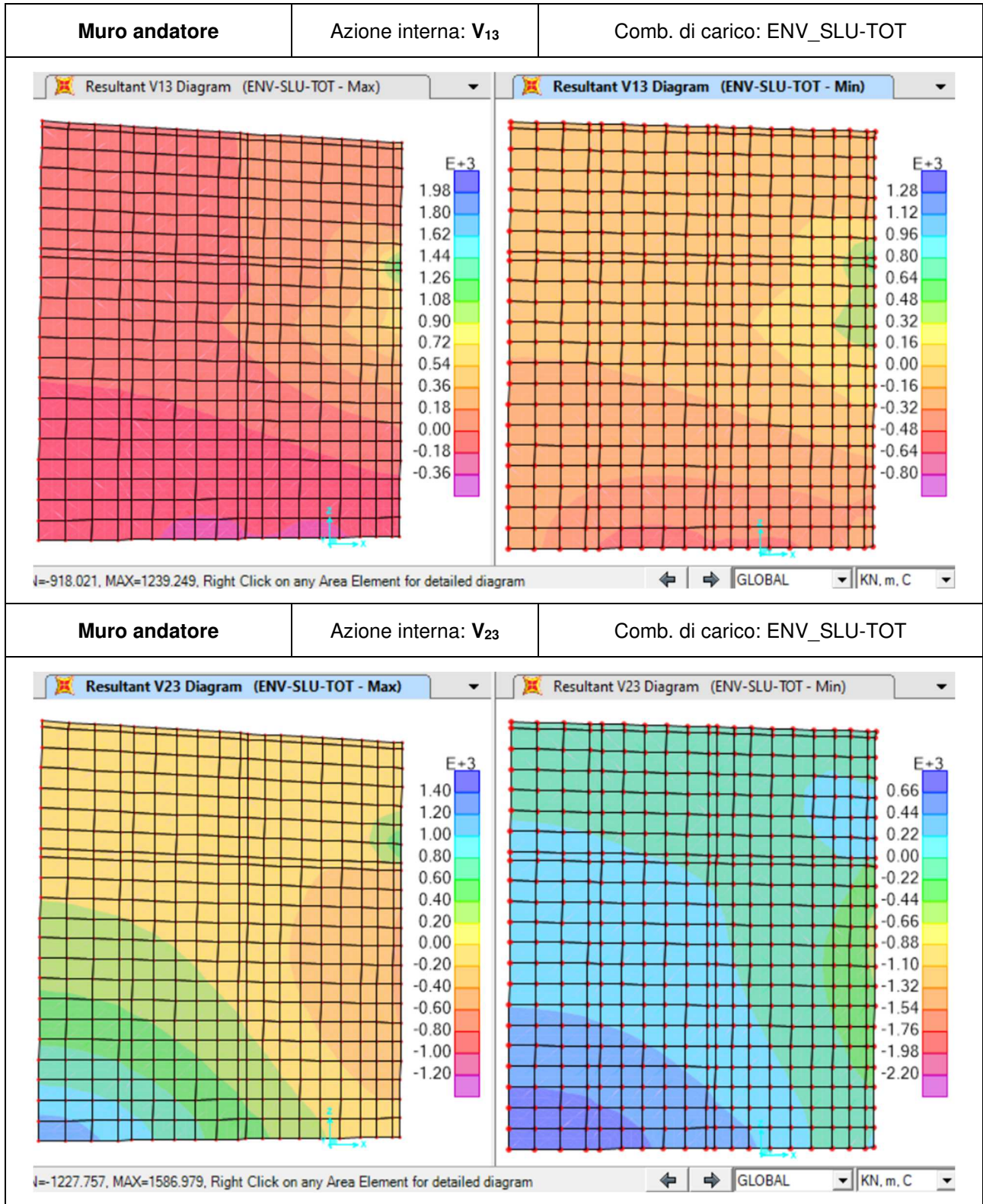








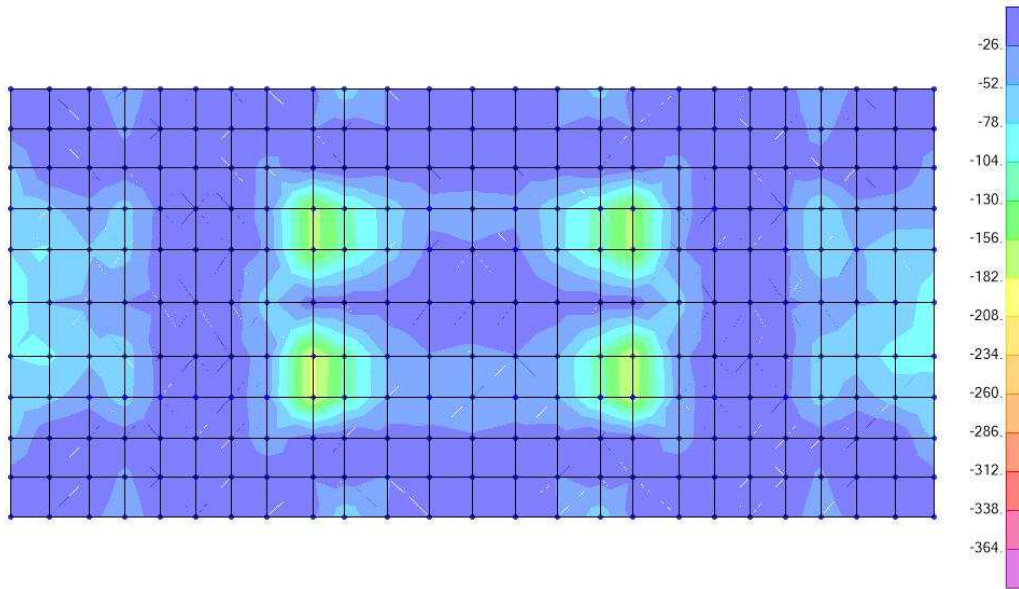
Muro andatore	Azione interna: F₂₂	Comb. di carico: ENV_SLE_QP
 <p>Resultant F22 Diagram (SLE_QP)</p> <p>Color scale values: 0.44, 0.22, 0.00, -0.22, -0.44, -0.66, -0.88, -1.10, -1.32, -1.54, -1.76, -1.98, -2.20, -2.42</p> <p>ram GLOBAL KN, m, C</p>		
Muro andatore	Azione interna: M₁₂	Comb. di carico: ENV_SLE_QP
 <p>Resultant M12 Diagram (SLE_QP)</p> <p>Color scale values: 525, 450, 375, 300, 225, 150, 75, 0, -75, -150, -225, -300, -375, -450</p> <p>sm GLOBAL KN, m, C</p>		



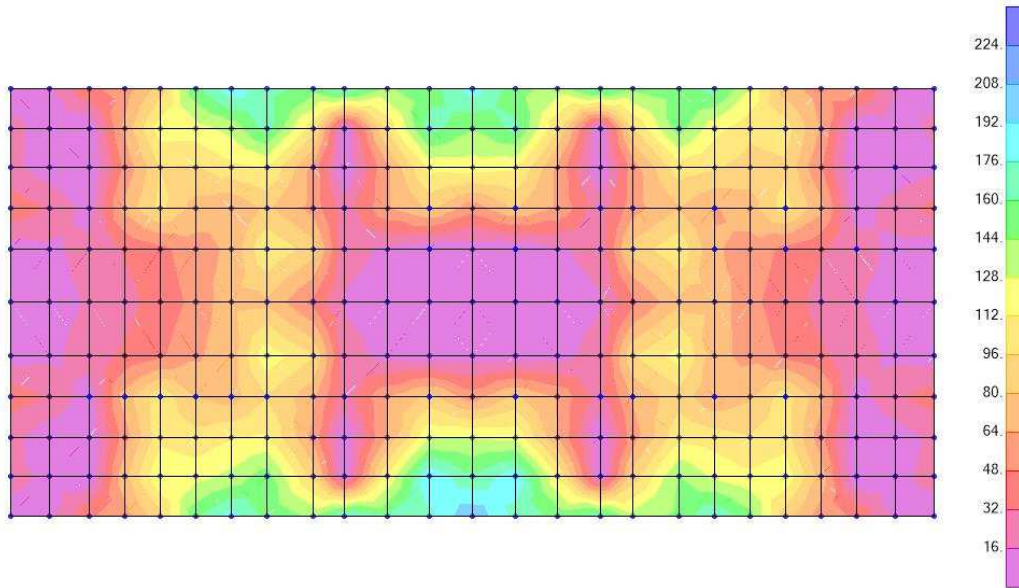
6.2.2 PILA

6.2.2.1 Platea

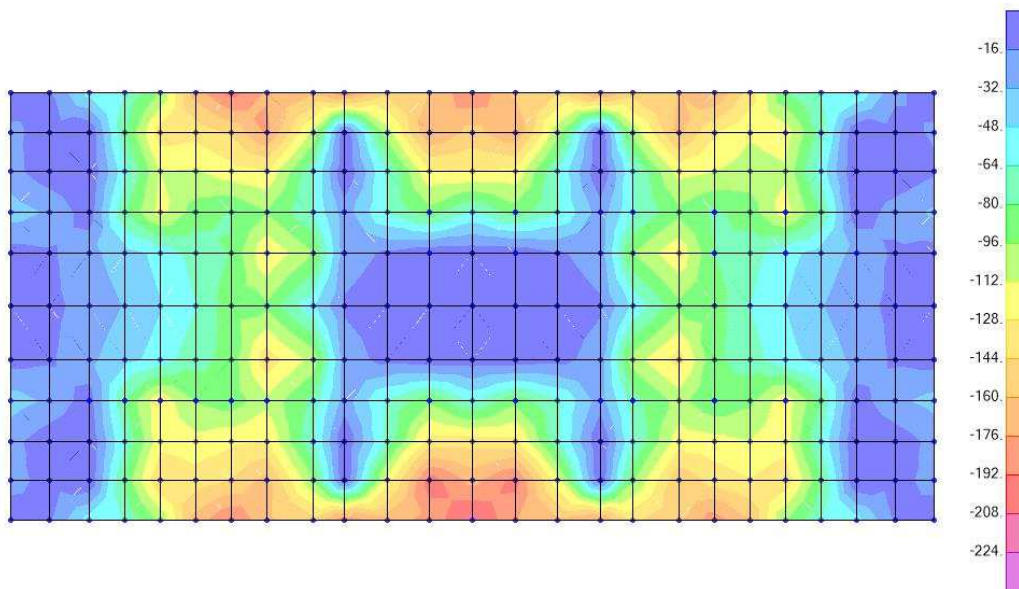
Resultant F11 Diagram (ENV.SLU+SLV - Min)



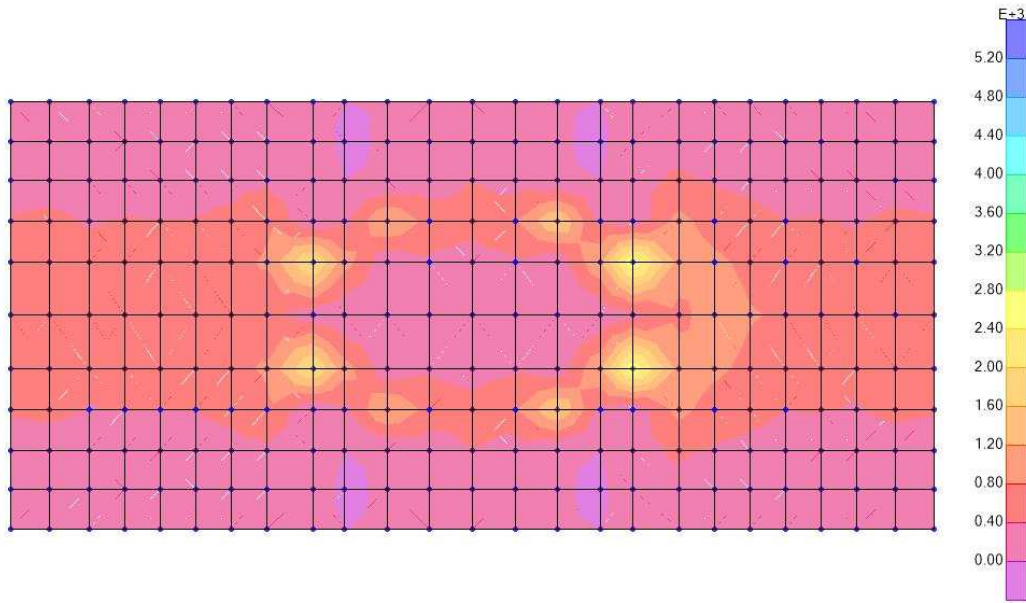
Resultant F22 Diagram (ENV_SLU+SLV - Max)



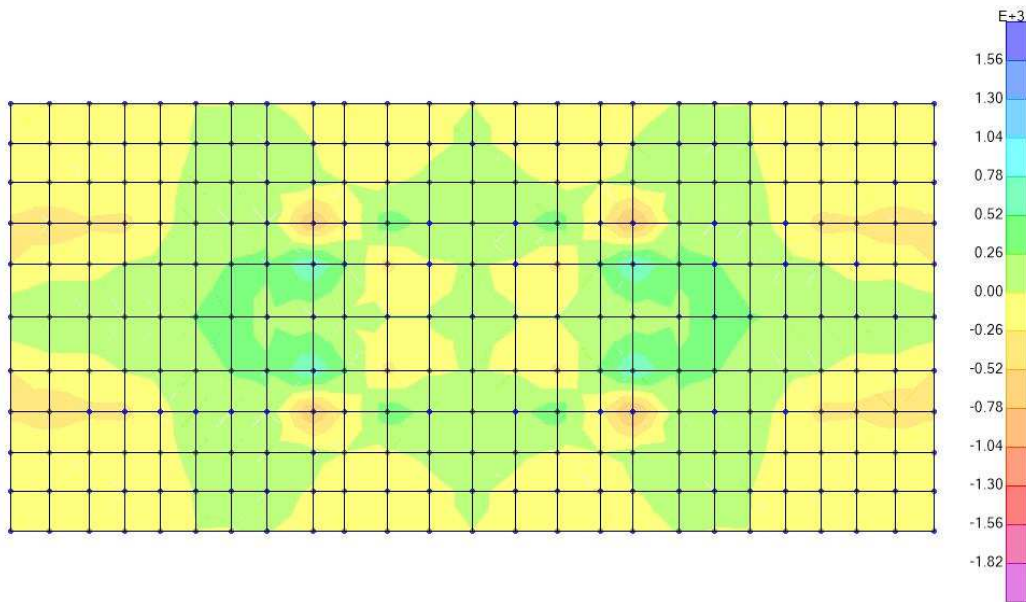
Resultant F22 Diagram (ENV_SLU+SLV - Min)



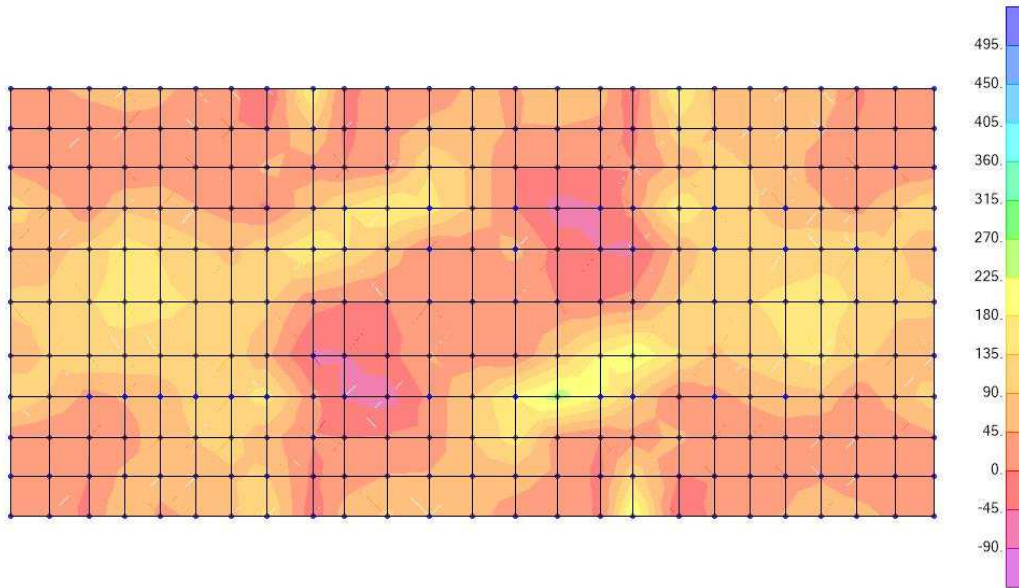
Resultant M11 Diagram (ENV_SLU+SLV - Max)



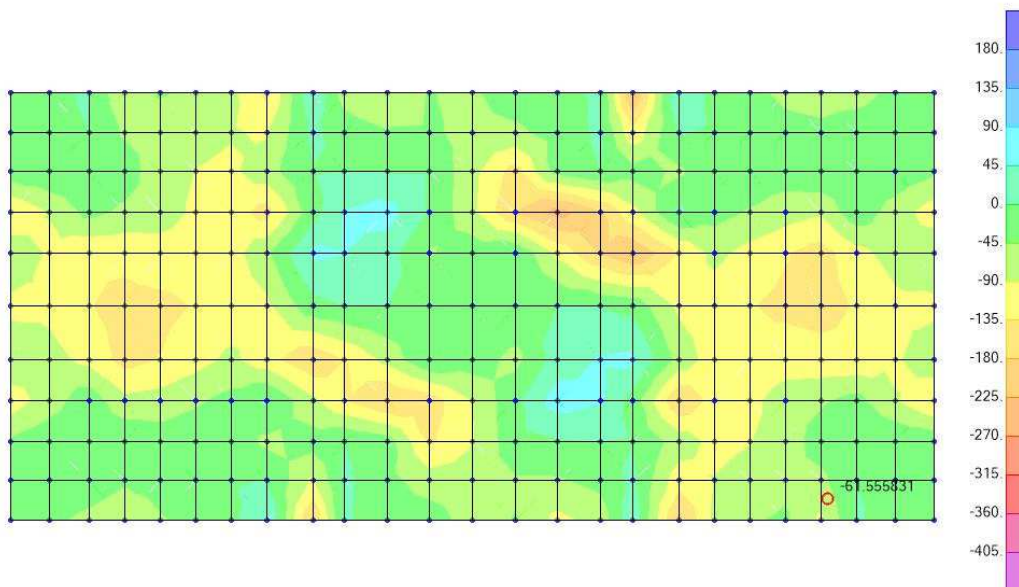
Resultant M11 Diagram (ENV_SLU+SLV - Min)



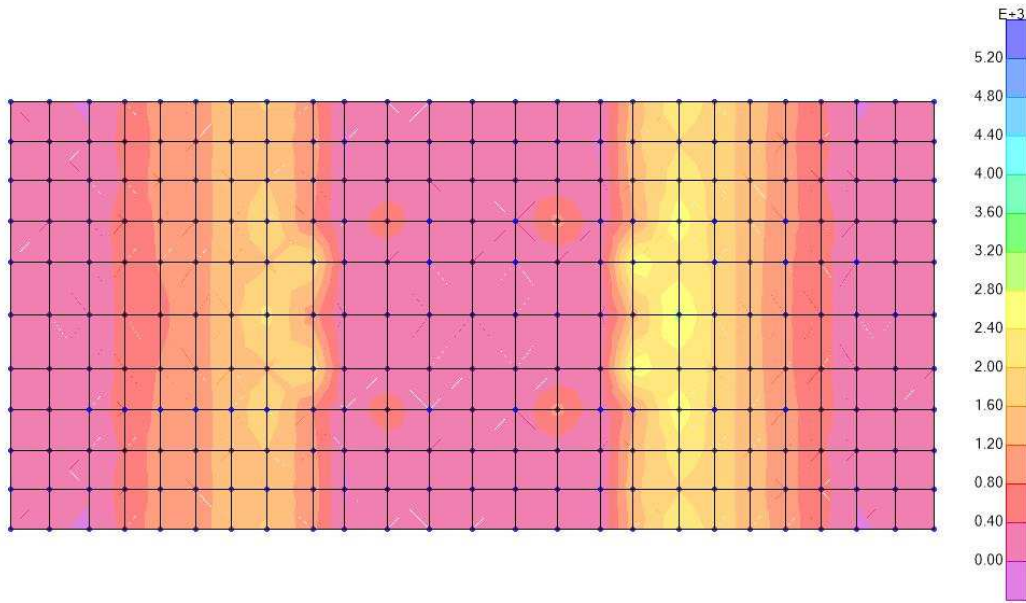
Resultant M12 Diagram (ENV_SLU+SLV - Max)



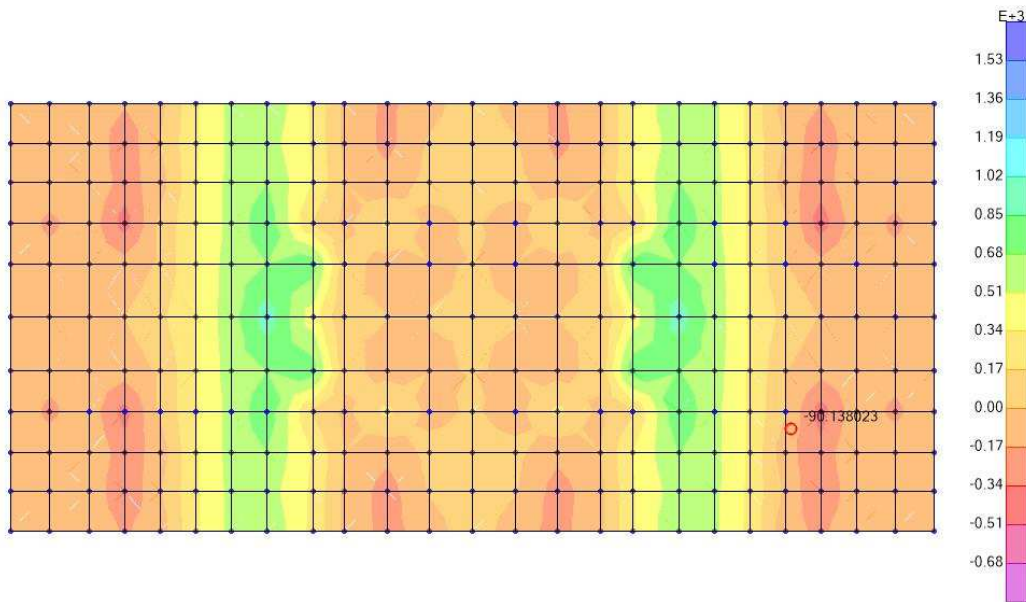
Resultant M12 Diagram (ENV_SLU+SLV - Min)



Resultant M22 Diagram (ENV_SLU+SLV - Max)

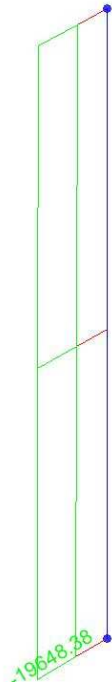


Resultant M22 Diagram (ENV_SLU+SLV - Min)



6.2.2.2 Fusto Pila

Axial Force Diagram (ENV_SLU+SLV)



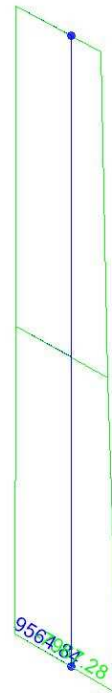
Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLU+SLV)



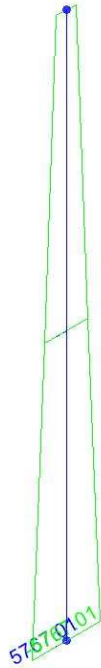
Shear Force 3-3 Diagram (ENV_SLU+SLV)



Moment 2-2 Diagram (ENV_SLU+SLV)



Moment 3-3 Diagram (ENV_SLU+SLV)



7 VERIFICA SPALLA “SP1” E “SP2”

7.1 VERIFICHE SLU

7.1.1 Premessa

Sulla base dei digrammi delle azioni interne riportati nei paragrafi precedenti, si effettua la verifica flessionale e a taglio allo stato limite ultimo.

I domini resistenti (pressoflessione semplice e/o deviata) sono calcolati mediante il software freeware VCASTU, sviluppato da P.Gelfi. Convenzionalmente e solo per le verifiche in esame, l'azione di compressione è assunta positiva se di compressione.

La resistenza a taglio degli elementi in c.a. è valutata mediante le formulazioni previste dalle NTC.

7.1.2 Platea

7.1.2.1 Flessione

Si dispone un quantitativo minimo di armatura valutato in accordo alle prescrizioni riportate al paragrafo 9.3.1 dell'EN-1992-1-1. In particolare, risulta:

$$A_{s,min} = \max \{0.26 f_{ctm} / f_{yk} b d ; 0.13\% b d\}$$

$$d = 1955 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

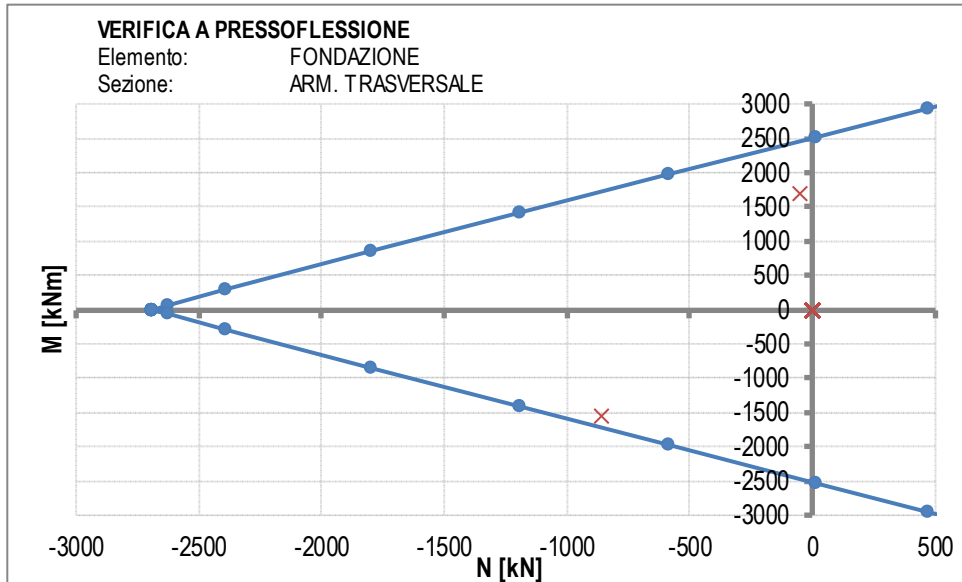
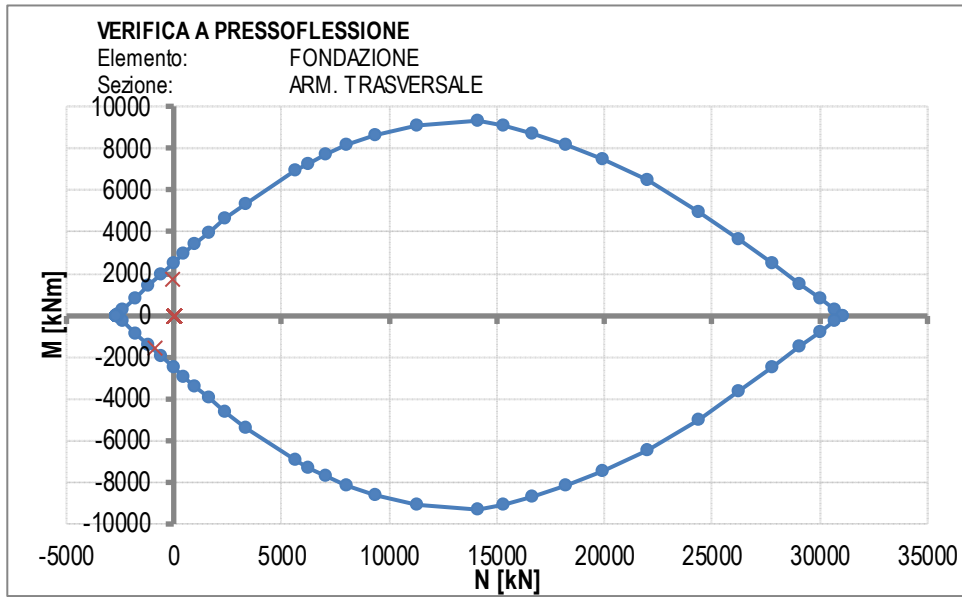
$$A_{s,min} = \max \{2892 ; 2542\} \text{ mm}^2/\text{m} = 2892 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pertanto, si disporrà un quantitativo di armatura pari a 1 ϕ 26/20 + 1 ϕ 20/40 a intradosso ed estradosso fondazione, in entrambe le direzioni.

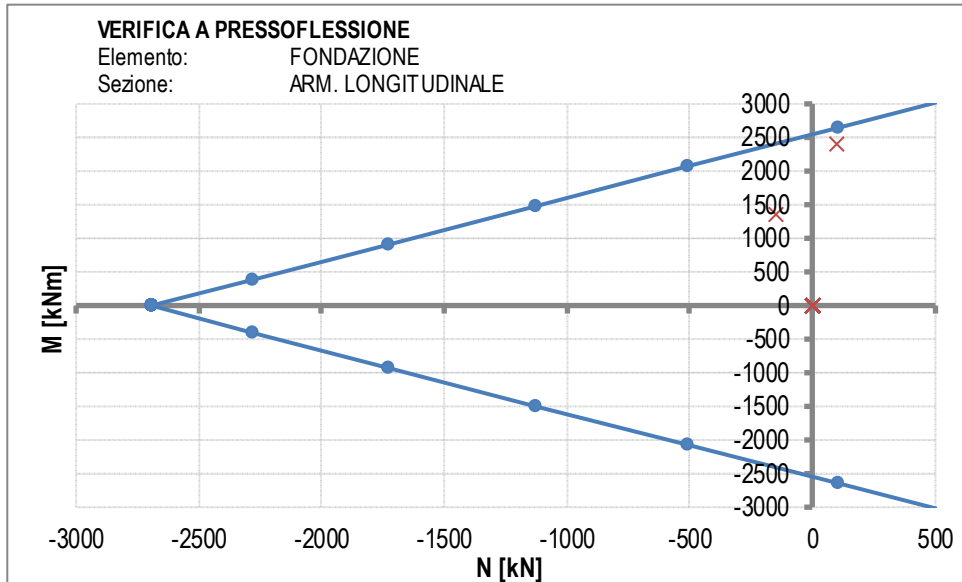
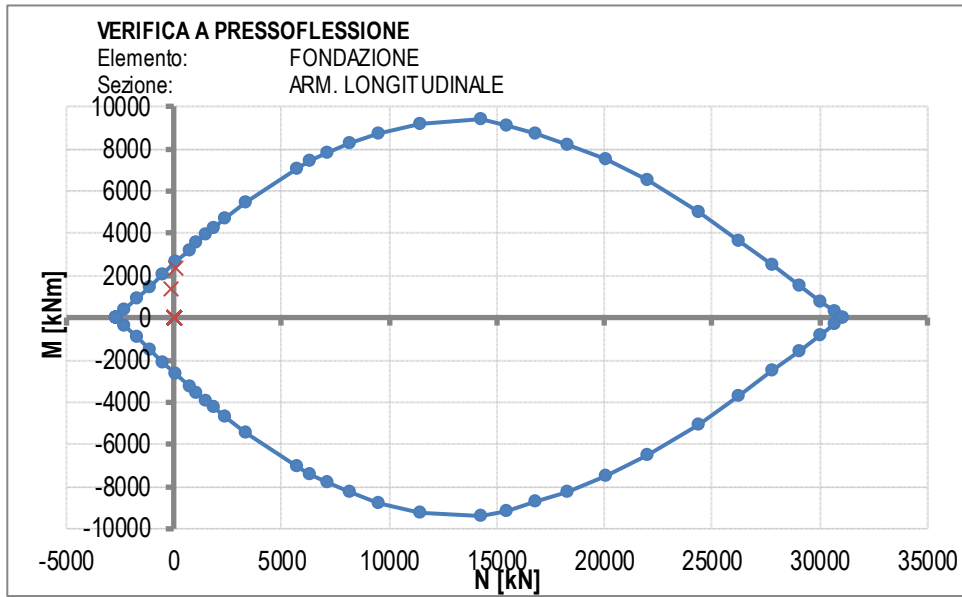
$$A_{s,eff} = 1\phi 26/20 + 1\phi 20/40 = 3440 \text{ mm}^2/\text{m} > 2892 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Trasversale	Tutte	1	1 ϕ 26/20	d = 1916mm
			1 (integrativi)	1 ϕ 20/40	d = 1916mm
			2	1 ϕ 26/20	d = 84mm
			2 (integrativi)	1 ϕ 20/40	d = 84mm
Platea	Longitudinale	Tutte	1	1 ϕ 26/20	d = 1942mm
			1 (integrativi)	1 ϕ 20/40	d = 1942mm
			2	1 ϕ 26/20	d = 58mm
			2 (integrativi)	1 ϕ 20/40	d = 58mm



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-860	-1550	1.07	1.21	1.11
-860	-1550	1.07	1.21	1.11
-860	-1550	1.07	1.21	1.11



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
100	2400	1.11	279.32	1.11
-150	1350	1.72	8.50	1.79
100	2400	1.11	279.32	1.11

7.1.2.2 Taglio

La verifica a taglio è svolta facendo riferimento seguenti meccanismi resistenti riassunti in tabella.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
XY	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 10/20 \times 40$
XZ	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 10/20 \times 40$

El. [-]	Sez. [-]	Fondazione	Fondazione	
		XZ	YZ	
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]	30	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	14.1	14.1	Resistenza a compressione di progetto
f_{cd}	[N/mm ²]	7.1	7.1	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
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	1916	1942	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	196.3	392.7	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	26.6	26.6	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	1323	1341	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	4871	4937	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1323	1341	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	1100	820	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.20	1.64	Coefficiente di sicurezza

7.1.3 Muro frontale

7.1.3.1 Flessione

Si dispone un quantitativo minimo di armatura valutato in accordo alle prescrizioni riportate al paragrafo 9.3.1 dell'EN-1992-1-1. In particolare, risulta:

$$A_{sv,min} = \max \{0.26 f_{ctm} / f_{yk} b d ; 0.13\% b d\}$$

$$d = 2355 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{sv,min} = \max \{3851 ; 3062\} \text{ mm}^2/\text{m} = 3851 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pertanto, si disporrà un quantitativo di armatura pari a 1ϕ26/20 + 1ϕ26/40 in verticale (lato rinterro).

$$A_{sv,eff} = 1\phi26/20 + 1\phi26/40 = 3982 \text{ mm}^2/\text{m} > 3851 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Mentre in direzione orizzontale si considera un quantitativo minimo di armatura pari a:

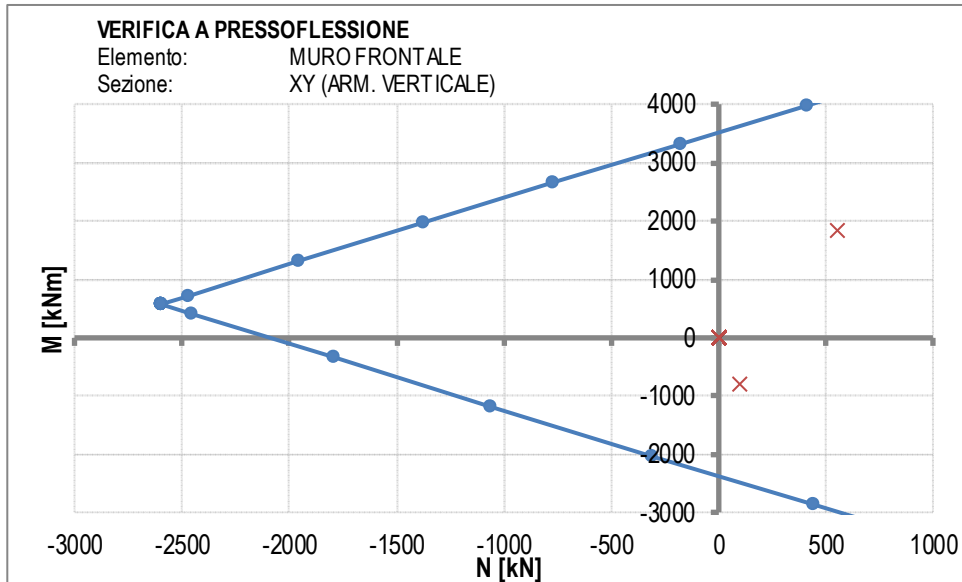
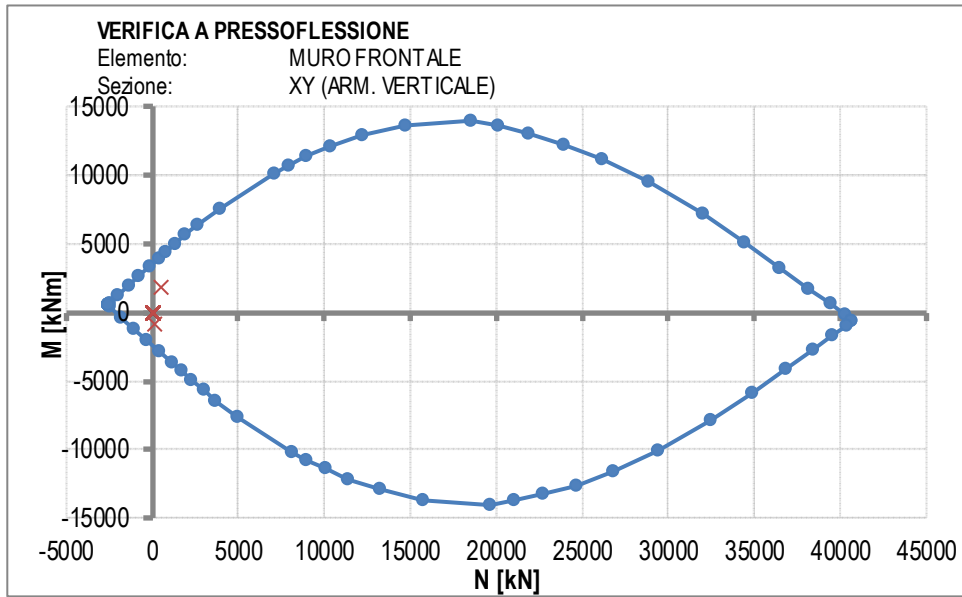
$$A_{sh,min} = \max \{0.25 A_{sv} ; 0.1\% A_c\} = \max \{995 ; 2400\} \text{ mm}^2/\text{m} = 2400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pertanto, si disporrà un quantitativo di armatura pari a 1ϕ26/20 in orizzontale per ciascun lato del muro frontale.

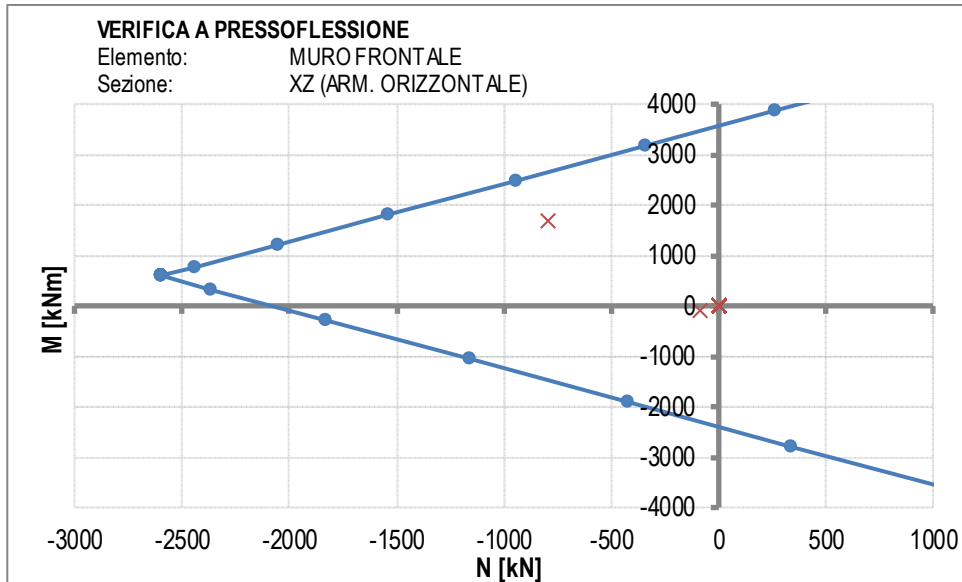
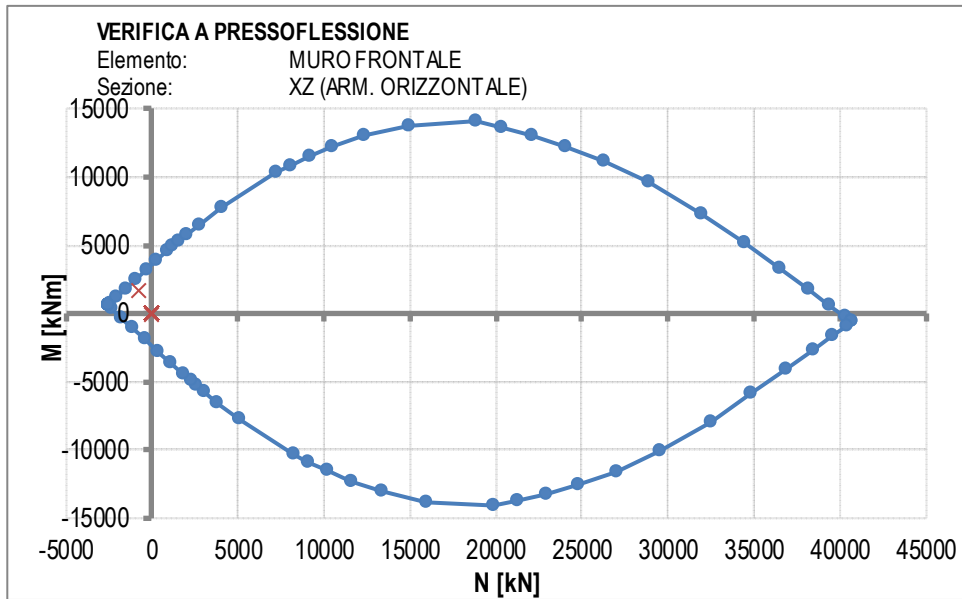
$$A_{sh,eff} = 1\phi26/20 = 2655 \text{ mm}^2/\text{m} > 2400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Muro frontale	Verticale	Tutte	1	1ϕ26/20	d = 84mm
			2	1ϕ26/20	d = 2316mm
			2 (integrativi)	1ϕ26/40	d = 2316mm
Muro frontale	Orizzontale	Tutte	1	1ϕ26/20	d = 58mm
			2	1ϕ26/20	d = 2342mm
			2 (integrativi)	1ϕ26/40	d = 2342mm



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
550	1850	2.83	69.22	2.24
550	1850	2.83	69.22	2.24
550	1850	2.83	69.22	2.24



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-800	1700	1.37	2.05	1.57
-800	1700	1.37	2.05	1.57
-800	1700	1.37	2.05	1.57

7.1.3.2 Taglio

La verifica a taglio è svolta facendo riferimento seguenti meccanismi resistenti riassunti in tabella.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
XY	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 10/20 \times 40$
XZ	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 10/20 \times 40$

El. Sez.	[-]	M. Frontale XY	M. Frontale XZ	
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]	35	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	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
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	2316	2342	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	196.3	392.7	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	801	810	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	8578	8674	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	801	810	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	650	680	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.23	1.19	Coefficiente di sicurezza

7.1.4 Paraghiaia

7.1.4.1 Flessione

Si dispone un quantitativo minimo di armatura valutato in accordo alle prescrizioni riportate al paragrafo 9.3.1 dell'EN-1992-1-1. In particolare, risulta:

$$A_{s,min} = \max \{0.26 f_{ctm} / f_{yk} b d ; 0.13\% b d\}$$

$$d = 455 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,min} = \max \{744 ; 592\} \text{ mm}^2/\text{m} = 744 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Si disporrà un quantitativo di armatura pari a $1\phi 14/10$ in verticale (lato rinterro).

$$A_{s,eff} = 1\phi 14/10 = 2539 \text{ mm}^2/\text{m} > 744 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Paraghiaia	Verticale	Tutte	1	$1\phi 14/20$	$d = 66\text{mm}$
			2	$1\phi 14/10$	$d = 434\text{mm}$
Paraghiaia	Orizzontale	Tutte	1	$1\phi 14/20$	$d = 52\text{mm}$
			2	$1\phi 14/10$	$d = 448\text{mm}$

Nel caso del muro paraghiaia, oltre alle azioni di calcolo desunte dal modello, si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni per gli effetti locali, in accordo alle prescrizioni riportate al paragrafo C5.1.3.3.5.2 della Circolare alle NTC. In particolare, come evidenziato nella figura seguente, per gli effetti locali si considera un apposito modello a mensola con altezza di calcolo pari al valore medio di circa 2.8m (paraghiaia di altezza variabile tra 2.54m e 3.00m).

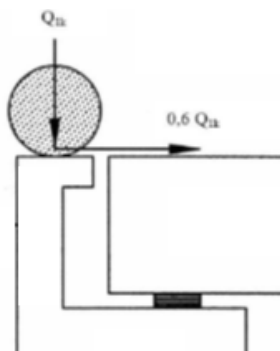


Figura 7.1 Calcolo muro paraghiaia – Modello locale

Pertanto, le sollecitazioni per la sezione di base sono:

- Carichi permanenti

$$N_p = -0.5\text{m} \times 1.0\text{m} \times 2.8\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = -35.0 \text{ kN/m}$$

- Spinta delle terre (spinta a riposo)

$$S_t = \frac{1}{2} \times 19\text{kN/m}^3 \times 0.4264 \times (2.8\text{m})^2 \cong 31.8 \text{ kN/m}$$

$$M_t = S_t \times 2.8\text{m} / 3 \cong 29.6\text{kNm/m}$$

- Sovraccarico spalla

$$S_q = 20\text{kN/m}^2 \times 0.4264 \times 2.8\text{m} \cong 23.9\text{kN/m}$$

$$M_q = S_q \times 2.8\text{m} / 2 \cong 33.4\text{kNm/m}$$

- Azione orizzontale di frenatura agente in testa al paraghiaia diffusa considerando una ripartizione a 45°

$$F_{fren} = 0.6 \times Q_{1k} / B_{diff} = 0.6 \times 300\text{kN} / (2.8+2.0+2.8)\text{m} \cong 23.7 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = F_{fren} \times 2.8\text{m} \cong 66.3 \text{ kNm/m}$$

- Azione verticale concomitante all'azione di frenatura;

$$N_q = -Q_{1k} / B_{diff} = -300\text{kN} / (2.8+2.0+2.8)\text{m} \cong -39.5 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni di verifica per la combinazione **SLU** sono pertanto pari a:

$$N_{Sd} = \gamma_G N_p + \gamma_Q N_q = 1.00 \times -35.0\text{kN/m} + 1.35 \times -39.5\text{kN/m} \cong -88.3 \text{ kN/m}$$

$$H_{Sd} = \gamma_G S_t + \gamma_Q S_q + \gamma_Q F_{fren} = 1.50 \times 31.8\text{kN/m} + 1.35 \times 23.9\text{kN/m} + 1.35 \times 23.7\text{kN/m} \cong 112.0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = \gamma_G M_t + \gamma_Q M_q + \gamma_Q M_{fren} = 1.50 \times 29.6\text{kNm/m} + 1.35 \times 33.4\text{kNm/m} + 1.35 \times 66.3\text{kNm/m} \cong 179.0 \text{ kNm/m}$$

Le sollecitazioni di verifica per la combinazione **SLE-RARA** sono pertanto pari a:

$$N_{Sd} = N_p + N_q = -35.0\text{kN/m} + -39.5\text{kN/m} \cong -74.5\text{kN/m}$$

$$M_{Sd} = M_t + M_q + M_{fren} = 29.6\text{kNm/m} + 33.4\text{kNm/m} + 66.3\text{kNm/m} \cong 129.3\text{kNm/m}$$

Le sollecitazioni di verifica per la combinazione **SLE-FREQUENTE** sono pertanto pari a:

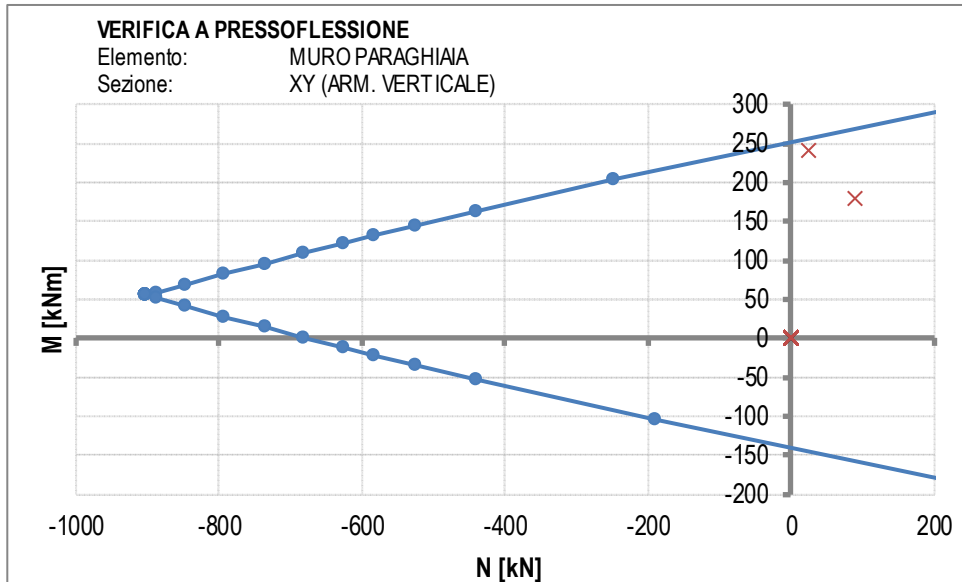
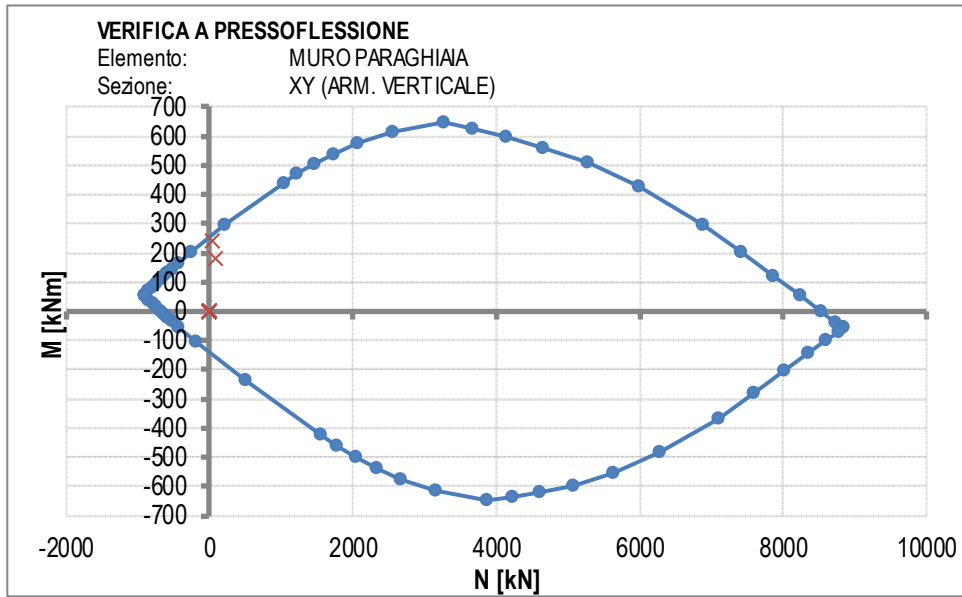
$$N_{Sd} = N_p + \psi_1 N_q = -35.0\text{kN/m} + 0.75 \times -39.5\text{kN/m} \cong -64.6\text{kN/m}$$

$$M_{Sd} = M_t + \psi_1 M_q + \psi_1 M_{fren} = 29.6\text{kNm/m} + 0.75 \times 33.4\text{kNm/m} + 0.75 \times 66.3\text{kNm/m} \cong 104.4\text{kNm/m}$$

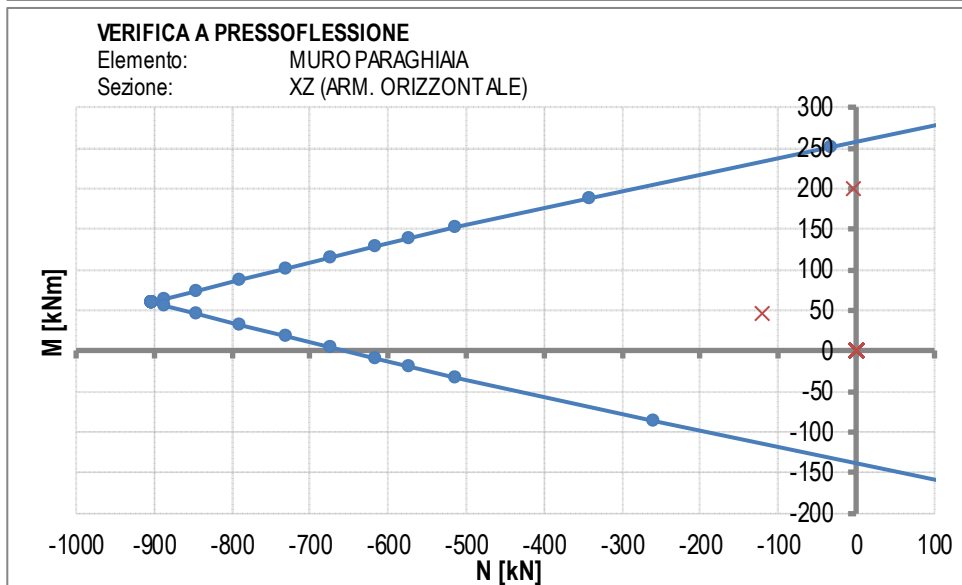
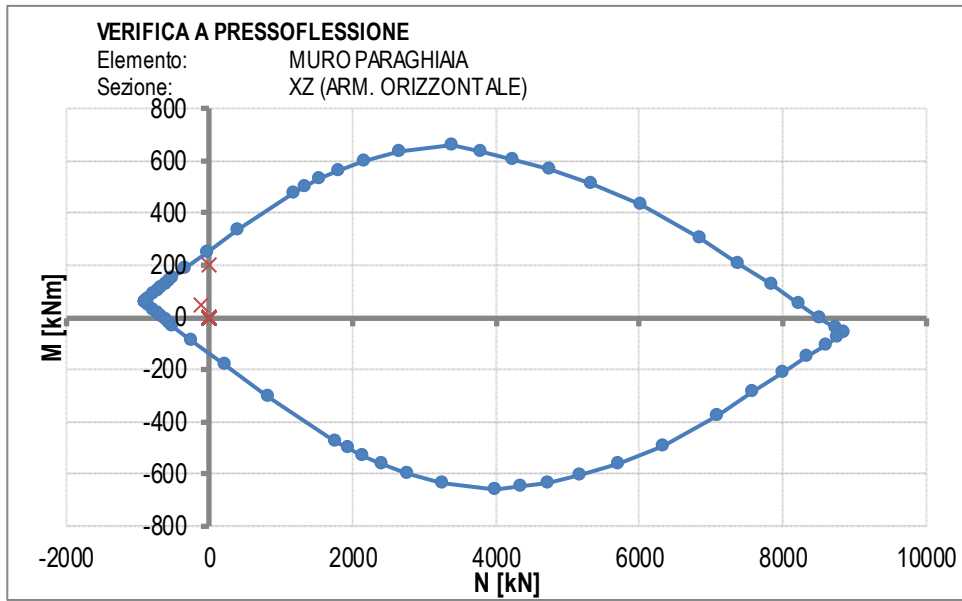
Le sollecitazioni di verifica per la combinazione **SLE-QUASI PERMANENTE** sono pertanto pari a:

$$N_{Sd} = N_p + \psi_2 N_q = -35.0 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = M_t + \psi_2 M_q + \psi_2 M_{fren} = 29.6\text{kNm/m}$$



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
25	240	1.07	287.85	1.07
88	179	1.55	85.35	1.50
25	240	1.07	287.85	1.07



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-5	200	1.28	56.90	1.29
-120	45	3.70	7.04	5.20
-5	200	1.28	56.90	1.29

7.1.4.2 Taglio

La verifica a taglio è svolta facendo riferimento seguenti meccanismi resistenti riassunti in tabella.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
XY	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 10/20 \times 40$
XZ	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 10/20 \times 40$

El. Sez.	[-]	Paraghiaia XY	Paraghiaia XZ	
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]	35	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	Resistenza a compressione di progetto
f_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	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
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	434	448	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	400	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	196.3	392.7	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	26.6	26.6	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	300	309	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1287	1329	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	300	309	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	260	50	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.15	6.19	Coefficiente di sicurezza

7.1.5 Muro andatore (sp. 120cm)

7.1.5.1 Flessione

Si dispone un quantitativo minimo di armatura valutato in accordo alle prescrizioni riportate al paragrafo 9.3.1 dell'EN-1992-1-1. In particolare, risulta:

$$A_{s,min} = \max \{0.26 f_{ctm} / f_{yk} b d ; 0.13\% b d\}$$

$$d = 1155 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

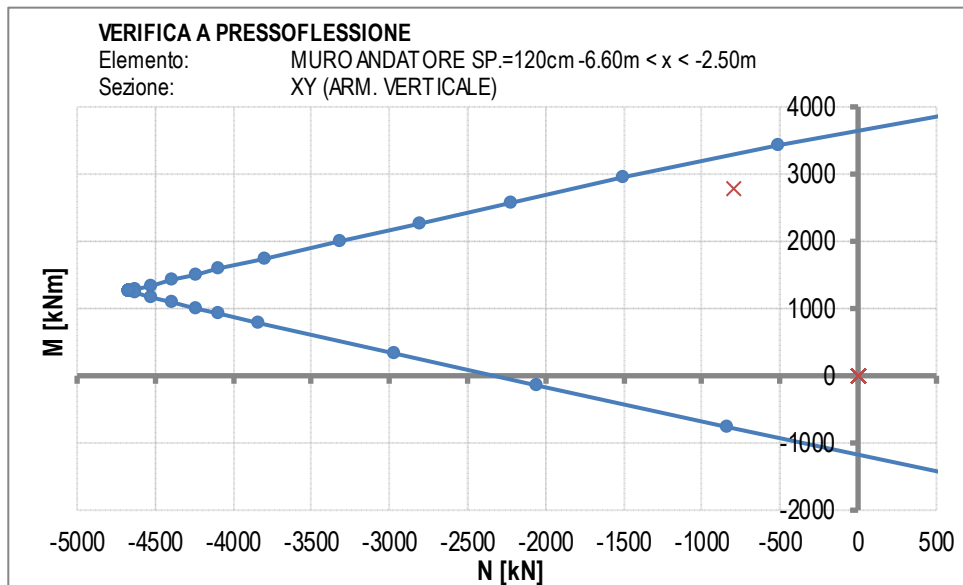
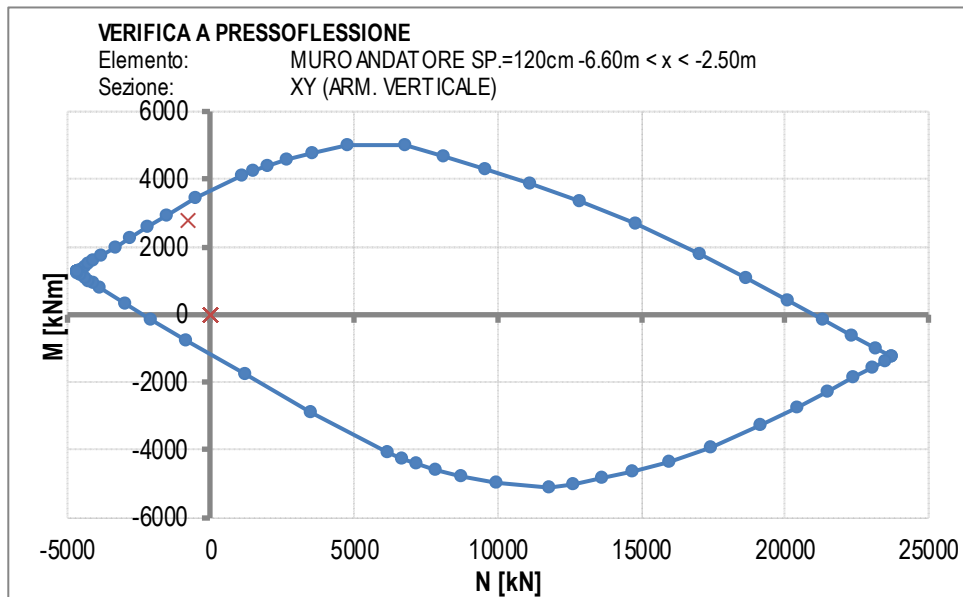
$$f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

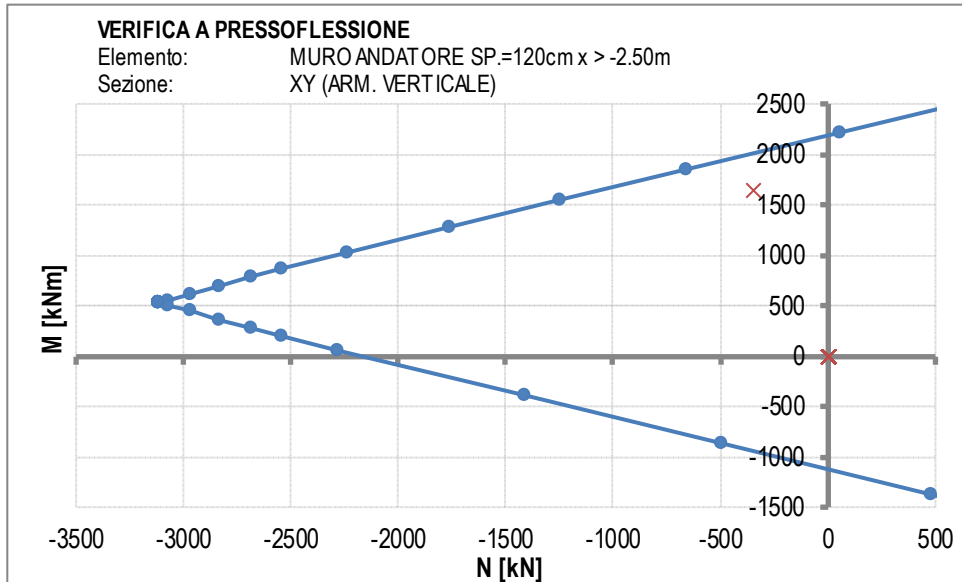
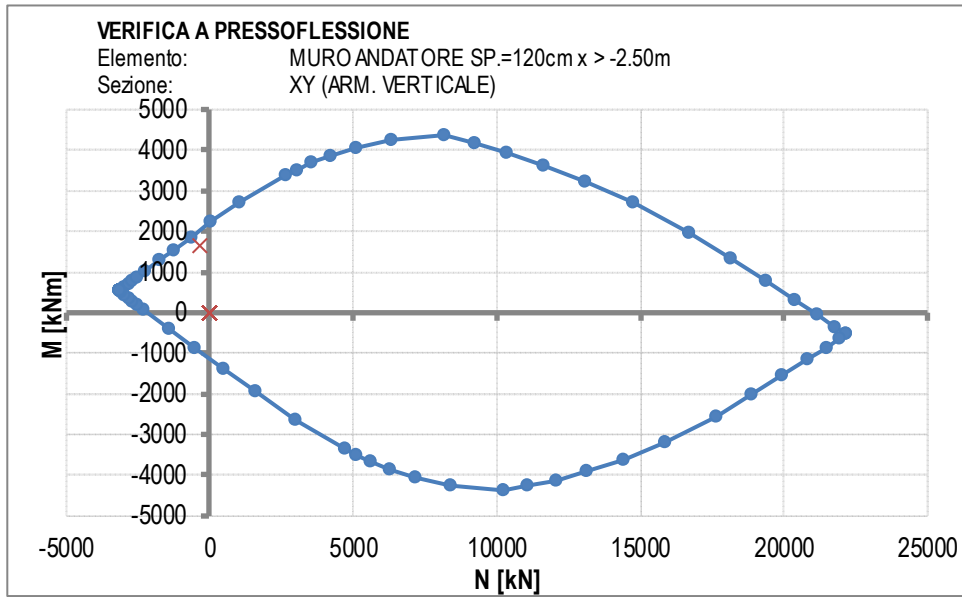
$$A_{s,min} = \max \{1889 ; 1502\} \text{ mm}^2/\text{m} = 1889 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella.

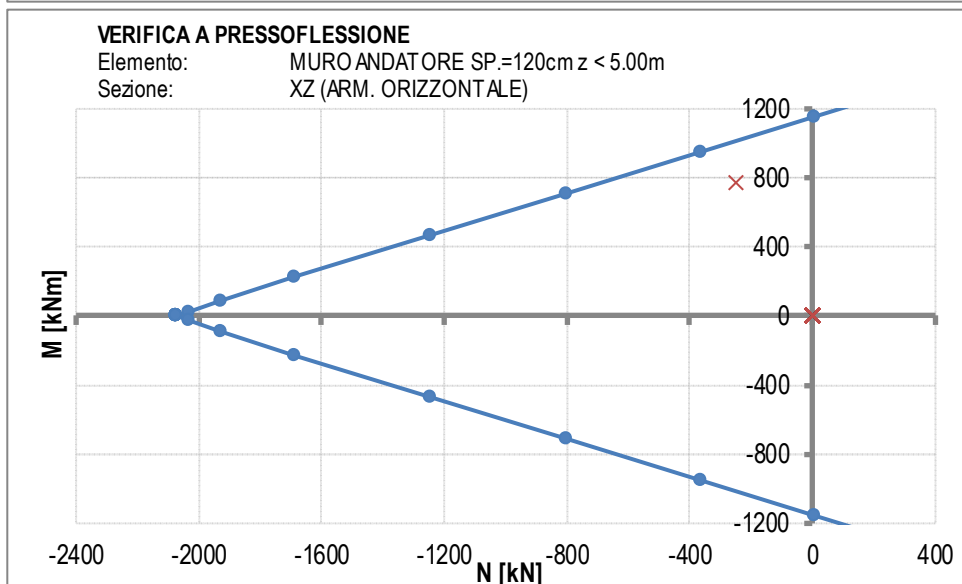
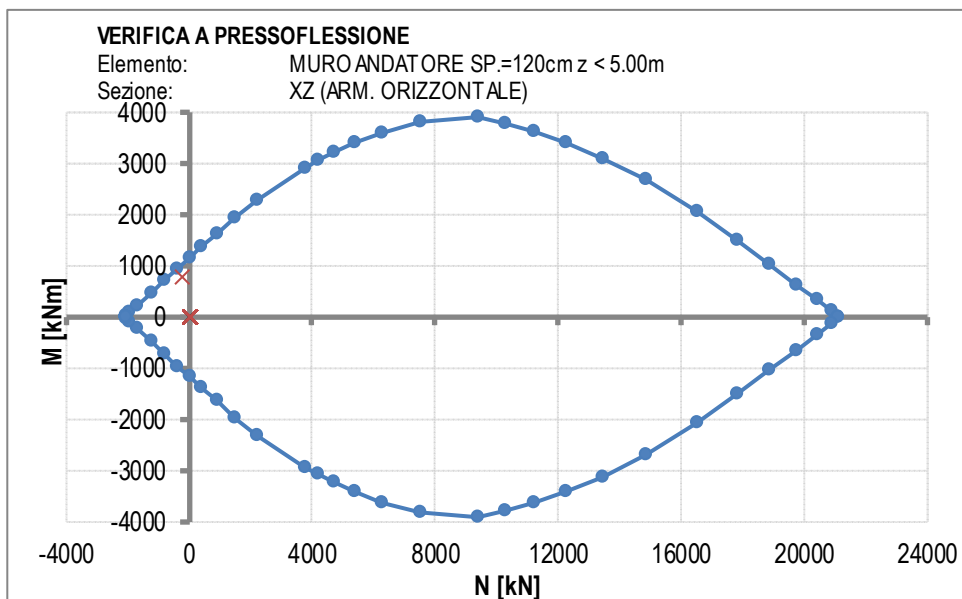
Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Copriferro
Muro andatore	Verticale	-6.60m < x < -2.50m	1	1Ø26/20	d = 84mm
			2	1Ø26/20	d = 1064mm
			2 (int.)	1Ø26/40	d = 1064mm
			3	1Ø26/10	d = 1116mm
Muro andatore	Verticale	x > 2.50m	1	1Ø26/20	d = 84mm
			2	1Ø26/10	d = 1116mm
Muro andatore	Orizzontale	z < 5.00m	1	1Ø26/20	d = 58mm
			2	1Ø26/20	d = 1142mm
Muro andatore	Orizzontale	z > 5.00m	1	1Ø26/20	d = 58mm
			2	1Ø26/20	d = 1090mm
			3	1Ø26/10	d = 1142mm



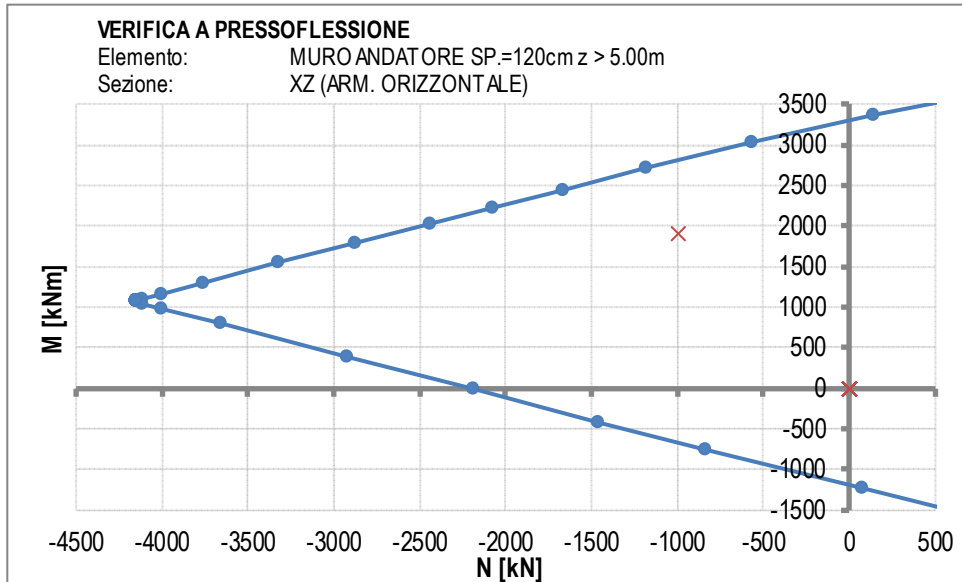
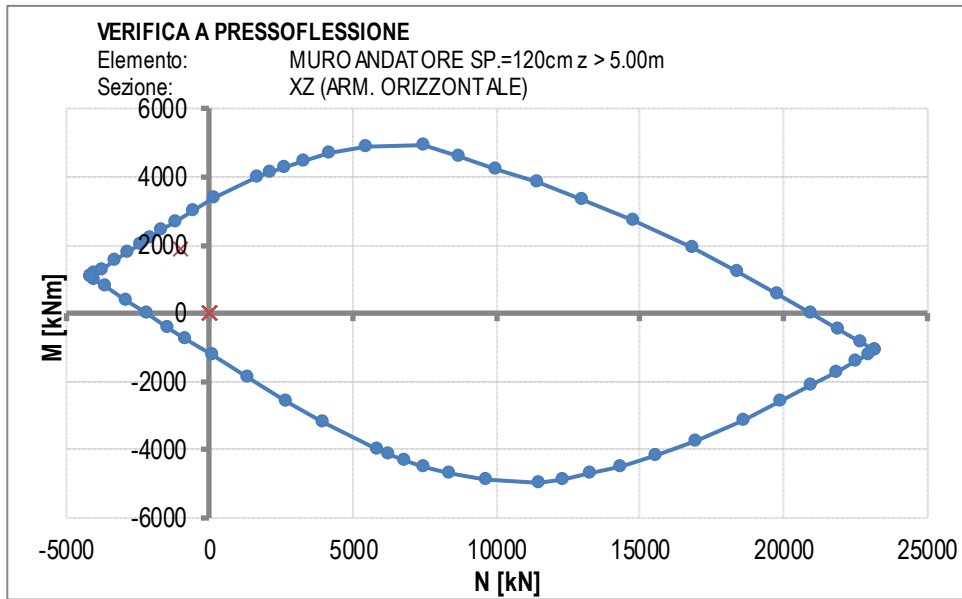
N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-800	2800	1.16	2.24	1.18
-800	2800	1.16	2.24	1.18
-800	2800	1.16	2.24	1.18



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-350	1650	1.20	3.02	1.22
-350	1650	1.20	3.02	1.22
-350	1650	1.20	3.02	1.22



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-250	775	1.26	2.76	1.31
-250	775	1.26	2.76	1.31
-250	775	1.26	2.76	1.31



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-1000	1900	1.37	2.67	1.47
-1000	1900	1.37	2.67	1.47
-1000	1900	1.37	2.67	1.47

7.1.5.2 Taglio

La verifica a taglio è svolta facendo riferimento seguenti meccanismi resistenti riassunti in tabella.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
XY	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 12/20 \times 40$
YZ	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 12/20 \times 40$

El. [-]	M. Andatore	M. Andatore	
Sez. [-]	XY	YZ	
Sp. [cm]	120	120	
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]	35	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd} [N/mm ²]	16.5	16.5	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd} [N/mm ²]	8.2	8.2	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
α_c [-]	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d [mm]	1094	1142	Altezza utile sezionale
b_w [mm]	1000	1000	Larghezza sezione
s [mm]	200	400	Passo armatura a taglio
A_{sw} [mm ²]	282.7	565.5	Area armatura a taglio
α [°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ [°]	21.8	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd} [kN]	1361	1422	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} [kN]	2794	2917	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd} [kN]	1361	1422	Taglio resistente di progetto
V_{Sd} [kN]	1115	750	Taglio sollecitante di progetto
F_s [-]	1.22	1.90	Coefficiente di sicurezza

7.1.6 Muro andatore (sp. 75cm)

7.1.6.1 Flessione

Si dispone un quantitativo minimo di armatura valutato in accordo alle prescrizioni riportate al paragrafo 9.3.1 dell'EN-1992-1-1. In particolare, risulta:

$$A_{s,min} = \max \{0.26 f_{ctm} / f_{yk} b d ; 0.13\% b d\}$$

$$d = 715 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

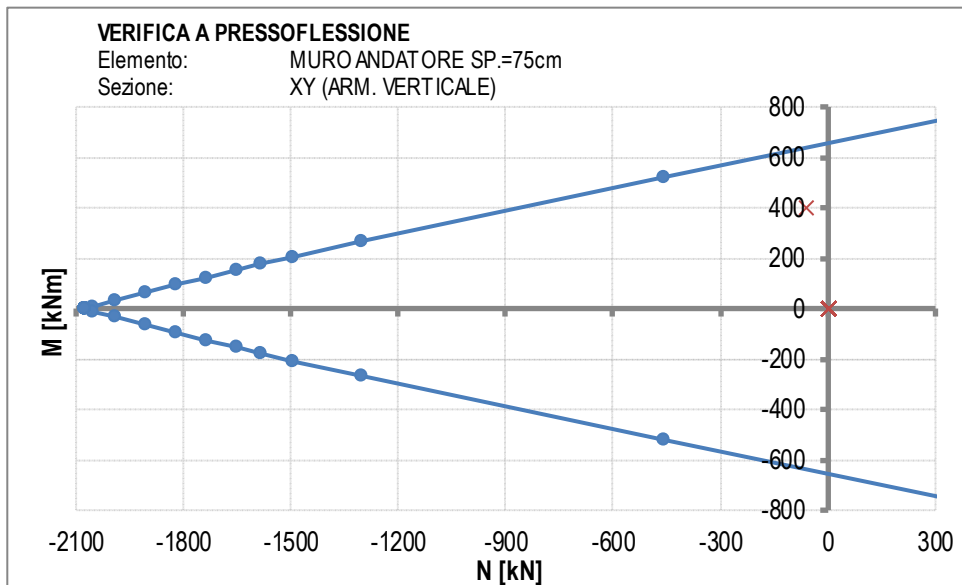
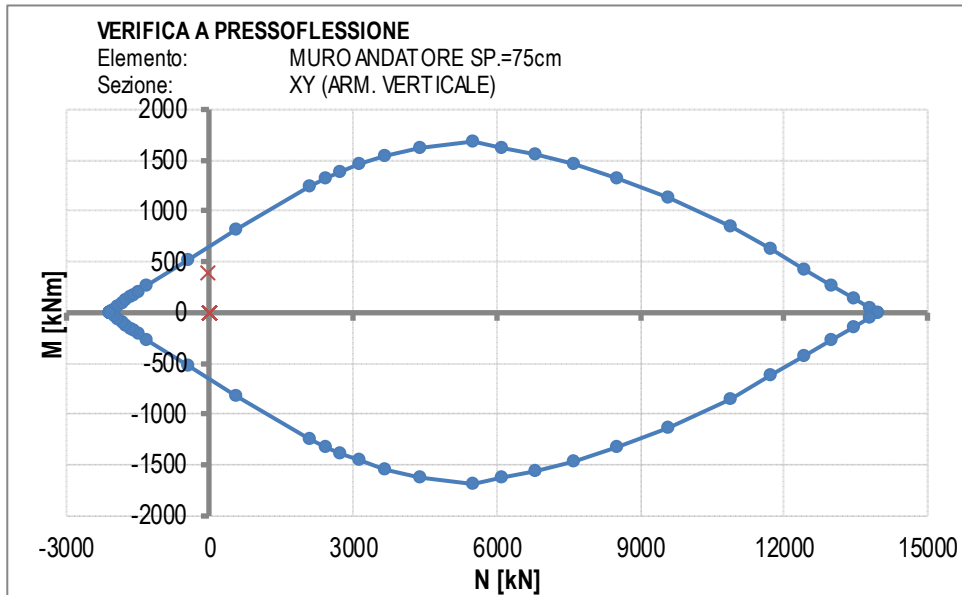
$$f_{ctm} = 2.83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

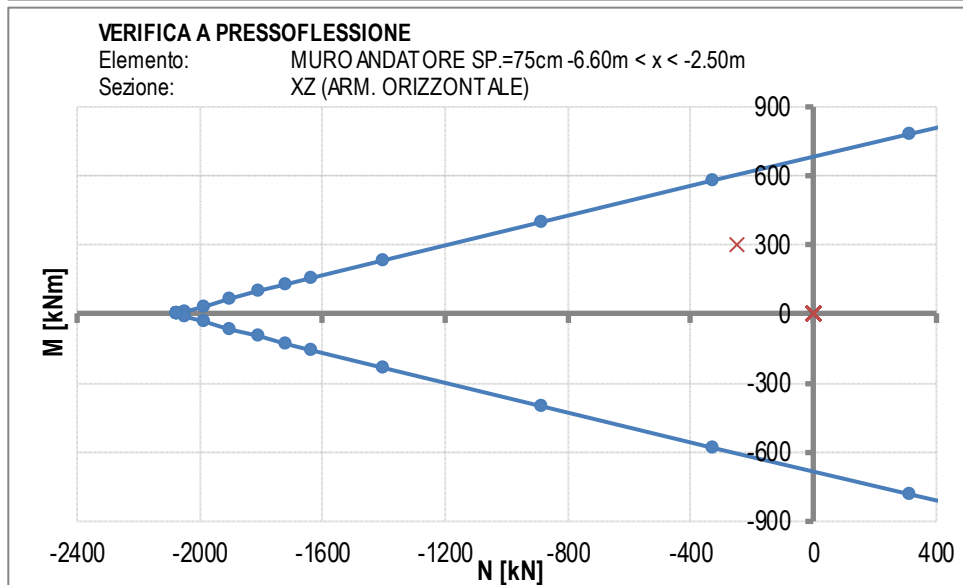
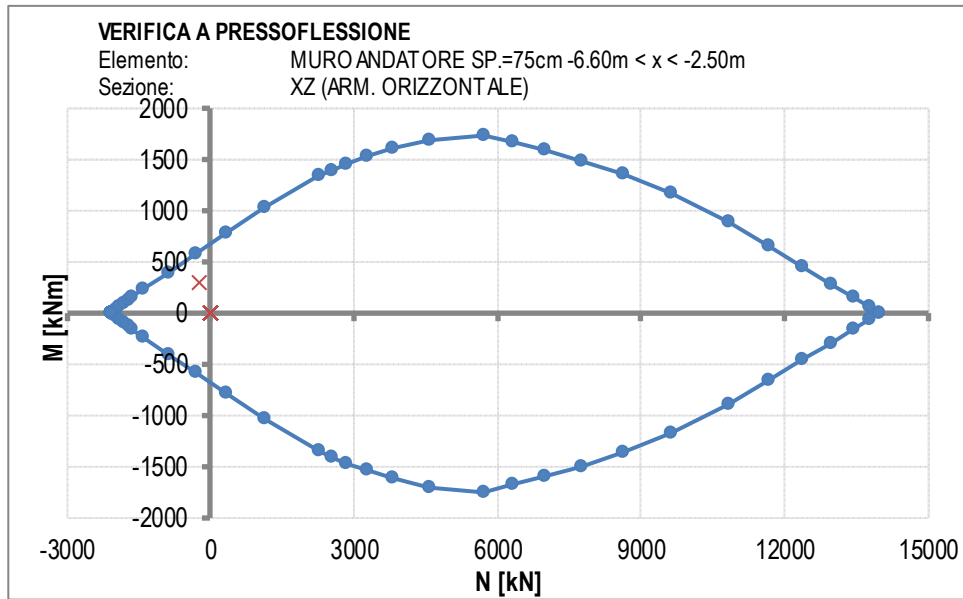
$$A_{s,min} = \max \{1169 ; 930\} \text{ mm}^2/\text{m} = 1169 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Le verifiche sono svolte con riferimento all'effettiva armatura di progetto riassunta in tabella.

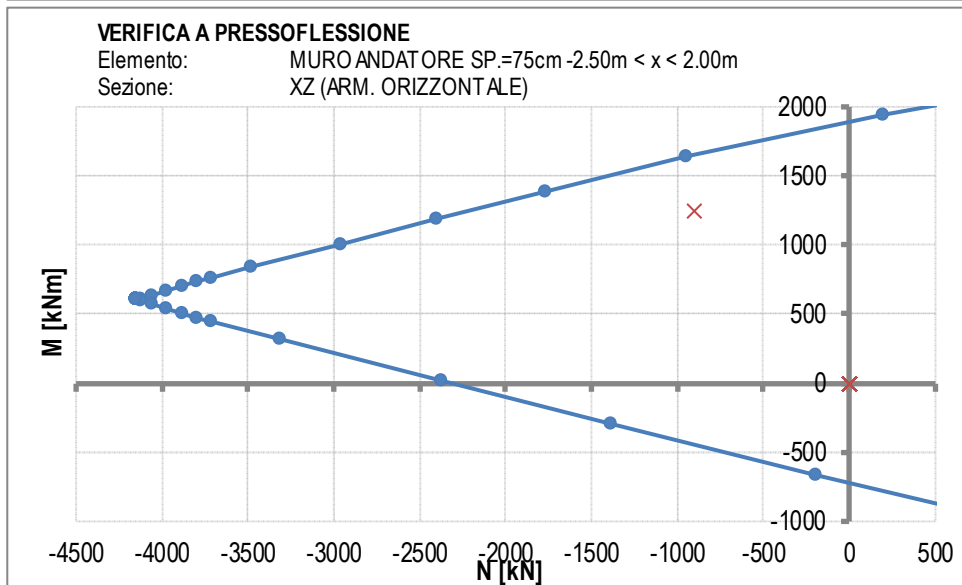
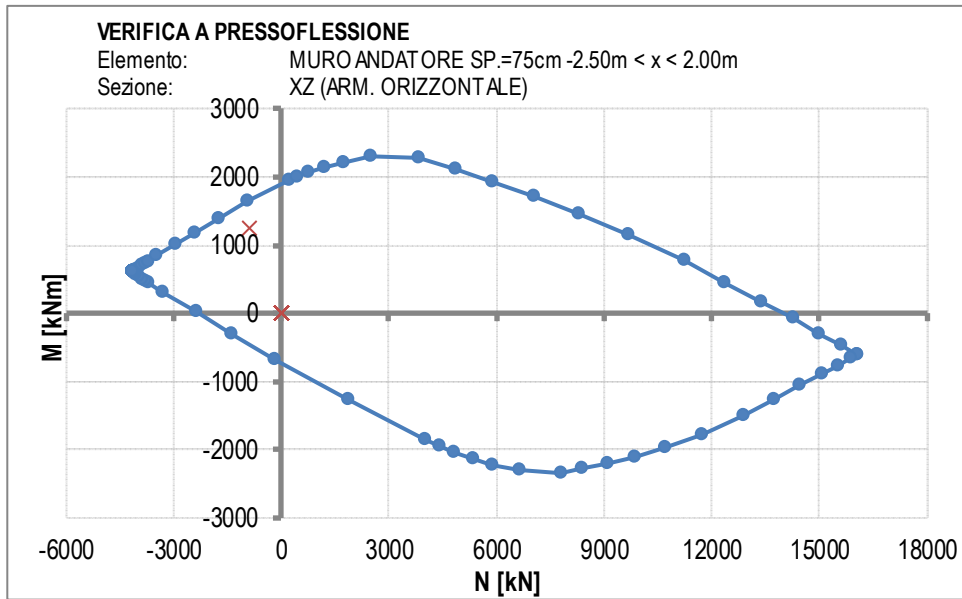
Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Copriferro
Muro andatore	Verticale	Tutte	1	1Ø26/20	d = 84mm
			2	1Ø26/20	d = 666mm
Muro andatore	Orizzontale	x < -2.50m	1	1Ø26/20	d = 58mm
			2	1Ø26/20	d = 692mm
Muro andatore	Orizzontale	-2.50m < x < 2.00m	1	1Ø26/20	d = 58mm
			2	1Ø26/20	d = 640mm
			3	1Ø26/10	d = 692mm



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-60	400	1.57	14.39	1.60
-60	400	1.57	14.39	1.60
-60	400	1.57	14.39	1.60



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-250	300	1.80	4.80	2.02
-250	300	1.80	4.80	2.02
-250	300	1.80	4.80	2.02



N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
-900	1250	1.27	2.44	1.32
-900	1250	1.27	2.44	1.32
-900	1250	1.27	2.44	1.32

7.1.6.2 Taglio

La verifica a taglio è svolta facendo riferimento seguenti meccanismi resistenti riassunti in tabella.

Piano di taglio	Sezione	Resistenza	Armatura a taglio (se prevista)
XY	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 12/20 \times 40$
YZ	Tutte	Elemento con armatura a taglio	Spilli $\phi 12/20 \times 40$

El. [-]	M. Andatore	M. Andatore	
Sez. [-]	XY	YZ	
Sp. [cm]	75	75	
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]	35	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd} [N/mm ²]	16.5	16.5	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd} [N/mm ²]	8.2	8.2	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
α_c [-]	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d [mm]	666	675	Altezza utile sezionale
b_w [mm]	1000	1000	Larghezza sezione
s [mm]	200	400	Passo armatura a taglio
A_{sw} [mm ²]	282.7	565.5	Area armatura a taglio
α [°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ [°]	21.8	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd} [kN]	829	840	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} [kN]	1701	1723	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd} [kN]	829	840	Taglio resistente di progetto
V_{Sd} [kN]	200	815	Taglio sollecitante di progetto
F_s [-]	4.15	1.03	Coefficiente di sicurezza

7.2 VERIFICHE SLE

7.2.1 Premessa

Si effettuano le verifiche allo stato limite in esercizio in accordo al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2008 in cui sono specificati i seguenti limiti tensionali:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck}$
- per combinazioni di carico quasi permanente $\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck}$
- per le armature ordinarie e per la combinazione di carico caratteristica (rara) $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk}$

Si osserva che nei calcoli seguenti si farà riferimento alle sezioni più sollecitate.

7.2.2 Platea

7.2.2.1 Stato limite tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio, per le combinazioni di carico rara e quasi-permanente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Rara	Trasversale	Tutte	-720	460
Rara	Longitudinale	Tutte	1300	-180
Quasi permanente	Trasversale	Tutte	-600	350
Quasi permanente	Longitudinale	Tutte	1100	-140

Direzione trasversale

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	1.32	<	14.94	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	1.15	<	11.21	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	180.70	<	360.00	N/mm ²

Direzione longitudinale

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	3.25	<	14.94	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	2.74	<	11.21	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	182.50	<	360.00	N/mm ²

7.2.2.2 Stato limite di fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa si procede con la verifica a fessurazione per la condizione di carico frequente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Frequente	Trasversale	Tutte	-680	400
Frequente	Longitudinale	Tutte	1200	-180

Gruppo di esigenze	Comb.	Direzione	Sezione	w [mm]		w _d [mm]
a	Frequente	Trasversale	Tutte	/	≤	w ₃ = 0.400
a	Frequente	Longitudinale	Tutte	/	≤	w ₃ = 0.400

STEP 1 - FORMAZIONE DELLE FESSURE

Combinazione	[-]	SLE_Freq	SLE_Freq	
Opera	[-]	Spalla	Spalla	
Elemento	[-]	Fondazione	Fondazione	
Direzione	[-]	Longitudinale	Trasversale	
Tipo di sollecitazione	[-]	Flessione	Flessione	
B	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
H	[mm]	2000	2000	Altezza sezione
A	[mm ²]	2.000E+06	2.000E+06	Sezione resistente (solo CLS)
W	[mm ³]	6.667E+08	6.667E+08	Modulo resistente (solo CLS)
R _{ck}	[N/mm ²]	30	30	Classe di resistenza a compressione CLS
f _{ctm}	[N/mm ²]	2.56	2.56	Resistenza media a trazione
σ _{ct,amm}	[N/mm ²]	2.56	2.56	Resistenza ammissibile a trazione (*)
N	[kN]	180	-400	Azione assiale concomitante
M _{max}	[kNm]	1200	680	Momento massimo sollecitante
M _{ff}	[kNm]	1765.4	1572.1	Momento di formazione fessure
Check		NO	NO	

* = f_{ctm}/1.20 per trazione, = 1.20f_{ctm}/1.20 per flessione

Le verifiche allo stato limite di formazione delle fessure sono soddisfatte poiché i momenti sollecitanti sono inferiori rispetto ai momenti di formazione delle fessure.

7.2.3 Muro frontale

7.2.3.1 Stato limite tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio, per le combinazioni di carico rara e quasi-permanente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Rara	Verticale	Tutte	1000	-400
Rara	Orizzontale	Tutte	850	360
Quasi permanente	Verticale	Tutte	650	-350
Quasi permanente	Orizzontale	Tutte	620	280

Direzione verticale

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	1.89	<	17.43	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	1.22	<	13.07	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	71.68	<	360.00	N/mm ²

Direzione orizzontale

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	1.19	<	17.43	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	0.84	<	13.07	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	139.20	<	360.00	N/mm ²

7.2.3.2 Stato limite di fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa si procede con la verifica a fessurazione per la condizione di carico frequente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Frequente	Verticale	Tutte	900	-360
Frequente	Orizzontale	Tutte	780	300

Gruppo di esigenze	Combinazione	Direzione	Sezione	w [mm]		w _d [mm]
b	Frequente	Verticale	Tutte	/	≤	w ₂ = 0.300
b	Frequente	Orizzontale	Tutte	/	≤	w ₂ = 0.300

STEP 1 - FORMAZIONE DELLE FESSURE

Combinazione	[-]	SLE_Freq	SLE_Freq	
Opera	[-]	Spalla	Spalla	
Elemento	[-]	M. Frontale	M. Frontale	
Direzione	[-]	Verticale	Orizzontale	
Tipo di sollecitazione	[-]	Flessione	Flessione	
B	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
H	[mm]	2400	2400	Altezza sezione
A	[mm ²]	2.400E+06	2.400E+06	Sezione resistente (solo CLS)
W	[mm ³]	9.600E+08	9.600E+08	Modulo resistente (solo CLS)
R _{ck}	[N/mm ²]	35	35	Classe di resistenza a compressione CLS
f _{ctm}	[N/mm ²]	2.83	2.83	Resistenza media a trazione
σ _{ct,amm}	[N/mm ²]	2.83	2.83	Resistenza ammissibile a trazione (*)
N	[kN]	360	-300	Azione assiale concomitante
M _{max}	[kNm]	900	780	Momento massimo sollecitante
M _{ff}	[kNm]	2865.6	2601.6	Momento di formazione fessure
Check		NO	NO	

* = f_{ctm}/1.20 per trazione, = 1.20f_{ctm}/1.20 per flessione

Le verifiche allo stato limite di formazione delle fessure sono soddisfatte poiché i momenti sollecitanti sono inferiori rispetto ai momenti di formazione delle fessure.

7.2.4 Paraghiaia

7.2.4.1 Stato limite tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio, per le combinazioni di carico rara e quasi-permanente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Rara	Verticale	Tutte	129	-75
Rara	Orizzontale	Tutte	85	2
Quasi permanente	Verticale	Tutte	30	-35
Quasi permanente	Orizzontale	Tutte	55	0

Direzione verticale

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	5.30	<	17.43 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	1.24	<	13.07 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	190.00	<	360.00 N/mm ²

Direzione orizzontale

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	3.20	<	17.43 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	2.07	<	13.07 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	136.10	<	360.00 N/mm ²

7.2.4.2 Stato limite di fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa si procede con la verifica a fessurazione per la condizione di carico frequente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Frequente	Verticale	Tutte	104	-65
Frequente	Orizzontale	Tutte	75	0

Gruppo di esigenze	Combinazione	Direzione	Sezione	w [mm]		w _d [mm]
b	Frequente	Verticale	Tutte	/	≤	w ₂ = 0.300
b	Frequente	Orizzontale	Tutte	/	≤	w ₂ = 0.300

STEP 1 - FORMAZIONE DELLE FESSURE

Combinazione	[-]	SLE_Freq	SLE_Freq	
Opera	[-]	Spalla	Spalla	
Elemento	[-]	Paraghiaia	Paraghiaia	
Direzione	[-]	Verticale	Orizzontale	
Tipo di sollecitazione	[-]	Flessione	Flessione	
B	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
H	[mm]	500	500	Altezza sezione
A	[mm ²]	5.000E+05	5.000E+05	Sezione resistente (solo CLS)
W	[mm ³]	4.167E+07	4.167E+07	Modulo resistente (solo CLS)
R _{ck}	[N/mm ²]	35	35	Classe di resistenza a compressione CLS
f _{ctm}	[N/mm ²]	2.83	2.83	Resistenza media a trazione
σ _{ct,amm}	[N/mm ²]	2.83	2.83	Resistenza ammissibile a trazione (*)
N	[kN]	64.6	0	Azione assiale concomitante
M _{max}	[kNm]	104.4	75	Momento massimo sollecitante
M _{ff}	[kNm]	123.5	118.1	Momento di formazione fessure
Check		NO	NO	

* = $f_{ctm}/1.20$ per trazione, = $1.20 \cdot f_{ctm}/1.20$ per flessione

Le verifiche allo stato limite di formazione delle fessure sono soddisfatte poiché i momenti sollecitanti sono inferiori rispetto ai momenti di formazione delle fessure.

7.2.5 Muro andatore (sp. 120cm)

7.2.5.1 Stato limite tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio, per le combinazioni di carico rara e quasi-permanente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Rara	Verticale	-6.60m < x < -2.50m	1300	140
Rara	Verticale	x > 2.50m	720	-80
Rara	Orizzontale	z < 5.00m	350	120
Rara	Orizzontale	z > 5.00m	950	540
Quasi permanente	Verticale	-6.60m < x < -2.50m	1080	50
Quasi permanente	Verticale	x > 2.50m	650	-100
Quasi permanente	Orizzontale	z < 5.00m	300	90
Quasi permanente	Orizzontale	z > 5.00m	780	430

Direzione verticale -6.60m < x < -2.50m

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	5.59	<	17.43 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	4.71	<	13.07 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	156.20	<	360.00 N/mm ²

Direzione verticale x > -2.50m

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	3.75	<	17.43 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	3.41	<	13.07 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- combinazione rara:	127.30	<	360.00 N/mm ²

Direzione orizzontale z < 5.00m

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	2.06	<	17.43	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	1.78	<	13.07	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	144.80	<	360.00	N/mm ²

Direzione orizzontale z > 5.00m

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	3.57	<	17.43	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	2.95	<	13.07	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	151.90	<	360.00	N/mm ²

7.2.5.2 Stato limite di fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa si procede con la verifica a fessurazione per la condizione di carico frequente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Frequente	Verticale	-6.60m < x < -2.50m	1240	100
Frequente	Verticale	x > 2.50m	700	-20
Frequente	Orizzontale	z < 5.00m	330	120
Frequente	Orizzontale	z > 5.00m	850	500

Gruppo di esigenze	Comb.	Direzione	Sezione	w [mm]		w _d [mm]
<i>b</i>	Frequente	Verticale	-6.60m < x < -2.50m	0.155	≤	w ₂ = 0.300
<i>b</i>	Frequente	Verticale	x > 2.50m	0.153	≤	w ₂ = 0.300
<i>b</i>	Frequente	Orizzontale	z < 5.00m	/	≤	w ₂ = 0.300
<i>b</i>	Frequente	Orizzontale	z > 5.00m	0.141	≤	w ₂ = 0.300

STEP 1 - FORMAZIONE DELLE FESSURE

Comb.	[-]	SLE_Freq	SLE_Freq	SLE_Freq	SLE_Freq	
Opera	[-]	Spalla	Spalla	Spalla	Spalla	
Elem.	[-]	M. Andatore	M. Andatore	M. Andatore	M. Andatore	
Dir.	[-]	Verticale	Orizzontale	Orizzontale	Orizzontale	
Sollec.	[-]	Flessione	Flessione	Flessione	Flessione	
Sez.	[-]	-6.6m<x<-2.5m	x > 2.5m	z < 5m	z > 5m	
B	[mm]	1000	1000	1000	1000	Larghezza sezione
H	[mm]	1200	1200	1200	1200	Altezza sezione
A	[mm ²]	1.200E+06	1.200E+06	1.200E+06	1.200E+06	Sezione resistente (solo CLS)
W	[mm ³]	2.400E+08	2.400E+08	2.400E+08	2.400E+08	Modulo resistente (solo CLS)
R _{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	35	Classe di resistenza a compressione CLS
f _{ctm}	[N/mm ²]	2.83	2.83	2.83	2.83	Resistenza media a trazione
σ _{ct,amm}	[N/mm ²]	2.83	2.83	2.83	2.83	Resistenza ammissibile a trazione (*)
N	[kN]	-100	20	-120	-500	Azione assiale concomitante
M _{max}	[kNm]	1240	700	330	850	Momento massimo sollecitante
M _{ff}	[kNm]	660.4	684.4	656.4	580.4	Momento di formazione fessure
Check		SI	SI	NO	SI	

* =f_{ctm}/1.20 per trazione, =1.20f_{ctm}/1.20 per flessione

STEP 2 - VERIFICA APERTURA FESSURE

	Comb. Opera Elem. Dir. Sez.	[-]	SLE_FREQ SPALLA M. Andatore Verticale -6.6m<x<-2.5m	SLE_FREQ SPALLA M. Andatore Verticale x>-2.5m	SLE_FREQ SPALLA M. Andatore Orizzontale z<5.0m	
DATI CLS	R _{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f _{ck}	[N/mm ²]	29	29	29	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f _{ctm}	[N/mm ²]	2.83	2.83	2.83	Resistenza media a trazione del CLS
	E _{cm}	[N/mm ²]	32588	32588	32588	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]	26	26	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	147	129	137	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A _s	[mm ²]	9291	5309	7964	Area dell'armatura tesa
	E _s	[N/mm ²]	210000	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	100	100	100	Passo medio tra le barre
	s _{max}	[mm]	420	420	420	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	71	71	71	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	1000	1000	1000	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1200	1200	1200	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1094	1116	1125	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	394	330	294	Quota dell'asse neutro
	h _{c,eff}	[mm]	266	210	188	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	A _{c,eff}	[mm ²]	265714	210000	188333	Area del calcestruzzo teso
	ρ _{p,eff}	[-]	3.497E-02	2.528E-02	4.229E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	α _e	[-]	6.44	6.44	6.44	Rapporto geometrico di armatura tesa
	k _t	[-]	0.6	0.6	0.6	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ _e	[-]	0.000421	0.000367	0.000408	Deformazione media di progetto
	k ₁	[-]	0.800	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k ₂	[-]	0.500	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k ₃	[-]	3.400	3.400	3.400	-
	k ₄	[-]	0.425	0.425	0.425	-
	s _{r,max}	[mm]	368	416	346	Distanza massima tra le fessure
CHECK	w _k	[mm]	0.155	0.153	0.141	Apertura delle fessure
	w _{rif}	[mm]	0.300	0.300	0.300	Apertura limite delle fessure
			OK	OK	OK	

7.2.6 Muro andatore (sp. 75cm)

7.2.6.1 Stato limite tensionale

In accordo alle prescrizioni di normativa, si procede con la verifica delle tensioni massime/minime in condizioni di esercizio, per le combinazioni di carico rara e quasi-permanente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Rara	Verticale	Tutte	180	-160
Rara	Orizzontale	$x < -2.50\text{m}$	-80	70
Rara	Orizzontale	$x > -2.50\text{m}$	510	240
Quasi permanente	Verticale	Tutte	140	-150
Quasi permanente	Orizzontale	$x < -2.50\text{m}$	-60	50
Quasi permanente	Orizzontale	$x > -2.50\text{m}$	340	120

Direzione verticale

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	2.82	<	17.43	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	2.20	<	13.07	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	84.36	<	360.00	N/mm ²

Direzione orizzontale -6.60m < x < -2.50m

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	0.99	<	17.43	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	0.74	<	13.07	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- combinazione rara:	60.21	<	360.00	N/mm ²

Direzione orizzontale -2.50 < x < 2.00m

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	4.73	<	17.43	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	3.21	<	13.07	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

- combinazione rara:

σ_s		$\sigma_{s,lim}$
127.00	<	360.00 N/mm ²

7.2.6.2 Stato limite di fessurazione

In accordo alle prescrizioni di normativa si procede con la verifica a fessurazione per la condizione di carico frequente.

Con riferimento ai diagrammi di sintesi delle azioni sollecitanti, si considerano le azioni sollecitanti riportate in tabella. Per quanto riguarda le armature, si rimanda al capitolo delle verifiche SLU.

Combinazione	Direzione	Sezione	M [kNm/m]	N [kN/m]
Frequente	Verticale	Tutte	160	-150
Frequente	Orizzontale	$x < -2.50\text{m}$	-75	60
Frequente	Orizzontale	$x > -2.50\text{m}$	410	220

Gruppo di esigenze	Comb.	Direzione	Sezione	w [mm]		w_d [mm]
<i>b</i>	Frequente	Verticale	Tutte	/	≤	$w_2 = 0.300$
<i>b</i>	Frequente	Orizzontale	$x < -2.50\text{m}$	/	≤	$w_2 = 0.300$
<i>b</i>	Frequente	Orizzontale	$x > -2.50\text{m}$	0.073	≤	$w_2 = 0.300$

STEP 1 - FORMAZIONE DELLE FESSURE

Comb.	[-]	SLE_Freq	SLE_Freq	SLE_Freq	
Opera	[-]	Spalla	Spalla	Spalla	
Elem.	[-]	M. Andatore	M. Andatore	M. Andatore	
Dir.	[-]	Verticale	Orizzontale	Orizzontale	
Sollec.	[-]	Flessione	Flessione	Flessione	
Sez.	[-]	Tutte	$x < -2.5\text{m}$	$x > -2.5\text{m}$	
B	[mm]	1000	1000	1000	Larghezza sezione
H	[mm]	750	750	750	Altezza sezione
A	[mm ²]	7.500E+05	7.500E+05	7.500E+05	Sezione resistente (solo CLS)
W	[mm ³]	9.375E+07	9.375E+07	9.375E+07	Modulo resistente (solo CLS)
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	Classe di resistenza a compressione CLS
f_{ctm}	[N/mm ²]	2.83	2.83	2.83	Resistenza media a trazione
$\sigma_{ct,amm}$	[N/mm ²]	2.83	2.83	2.83	Resistenza ammissibile a trazione (*)
N	[kN]	150	-60	-220	Azione assiale concomitante
M_{max}	[kNm]	160	75	410	Momento massimo sollecitante
M_{ff}	[kNm]	284.5	258.3	238.3	Momento di formazione fessure
Check		NO	NO	SI	

* $=f_{ctm}/1.20$ per trazione, $=1.20f_{ctm}/1.20$ per flessione

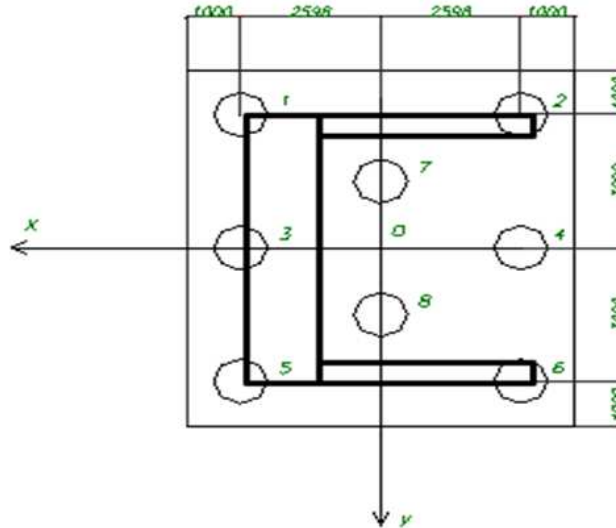
STEP 2 - VERIFICA APERTURA FESSURE

	Comb. Opera Elem. Dir. Sez.	[-] [-] [-] [-] [-]	SLE_FREQ SPALLA M. Andatore Orizzontale x > -2.5m	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	29	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.83	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	32588	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]	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	104	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	7964	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	100	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	290	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	45	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	1000	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	750	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	675	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	244	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	169	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm ²]	168667	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	4.722E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	α_e	[-]	6.44	Rapporto geometrico di armatura tesa
	k_t	[-]	0.6	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000296	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]	247	Distanza massima tra le fessure
CHECK	w_k	[mm]	0.073	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.300	Apertura limite delle fessure

OK

7.3 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

OutputCase	StepType	F _{long} KN	F _{trasv} KN	F _{vert} KN	M _{trasv} KNm	M _{long} KNm	M _{torc} KNm
-	-						
A1STR_00_01		-10587	-585	40780	6845	-22135	-2106
A1STR_00_02		-10767	-495	40960	5497	-24520	-1782
A1STR_00_03		-10587	-585	57717	6815	-7024	-2106
A1STR_00_04		-10767	-495	57897	5467	-9409	-1782
A1STR_01_01	Max	-12171	-405	62953	11618	-16466	-1458
A1STR_01_01	Min	-12171	-405	61670	-2422	-21083	-1458
A1STR_01_02	Max	-11776	-585	61646	12083	-14109	-2106
A1STR_01_02	Min	-11776	-585	60683	1548	-17573	-2106
A1STR_01_03	Max	-11956	-495	61826	10734	-16494	-1782
A1STR_01_03	Min	-11956	-495	60863	199	-19958	-1782
A1STR_02_01	Max	-12226	-630	61646	12037	-18452	-2268
A1STR_02_01	Min	-12226	-630	60683	1502	-21916	-2268
A2GEO_00_01		-10956	-507	46260	5873	-12084	-1825
A2GEO_00_02		-11112	-429	46416	4704	-14151	-1544
A2GEO_01_01	Max	-12575	-351	50720	9931	-21652	-1264
A2GEO_01_01	Min	-12575	-351	49628	-2029	-25585	-1264
A2GEO_01_02	Max	-12171	-507	49607	10360	-19264	-1825
A2GEO_01_02	Min	-12171	-507	48787	1385	-22216	-1825
A2GEO_01_03	Max	-12327	-429	49763	9191	-21331	-1544
A2GEO_01_03	Min	-12327	-429	48943	216	-24283	-1544
A2GEO_02_01	Max	-12516	-524	49607	10103	-22593	-1885
A2GEO_02_01	Min	-12516	-524	48787	1128	-25545	-1885
SLV_01_01		-20643	-3468	42282	20123	-80365	1047
SLV_01_02		-20643	-3468	39039	20123	-82221	1047
SLV_01_03		-11249	-10930	42282	60996	-28541	5757
SLV_01_04		-11249	-10930	39039	60996	-30397	5757
SLV_01_05		-11144	-3363	46065	19109	-25361	1425
SLV_01_06		-11144	-3363	35255	19109	-31550	1425
SLE_FREQ_01_01	Max	-7908	-75	43569	4624	-10622	-270
SLE_FREQ_01_01	Min	-7908	-75	42857	-3176	-13187	-270
SLE_QP.		-7028	-75	40660	724	-5377	-270
SLE_RR_00_01		-7058	-390	40690	4564	-5774	-1404
SLE_RR_00_02		-7178	-330	40810	3665	-7364	-1188
SLE_RR_01_01	Max	-8232	-270	44569	8286	-12768	-972
SLE_RR_01_01	Min	-8232	-270	43619	-2115	-16188	-972
SLE_RR_01_02	Max	-7938	-390	43599	8464	-11020	-1404
SLE_RR_01_02	Min	-7938	-390	42887	664	-13585	-1404
SLE_RR_01_03	Max	-8058	-330	43719	7565	-12610	-1188
SLE_RR_01_03	Min	-8058	-330	43007	-236	-15175	-1188
SLE_RR_21_01	Max	-8238	-420	43599	8433	-13915	-1512
SLE_RR_21_01	Min	-8238	-420	42887	633	-16480	-1512

8 VERIFICHE PILA

8.1 PLATEA DI FONDAZIONE

8.1.1 Premessa

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

- Flessione
- Taglio/punzonamento

8.1.2 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.

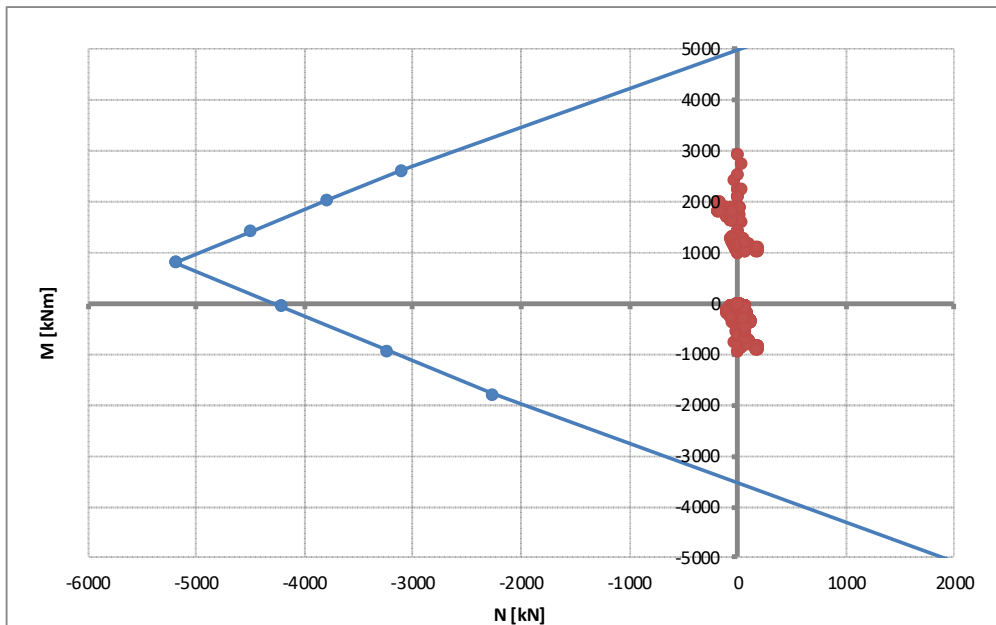
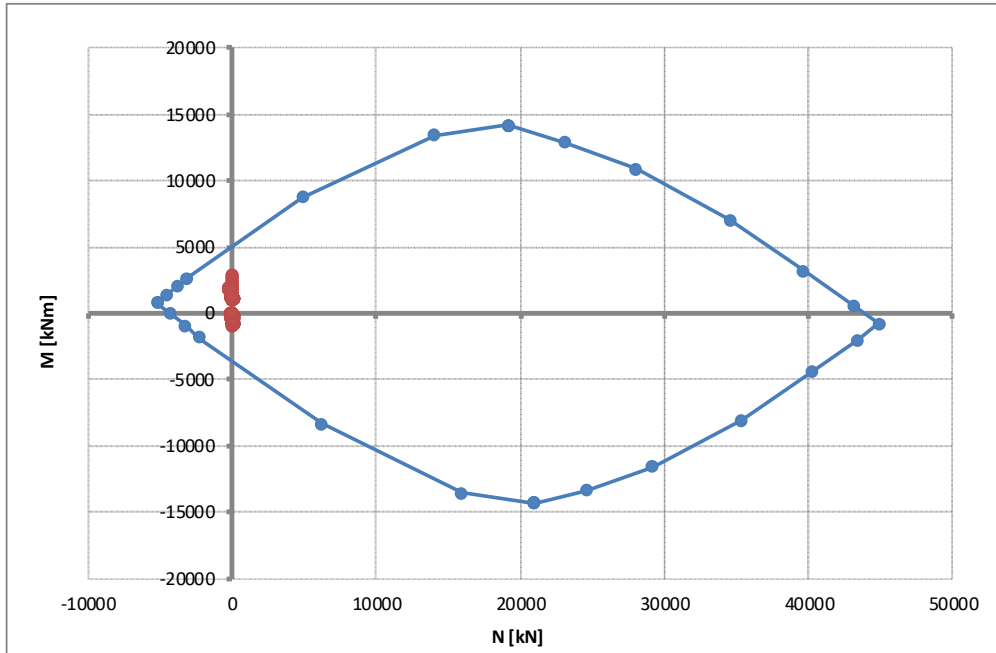
Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Longitudinale (X)	-	1	1Ø26/20	d = 1937mm
			2	1Ø26/20	d = 1885mm
			3	1Ø26/20	d = 1833mm
			4	1Ø26/10	d = 63mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Platea	Trasversale (Y)	-	1	1Ø26/20	d = 1911mm
			2	1Ø26/20	d = 1859mm
			3	1Ø26/20	d = 1807mm
			4	1Ø26/10	d = 89mm

8.1.2.1 SLU – SLV

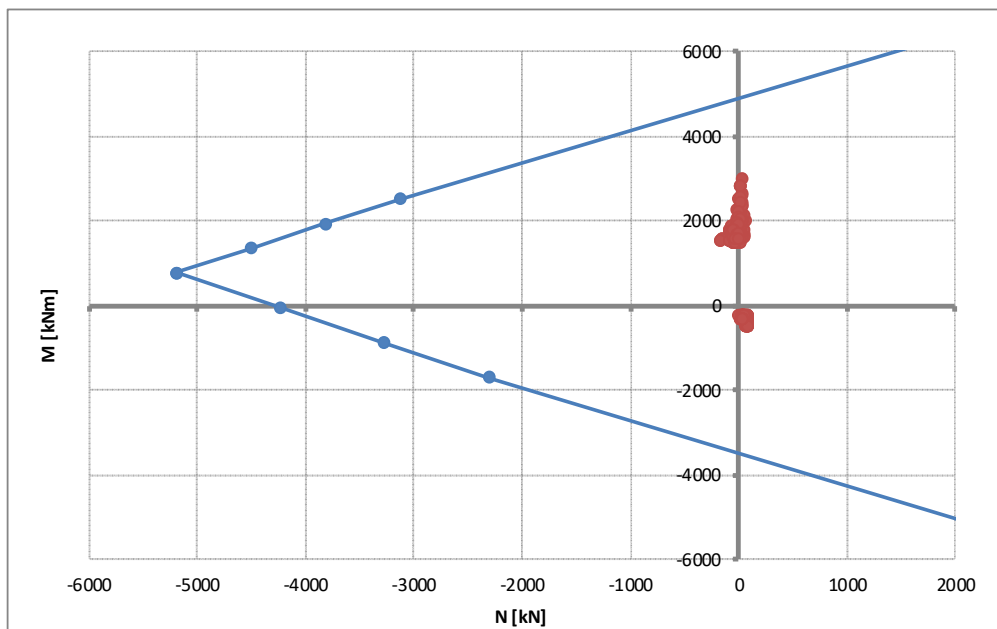
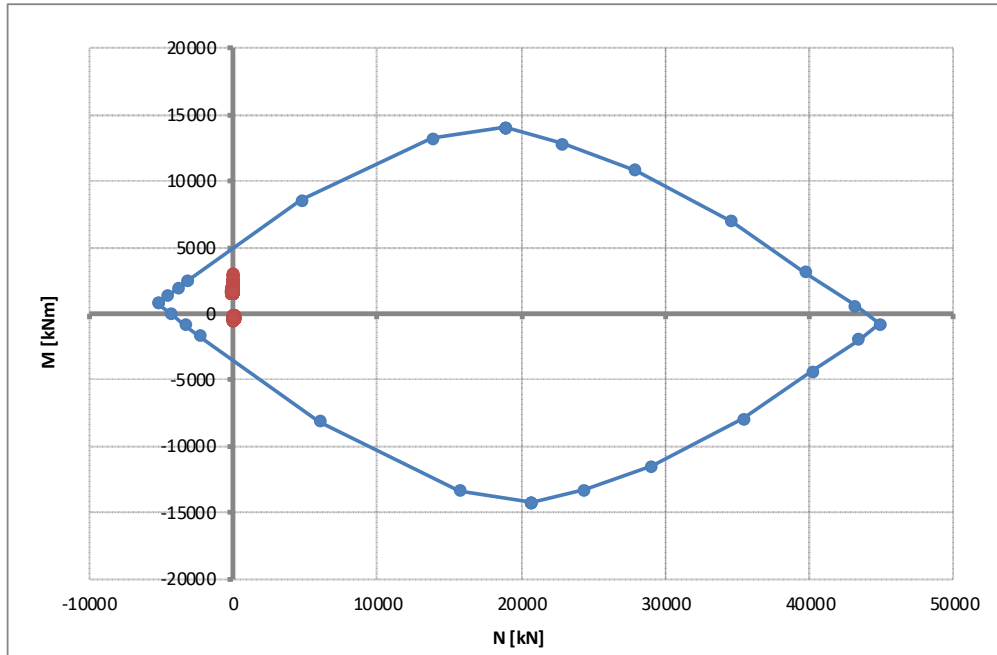
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.697	-1	4990
M=cost	20.543	-3835	1989
N=cost	1.697	-1	4990



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.635	39	4934
M=cost	25.839	-4268	1563
N=cost	1.631	24	4922



8.1.2.2 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.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	3.88	<	15.75	ok
SLE_RARA	Y	4.12	<	15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	164	<	360	ok
SLE_RARA	Y	170	<	360	ok

Tabella 17. Verifica massime tensioni in esercizio

Zona	N	M	σ_b	$\sigma_{a,sup base}$	$\sigma_{a,sup int}$	$\sigma_{a,inf int}$	$\sigma_{a,inf base}$	$\sigma_{a,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	-6	1396	2.47	-33	-33	101	105	105
X	0	2183	3.88	-51	-51	158	164	164
X	-30	1267	2.23	-29	-29	93	97	97
X	-4	1364	2.42	-32	-32	99	102	102
X	-1	-690	1.30	72	72	-14	-17	72
X	-1	-690	1.30	72	72	-14	-17	72
X	-6	1396	2.47	-33	-33	101	105	105
X	0	2183	3.88	-51	-51	158	164	164
X	18	1517	2.70	-36	-36	108	113	113
X	-4	1364	2.42	-32	-32	99	102	102
X	0	1024	1.82	-24	-24	74	77	77
X	0	1024	1.82	-24	-24	74	77	77
X	4	1400	2.49	-33	-33	101	105	105
X	4	1400	2.49	-33	-33	101	105	105
X	1	1078	1.91	-25	-25	78	81	81
X	1	1078	1.91	-25	-25	78	81	81
X	7	1188	2.11	-28	-28	85	89	89
X	2	1701	3.02	-40	-40	123	127	127
X	-16	1067	1.88	-25	-25	78	81	81
X	6	1219	2.17	-28	-28	88	91	91
X	7	1188	2.11	-28	-28	85	89	89
X	2	1701	3.02	-40	-40	123	127	127
X	31	1317	2.35	-31	-31	93	97	97
X	6	1219	2.17	-28	-28	88	91	91
Y	13	1460	2.69	-33	-33	107	111	111
Y	14	1474	2.71	-34	-34	108	112	112
Y	15	1481	2.73	-34	-34	108	112	112
Y	13	1460	2.69	-33	-33	107	111	111
Y	14	1474	2.71	-34	-34	108	112	112
Y	11	1538	2.83	-35	-35	112	117	117
Y	12	1697	3.12	-39	-39	124	129	129
Y	11	2104	3.87	-48	-48	154	160	160
Y	18	1735	3.19	-40	-40	127	131	131
Y	10	2101	3.86	-48	-48	154	160	160
Y	16	2240	4.12	-51	-51	164	170	170
Y	6	1881	3.46	-43	-43	138	143	143
Y	11	1538	2.83	-35	-35	112	117	117
Y	6	1881	3.46	-43	-43	138	143	143
Y	11	2104	3.87	-48	-48	154	160	160
Y	12	1697	3.12	-39	-39	124	129	129
Y	18	1735	3.19	-40	-40	127	131	131
Y	10	2101	3.86	-48	-48	154	160	160
Y	3	1581	2.90	-36	-36	116	121	121
Y	3	1581	2.90	-36	-36	116	121	121
Y	6	1551	2.85	-35	-35	114	118	118
Y	5	1672	3.07	-38	-38	123	127	127
Y	6	1551	2.85	-35	-35	114	118	118

Tabella 18. Tabelle di calcolo tensioni

8.1.2.3 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.

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
SLE_RARA	X	2.59	<	3.21
SLE_RARA	Y	2.68	<	3.21

ok

ok

Tabella 19. Verifica condizione formazione delle fessure

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

Zona	N	M	$\sigma_{c,sup}$	$\sigma_{c,inf}$	$\sigma_{ct,max}$
[-]	[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
X	-6	1396	1.70	-1.66	-1.66
X	0	2183	2.67	-2.59	-2.59
X	-30	1267	1.53	-1.52	-1.52
X	-4	1364	1.67	-1.62	-1.62
X	-1	-690	-0.84	0.82	-0.84
X	-1	-690	-0.84	0.82	-0.84
X	-6	1396	1.70	-1.66	-1.66
X	0	2183	2.67	-2.59	-2.59
X	18	1517	1.86	-1.79	-1.79
X	-4	1364	1.67	-1.62	-1.62
X	0	1024	1.25	-1.22	-1.22
X	0	1024	1.25	-1.22	-1.22
X	4	1400	1.71	-1.66	-1.66
X	4	1400	1.71	-1.66	-1.66
X	1	1078	1.32	-1.28	-1.28
X	1	1078	1.32	-1.28	-1.28
X	7	1188	1.45	-1.41	-1.41
X	2	1701	2.08	-2.02	-2.02
X	-16	1067	1.30	-1.27	-1.27
X	6	1219	1.49	-1.45	-1.45
X	7	1188	1.45	-1.41	-1.41
X	2	1701	2.08	-2.02	-2.02
X	31	1317	1.62	-1.55	-1.55
X	6	1219	1.49	-1.45	-1.45
Y	11	1538	1.91	-1.84	-1.84
Y	12	1697	2.10	-2.03	-2.03
Y	11	2104	2.60	-2.52	-2.52
Y	18	1735	2.15	-2.08	-2.08
Y	10	2101	2.60	-2.52	-2.52
Y	16	2240	2.77	-2.68	-2.68
Y	6	1881	2.33	-2.26	-2.26
Y	11	1538	1.91	-1.84	-1.84
Y	6	1881	2.33	-2.26	-2.26
Y	11	2104	2.60	-2.52	-2.52
Y	12	1697	2.10	-2.03	-2.03
Y	18	1735	2.15	-2.08	-2.08
Y	10	2101	2.60	-2.52	-2.52
Y	3	1581	1.95	-1.90	-1.90
Y	3	1581	1.95	-1.90	-1.90
Y	6	1551	1.92	-1.86	-1.86
Y	5	1672	2.07	-2.01	-2.01
Y	6	1551	1.92	-1.86	-1.86

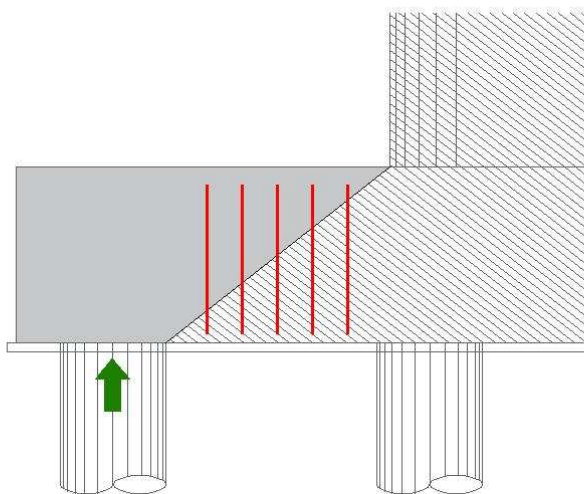
Tabella 20. Tabelle di calcolo tensioni

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}	=	3626 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura a taglio	A_s	=	35 ϕ 20 = 35x314 = 10990 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 10990 / 1000 = 4300 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	4300 / 3626 = 1.19 > 1.00

SEZIONE VERTICALE



PIANTA

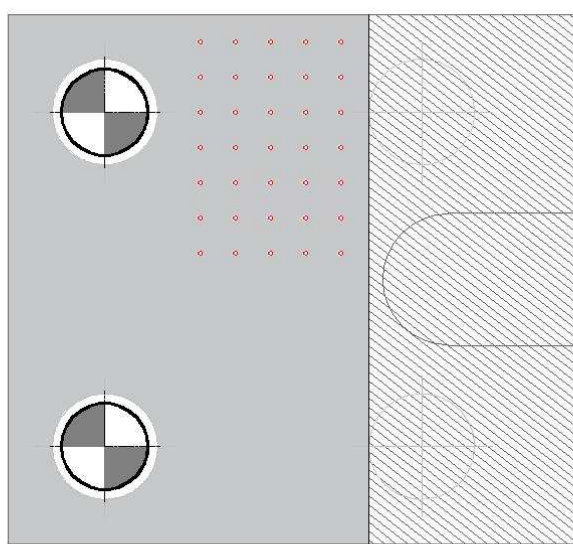


Figura 8.1. Schema di calcolo

8.2 FUSTO

8.2.1 Premessa

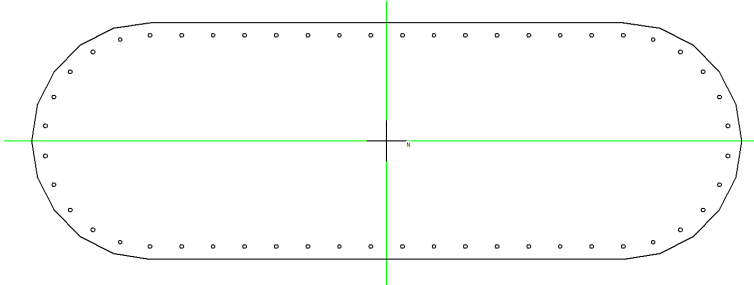
Tenuto in conto della tipologia di elemento e delle azioni cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche.

- Flessione
- Taglio

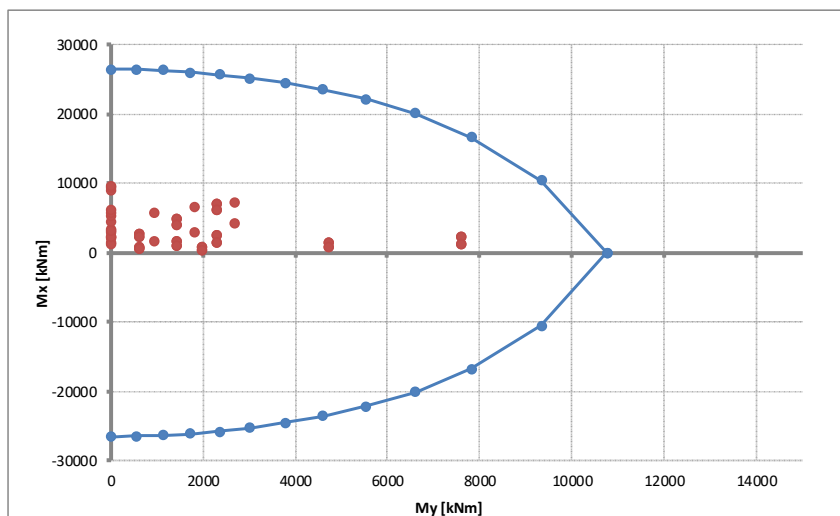
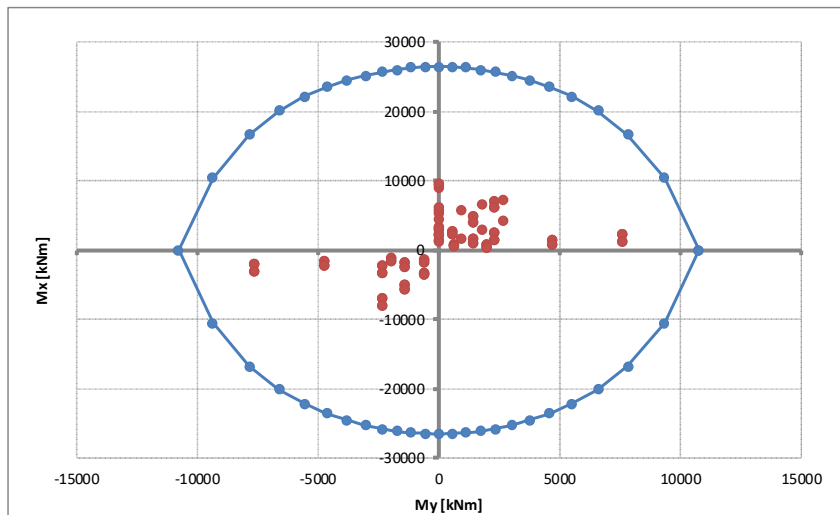
8.2.2 Flessione

8.2.2.1 SLU – SLV

Armatura: 52 ϕ 26



Rottura	$F_{s,min}$	$M_{Rd,y}$	$M_{Rd,x}$
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.343	-10214	-4076
Mx=cost	1.362	-10354	-3034
My=cost	2.730	0	26480



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.

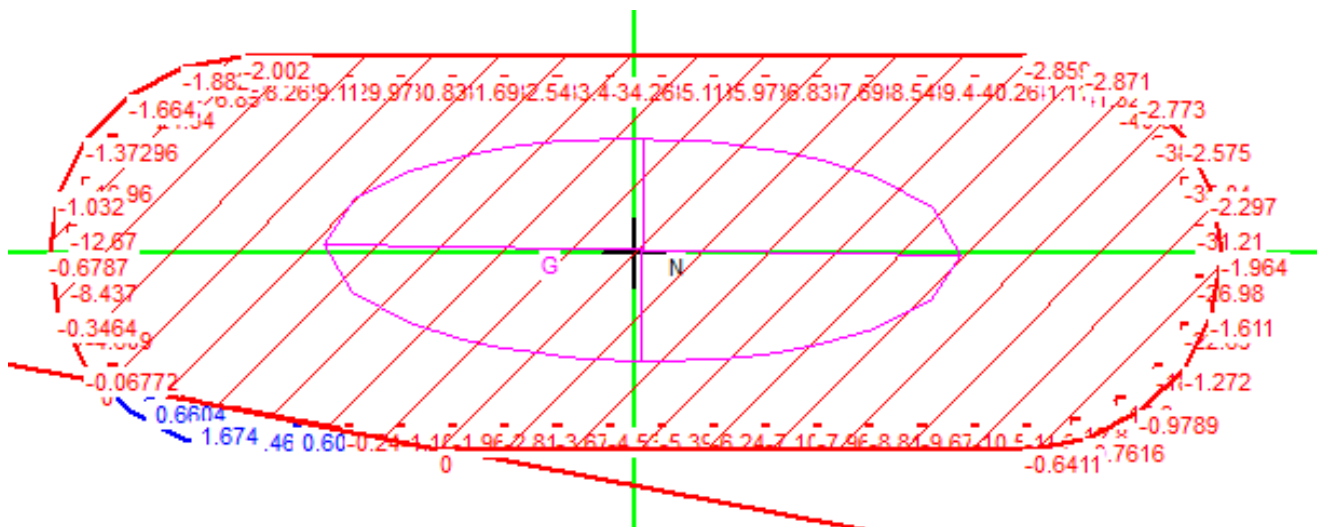
Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P1	Rara	Tutte	8802	1813	2844

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$	
- combinazione rara:	3.00	<	19.90	N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	3.00	<	14.94	N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$	
- Combinazione rara:	1.7	<	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.

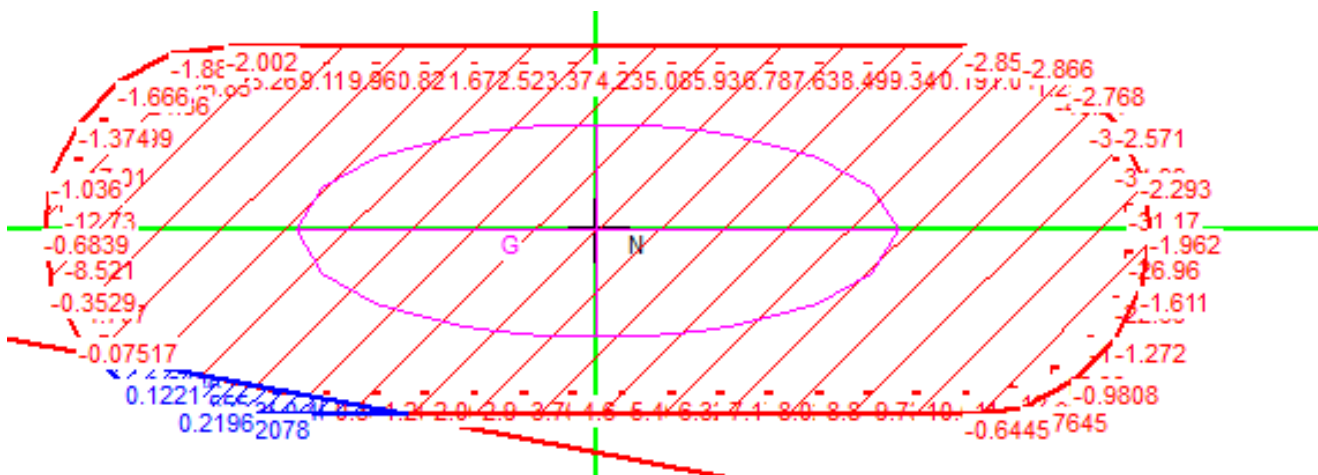
Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Pila	Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
P1	Rara	Tutte	8802	1813	2844

Pila	$\sigma_{ct,max}$	$f_{ct,max} / 1.20$
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-	0.22	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	[-]	PILA	PILA	
Direzione	[-]	longitudinale	trasversale	
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]	1400	3750	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	3000	1500	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]	2064	7079	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	20001	26787	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	2064	7079	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	971	1126	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	2.13	6.29	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.4 strati di barre $\phi 30/15$, su una larghezza effettiva di 1.80m

Il calcolo è svolto considerando il massimo scarico sull'appoggio, pari a 5350kN in condizione d'esercizio (RARA) e 7173 kN in condizioni ultime (SLU-SLV).

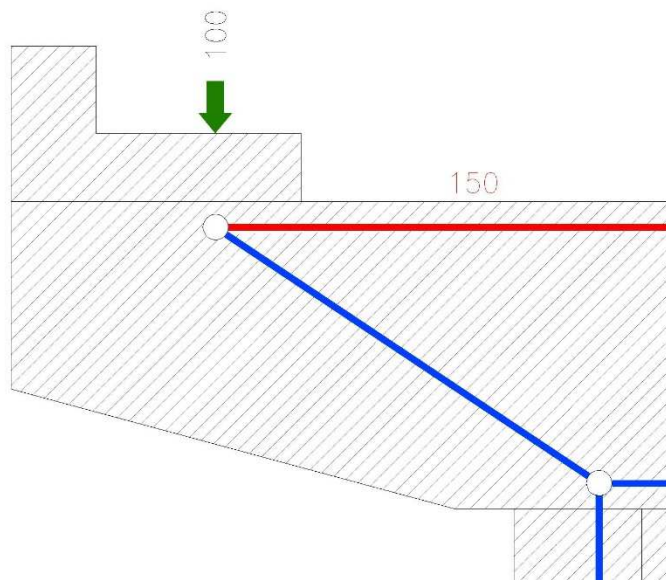


Figura 8.2. Schema di calcolo

8.3.2 Verifica SLU-SLV

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	7173 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	150/100 x 7173 = 10760 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	13x4x707 = 36764 mm ²
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	391.3 x 36764 / 1000 = 14386 kN
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	14386 / 10760 = 1.34 > 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}	=	5350 kN
Azione massima nel tirante (vedi schema di calcolo)	$N_{sd,T}$	=	150/100 x 5350 = 8025 kN
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm ²
Armatura tesa	A_s	=	13x4x707 = 36764 mm ²
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	=	8025000 / 36764 = 218 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]	-	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]	218	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	36764	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]	2000	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1800	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	1600	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	689	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	370	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm ²]	740667	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	4.964E-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_1	[-]	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000871	Deformazione media di progetto
	k_2	[-]	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_3	[-]	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_4	[-]	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	-
$s_{r,max}$	[mm]	307	Distanza massima tra le fessure	
VERIFICA	w_k	[mm]	0.267	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 300 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]	300	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.65	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}	=	7173 kN
Azione massima di frettaggio	H_{sd}	=	$7173 \times 0.25 = 1793$ 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	=	$2169 / 1793 = 1.21 > 1.00$

8.4.2.2 Ritegni trasversali

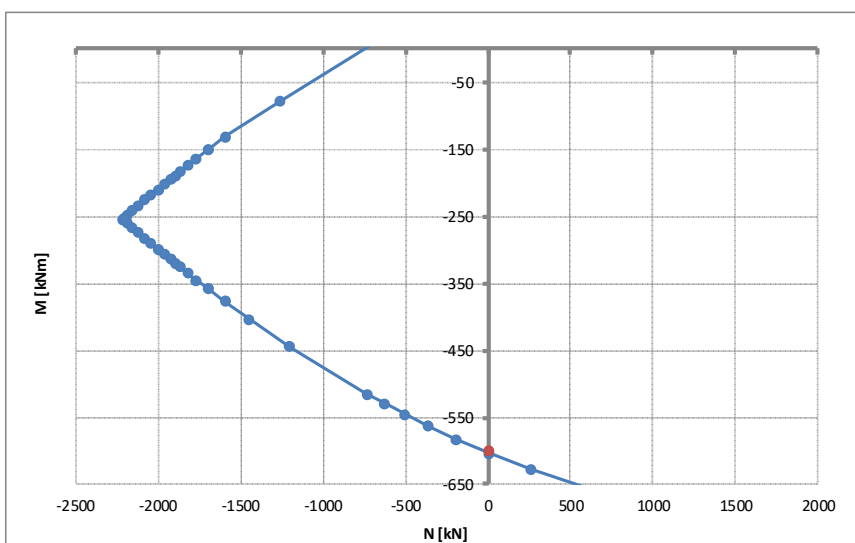
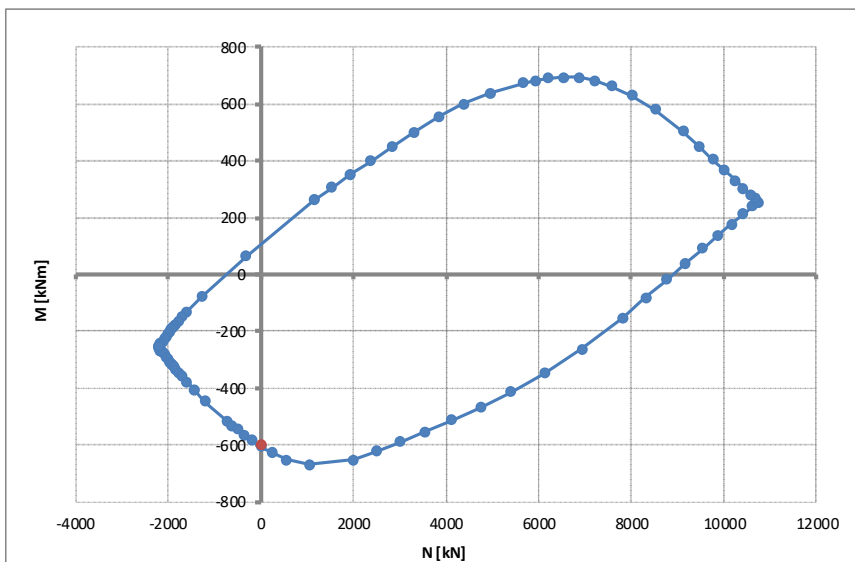
8.4.2.2.1 Flessione

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

$$M_{sd} = 1000 \times 0.60 = 600 \text{ kNm}$$

La sezione (equivalente) resistente ha dimensione BxH=1000x430mm e si prevedono n.9+9φ20, disposti su n.2 strati

Rottura	F _{s,min}	N _{Rd}	M _{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.005	0	-603
N=cost	1.005	0	-603



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 $\phi 12/6\text{cm}$

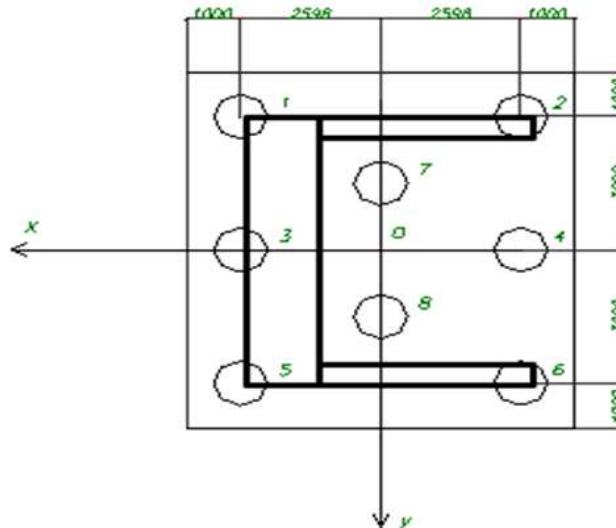
STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(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]	330	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]	1313	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1572	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	1313	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	1000	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.31	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
A1STRSLU_0_01	0	-551	-14375	7671	0	0
A1STRSLU_0_02	0	-337	-21534	4888	0	0
A1STRSLU_1_01	0	-145	-26378	10512	0	0
A1STRSLU_2A_01	388	-574	-14374	7488	4854	0
A1STRSLU_2A_02	388	-352	-24225	9318	4854	0
A1STRSLU_2B_01	0	-414	-14374	5491	0	0
A1STRSLU_2B_02	0	-192	-24225	7320	0	0
SLV_1_01	-3027	-1057	-15032	-5945	-22270	-466
SLV_1_01	3027	907	-14316	7076	22270	466
SLV_1_02	-3027	-1057	-15032	-5945	-22270	-466
SLV_1_02	3027	907	-14316	7076	22270	466
SLV_1_03	-3027	-909	-16227	-7791	-22270	-466
SLV_1_03	3027	1056	-15511	5230	22270	466
SLV_1_04	-3027	-909	-16227	-7791	-22270	-466
SLV_1_04	3027	1056	-15511	5230	22270	466
SLV_2_01	-912	-3340	-15029	-20746	-6715	-847
SLV_2_01	912	3190	-14319	21877	6715	847
SLV_2_02	-912	-3340	-15029	-20746	-6715	-847
SLV_2_02	912	3190	-14319	21877	6715	847
SLV_2_03	-912	-3191	-16224	-22592	-6715	-847
SLV_2_03	912	3338	-15514	20031	6715	847
SLV_2_04	-912	-3191	-16224	-22592	-6715	-847
SLV_2_04	912	3338	-15514	20031	6715	847
SLV_3_01	-912	-1057	-15825	-6133	-6785	-304
SLV_3_01	912	907	-13523	7263	6785	304
SLV_3_02	-912	-1057	-15825	-6133	-6785	-304
SLV_3_02	912	907	-13523	7263	6785	304
SLV_3_03	-912	-909	-17020	-7979	-6785	-304
SLV_3_03	912	1056	-14718	5417	6785	304
SLV_3_04	-912	-909	-17020	-7979	-6785	-304
SLV_3_04	912	1056	-14718	5417	6785	304