

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

PROTOCOLLO:

DATA:

VI 05 PONTE FOSSO CAMPAGNA 2 - (L=24 m.)

Relazione tecnica e di calcolo delle sottostrutture

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REV.	SCALA:	
CO VE0029 D 2001		T00VI05STRRE02A.			A	-	
CODICE ELAB.		T00VI05STRRE02			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	20
4.4	ANALISI SISMICA	22
5	CRITERI DI CALCOLO	26
5.1	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE	26
5.2	ANALISI GLOBALE ELASTICA	27
5.3	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	28
5.3.1	<i>Azioni nelle verifiche agli stati limite</i>	30
5.3.2	<i>Stati limite ultimi</i>	30
5.3.3	<i>Stati limite di esercizio</i>	31
6	MODELLAZIONE FEM	32
6.1	DESCRIZIONE.....	32
6.2	SINTESI RISULTATI	33
6.2.1	<i>Trave di fondazione</i>	33
6.2.2	<i>Paraghiaia</i>	38
6.2.3	<i>Muro di risvolto</i>	48
7	VERIFICHE	53
7.1	TRAVE TESTA PALI	53
7.1.1	<i>SLU - Flessione</i>	53
7.1.2	<i>SLU - Taglio/Torsione</i>	55
7.1.3	<i>SLE - Tensionale</i>	57
7.1.4	<i>SLE - Fessurazione</i>	58
7.2	PARAGHIAIA	59
7.2.1	<i>Azioni di calcolo</i>	59
7.2.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	60
7.2.3	<i>SLE - Tensionale</i>	63
7.2.4	<i>SLE - Fessurazione</i>	65
7.2.5	<i>Taglio</i>	67
7.3	MURO DI RISVOLTO.....	68
7.3.1	<i>Azioni di calcolo</i>	68
7.3.2	<i>SLU-SLV - Flessione</i>	69
7.3.3	<i>SLE - Tensionale</i>	72

7.3.4	SLE – Fessurazione	74
7.3.5	Taglio	76
7.4	BAGGIOLI E RITEGNI	80
7.4.1	Premessa.....	80
7.4.2	Verifica baggioli	81
7.5	AZIONI GLOBALI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE, QUOTA INTRADOSSO.....	85
8	VALIDAZIONE OUTPUT	87

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* del Fosso Campagna 2 ubicate alle seguenti progressive:

Fosso Campagna 1:

- Spalla 'A' km 0+5135.754;
- Spalla 'B' km 0+5159.754.

Il viadotto, con sistema costruttivo in acciaio calcestruzzo, presenta una campata collocata in un tratto rettilineo e caratterizzata da una lunghezza pari a 24.0m.

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 1.50 m per le travi esterne e 1.60 m per la trave centrale.

I traversi correnti sono a "*doppio T*" in composizione saldata disposti ad interasse longitudinale di 4.80m.

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

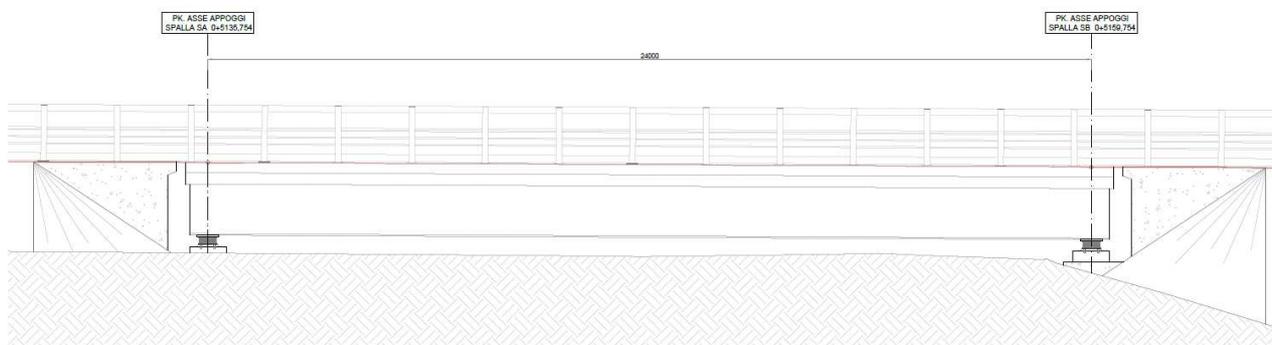


Figura 1.1 Profilo longitudinale del ponte esistente

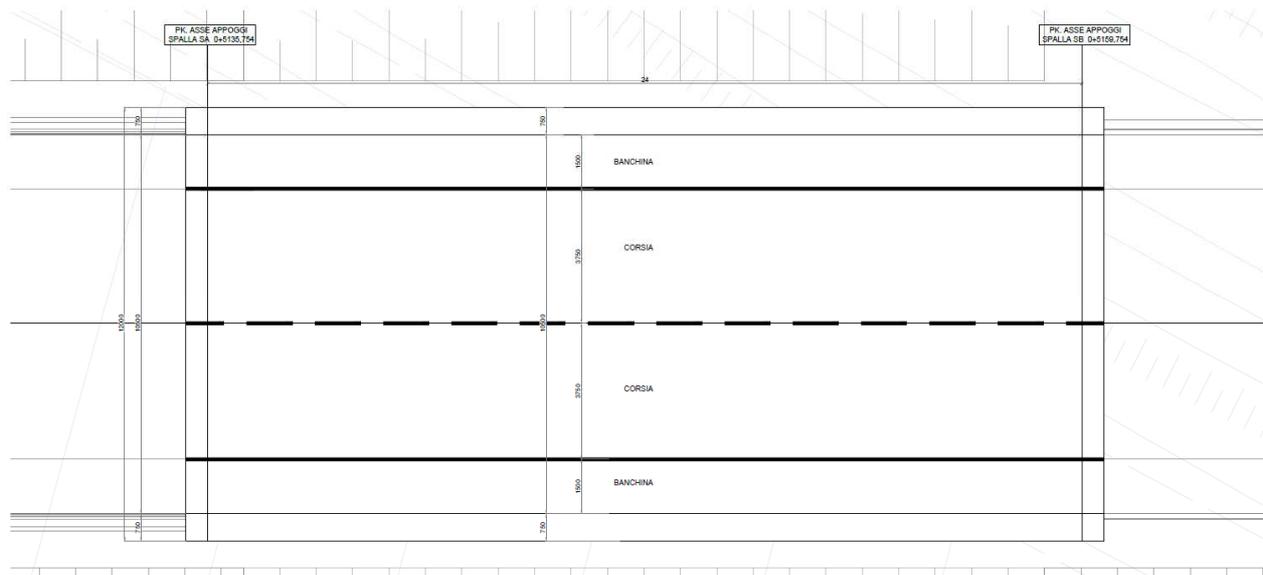


Figura 1.2 Pianta dell'impalcato del ponte esistente

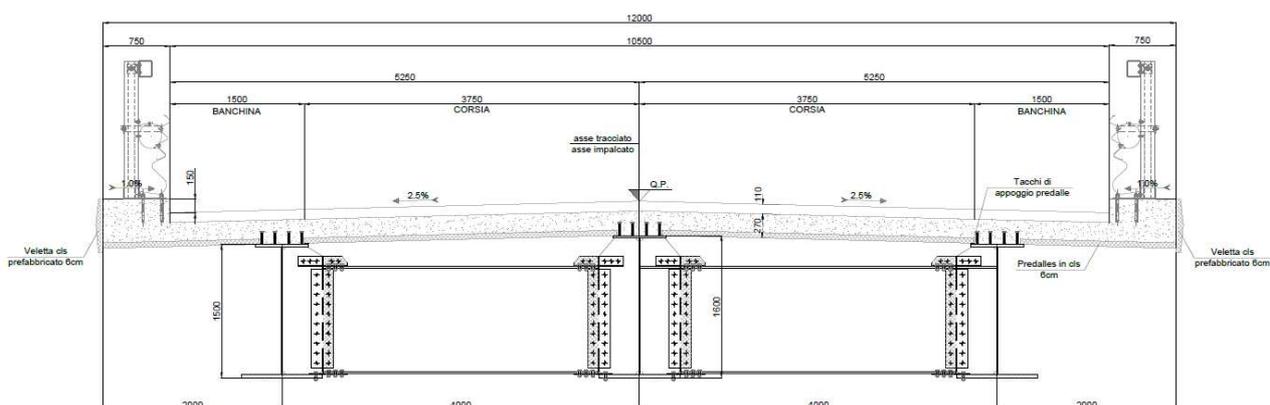


Figura 1.3 sezione trasversale dell'impalcato

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

Luce di calcolo:	24.00 m
Lunghezza trave:	25.00 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 $T < 10^\circ\text{C}$)	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°C)	UNI 11104:2016	[Prospetto 5]
Copriferro nominale	40 [mm]	Circolare 7/2018	[Tab. C4.1.IV]

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

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

BAGGIOLI

Classe di resistenza C35/45

Classe di esposizione XC4

Classe di consistenza S4

Tabella 11. Proprietà di confezionamento del calcestruzzo

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

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

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

3.1.2 Resistenza di calcolo

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

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

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

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

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

3.2 UNITA' DI MISURA

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

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

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

4 ANALISI DEI CARICHI

4.1 CARICHI PERMANENTI (G₁ E G₂)

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

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

4.2 SPINTA DELLE TERRE

4.2.1 Effetti statici

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

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

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

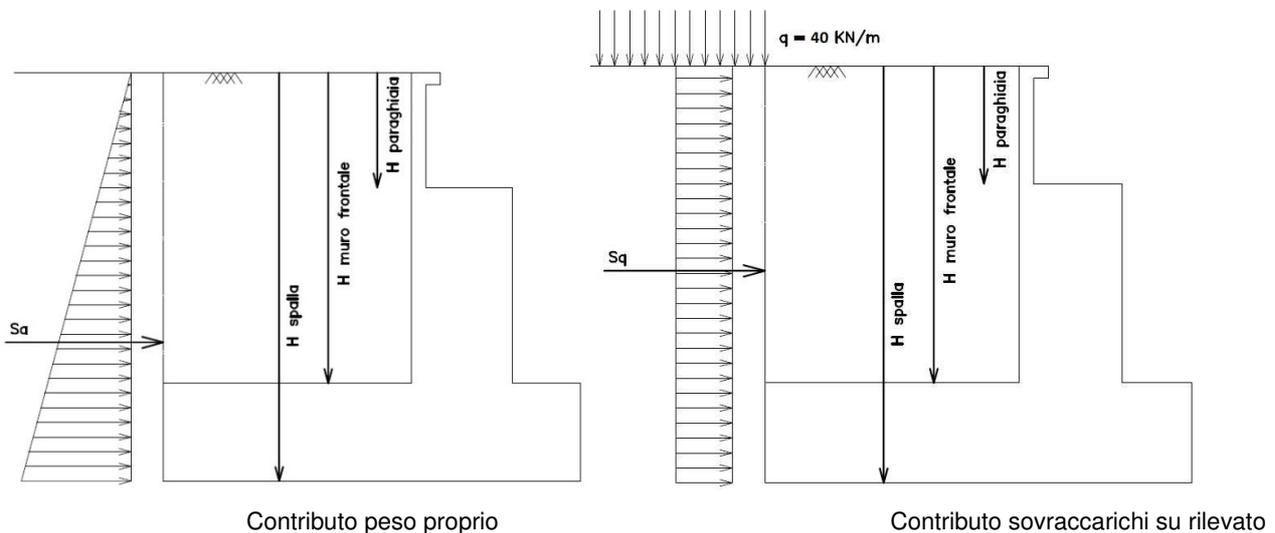
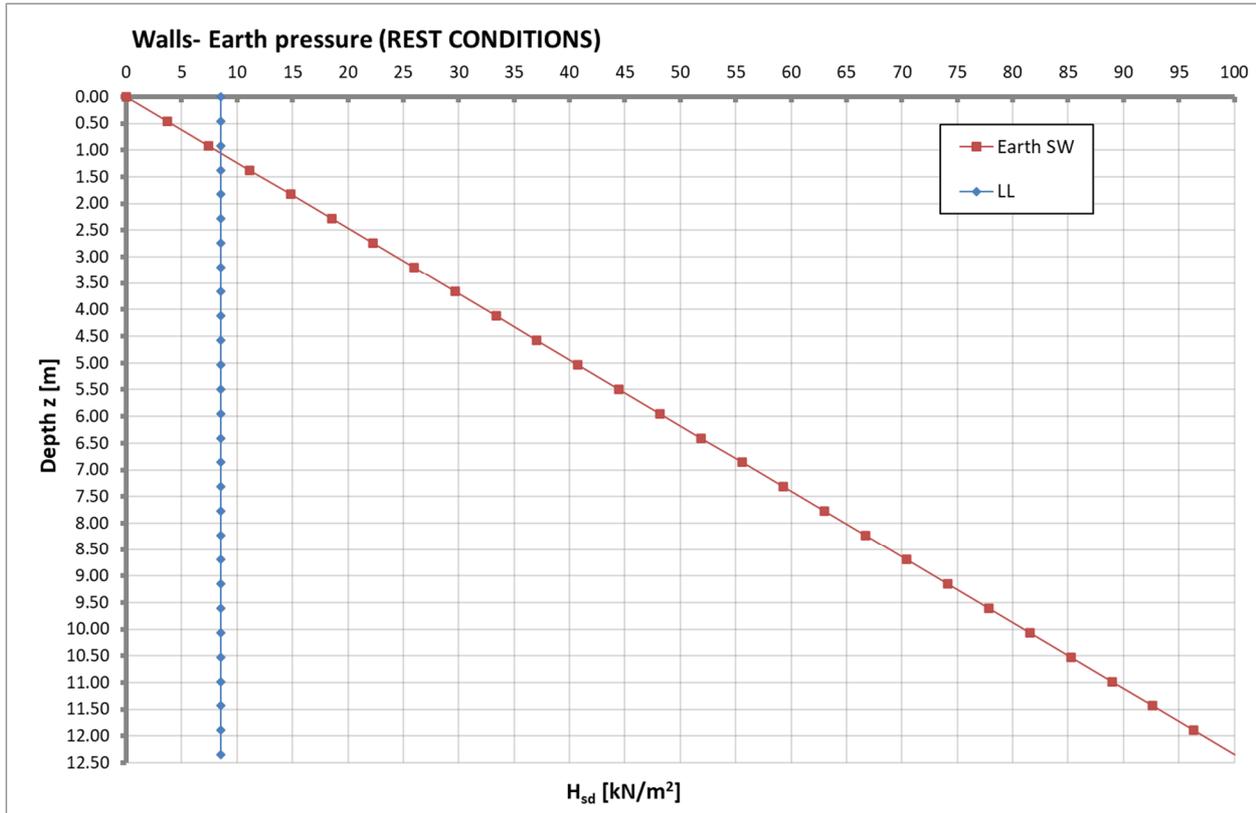


Figura 4.1 Schema di calcolo delle spinte



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

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

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

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

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

4.2.2 Effetti sismici

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

- **contributo terreno:**
azione risultante:

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

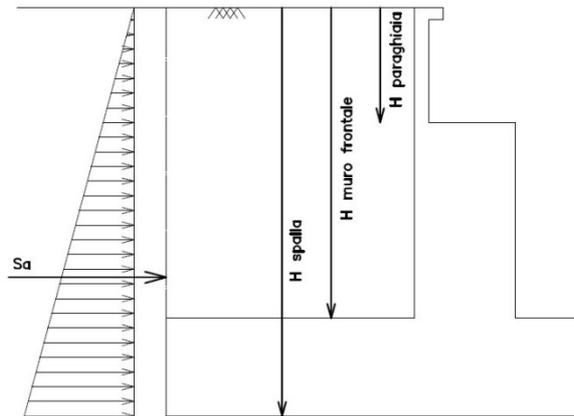


Figura 4.2 Schema di calcolo delle spinte sismiche

STATIC CONDITIONS

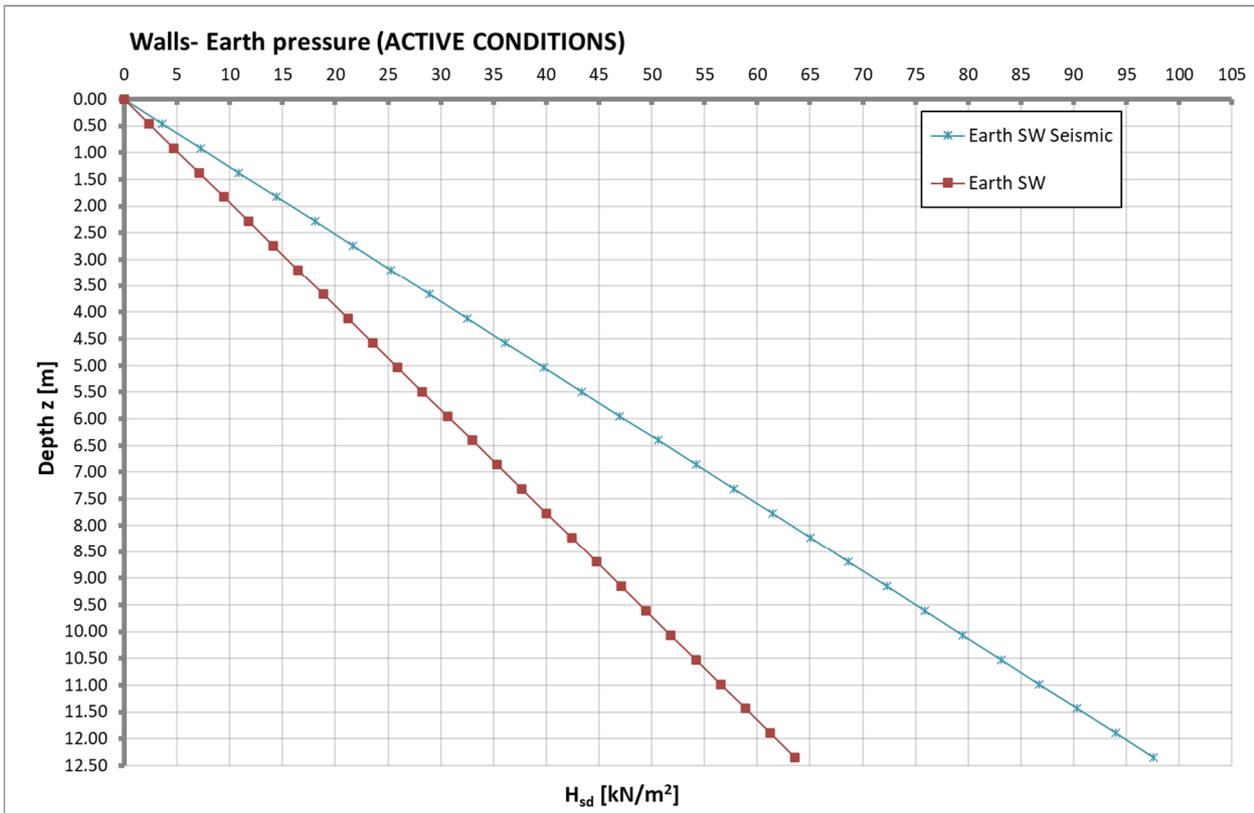
	M1	Partial coefficient for parameters
k_h	[-]	Horizontal seismic coefficient
k_v	[-]	Vertical seismic coefficient
ϕ	35.0	Internal friction angle
θ	0.0	Inclination of the wall back surface
δ	0.0	Friction soil - wall
β	0.0	Backwall surface inclination
ψ	0.0	-
K_0	0.4264	At rest pressure coefficient
K_A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

SEISMIC CONDITIONS (SLV)

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

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

ΔK^*_{AE}	[-]	0.145	= $K_{AE} - K_A$
H	[m]	4.150	Altezza totale
B	[m]	11.500	Larghezza totale
γ	[kN/m ³]	19.000	Peso specifico
ΔS_{AE}	[kN]	272	Incremento spinta (totale)
Δs_{AE}	[kN/m ²]	5.71	Incremento spinta (pressione)



4.3 CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

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

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

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

Le azioni sono riferite a ciascun appoggio dell'impalcato.

SPALLA

SPA - SPB		Carichi Verticali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	550	500	550
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	250	200	250
Ritiro	(e2)	-50	50	-50
Max Permanenti		800	750	800
Min Permanenti		750	700	750
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. Esterna)*	(q1+q2+q3)	1000	750	200
Carico da Traffico Massimo impalcato (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	300	1050	300
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa (Tr. Esterna)*	(q1)	900	250	-50
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stese (Tr. Interna)*	(q1)	-50	250	900
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Esterna)*	(q1+q2)	1000	600	-50
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese (Tr. Interna)*	(q1+q2)	-50	600	1000
Gradiente termico	(q7)	50	-50	50
Effetto cedimenti fondazioni (massimo)	(e5)	0	0	0
Effetto cedimenti fondazioni (minimo)	(e5)	0	0	0

SPA - SPB		Carichi Verticali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 100	± 0	± 100
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 150	± 150	± 150
Vento Ponte Carico	(q5)	± 50	± 0	± 50
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 50	± 0	± 50
Centrifuga	(q4)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

SPA - SPB		Carichi Trasversali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 0	± 0	± 0
Sisma Trasversale	(q6)	± 200	± 200	± 200
Sisma Verticale Max/Min	(q6)	± 0	± 0	± 0
Vento Ponte Carico	(q5)	± 50	± 50	± 50
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 50	± 50	± 50
Centrifuga	(q4)	0	0	0
Frenatura	(q3)	0	0	0
Termica uniforme	(q7)	0	0	0

SPA - SPB		Carichi Longitudinali		
		A (nodo 001)	B (nodo 101)	C (nodo 201)
		[kN]	[kN]	[kN]
Sisma Longitudinale	(q6)	± 200	± 200	± 200
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)	50	50	50

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.



Figura 4.3 Localizzazione geografica del ponte.

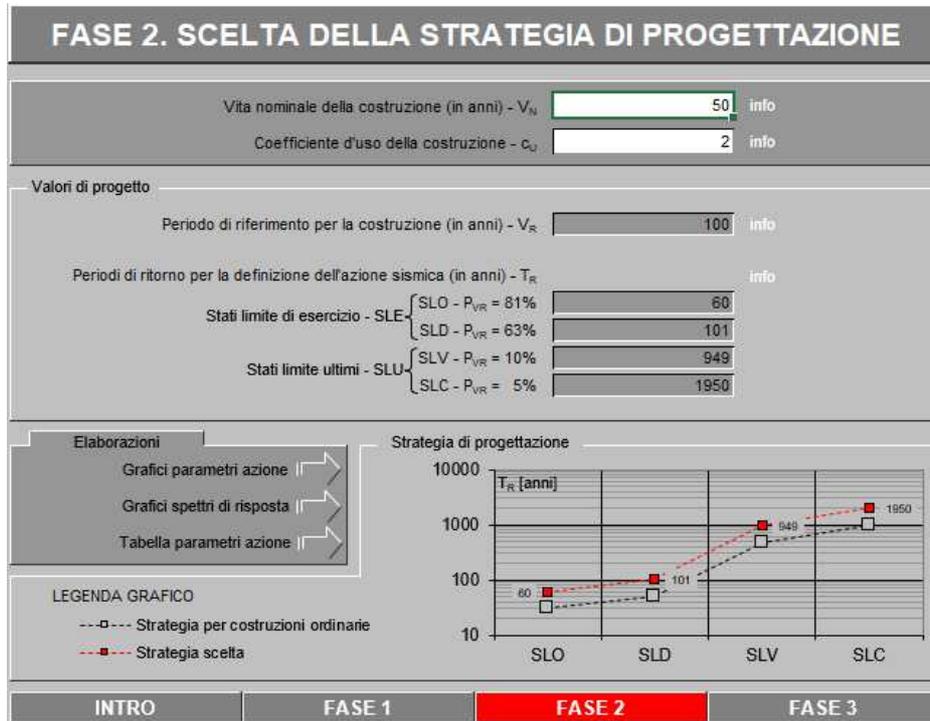


Figura 4.4 Vita nominale e classe d'uso del ponte.

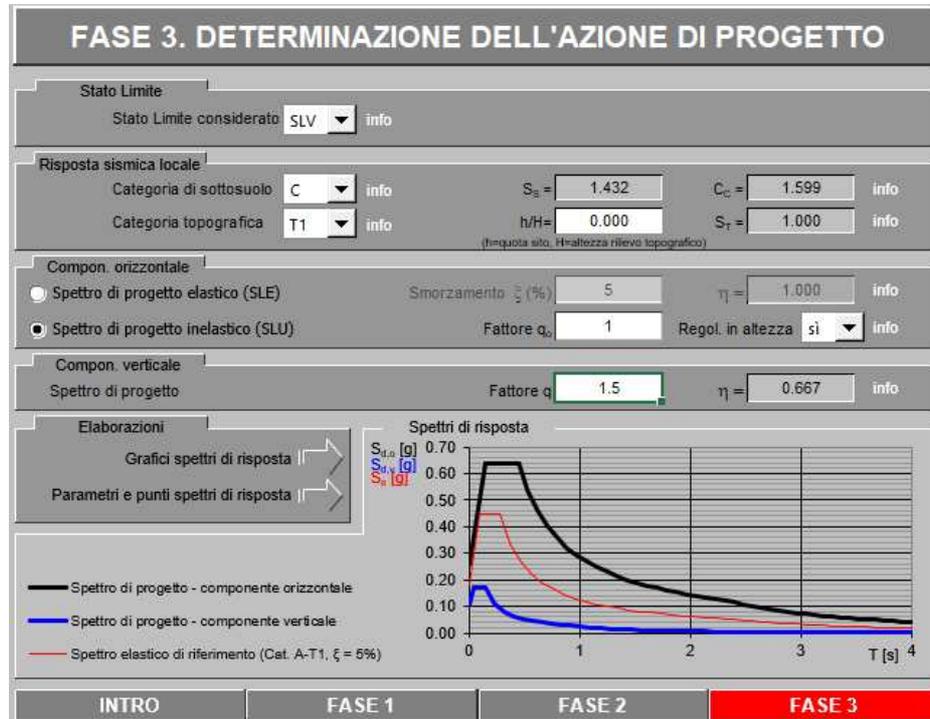


Figura 4.5 Spettri di risposta.

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)

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

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

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

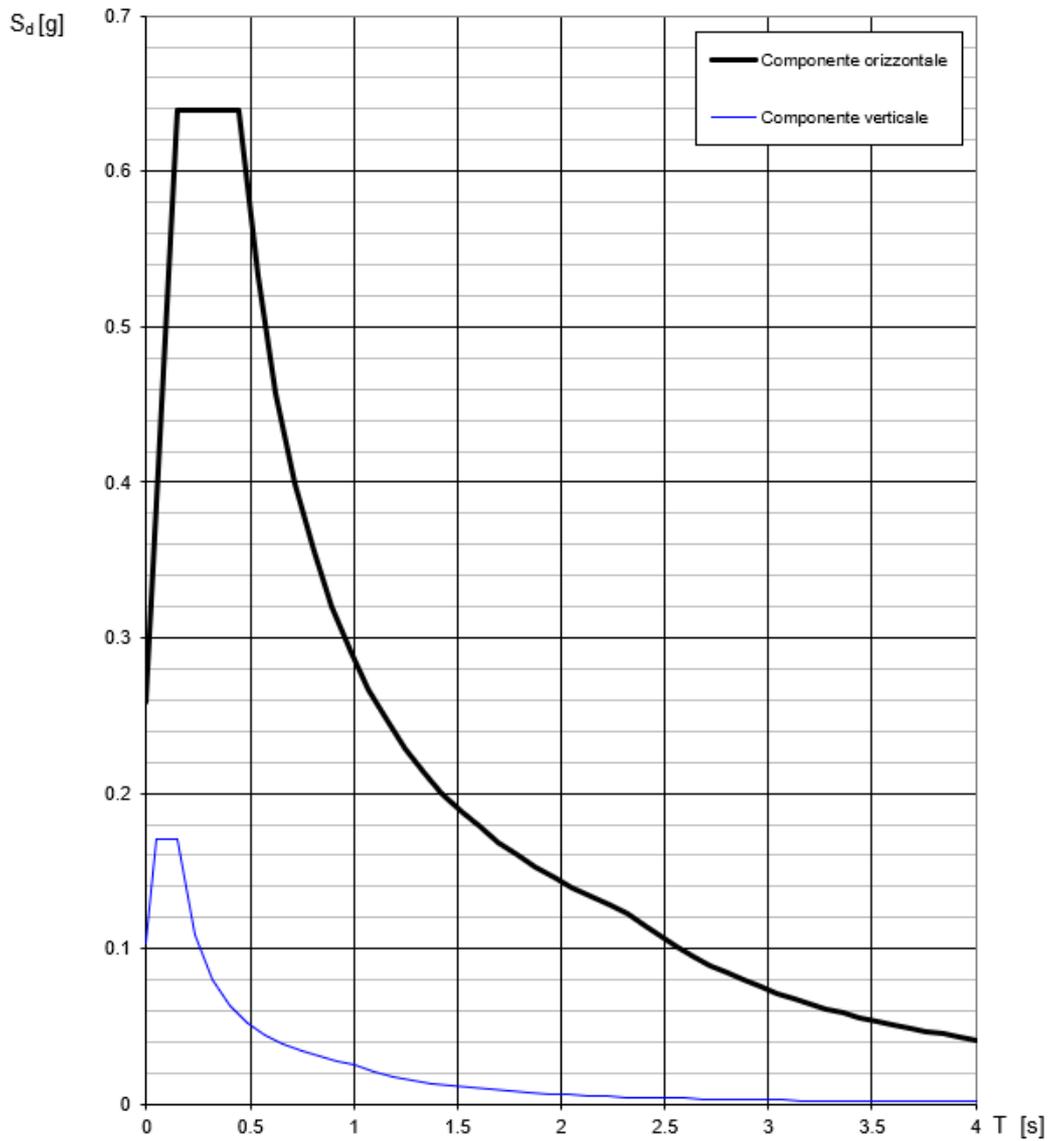
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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 η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

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

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



5 CRITERI DI CALCOLO

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

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

5.1 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA PER LE AZIONI STATICHE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$R_d \geq E_d$$

dove:

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

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

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

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

5.2 ANALISI GLOBALE ELASTICA

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

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

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

5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

5.3.1 Azioni nelle verifiche agli stati limite

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

5.3.2 Stati limite ultimi

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

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

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

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

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

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

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

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

5.3.3 Stati limite di esercizio

5.3.3.1 Stato limite di esercizio per strutture in calcestruzzo armato

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

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

5.3.3.2 Stato limite di esercizio per strutture in acciaio

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

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

6 MODELLAZIONE FEM

6.1 DESCRIZIONE

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

- Trave in testa ai pali, modellata con un elemento monodimensionale tipo *beam*
- Paraghaia e muri di risvolto, modellati con elementi bidimensionali tipo *plate*

Il collegamento tra la trave e le pareti e gli appoggi è modellato mediante elementi fittizi "rigidi".

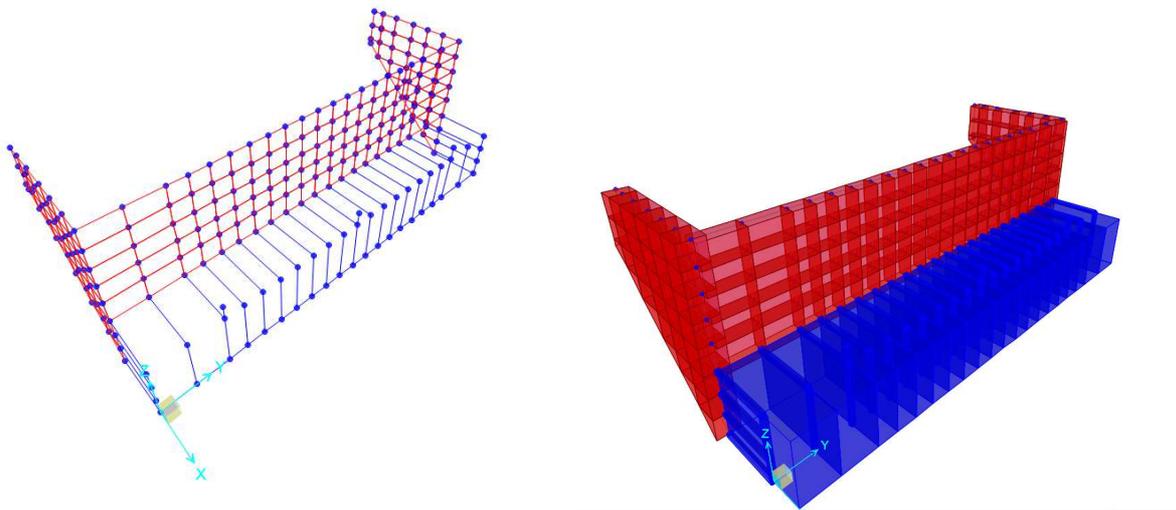
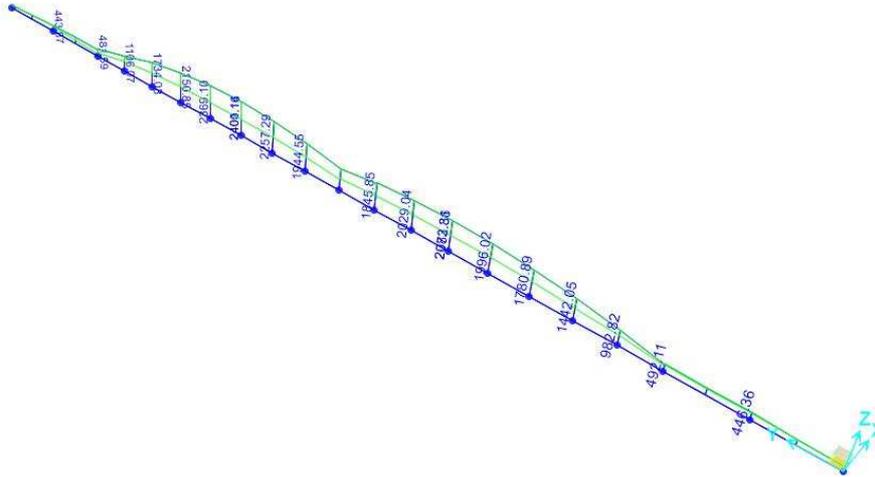


Figura 6.1. Vista 3D modello FEM.

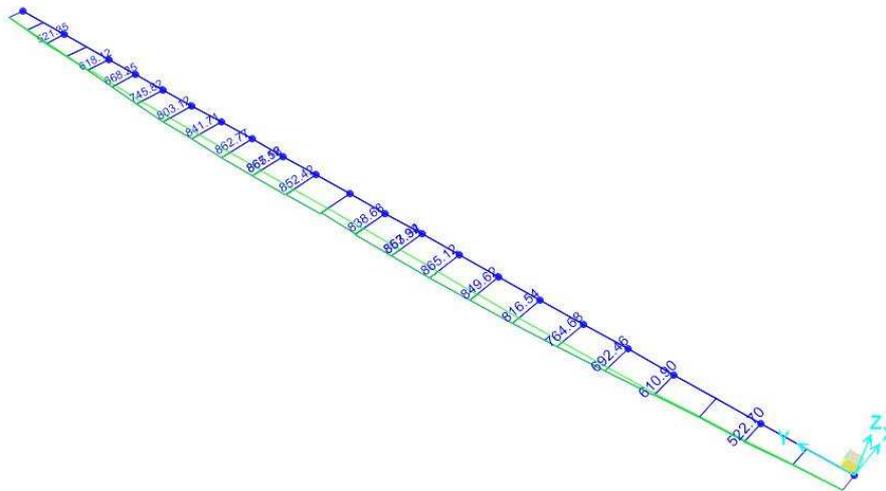
6.2 SINTESI RISULTATI

6.2.1 Trave di fondazione

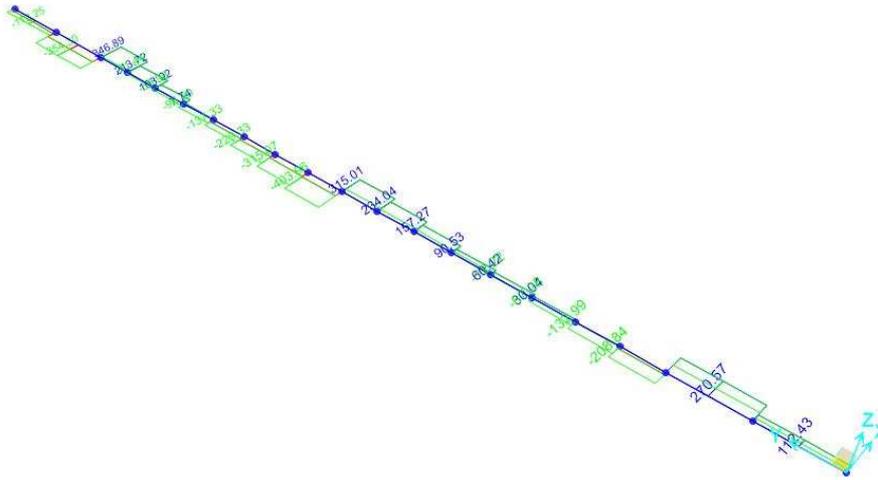
Moment 2-2 Diagram (ENV_SLU)



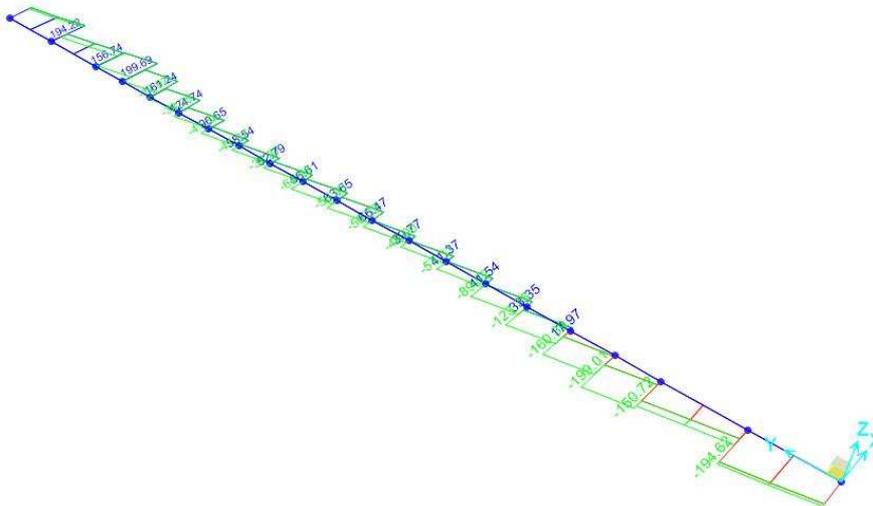
Moment 3-3 Diagram (ENV_SLU)



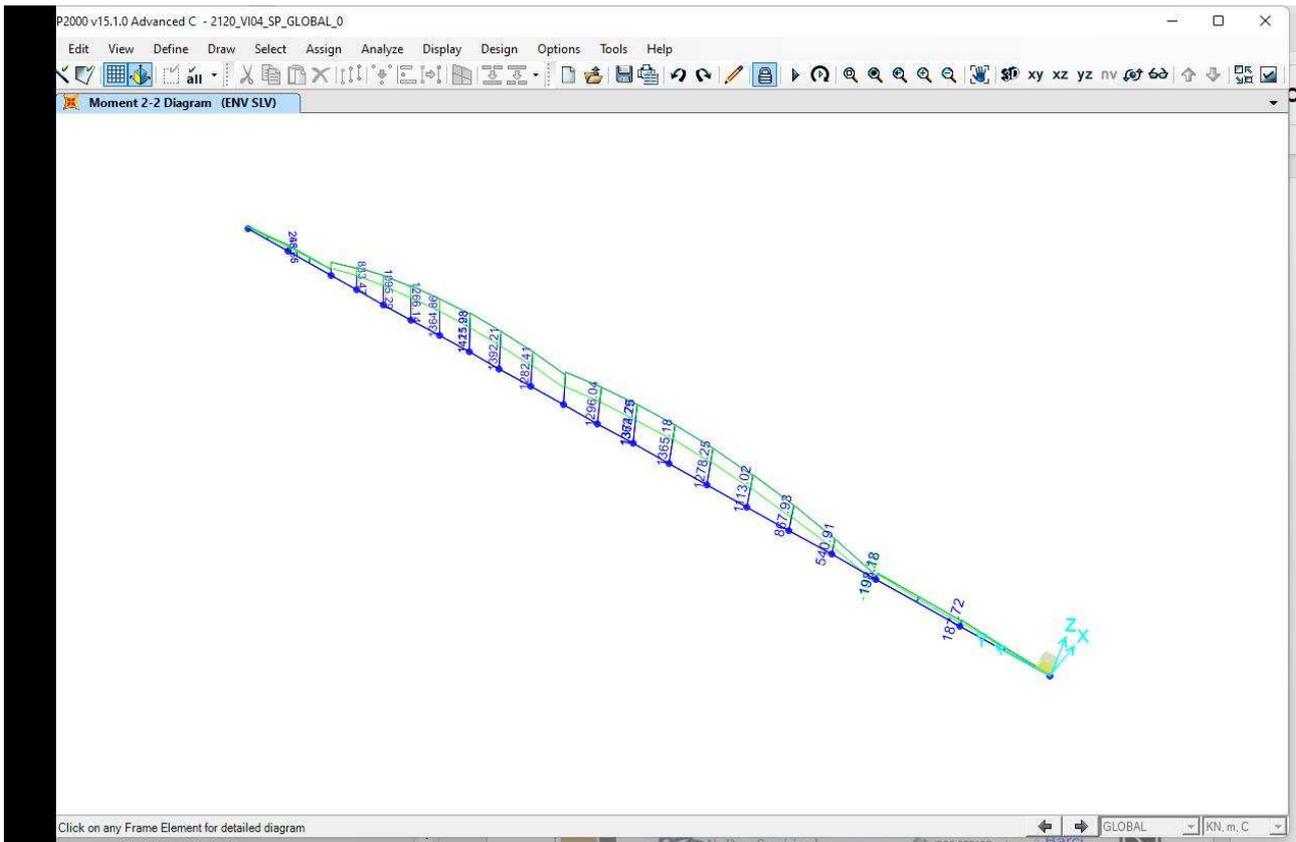
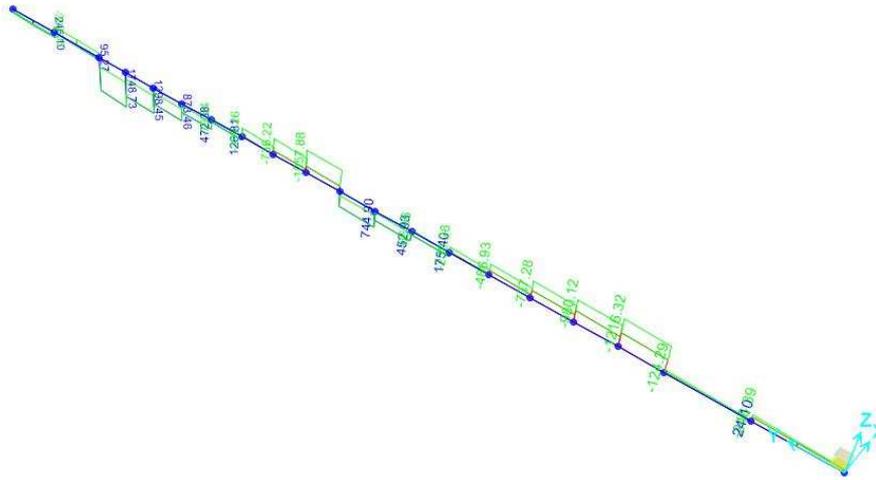
Torsion Diagram (ENV_SLU)



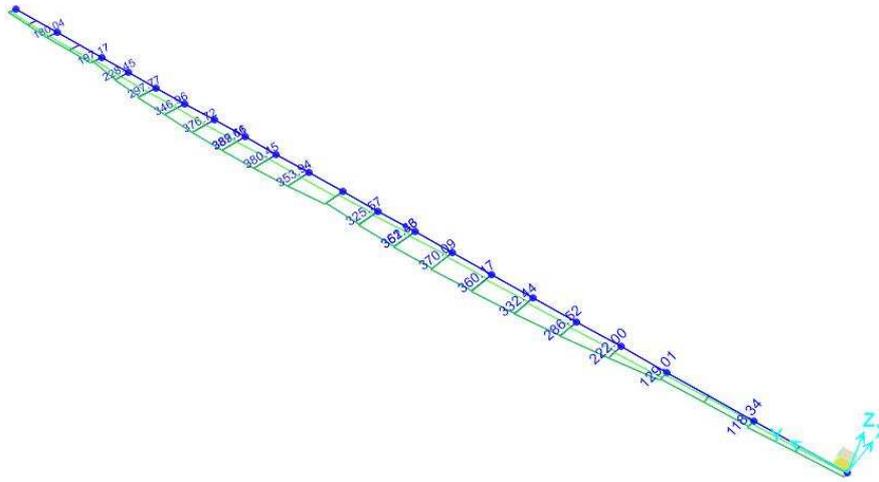
Shear Force 2-2 Diagram (ENV_SLU)



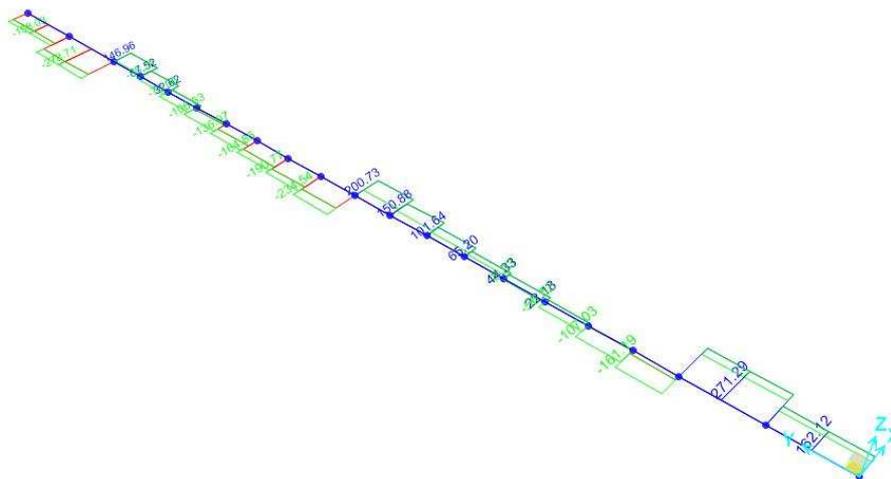
Shear Force 3-3 Diagram (ENV_SLU)



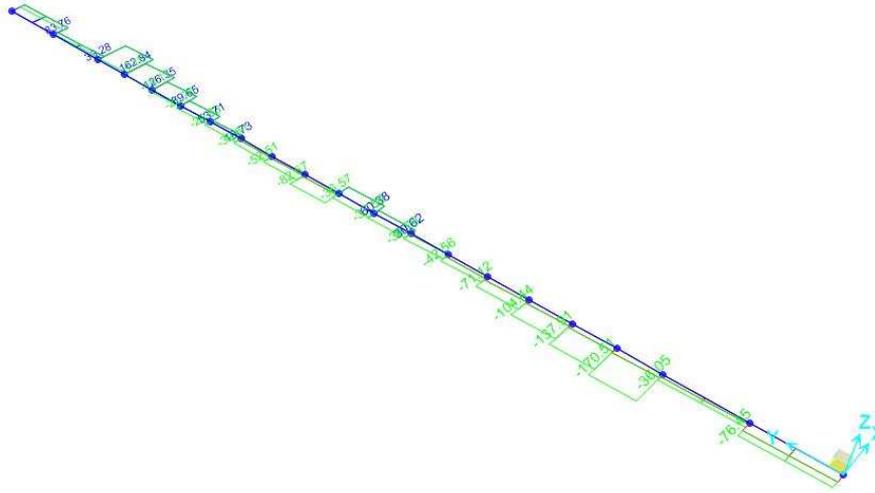
Moment 3-3 Diagram (ENV SLV)



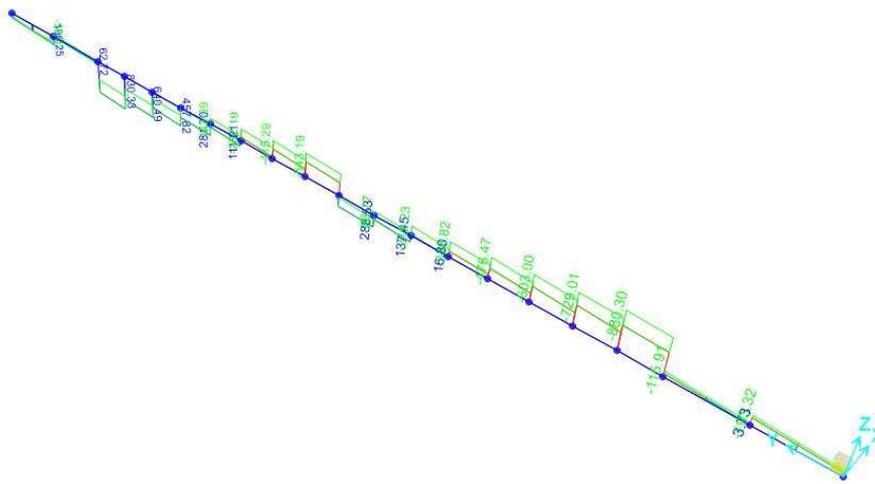
Torsion Diagram (ENV SLV)



Shear Force 2-2 Diagram (ENV SLV)

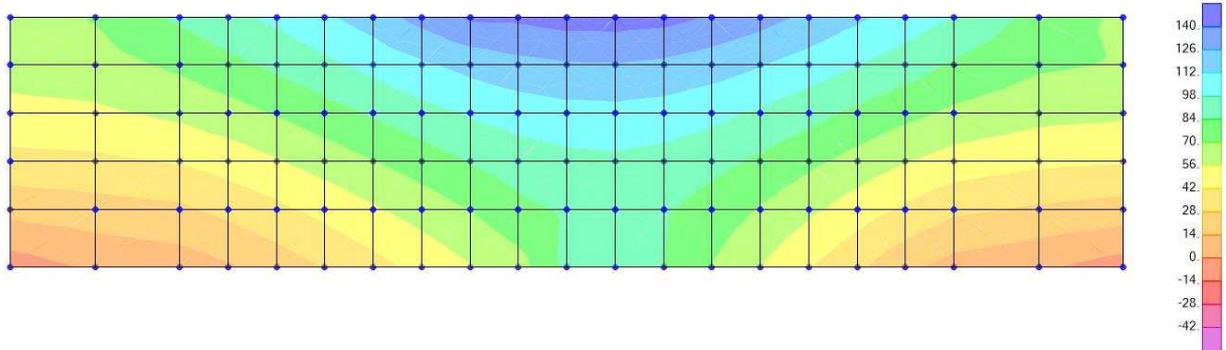


Shear Force 3-3 Diagram (ENV SLV)

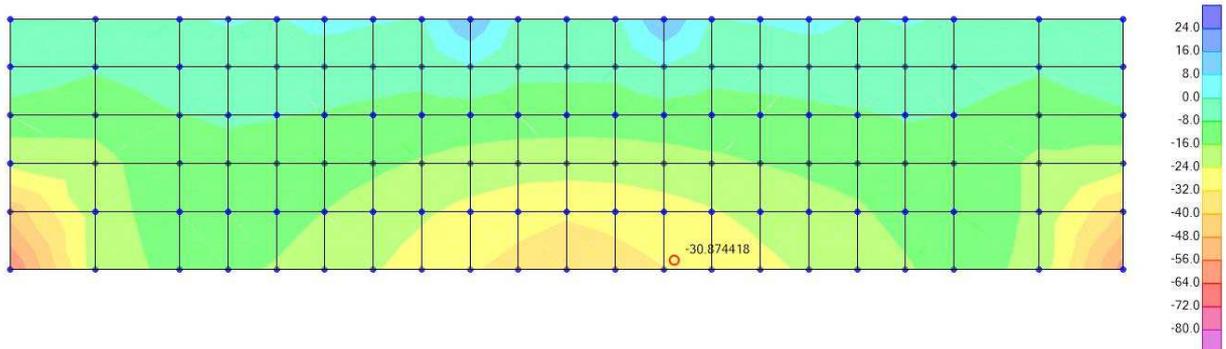


6.2.2 Paraghiaia

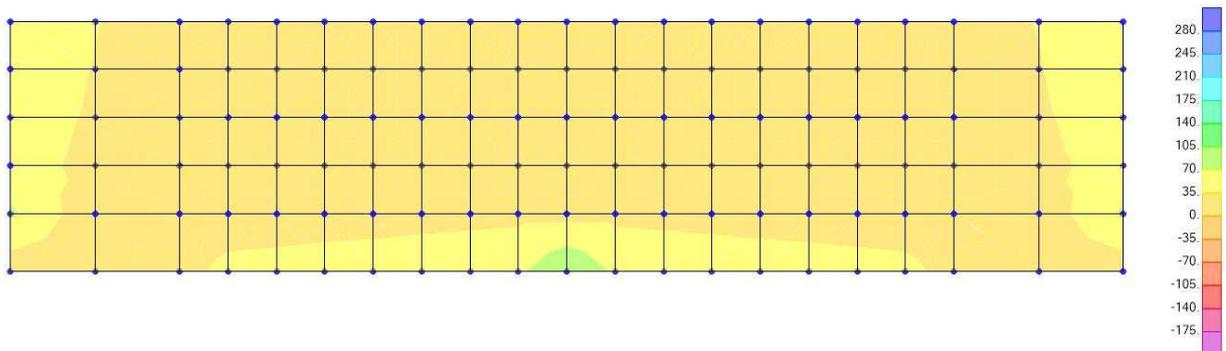
Resultant F11 Diagram (ENV_SLU - Max)



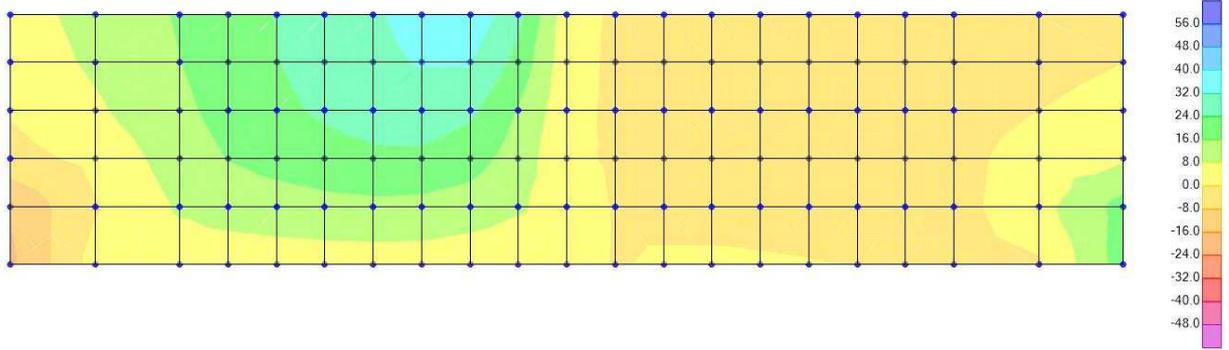
Resultant F22 Diagram (ENV_SLU - Max)



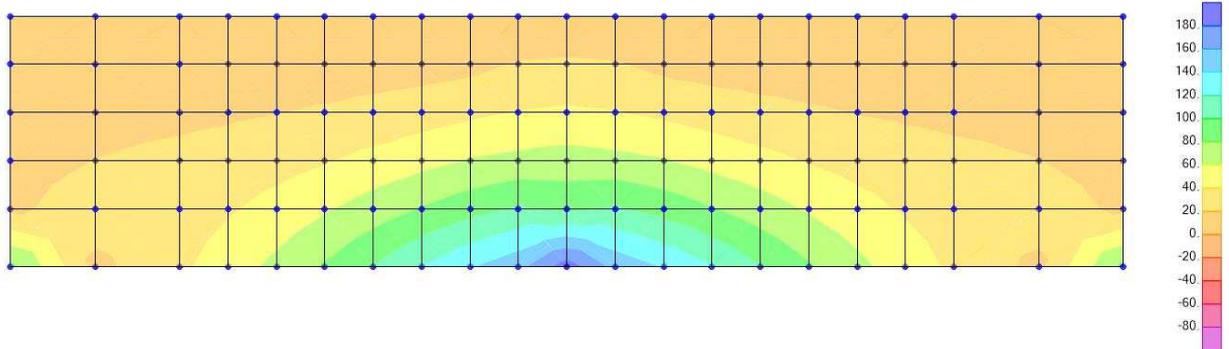
Resultant M11 Diagram (ENV_SLU - Max)



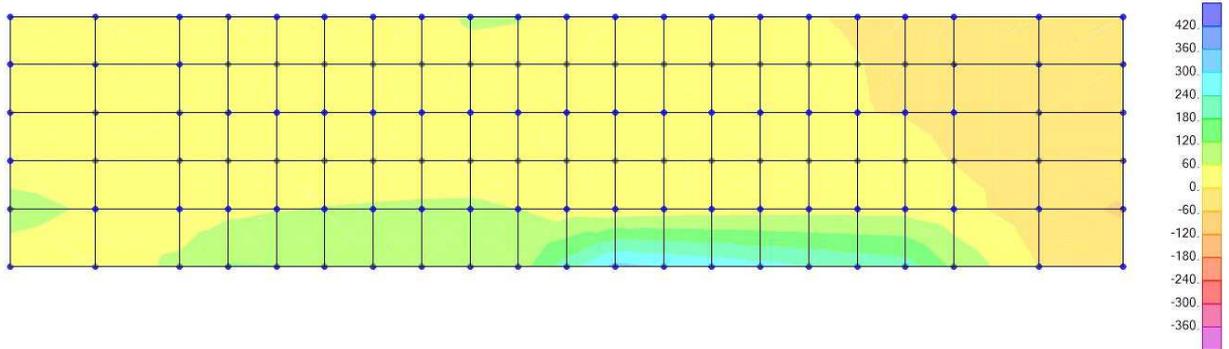
Resultant M12 Diagram (ENV_SLU - Max)



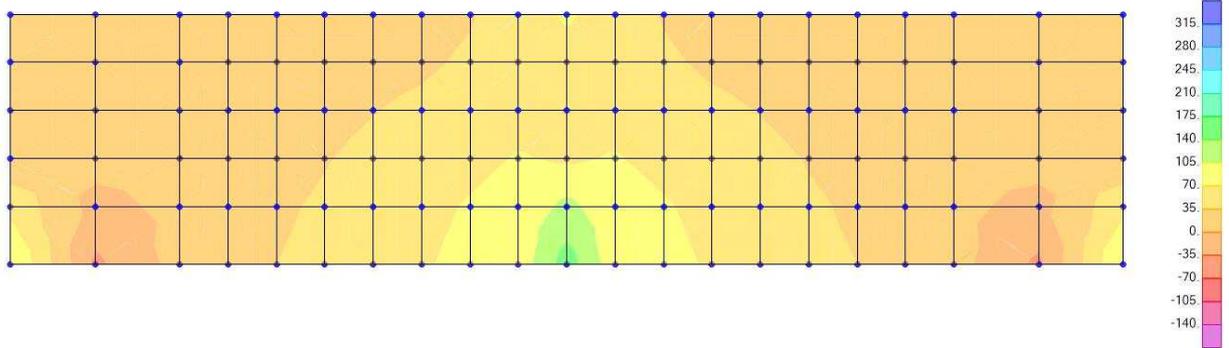
Resultant M22 Diagram (ENV_SLU - Max)



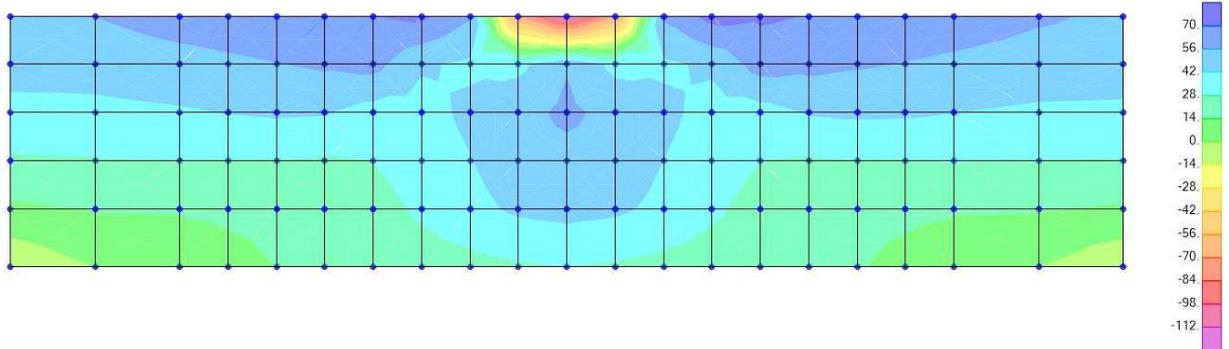
Resultant V13 Diagram (ENV_SLU - Max)



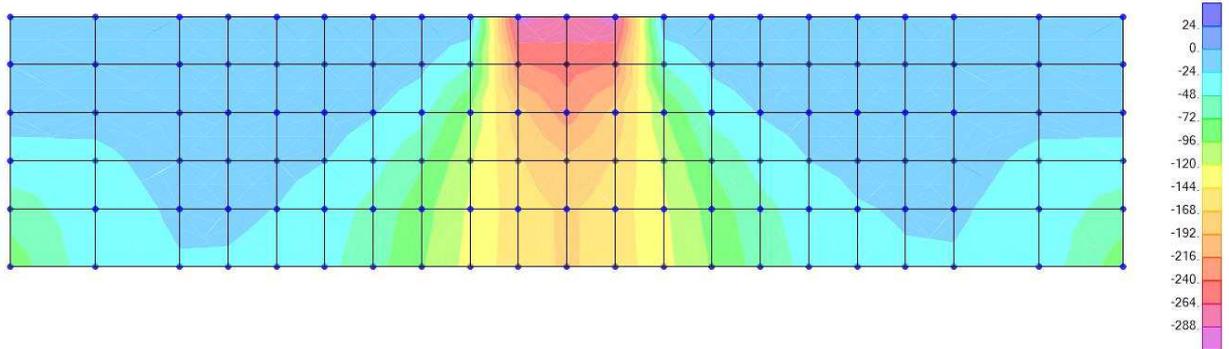
Resultant V23 Diagram (ENV_SLU - Max)



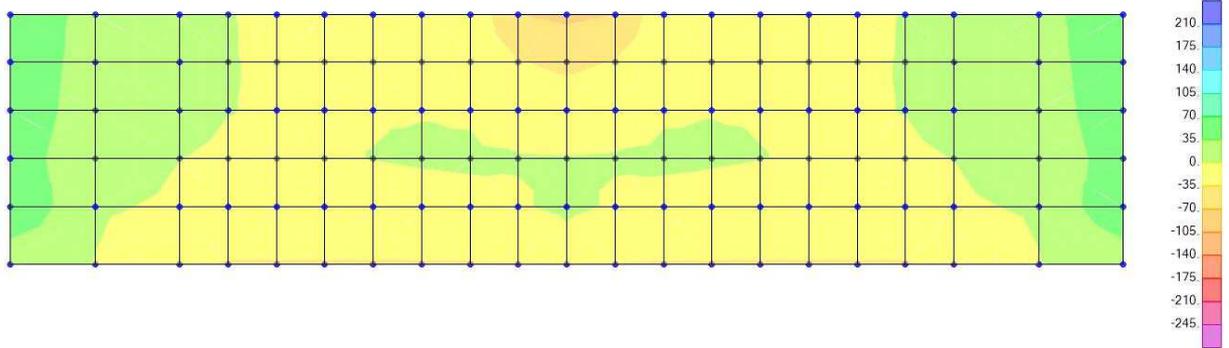
Resultant F11 Diagram (ENV_SLU - Min)



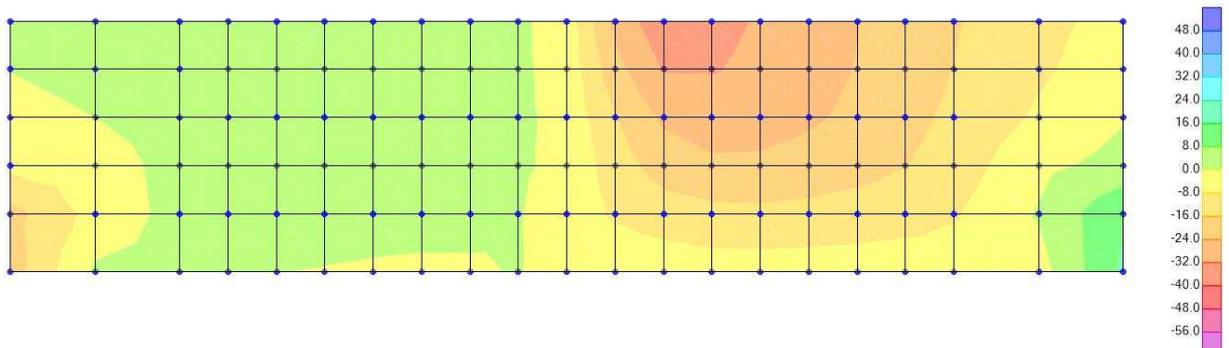
Resultant F22 Diagram (ENV_SLU - Min)



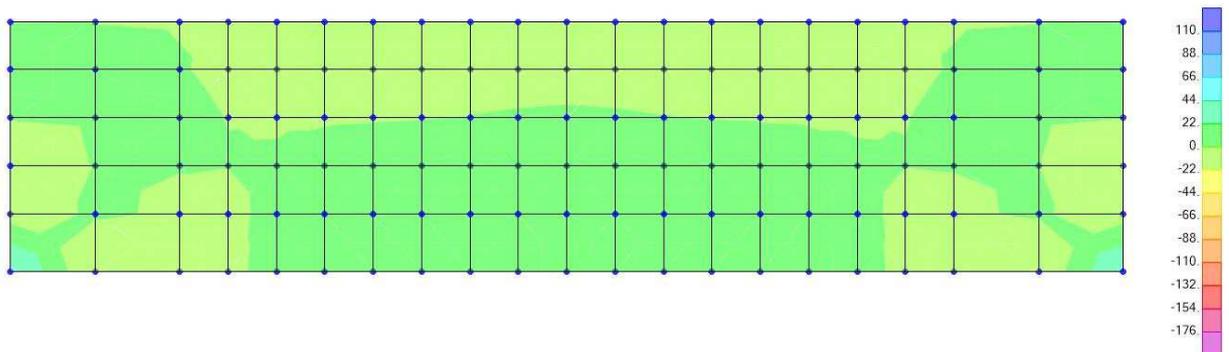
Resultant M11 Diagram (ENV_SLU - Min)



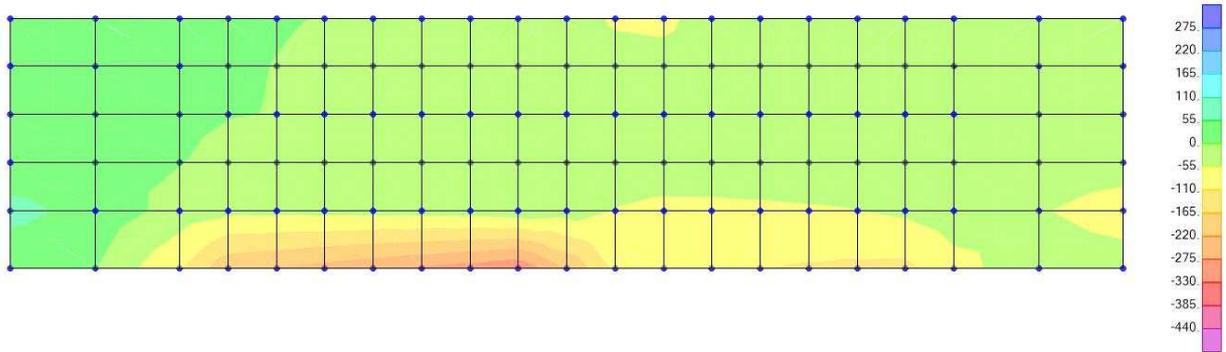
Resultant M12 Diagram (ENV_SLU - Min)



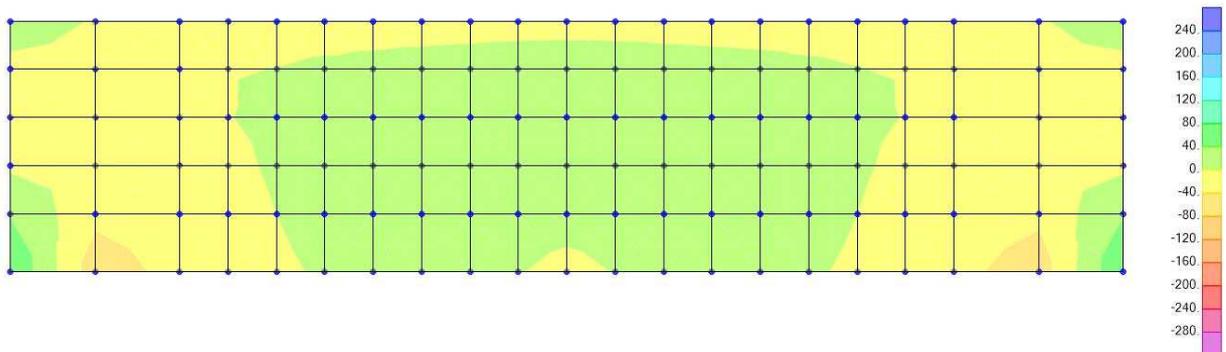
Resultant M22 Diagram (ENV_SLU - Min)



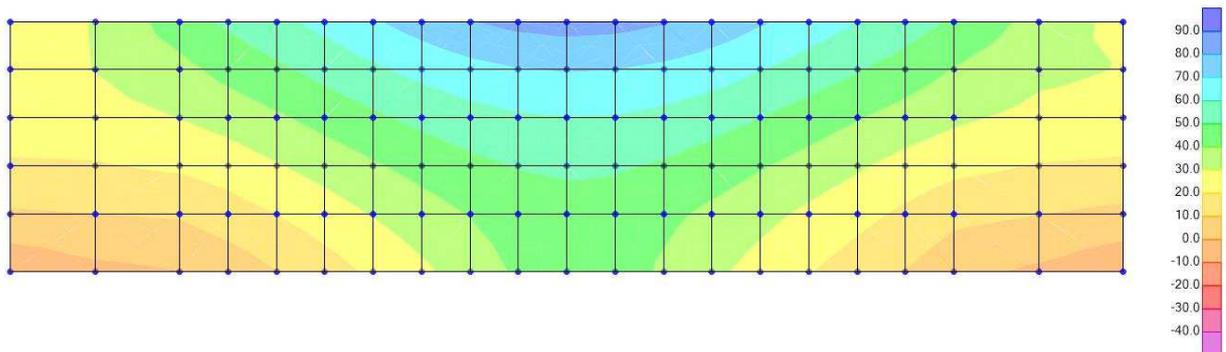
Resultant V13 Diagram (ENV_SLU - Min)



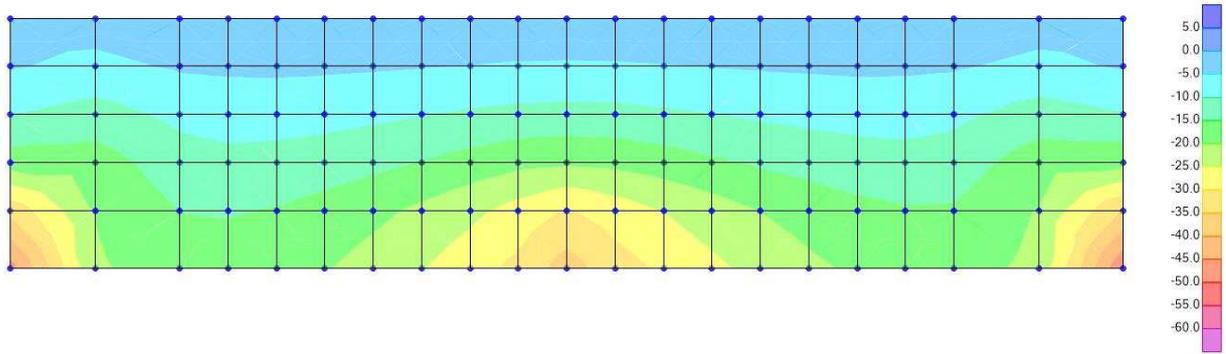
Resultant V23 Diagram (ENV_SLU - Min)



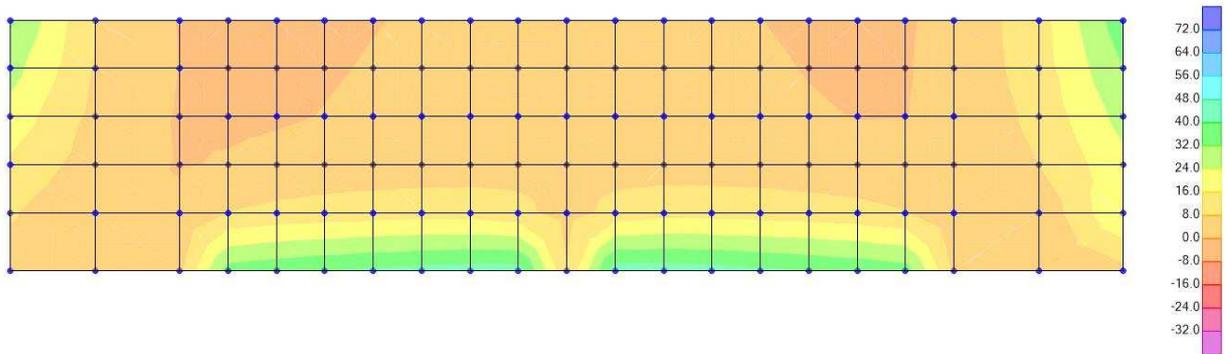
Resultant F11 Diagram (ENV_SLV - Max)



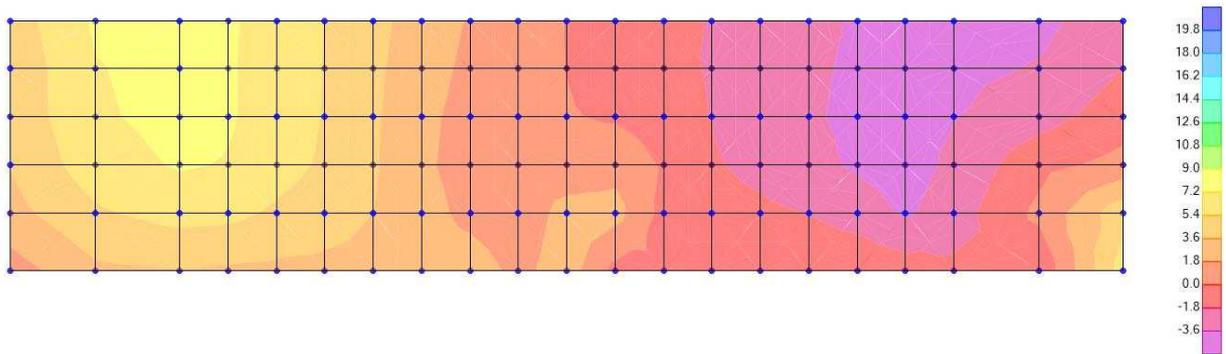
Resultant F22 Diagram (ENV SILV - Max)



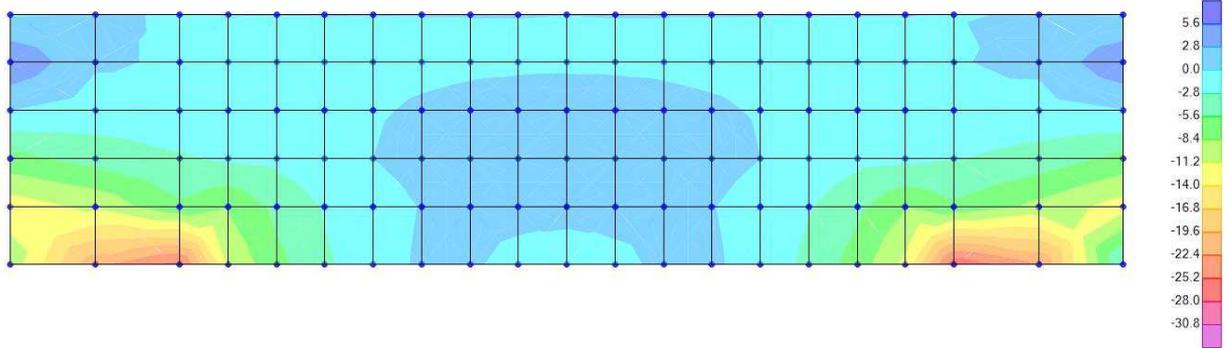
Resultant M11 Diagram (ENV SILV - Max)



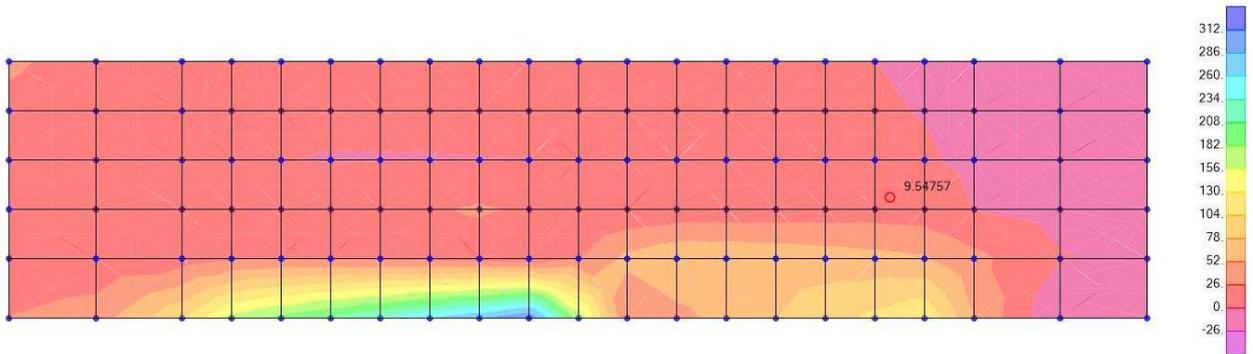
Resultant M12 Diagram (ENV SILV - Max)



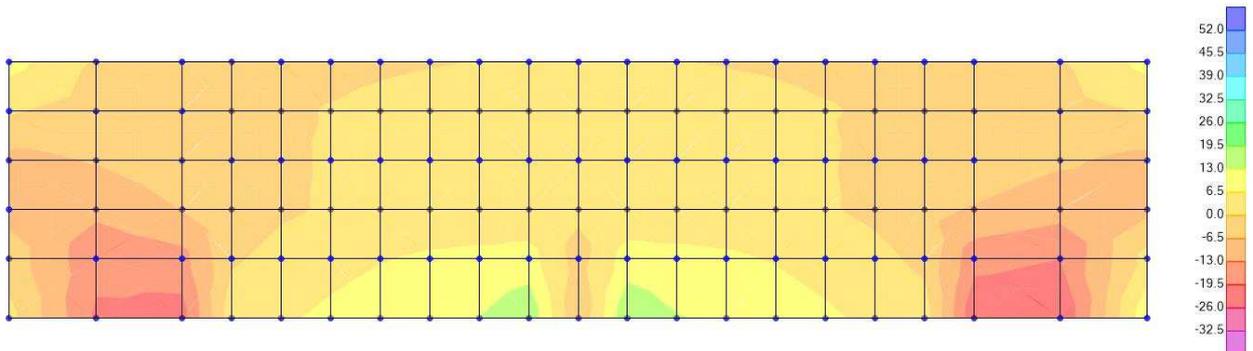
Resultant M22 Diagram (ENV SLV - Max)



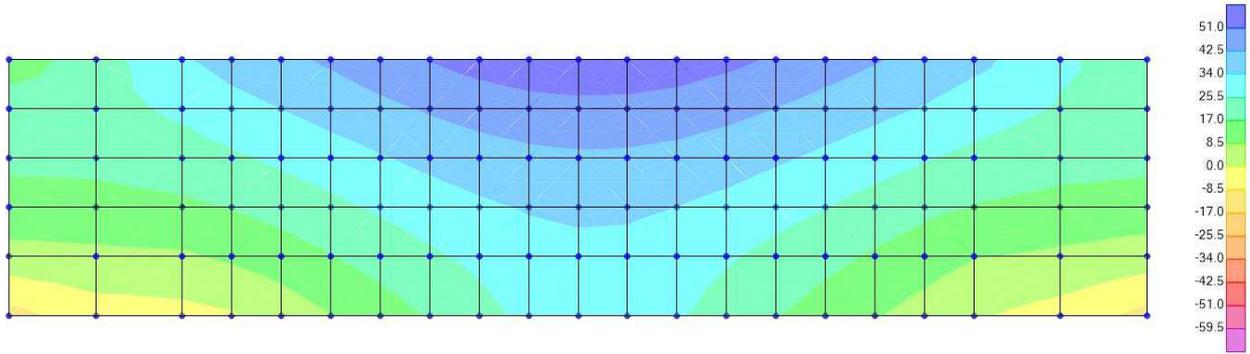
Resultant V13 Diagram (ENV SLV - Max)



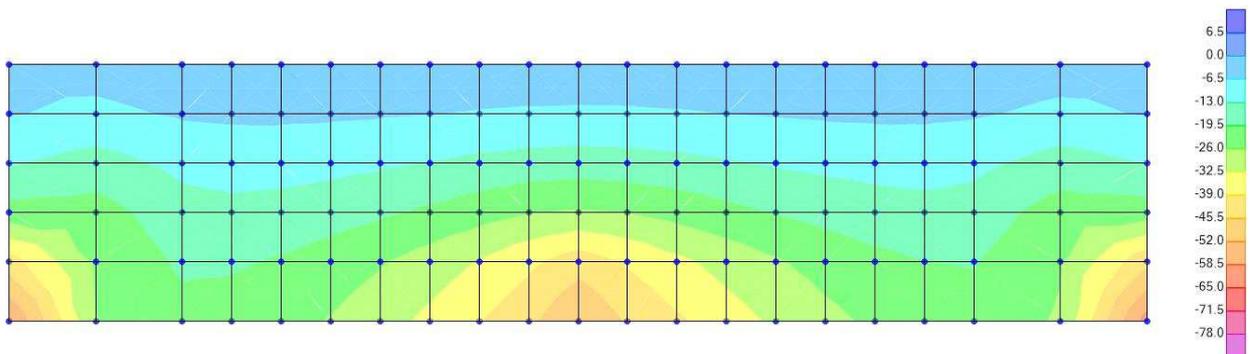
Resultant V23 Diagram (ENV SLV - Max)



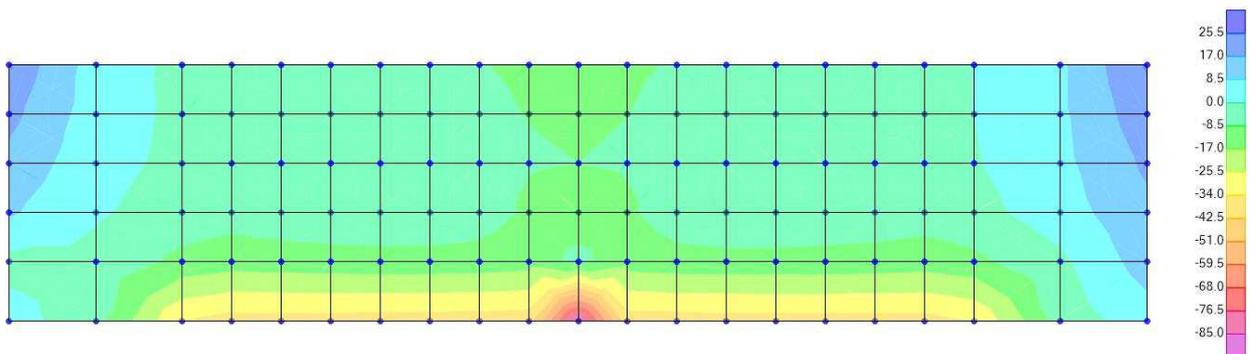
Resultant F11 Diagram (ENV SLV - Min)



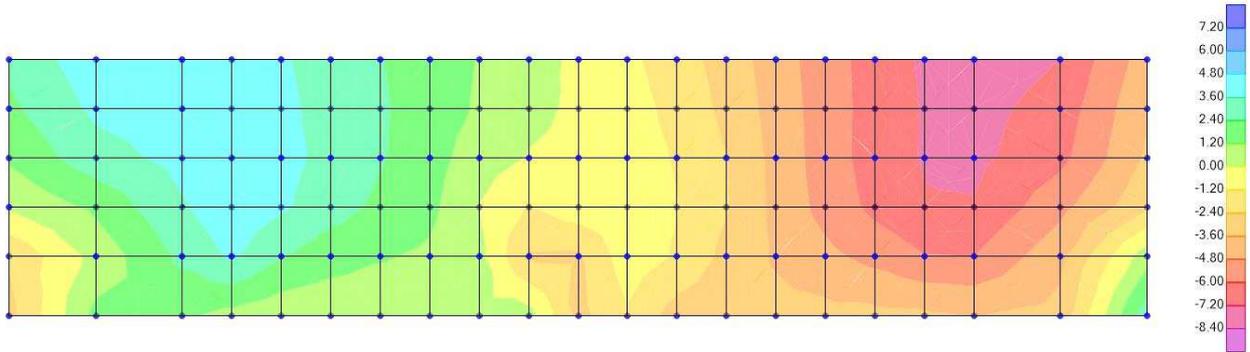
Resultant F22 Diagram (ENV SLV - Min)



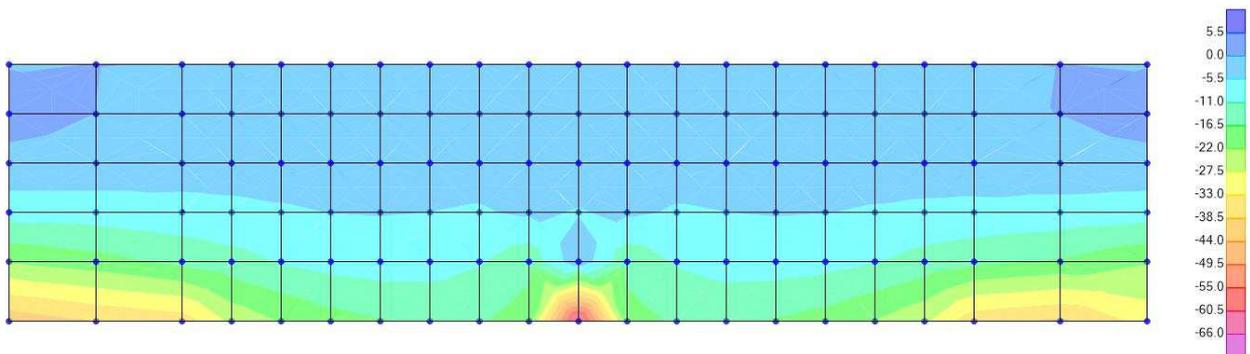
Resultant M11 Diagram (ENV SLV - Min)



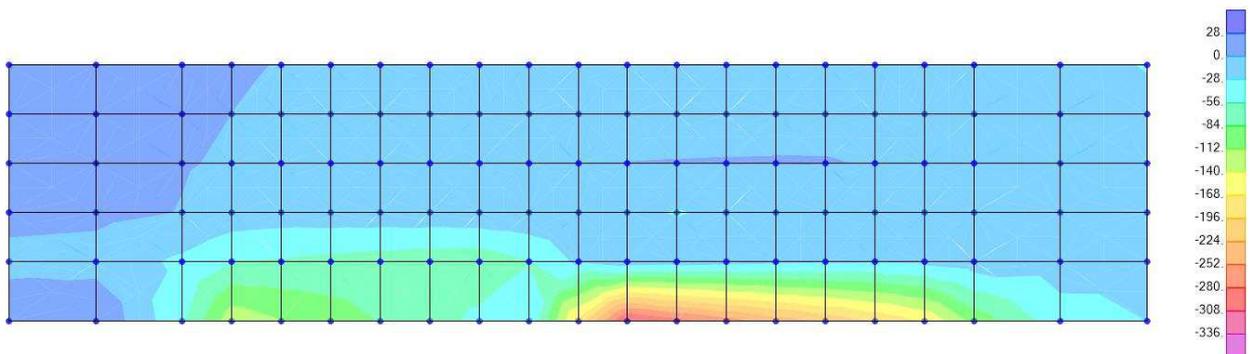
Resultant M12 Diagram (ENV SILV - Min)



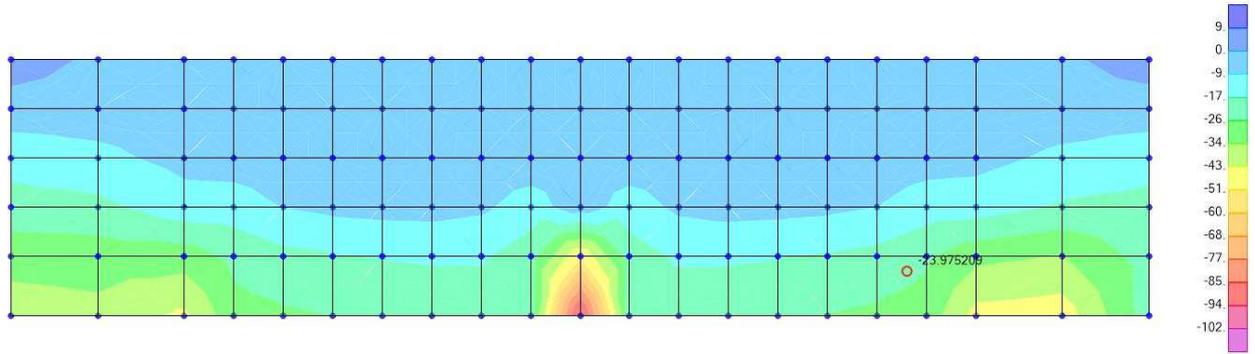
Resultant M22 Diagram (ENV SILV - Min)



Resultant V13 Diagram (ENV SILV - Min)

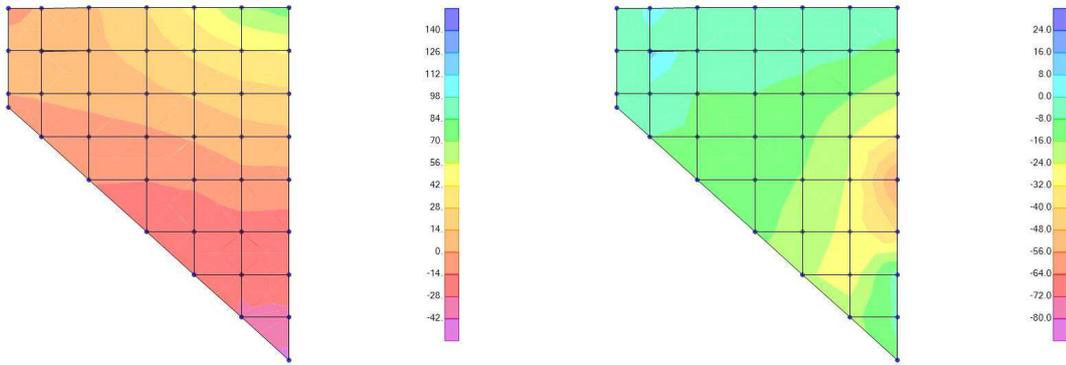


Resultant V23 Diagram (ENV SLV - Min)

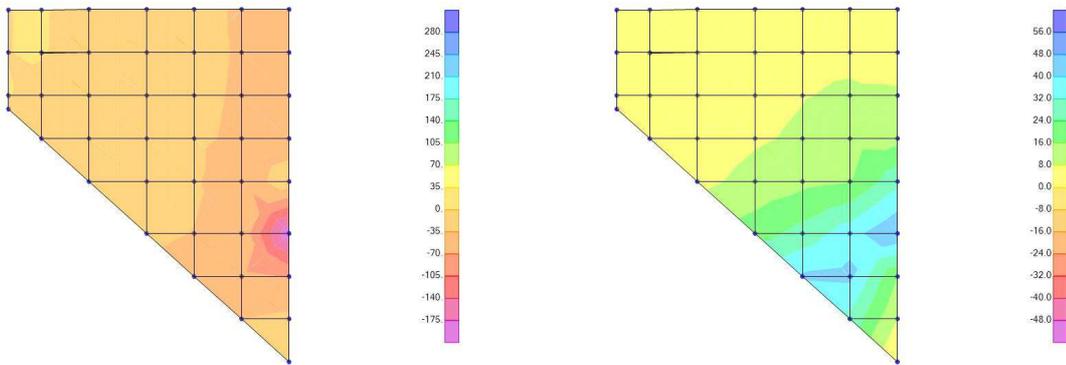


6.2.3 Muro di risvolto

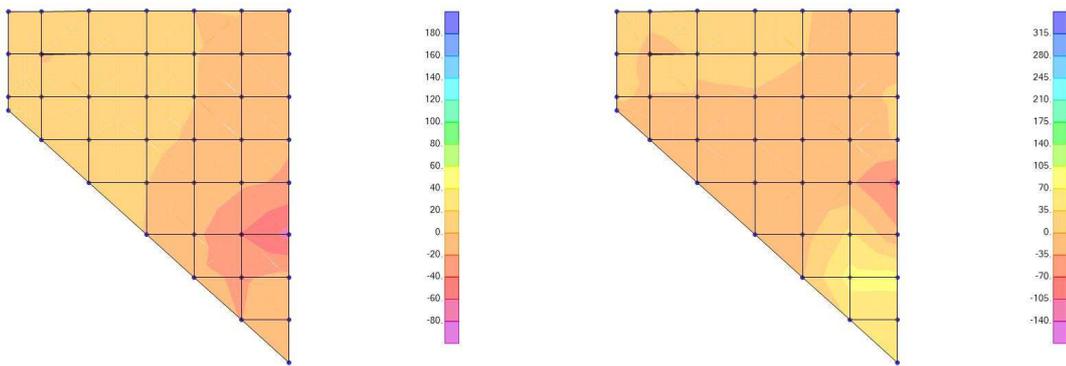
Resultant F11 Diagram (ENV_SLU - Max) Resultant F22 Diagram (ENV_SLU - Max)



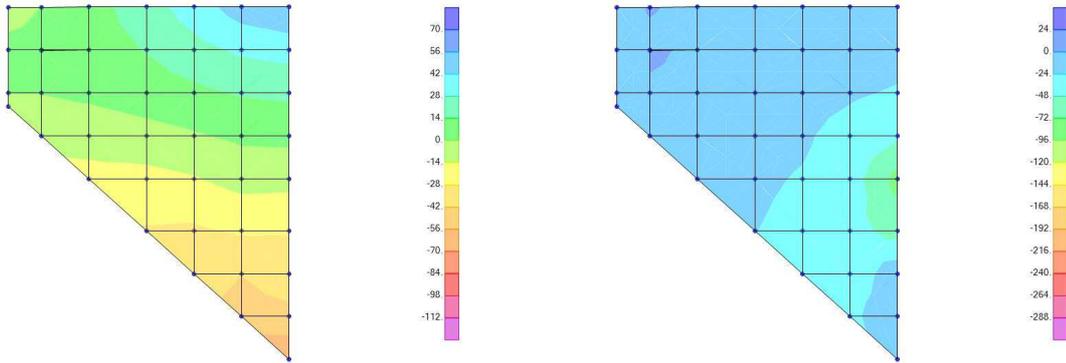
Resultant M11 Diagram (ENV_SLU - Max) Resultant M12 Diagram (ENV_SLU - Max)



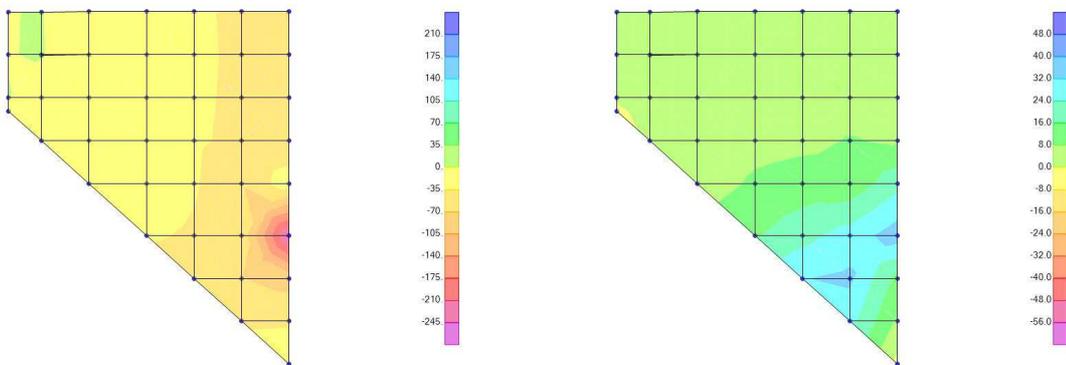
Resultant M22 Diagram (ENV_SLU - Max) Resultant V23 Diagram (ENV_SLU - Max)



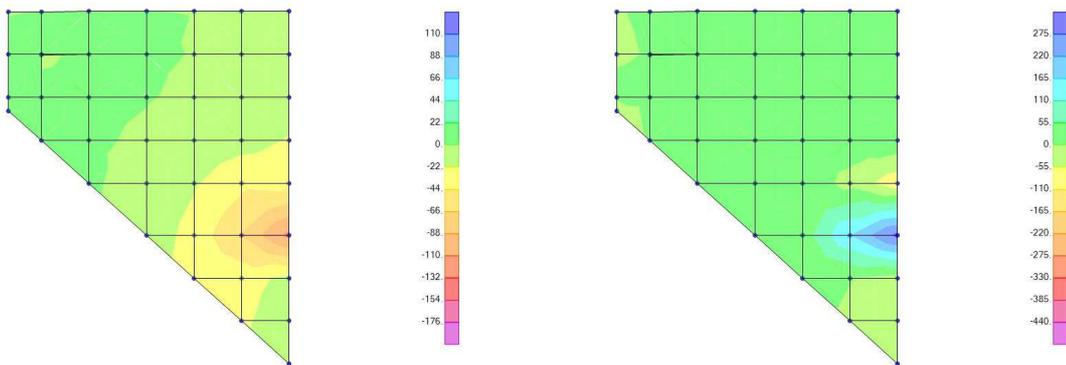
Resultant F11 Diagram (ENV_SLU - Min) Resultant F22 Diagram (ENV_SLU - Min)



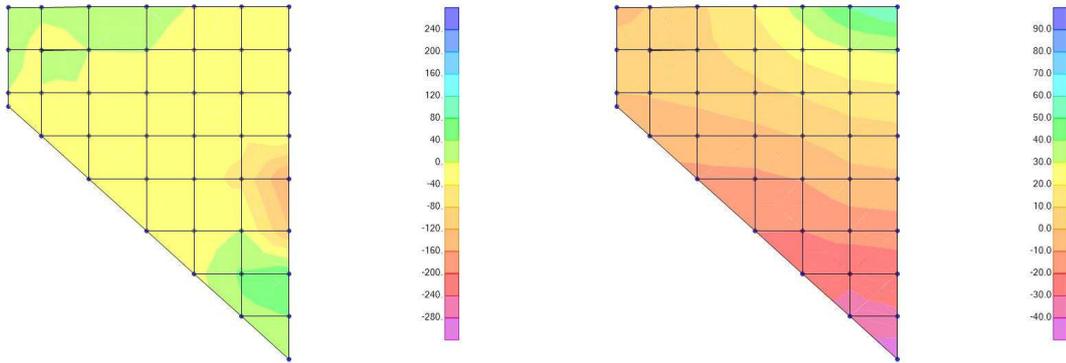
Resultant M11 Diagram (ENV_SLU - Min) Resultant M12 Diagram (ENV_SLU - Min)



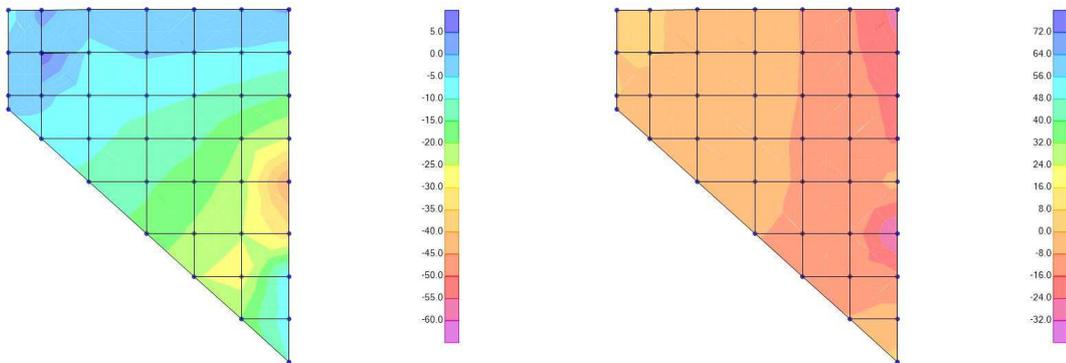
Resultant M22 Diagram (ENV_SLU - Min) Resultant V13 Diagram (ENV_SLU - Min)



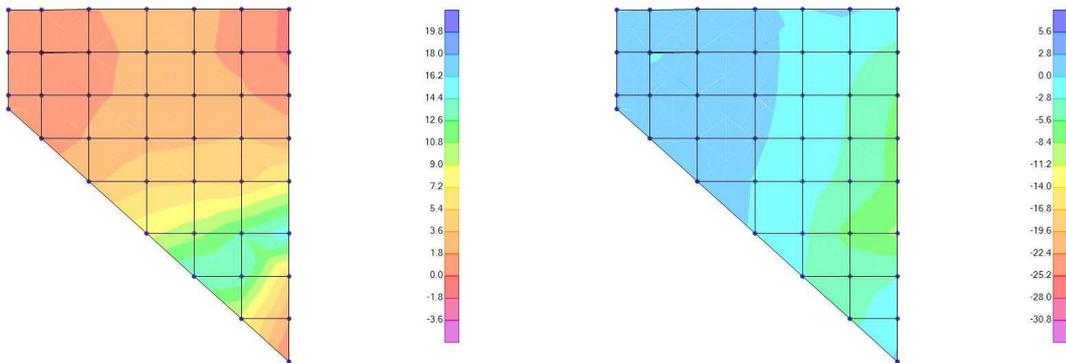
Resultant V23 Diagram (ENV SLV - Min) Resultant F11 Diagram (ENV SLV - Max)



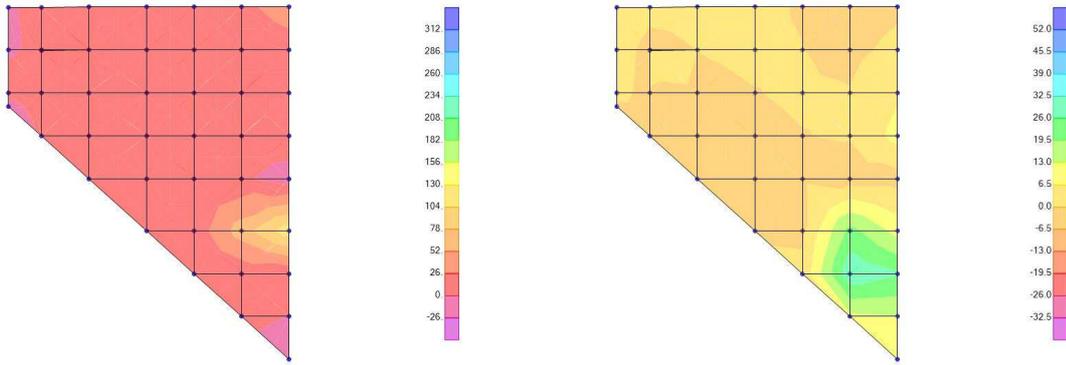
Resultant F22 Diagram (ENV SLV - Max) Resultant M11 Diagram (ENV SLV - Max)



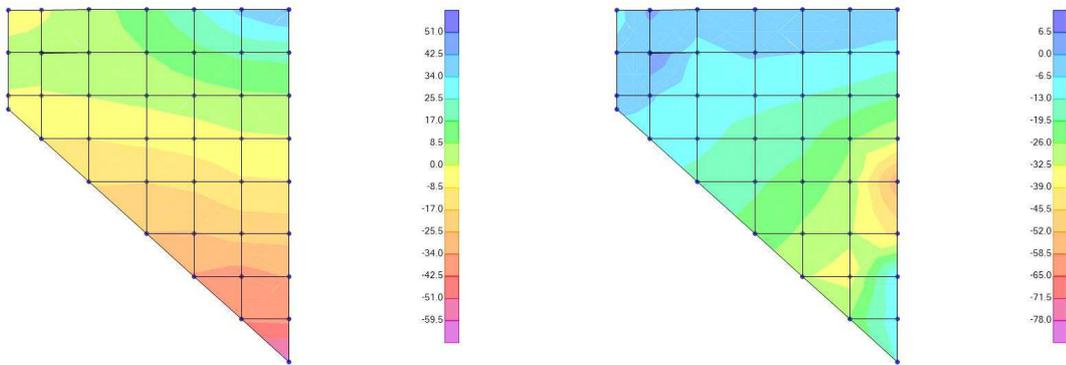
Resultant M12 Diagram (ENV SLV - Max) Resultant M22 Diagram (ENV SLV - Max)



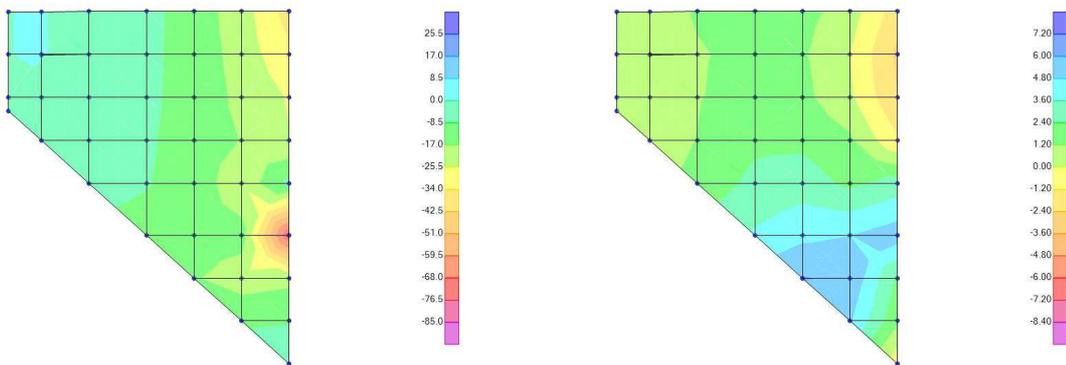
Resultant V13 Diagram (ENV SLV - Max) Resultant V23 Diagram (ENV SLV - Max)



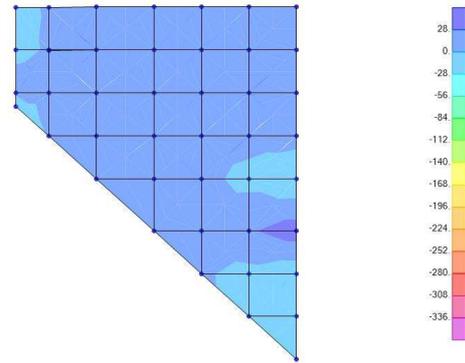
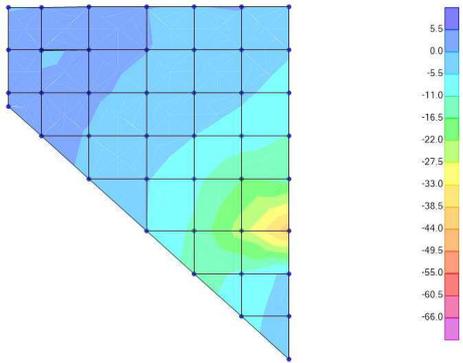
Resultant F11 Diagram (ENV SLV - Min) Resultant F22 Diagram (ENV SLV - Min)



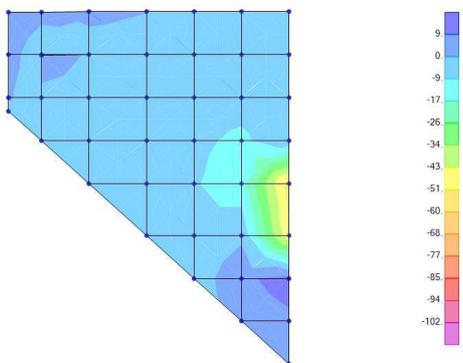
Resultant M11 Diagram (ENV SLV - Min) Resultant M12 Diagram (ENV SLV - Min)



Resultant M22 Diagram (ENV SLV - Min) Resultant V13 Diagram (ENV SLV - Min)



Resultant V23 Diagram (ENV SLV - Min)



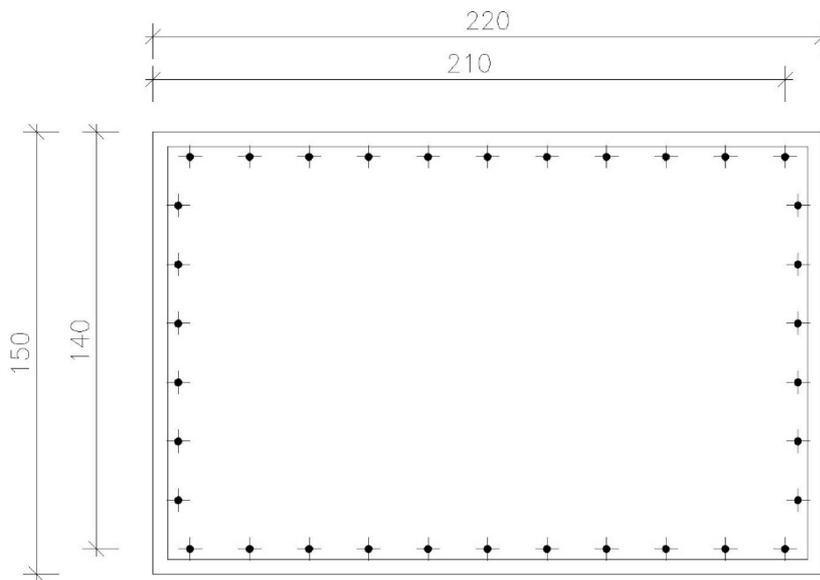
7 VERIFICHE

7.1 TRAVE TESTA PALI

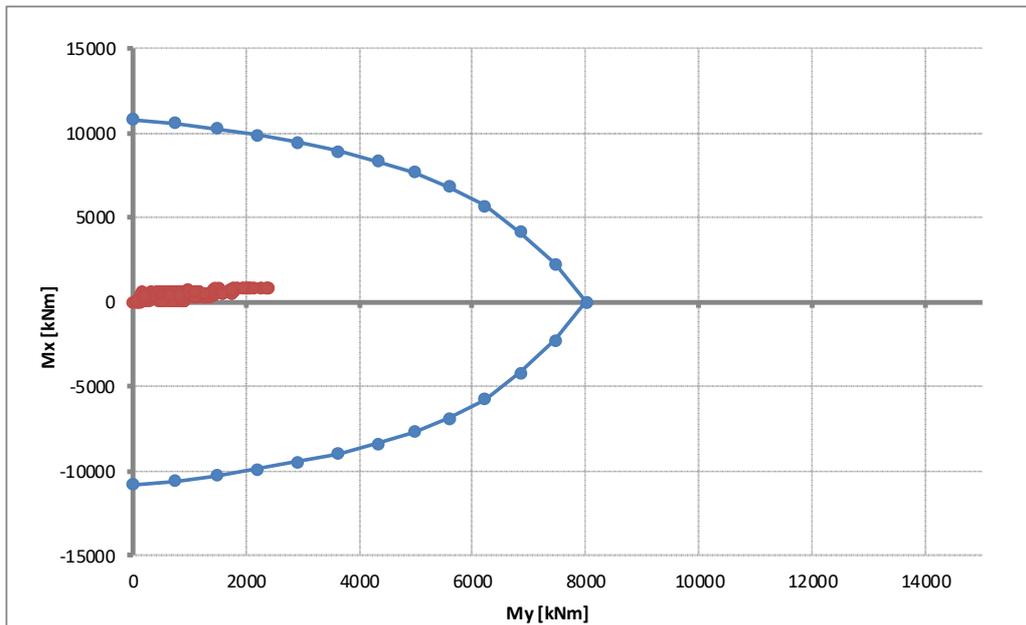
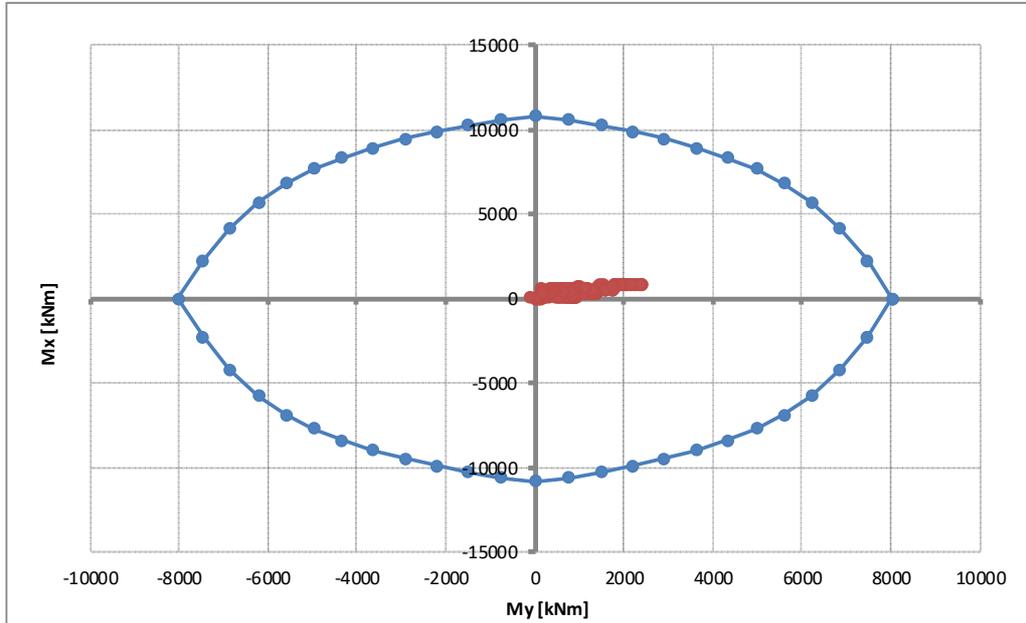
7.1.1 SLU - Flessione

La trave ha una sezione BxH=2250x1500mm ed è armatura come segue:

- 1 ϕ 26/20 sui lati orizzontali (totale 11 barre)
- 1 ϕ 20/20 sui lati verticali (totale 6 barre)



Rottura	$F_{s,min}$	$M_{Rd,y}$	$M_{Rd,x}$
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	3.057	7341	2638
Mx=cost	3.252	7807	863
My=cost	11.313	2401	9763



7.1.2 SLU – Taglio/Torsione

Si verifica l'effetto combinato di taglio e torsione sull'elemento, considerando la seguente armatura

- staffe a 2 braccia $\phi 20/20$ in orizzontale
- staffe a 4 braccia $\phi 20/20$ in verticale

CALCESTRUZZO							
$V_{sd,y}$	$V_{sd,z}$	T_{sd}	$V_{Rd,y}$	$V_{Rd,z}$	T_{Rd}	$V_{sd,y} / V_{Rd,y} + T_{sd} / T_{Rd}$	$V_{sd,z} / V_{Rd,z} + T_{sd} / T_{Rd}$
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]
181	183	112	15358	14334	14589	0.019	0.020
195	246	46	15358	14334	14589	0.016	0.020
199	1216	209	15358	14334	14589	0.027	0.099
166	838	161	15358	14334	14589	0.022	0.070
171	880	161	15358	14334	14589	0.022	0.072
200	1749	347	15358	14334	14589	0.037	0.146
162	1692	347	15358	14334	14589	0.034	0.142
163	830	147	15358	14334	14589	0.021	0.068
194	246	46	15358	14334	14589	0.016	0.020
181	183	112	15358	14334	14589	0.019	0.020
162	1159	209	15358	14334	14589	0.025	0.095
199	1216	209	15358	14334	14589	0.027	0.099
123	923	133	15358	14334	14589	0.017	0.074
160	980	133	15358	14334	14589	0.020	0.077
28	1001	404	15358	14334	14589	0.029	0.098
65	1058	404	15358	14334	14589	0.032	0.101
161	1298	214	15358	14334	14589	0.025	0.105
124	1242	214	15358	14334	14589	0.023	0.101
200	1749	347	15358	14334	14589	0.037	0.146
162	1692	347	15358	14334	14589	0.034	0.142
66	745	315	15358	14334	14589	0.026	0.074
29	688	315	15358	14334	14589	0.023	0.070
28	1001	404	15358	14334	14589	0.029	0.098
65	1058	404	15358	14334	14589	0.032	0.101
1	679	315	15358	14334	14589	0.022	0.069
38	736	315	15358	14334	14589	0.024	0.073
200	1749	347	15358	14334	14589	0.037	0.146
162	1692	347	15358	14334	14589	0.034	0.142
120	225	354	15358	14334	14589	0.032	0.040
87	262	354	15358	14334	14589	0.030	0.043
54	303	354	15358	14334	14589	0.028	0.045

STAFFE							
$V_{sd,y}$	$V_{sd,z}$	T_{sd}	$V_{Rd,y}$	$V_{Rd,z}$	T_{Rd}	$V_{sd,y} / V_{Rd,y} + T_{sd} / T_{Rd}$	$V_{sd,z} / V_{Rd,z} + T_{sd} / T_{Rd}$
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]
181	183	112	2378	3096	3764	0.106	0.089
195	246	46	2378	3096	3764	0.094	0.092
199	1216	209	2378	3096	3764	0.139	0.448
166	838	161	2378	3096	3764	0.113	0.314
171	880	161	2378	3096	3764	0.115	0.327
200	1749	347	2378	3096	3764	0.176	0.657
162	1692	347	2378	3096	3764	0.160	0.639
163	830	147	2378	3096	3764	0.108	0.307
194	246	46	2378	3096	3764	0.094	0.092
181	183	112	2378	3096	3764	0.106	0.089
162	1159	209	2378	3096	3764	0.123	0.430
199	1216	209	2378	3096	3764	0.139	0.448
123	923	133	2378	3096	3764	0.087	0.333
160	980	133	2378	3096	3764	0.103	0.352
28	1001	404	2378	3096	3764	0.119	0.431
65	1058	404	2378	3096	3764	0.135	0.449
161	1298	214	2378	3096	3764	0.125	0.476
124	1242	214	2378	3096	3764	0.109	0.458
200	1749	347	2378	3096	3764	0.176	0.657
162	1692	347	2378	3096	3764	0.160	0.639
66	745	315	2378	3096	3764	0.112	0.324
29	688	315	2378	3096	3764	0.096	0.306
28	1001	404	2378	3096	3764	0.119	0.431
65	1058	404	2378	3096	3764	0.135	0.449
1	679	315	2378	3096	3764	0.084	0.303
38	736	315	2378	3096	3764	0.100	0.321
200	1749	347	2378	3096	3764	0.176	0.657
162	1692	347	2378	3096	3764	0.160	0.639
120	225	354	2378	3096	3764	0.144	0.167
87	262	354	2378	3096	3764	0.131	0.179
54	303	354	2378	3096	3764	0.117	0.192

ARMATURA LONGITUDINALE		
T_{sd}	T_{Rd}	F_s
[kNm]	[kNm]	[-]
112	3680	32.73
46	3680	80.15
209	3680	17.62
161	3680	22.83
161	3680	22.83
347	3680	10.61
347	3680	10.61
147	3680	25.04
46	3680	80.15
112	3680	32.78
209	3680	17.62
209	3680	17.62
133	3680	27.67
133	3680	27.67
404	3680	9.11
404	3680	9.11
214	3680	17.22
214	3680	17.22
347	3680	10.61
347	3680	10.61
315	3680	11.68
315	3680	11.68
404	3680	9.11
404	3680	9.11
315	3680	11.68
315	3680	11.68
347	3680	10.61
347	3680	10.61
354	3680	10.39
354	3680	10.39
354	3680	10.39

Elemento	[-]	TFOND	
R_{ck}	[N/mm ²]	45	Classe di resistenza calcestruzzo (cubica)
f_{ck}	[N/mm ²]	37.4	Classe di resistenza calcestruzzo (cilindrica)
f_{cd}	[N/mm ²]	21.2	Resistenza a compressione del calcestruzzo di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	10.6	Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio
L_1	[mm]	2250	Dimensione sezione (1)
L_2	[mm]	1500	Dimensione sezione (2)
c	[mm]	85	Copriferro rispetto asse barra
d_1	[mm]	2165	Altezza utile sezionale (1)
d_2	[mm]	1415	Altezza utile sezionale (2)
t	[mm]	450	Spessore sezione cava equivalente
θ	[°]	45.0	Inclinazione biella compressa
A_{sw}	[mm ²]	314	Area singolo braccio staffa
s	[mm]	200	Passo staffa
A_{sl}	[mm ²]	10990	Armatura longitudinale per torsione
$T_{Rc,d}$	[kNm]	14589	Momento torcente resistente - Lato CLS
$T_{Rsw,d}$	[kNm]	3764	Momento torcente resistente - Lato ACCIAIO STAFFE
$T_{Rsl,d}$	[kNm]	3680	Momento torcente resistente - Lato ACCIAIO CORRENTI
$T_{Rd(min)}$	[kNm]	3680	Momento torcente resistente minimo - DI PROGETTO

Elemento	[-]	TFOND	TFOND	
Direzione	[-]	Y	Z	
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
α_c	[-]	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	2150	1400	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1500	2150	Larghezza sezione
s	[mm]	200	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	628	1256	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	2378	3096	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	15358	14334	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	2378	3096	Taglio resistente di progetto

7.1.3 SLE – Tensionale

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

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

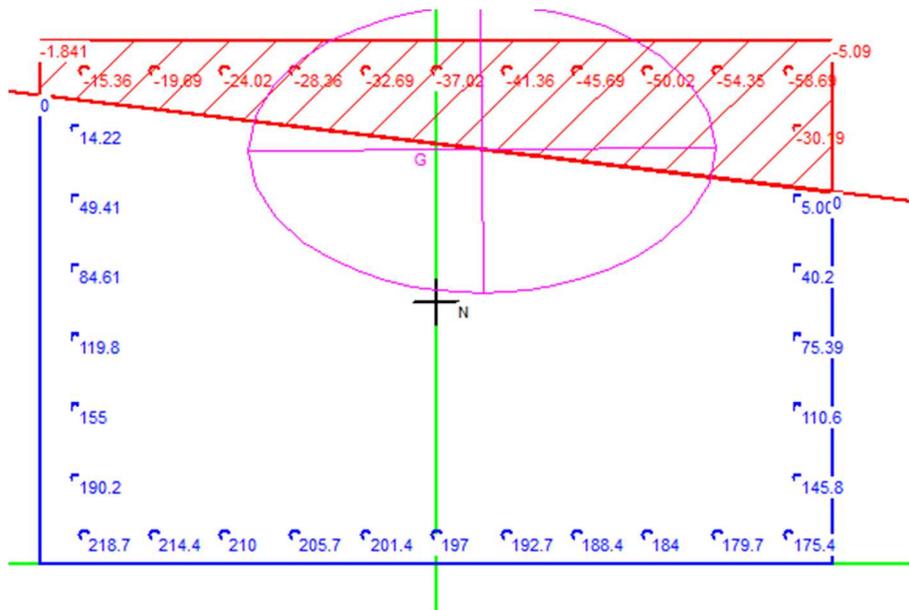
Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Rara	Tutte	-	1775	592

Massima di compressione nel calcestruzzo

	σ_c		$\sigma_{c,lim}$
- combinazione rara:	5.10	<	21.00 N/mm ²
- combinazione quasi permanente:	5.10	<	15.75 N/mm ²

Tensione massima dell'acciaio

	σ_s		$\sigma_{s,lim}$
- Combinazione rara:	219.0	<	360.0 N/mm ²



7.1.4 SLE – Fessurazione

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

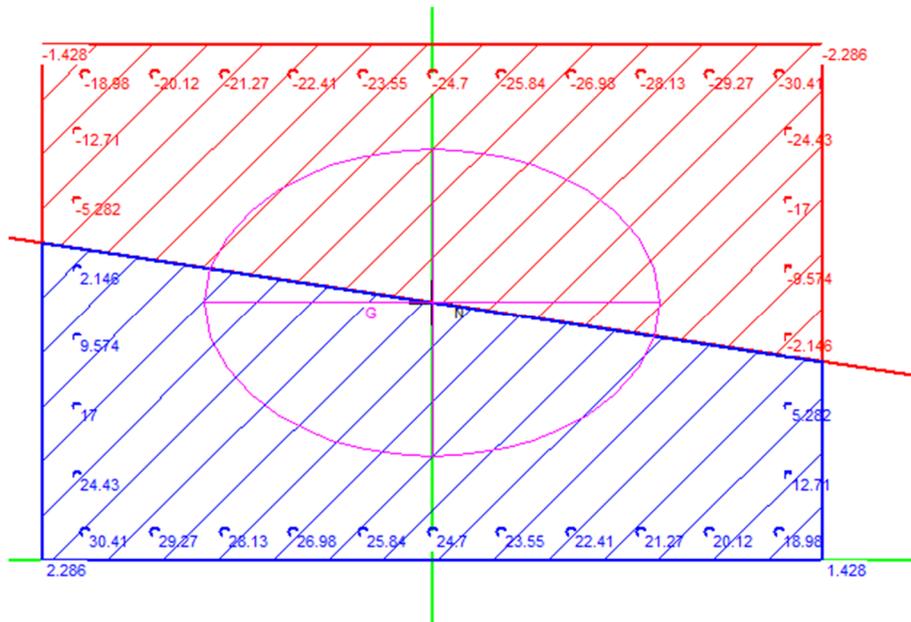
Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Combinazione	Sezione	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
Rara	Tutte	-	1775	592

Pila	$\sigma_{ct,max}$	$f_{ct,max} / 1.20$
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-	2.29	3.21

OK

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



7.2 PARAGHIAIA

7.2.1 Azioni di calcolo

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

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

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

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

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

7.2.2 SLU-SLV - Flessione

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

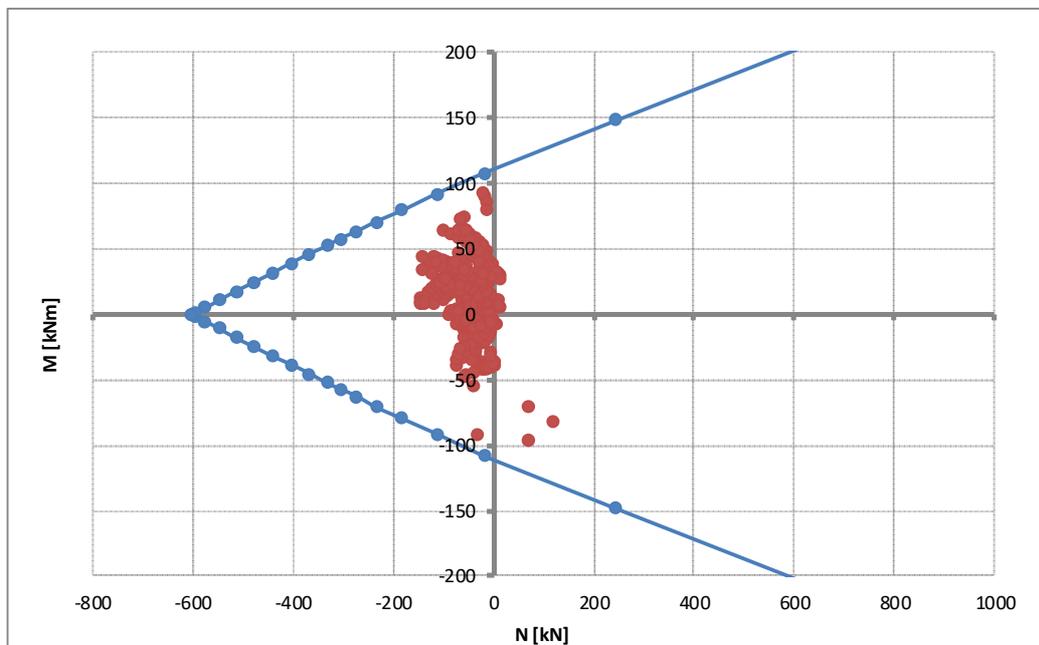
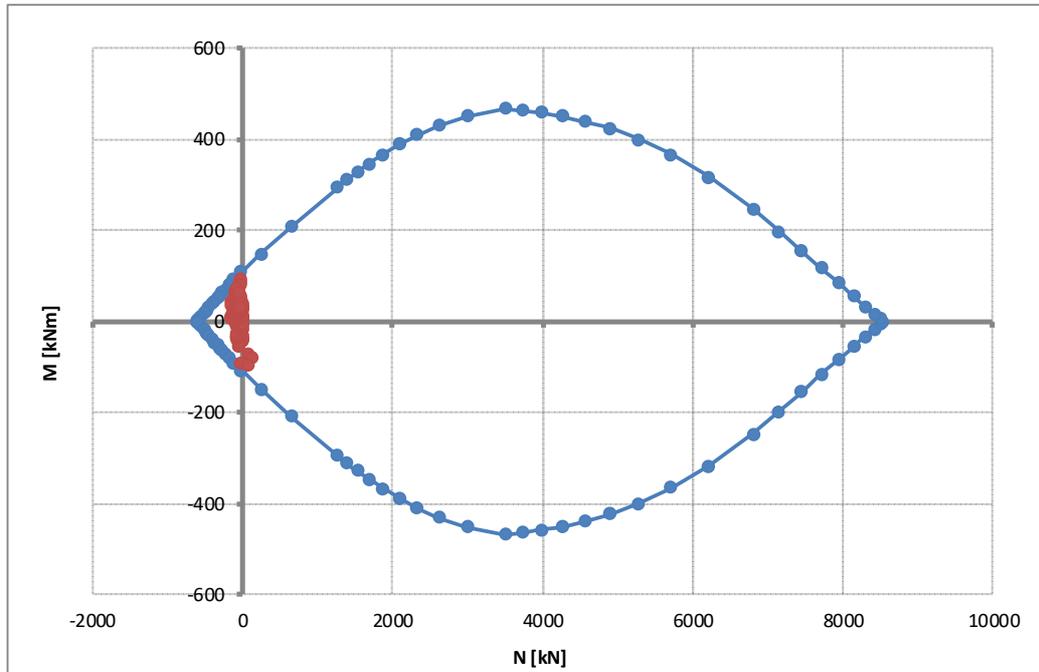
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Paraghiaia	Orizzontale (X)	-	1	1Ø14/20	d = 353mm
			2	1Ø14/20	d = 47mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Paraghiaia	Verticale (Y)	-	1	1Ø14/20 +	d = 336mm
			2	1Ø14/20	d = 64mm

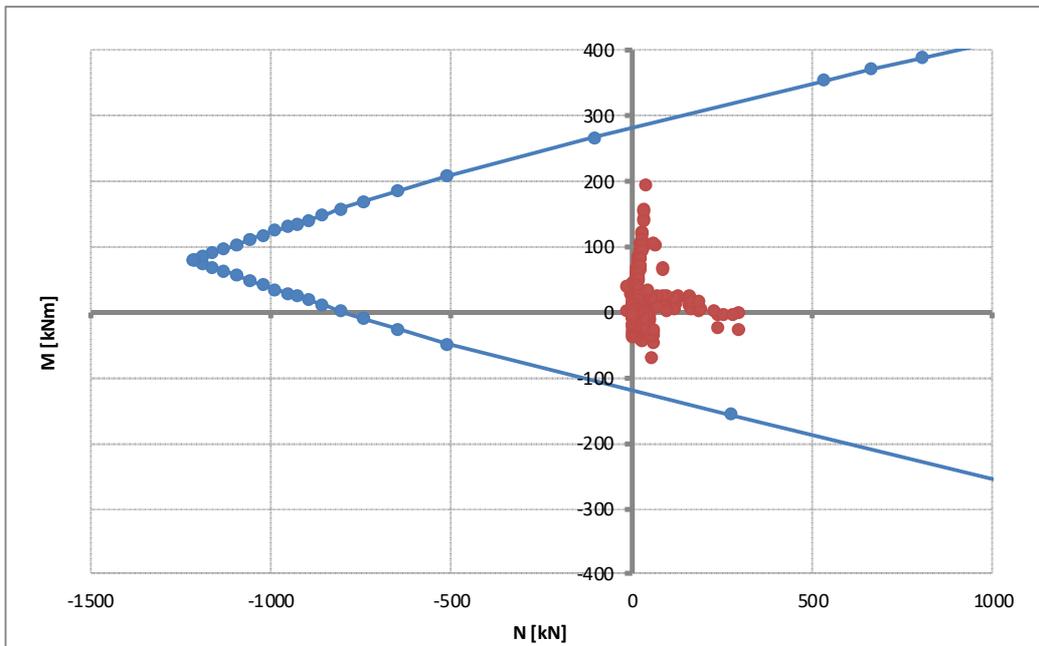
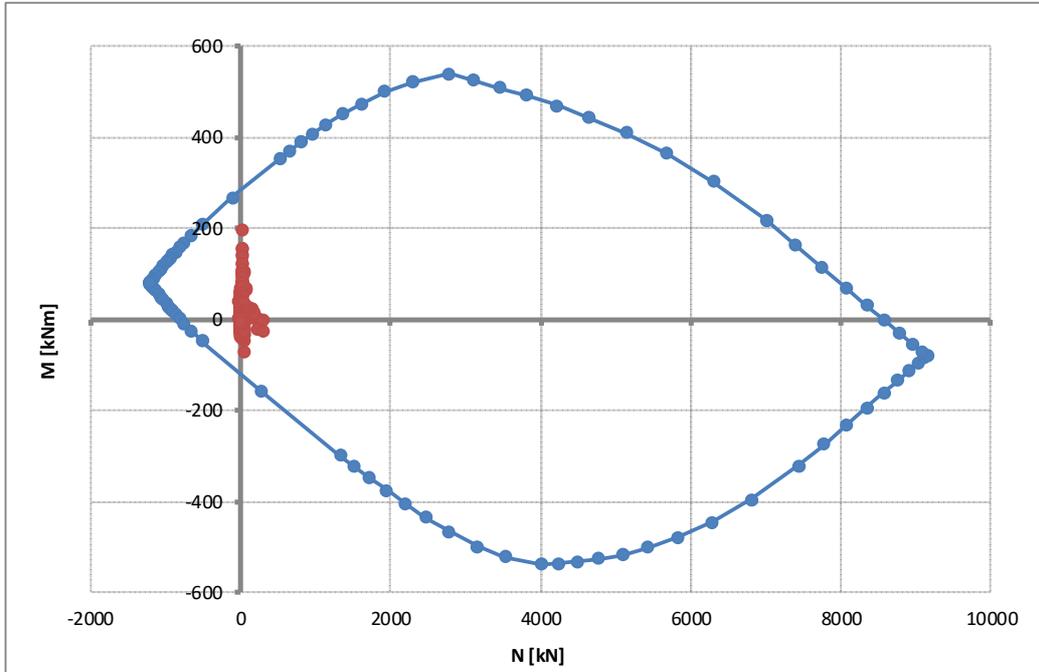
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.148	-25	107
M=cost	2.625	-374	44
N=cost	1.154	-22	107



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.482	55	289
M=cost	28.817	8578	-2
N=cost	1.470	37	287



7.2.3 SLE – Tensionale

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

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	4.30	<	15.75	ok
SLE_RARA	Y	3.80	<	15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	267	<	360	ok
SLE_RARA	Y	96	<	360	ok

Tabella 17. Verifica massime tensioni in esercizio

7.2.4 SLE – Fessurazione

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

Si verifica inizialmente la condizione di formazione delle fessure

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	2.11	<	3.02	ok
SLE_RARA	Y	2.12	<	3.02	ok

Tabella 19. Verifica condizione formazione delle fessure

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

7.2.5 Taglio

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

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

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

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Paraghiaia	
Sezioni	[-]	Tutte	
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_{ytd}	[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]	336	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	581	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1103	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	581	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	332	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.75	Coefficiente di sicurezza

7.3 MURO DI RISVOLTO

7.3.1 Azioni di calcolo

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

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

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

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

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

7.3.2 SLU-SLV - Flessione

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

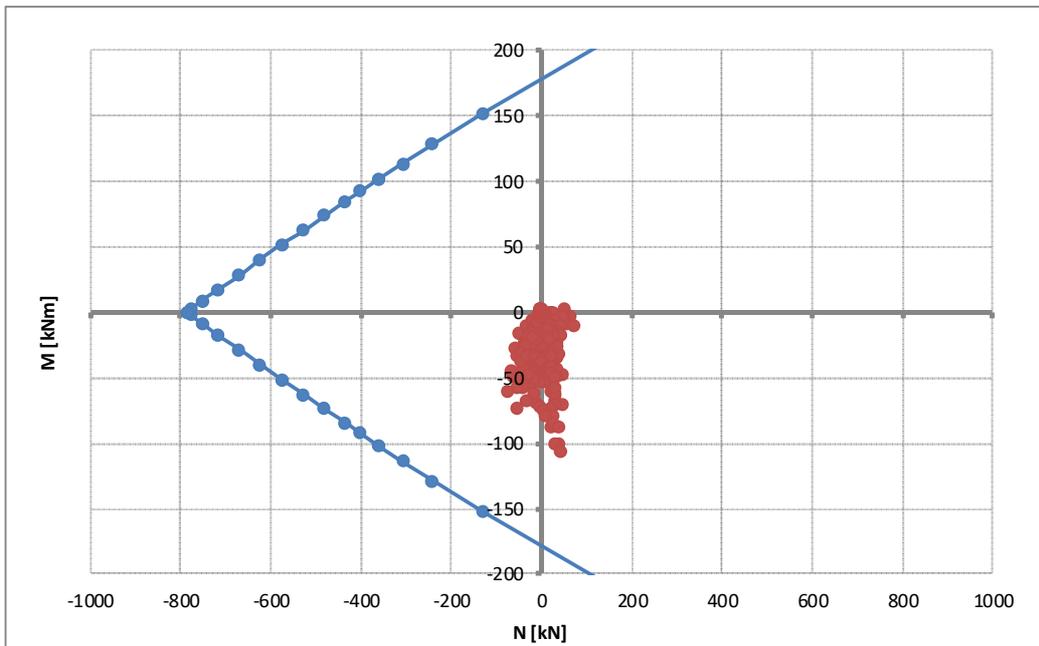
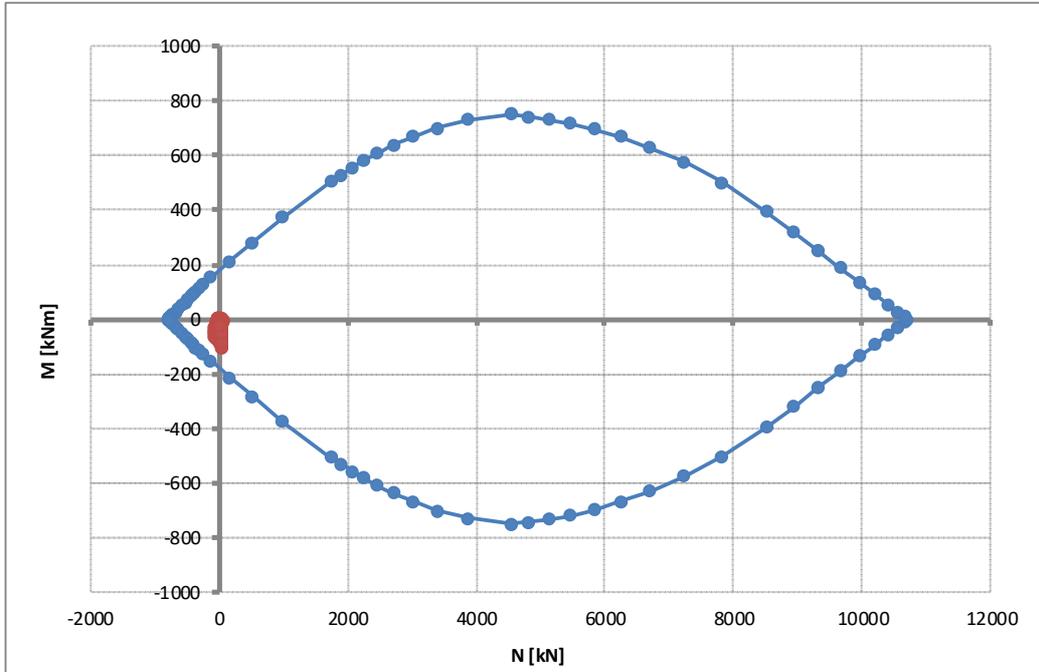
La verifica fa riferimento alle sollecitazioni nodali, esaminando tutti i nodi della mesh.

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Risolto	Orizzontale (X)	-	1	1Ø16/20	d = 442mm
			2	1Ø16/20	d = 58mm

Elemento	Direzione	Sezione	Strato	Armatura	Altezza utile
Risolto	Verticale (Y)	-	1	1Ø16/20	d = 426mm
			2	1Ø16/20	d = 74mm

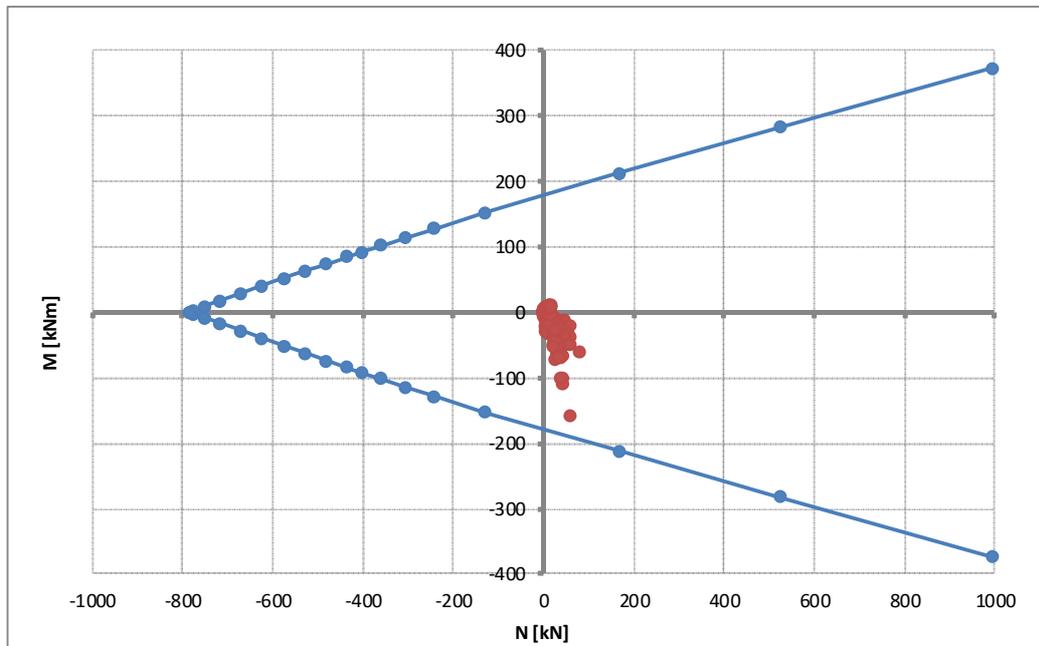
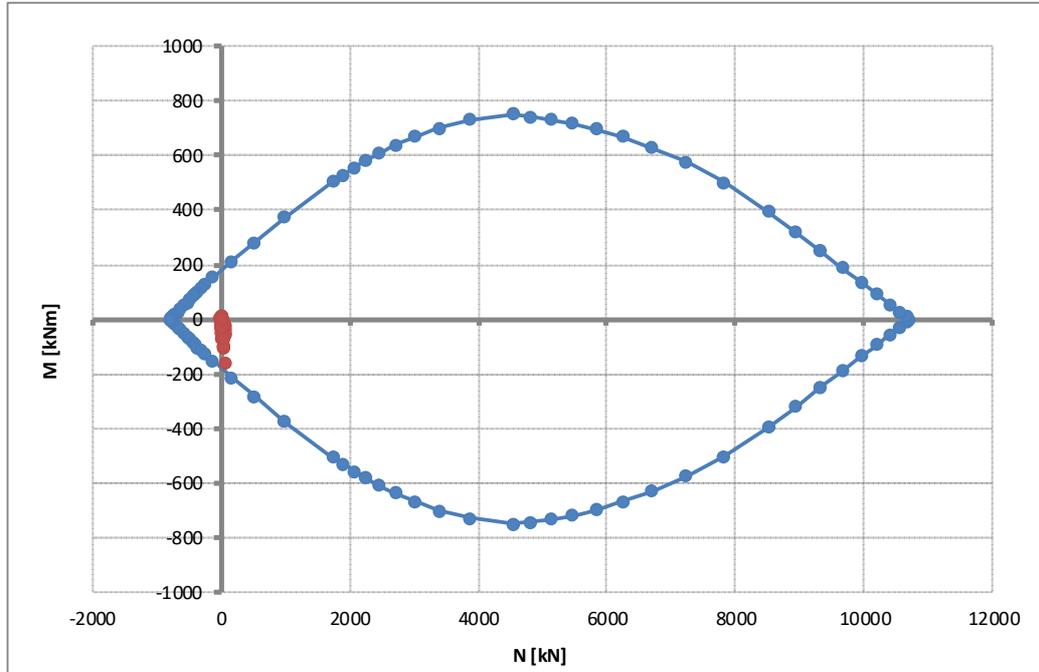
ARMATURA DIR.X

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.814	76	-193
M=cost	6.913	-536	-61
N=cost	1.750	42	-187



ARMATURA DIR.Y

Rottura	$F_{s,min}$	N_{Rd}	M_{Rd}
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
E=cost	1.206	69	-192
M=cost	128.106	10371	-60
N=cost	1.191	57	-190



7.3.3 SLE – Tensionale

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

Convenzionalmente lo sforzo assiale è assunto positivo se di compressione.

Comb.	Zona	$\sigma_{c,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	3.26	<	15.75	ok
SLE_RARA	Y	3.58	<	15.75	ok

Comb.	Zona	$\sigma_{a,max}$		σ_{lim}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	170	<	360	ok
SLE_RARA	Y	161	<	360	ok

Tabella 21. Verifica massime tensioni in esercizio

7.3.4 SLE – Fessurazione

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

Si verifica inizialmente la condizione di formazione delle fessure

Comb.	Zona	$\sigma_{ct,max}$		σ_{cr}	
[-]	[-]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
SLE_RARA	X	1.48	<	3.02	ok
SLE_RARA	Y	1.48	<	3.02	ok

Tabella 23. Verifica condizione formazione delle fessure

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

7.3.5 Taglio

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

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

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

(rif. NTC2018 par.4.1.2.3.5.2)

Elemento	[-]	Risvolto	
Sezioni	[-]	Tutte	
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
α_{cp}	[N/mm ²]	0.00	Tensione media di compressione sulla sezione
α_c	[-]	1.00	(vedi NTC2018)
d	[mm]	430	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
s	[mm]	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	393	Area armatura a taglio
α	[°]	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	21.8	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	743	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	1412	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	743	Taglio resistente di progetto
V_{sd}	[kN]	388	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.92	Coefficiente di sicurezza

7.4 BAGGIOLI E RITEGNI

7.4.1 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.

7.4.2 Verifica baggioli

7.4.2.1.1 Resistenza interfaccia

La massima azione orizzontale agente sull'appoggio è pari a 300 kN. I baggioli hanno dimensioni in pianta 0.80x0.80m e si prevede di disporre come armatura verticale lungo il bordo 1 ϕ 16/10 (corrispondenti a circa 7 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]	800	Lunghezza superficie di contatto
B	[mm]	800	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]	1407	Area totale armature passanti la superficie di interfaccia
ρ	[-]	2.198E-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]	0.602	Tensione tagliante resistente calcolata
$V_{Rdi,2}$	[N/mm ²]	5.401	Tensione tagliante resistente massima
V_{Rdi}	[N/mm ²]	0.60	Tensione tagliante resistente di progetto
V_{Rdi}	[kN]	385	Azione tagliante resistente di progetto
V_{Sdi}	[kN]	300	Azione tagliante sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.28	Coefficiente di sicurezza

7.4.2.1.2 Frettaggio

Si verifica l'armatura trasversale per un'azione di frettaggio pari al 25% del carico massimo assiale. In particolare, si predispongono n.4 braccia $\phi 14/6\text{cm}$ che, su un'altezza di baggioli minima pari a 40cm, corrispondono a $[(40-10)/6 + 1] \times 4 = 24 \phi 14$

Azione massima trasmessa da appoggio	N_{sd}	=	2650 kN
Azione massima di frettaggio	H_{sd}	=	$2650 \times 0.25 = 663 \text{ kN}$
Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	=	391.3 N/mm^2
Armatura tesa	A_s	=	$24 \times 154 = 3696 \text{ mm}^2$
Azione resistente tirante	$N_{rd,T}$	=	$391.3 \times 3696 / 1000 = 1446 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	F_s	=	$1446 / 663 = 2.18 > 1.00$

7.4.2.2 Ritegni trasversali

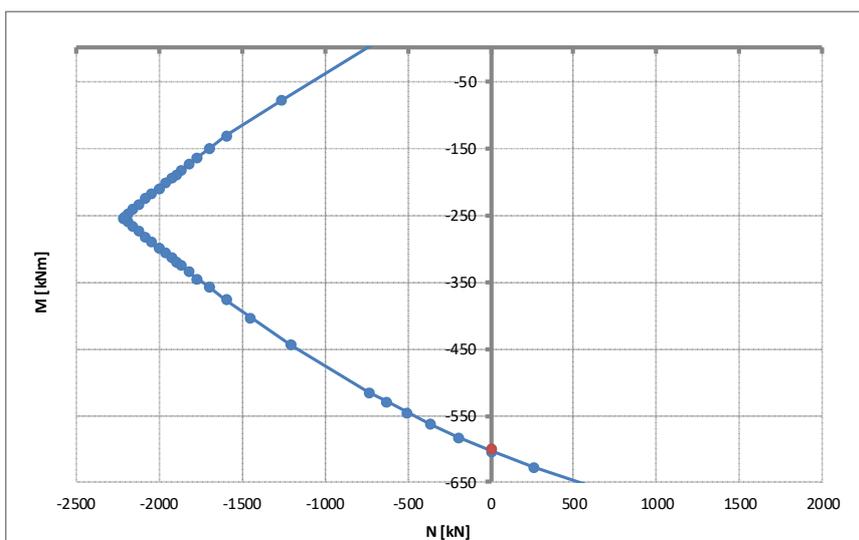
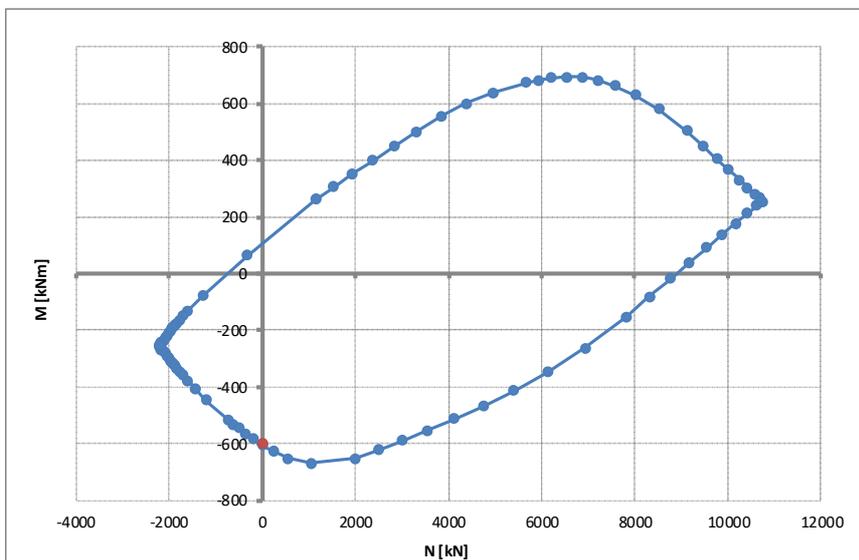
7.4.2.2.1 Flessione

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



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

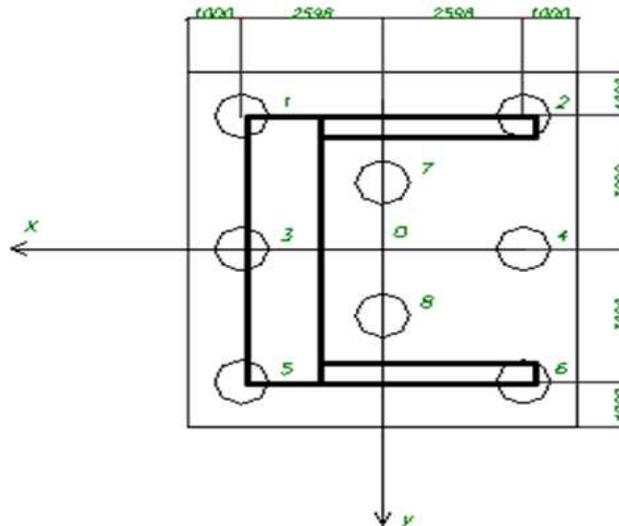
STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati

(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

7.5 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 spalla e riportate nel baricentro inferiore della zattera a livello, quindi, della testa dei pali.



F_{long} = forza lungo l'asse x

F_{trasv} = forza lungo l'asse y

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

M_{trasv} = momento intorno l'asse x

M_{long} = momento intorno l'asse y

M_{torc} = momento torcente

Comb.	F _{long}	F _{trasv}	F _{vert}	M _{trasv}	M _{long}	M _{torc}
[-]	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A1STRSLU_0_01	1329	225	-3036	-428	1237	0
A1STRSLU_0_02	1188	225	-4184	-428	892	0
A1STRSLU_0_03	1113	225	-3168	-428	826	0
A1STRSLU_0_04	972	225	-4316	-428	481	0
A1STRSLU_1_01	1329	135	-5728	-4577	1237	0
A1STRSLU_1_02	1188	135	-6877	-4577	892	0
A1STRSLU_1_03	1113	135	-5860	-4577	826	0
A1STRSLU_1_04	972	135	-7009	-4577	481	0
A1STRSLU_2A_01	1734	135	-3096	-257	2006	0
A1STRSLU_2A_02	1593	135	-6219	-3497	1661	0
A1STRSLU_2A_03	1518	135	-3228	-257	1596	0
A1STRSLU_2A_04	1377	135	-6351	-3497	1251	0
SLV_1_01	2024	258	-3033	-345	2316	-2
SLV_1_02	1874	258	-3481	-345	2029	-2
SLV_2_01	1423	859	-3033	-1149	1512	-6
SLV_2_02	1273	859	-3481	-1149	1225	-6
SLV_3_01	1423	258	-2627	-345	1514	-2
SLV_3_02	1273	258	-3886	-345	1223	-2
RARA_0_01	890	150	-3102	-285	680	0
RARA_0_02	710	150	-3212	-285	338	0
RARA_1_01	890	90	-5092	-3371	680	0
RARA_1_02	710	90	-5202	-3371	338	0
RARA_2A_01	1190	135	-3112	-257	1250	0
RARA_2A_02	1010	90	-4714	-2571	908	0
FREQ_1_01	890	0	-4664	-2400	680	0
FREQ_1_02	710	0	-4774	-2400	338	0
QP_01	890	0	-3202	0	680	0
QP_02	710	0	-3312	0	338	0
A1STRSLU_0_05	1464	0	-3687	0	1421	0
RARA_0_03	980	0	-3582	0	797	0

8 VALIDAZIONE OUTPUT

PESO STRUTTURALE

Elemento	Id.	n	L _{x,loc}	L _{y,loc}	L _{z,loc}	γ _{MAT.}	x _{loc,g}	y _{loc,g}	z _{loc,g}	G _{k(x1)}	G _{k(x n)}
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
Trave	1	1	11.500	2.250	1.500	25.0				970	970
Paraghiaia	2	1	11.500	0.400	2.600	25.0				299	299
Ala	3	2	3.250	0.400	2.600	25.0				85	169

TOTALE **1438**
OK **1483**

INERZIA SPALLA X/Y

Manuale 1438 x 0.261 = **375**
 Output **392** OK

INERZIA SPALLA Z

Manuale 1438 x 0.261/2 = **188**
 Output **196** OK

SPINTA SLU

Manuale 1.35x0.426x19x4.15x4.15/2x10.5
 +
 1.50x20x4.15x10.5x0.426 = **1692**
 Output **1688** OK

SPINTA SLE

Manuale 1.00x0.426x19x4.15x4.15/2x10.5
 +
 1.00x20x4.15x10.5x0.426 = **1208**
 Output **1204** OK

SPINTA SLV

Manuale **272**
 Output **290** OK

FRENATURA SU PARAGHIAIA

Manuale **180**
 Output **180** OK

Carico	Dati	Output	
[-]	[kN]	[kN]	
Imp_Fase 1	1600	1600	OK
Imp_Fase 2	700	1600	OK
Traffico max	1950	1950	OK
Frenatura	300	300	OK
Vento	150	150	OK
Sisma X	600	600	OK
Sisma Y	600	600	OK
Sisma Z	450	450	OK