

Collegamento tra l'A4 (Torino–Milano) in località Santhià, Biella, Gattinara e l'A26 (Genova Voltri–Gravellona) in località Ghemme. Lotto 1

PROGETTO DEFINITIVO

COD.

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n.3594
ing. Achille Devitofranceschi
Ordine Ing. di Roma n.19116

IL GEOLOGO:

geol. Serena Majetta
Ordine Geol. del Lazio n.928

RESPONSABILE DEL SIA

arch. Giovanni Magarò
Ordine Arch. di Roma n.16183

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

ing. Nicolò Canepa

PROTOCOLLO

DATA

Ponte Torbola – Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

CODICE ELAB. T00VI04STRRE01

A

–

C

B

A

emissione

18/5/2018

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

**Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo**

PONTE TORBOLA – VI04

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA.....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. MATERIALI.....	9
3.1. Calcestruzzo per pali di fondazione	9
3.2. Calcestruzzo per fondazioni spalle	9
3.3. Calcestruzzo per elevazione spalle	10
3.4. Calcestruzzo per solette, cordoli e baggioli	11
3.5. Calcestruzzo per predalle collaboranti con la soletta	11
3.6. Durabilità e copriferri	12
3.7. Acciaio per armatura lenta	13
3.8. Acciaio per carpenteria metallica	13
3.9. Acciaio per piolatura	14
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	15
5. DESCRIZIONE DELL'OPERA	17
6. CLASSIFICAZIONE DEI PROFILI METALLICI.....	19
6.1. Travi principali	19
6.1.1. Sezione tipo A	19
6.1.2. Sezione tipo B	20
6.1.3. Sezione tipo D	22
6.2. Trasversi	23
6.2.1. Trasversi correnti.....	23

6.2.2.	Trasversi in appoggio.....	23
7.	DEFINIZIONE DELLE LARGHEZZE COLLABORANTI	25
8.	ANALISI DEI CARICHI	26
8.1.	Peso proprio delle strutture metalliche	26
8.2.	Peso proprio della soletta	26
8.3.	Spinta statica delle terre	26
8.4.	Sovraccarichi permanenti	26
8.5.	Cedimenti differenziali	27
8.6.	Ritiro della soletta	27
8.7.	Azioni variabili	27
8.7.1.	Carichi viaggianti da traffico	27
8.7.2.	Carichi variabili da traffico pesante per analisi della fatica.....	29
8.7.3.	Variazione termiche.....	29
8.7.4.	Vento	29
8.7.5.	Frenatura	29
8.7.6.	Azione centrifuga	30
8.7.7.	Azione sismica	30
8.7.8.	Carico di costruzione	30
8.8.	Azioni eccezionali	30
8.8.1.	Urto dei veicoli in svio.....	30
9.	COMBINAZIONI DI CARICO	31
9.1.	Combinazioni di carico SLU/SLE adottate ai fini delle verifiche dell'impalcato	31
9.2.	Combinazioni di carico sismiche	31
10.	MODELLI DI CALCOLO	32
10.1.	Modellazione globale sismica	32

10.2.	Modellazione delle travi principali composte acciaio-calcestruzzo	33
10.3.	Geometria dei conci	35
10.4.	ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	36
10.4.1.	Origine e caratteristiche dei software di calcolo	36
10.4.2.	Affidabilità dei codici utilizzati	37
11.	CRITERI DI VERIFICA	38
11.1.	Premessa	38
11.2.	Verifiche considerate	38
11.2.1.	Verifiche agli SLU	38
11.2.2.	Verifiche agli SLE	38
11.2.3.	Verifiche allo SLF	39
12.	ANALISI E VERIFICHE DELLA SOLETTA	40
12.1.	Fase di getto – verifica predalle	40
12.2.	In situazione persistente / eccezionale	42
13.	ANALISI E VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI	47
13.1.	Grafici di riepilogo delle azioni sollecitanti	47
13.2.	Verifiche SLU	92
13.3.	Verifiche SLE R	94
13.4.	Verifiche SLE F	97
13.5.	Verifiche a fessurazione	99
13.6.	Verifiche a fatica	99
14.	ANALISI E VERIFICA DEI TRASVERSI	101
14.1.	Verifica dei trasversi di appoggio in combinazione sismica	102

15. VERIFICA DEL SISTEMA DI VINCOLO (APPOGGI E GIUNTI)	105
16. SPALLE	108
16.1. Verifica muro frontale	108
16.2. Verifica paraghiaia	110
16.3. Verifica muro d'ala	112
16.4. Fondazione	113

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale del ponte Torbola tra le progressive 32+208.42 e 32-250.82, previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme.

Il ponte attraversa il torrente omonimo e presenta due impalcati gemelli distinti, a campata singola di lunghezza 42.40 m (in asse appoggi). Per entrambe le spalle sono previsti pali di fondazione trivellati.

La sede stradale di ciascun impalcato presenta un bitumato di 9.75 m più due cordoli da 0.75 m, per una larghezza complessiva di 11.25 m. Su entrambi i cordoli di ciascun impalcato sono previste barriere H3 bordo ponte mentre tra i due impalcati (delle due carreggiate) è collocata una rete anti-caduta.

Ciascun impalcato è realizzato con sistema costruttivo misto acciaio-calcestruzzo, costituito da 2 travi metalliche principali parallele all'asse stradale e soletta superiore di completamento in conglomerato cementizio armato. La collaborazione tra le travi metalliche e la soletta è ottenuta per mezzo di connettori (pioli tipo Nelson) saldati all'estradosso delle travi principali. Le travi principali sono collegate tra loro con traversi, aventi duplice funzione: da un lato, quella di contrastare - per tutto lo sviluppo del ponte - lo svergolamento e la perdita di forma, dall'altro - e specificatamente in corrispondenza degli appoggi - quella di trasferire le azioni trasversali alle sottostrutture e di permettere (in fase di manutenzione) il sollevamento dell'impalcato contrastando la flessione trasversale delle travi principali.

L'impalcato è vincolato alle spalle attraverso appoggi isolatori elastomerici, che realizzano un disaccoppiamento sismico tra impalcato e sotto-strutture.

Per motivi di realizzabilità e di trasporto ciascuna travata è prefabbricata in officina in conci, quindi trasportata e assemblata in opera mediante giunzioni saldate.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [I] Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- [II] Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- [III] Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- [IV] D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- [V] CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- [VI] UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- [VII] UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- [VIII] UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- [IX] UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- [X] UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- [XI] UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- [XII] UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- [XIII] UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture

per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;

- [XIV] UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- [XV] UNI EN 1994-2 (Eurocodice 4) – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- [XVI] UNI EN 1993-1-9 (Eurocodice 3) – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-9: Fatica
- [XVII] Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- [XVIII] UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- [XIX] UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- [XX] UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

3. MATERIALI

Per la realizzazione delle strutture si prevede l'utilizzo di calcestruzzi ed acciai aventi le seguenti caratteristiche.

3.1. Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe di resistenza	C28/35
Diametro massimo inerte	32 mm
Classe di consistenza	S5
$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$	resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.835 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.984 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (5%)
$f_{ctk}(95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 3.685 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (95%)
$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.40 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 32588 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità longitudinale
$\nu = 0.15$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\alpha_{cc} = 0.85$	fattore di riduzione per carichi di lunga durata
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 16.45 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a trazione
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Rara
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Q.perm.
$\alpha_{th}^{cls} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$	coefficiente di espansione termica

3.2. Calcestruzzo per fondazioni spalle

Classe di resistenza	C28/35
Diametro massimo inerte	32 mm
Classe di consistenza	S4
$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$	resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.835 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione semplice

$f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.984 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (5%)
$f_{ctk}(95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 3.685 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (95%)
$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.40 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 32588 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità longitudinale
$\nu = 0.15$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\alpha_{cc} = 0.85$	fattore di riduzione per carichi di lunga durata
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.45 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a trazione
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Rara
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Q.perm.
$\alpha_{th}^{cls} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$	coefficiente di espansione termica

3.3. Calcestruzzo per elevazione spalle

Classe di resistenza	C32/40
Diametro massimo inerte	25 mm
Classe di consistenza	S4
$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (5%)
$f_{ctk}(95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 4.03 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (95%)
$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità longitudinale
$\nu = 0.15$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\alpha_{cc} = 0.85$	fattore di riduzione per carichi di lunga durata
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a trazione
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Rara
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Q.perm.

$$\alpha_{th}^{cls} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

coefficiente di espansione termica

3.4. Calcestruzzo per solette, cordoli e baggioli

Classe di resistenza	C35/45
Diametro massimo inerte	25 mm
Classe di consistenza	S5
$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$	resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.35 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (5%)
$f_{ctk}(95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 4.36 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (95%)
$f_{ctfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 4.02 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 34625 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità longitudinale
$\nu = 0.15$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\alpha_{cc} = 0.85$	fattore di riduzione per carichi di lunga durata
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 21.17 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a trazione
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Rara
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 16.81 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Q.perm.
$\alpha_{th}^{cls} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$	coefficiente di espansione termica

3.5. Calcestruzzo per predalle collaboranti con la soletta

Classe di resistenza	C40/50
Diametro massimo inerte	16 mm
Classe di consistenza	secondo le specifiche di produzione
$R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$	resistenza cubica caratteristica a compressione
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 41.50 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 49.50 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.52 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (5%)
$f_{ctk}(95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 4.68 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione (95%)
$f_{ctfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 4.32 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione per flessione

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 35547 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità longitudinale
$\nu = 0.15$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\alpha_{cc} = 0.85$	fattore di riduzione per carichi di lunga durata
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 23.52 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.68 \text{ N/mm}^2$	valore di calcolo della resistenza a trazione
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Rara
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 18.68 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione agli SLE comb, Q.perm.
$\alpha_{th}^{cls} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$	coefficiente di espansione termica

3.6. Durabilità e copriferri

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella UNI EN 206-1 e nella UNI 11104, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali (vedi Tabella 4.1.III della [IV]):

- pali XC2 c.a. ordinarie
- fondazioni spalle XC2 c.a. ordinarie
- elevazioni spalle XC2 c.a. ordinarie
- soletta impalcato / predalle XC4+XD1 c.a. aggressive

Considerata la classe di esposizione ambientale dell'opera, la tipologia dell'opera e la classe del calcestruzzo impiegato, i valori del copriferro minimo (vedi tabella C4.1.IV della [V]) sono riportati nella seguente tabella, dove si è assunta una tolleranza di posizionamento delle armature pari a 5 mm.

Elemento	Cls classe	Condizioni ambientali	Tipo elemento	Copriferro di progetto c_{min}
pali	C28/35	ordinarie	altri elem.	75 mm
fondazioni spalle	C28/35	ordinarie	piastra	40 mm
elevazioni spalle	C32/40	ordinarie	piastra	40 mm
soletta impalcato / baggioli	C35/45	aggressive	piastra	35 mm
predalle collaboranti	C40/50	aggressive	piastra	25 mm

Tabella 3.1: Copriferri minimi

3.7. Acciaio per armatura lenta

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio saldabile del tipo B450C controllato in stabilimento caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

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

$$f_{t\text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

L'acciaio B450C deve rispettare le caratteristiche riportate nella seguente tabella.

Proprietà	Requisito	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 ≤ 1.35	10.0
$(f_t/f_{y\text{ nom}})_k$	≤ 1.25	10.0
Allungamento totale al carico massimo (A_{gt})	$\geq 7.5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$	4ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16$	5ϕ	
$16 < \phi \leq 25$	8ϕ	
$25 < \phi \leq 40$	10ϕ	

Tabella 3.2: Caratteristiche dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è pari a:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450/1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

essendo $\gamma_s = 1.15$ il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio.

L'acciaio B450C è idoneo per la realizzazione di strutture in zone sismiche, come indicato in [IV].

Il modulo di elasticità è pari a: $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

Il coefficiente di espansione termica è pari a: $\alpha_{th}^a = 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$

3.8. Acciaio per carpenteria metallica

Si adotta un acciaio da costruzione tipo S355W secondo UNI EN 10025. La tensione di snervamento f_y e di rottura f_u , in funzione degli spessori è la seguente [IV].

t [mm]	≤ 40	> 40 ≤ 80
f_y	355	335
f_u	490	470

Tabella 3.3: Tensioni massime [N/mm²] di snervamento e rottura dell'acciaio

Gli altri parametri di calcolo assunti sono appresso riportati:

modulo di elasticità $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$

coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

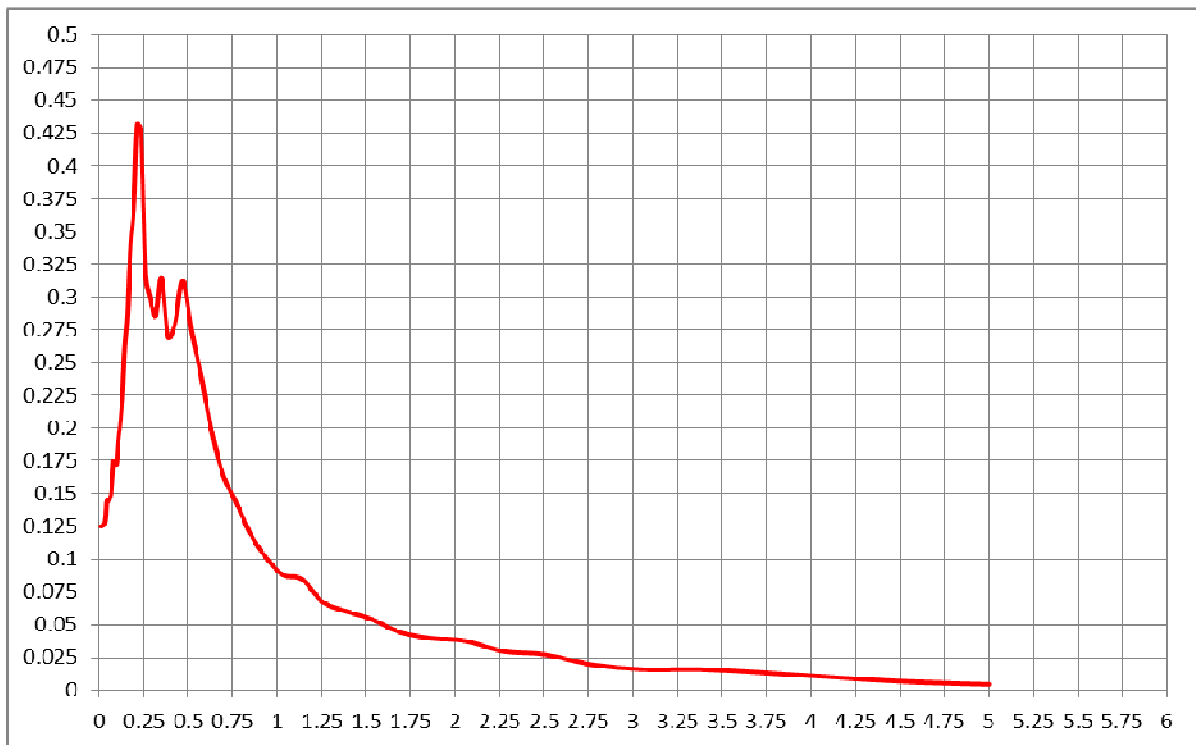
3.9. Acciaio per piolatura

L'acciaio per i connettori Nelson è di tipo S235J2G3 con tensione di rottura $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del *D.M. 14 gennaio 2008* e relative istruzioni.

Ricadendo il sito categoria classificata come **S2** si sono predisposte delle specifiche analisi che hanno restituito, per le forze orizzontali, lo spettro **RSL** (*risposta sismica locale*) qui di seguito illustrato.



Ai fini dell'utilizzo per le successive analisi si è proceduto alla normalizzazione dello spettro **RSL** sulla base dello spettro elastico calcolato per un sottosuolo di categoria "**D**" utilizzando le formule del *D.M. 14 gennaio 2008*.

Spettro SLV:

$$a_g/g = 0.048;$$

$$F_0 = 2.673;$$

$$S_s = 3.364;$$

$$S_T = 1;$$

$$\xi_{is} = 15\% \text{ (smorzamento equivalente sistema di isolamento)}$$

$$T_C^* = 0.301 \text{ s}; T_C = 0.37 \text{ s}; T_B = 0.16 \text{ s}; T_D = 1.792 \text{ s}.$$

Spettro SLC:

$$a_g/g = 0.06;$$

$$F_0 = 2.697;$$

$$S_s = 2.667;$$

$$S_T = 1;$$

$$\xi_{is} = 15\% \text{ (smorzamento equivalente sistema di isolamento)}$$

$$T_C^* = 0.323 \text{ s}; T_C = 0.48 \text{ s}; T_B = 0.16 \text{ s}; T_D = 1.84 \text{ s}.$$

Si riportano di seguito gli spettri **SLV** e **SLC** normalizzato con la sovrapposizione dello spettro **RSL**.

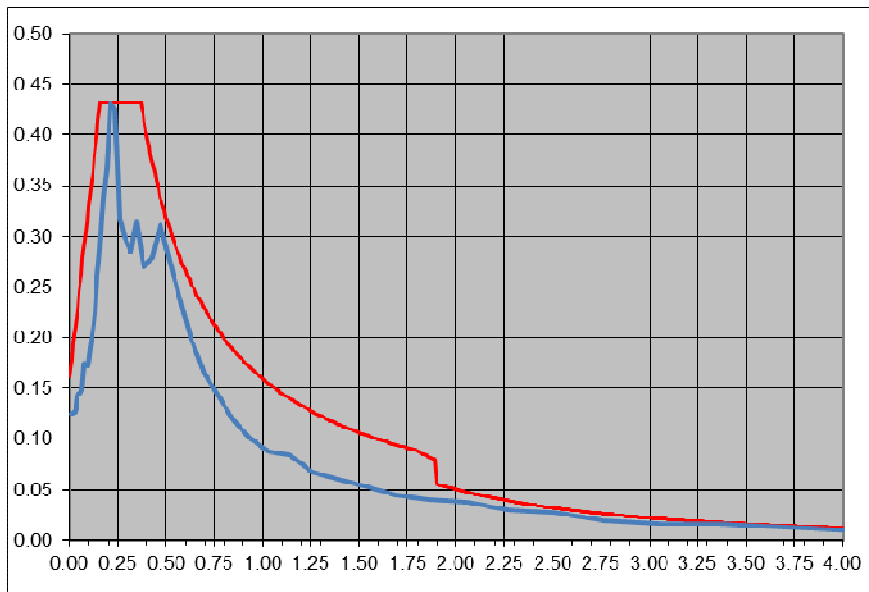


Figura 4.1: Spettro SLV

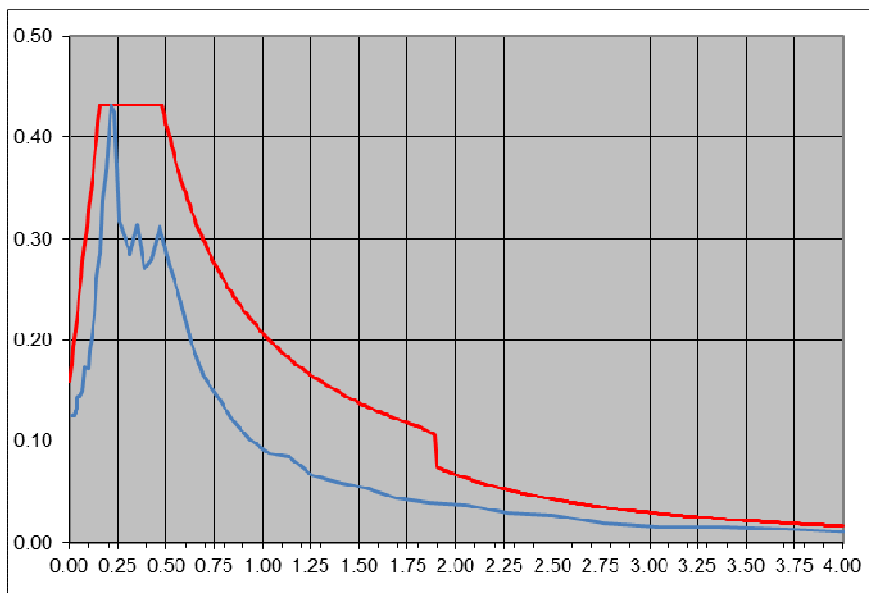


Figura 4.2: Spettro SLC

5. DESCRIZIONE DELL'OPERA

In accordo con il tracciato stradale, ciascuno dei due impalcati presenta un andamento rettilineo. Per ciò che riguarda le sottostrutture si prevede un'unica fondazione che colleghi le spalle omologhe dei due impalcato.

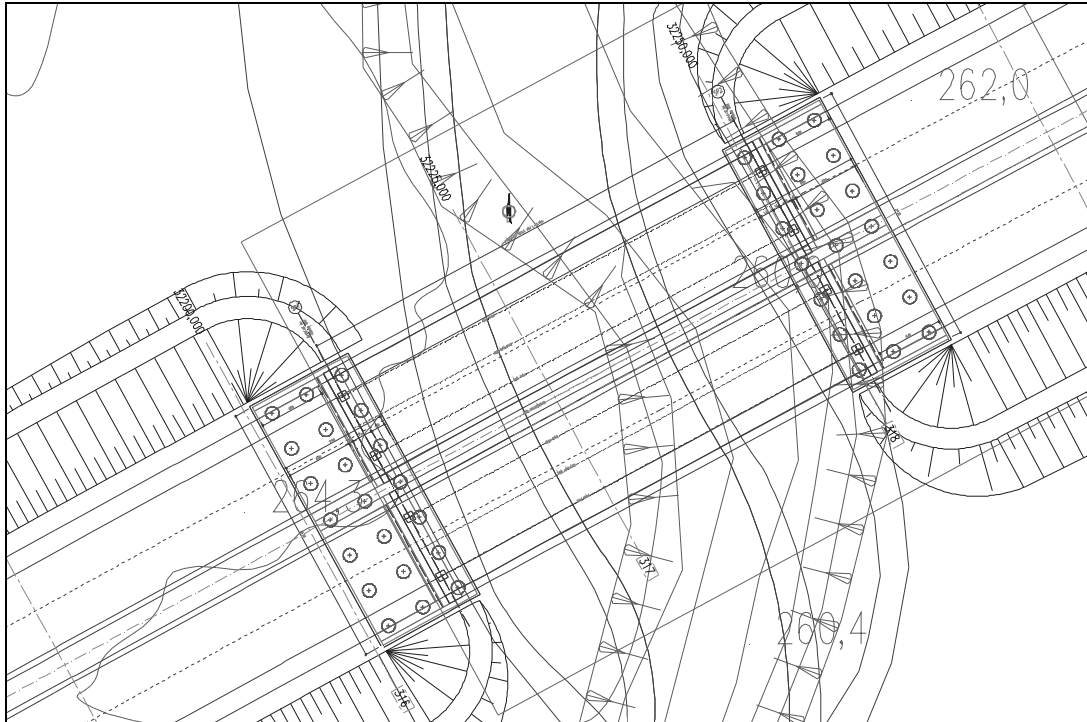


Figura 5.1: Pianta impalcato e fondazioni

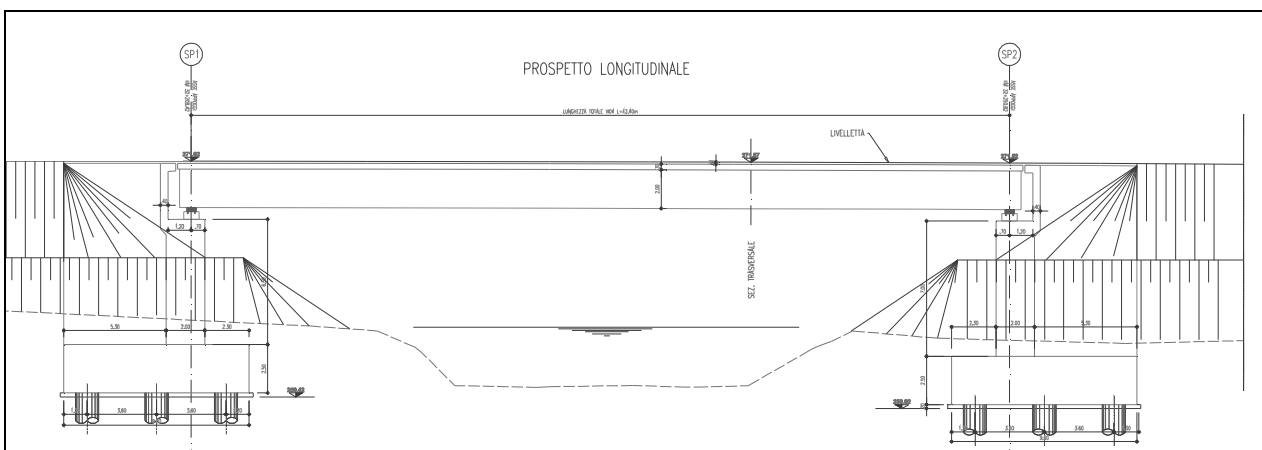


Figura 5.2: Sezione longitudinale

Entrambi gli impalcati presentano pendenza trasversale uniforme, ottenuta mediante sfalsamento in altezza delle travi principali.

Per la realizzazione della soletta di completamento si prevede un getto su predalles pre-fabbricate disposte trasversalmente all'impalcato, con fondello interrotto (e traliccio passante) in corrispondenza della piolatura delle travi.

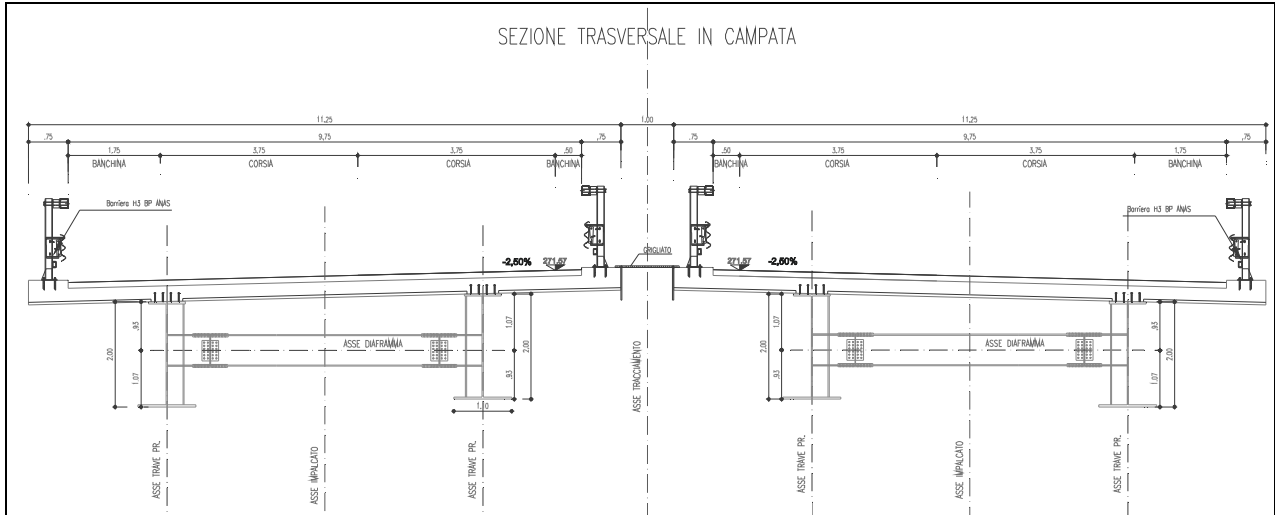


Figura 5.3: Sezione trasversale in campata

6. CLASSIFICAZIONE DEI PROFILI METALLICI

A seguire si riporta la descrizione delle caratteristiche geometriche dei profili metallici adottati come travi principali e come traversi.

6.1. Travi principali

Le travi principali sono a doppio T mono-simmetriche e presentano diverse tipologie di sezioni in funzione delle richieste di resistenza e rigidità (figura successiva).

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVI			
CONCIO TIPO	Ⓐ	Ⓑ	Ⓓ
FLANGIA SUP	700X35	700X40	700X25
ANIMA	20X1930	20X1920	20X1945
FLANGIA INF	1100X35	1100X40	1100X30

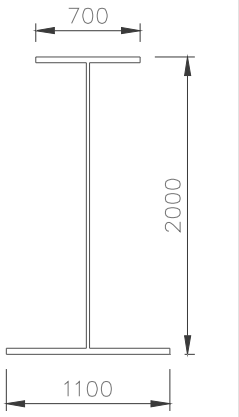


Figura 6.1: Sezioni tipo

Tenuto conto dell'elevata snellezza dell'anima e delle piattabande tutte le sezioni tipo delle travi principali sono state considerate, in sede di verifica, di classe 4, tenendo conto dell'assenza di irrigidimenti longitudinali.

6.1.1. Sezione tipo A

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2000 mm
Piattabanda superiore	700x35 mm
Piattabanda inferiore	1100x35 mm
Anima	20x1930 mm, Inclinazione: 0
Soletta	5494x300 mm
Raccordo	450x50 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 91 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 80 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 180 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	5000 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	200x20 mm
Piatto 2	---

Caratteristiche geometriche lorde

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.016E+5	2.217E+5	2.338E+5	2.027E+5	3.906E+5	1.189E+5
z _G (mm)	864.616	1587.507	1619.212	1530.232	1852.411	1057.722
J _v (mm ⁴)	7.094E+10	1.698E+11	1.742E+11	1.619E+11	2.07E+11	9.71E+10
W _{v,0} (mm ³)	-8.205E+7	-1.07E+8	-1.076E+8	-1.058E+8	-1.118E+8	-9.18E+7
W _{v,1} (mm ³)	-8.551E+7	-1.094E+8	-1.1E+8	-1.083E+8	-1.139E+8	-9.495E+7
W _{v,3} (mm ³)	6.447E+7	4.498E+8	5.038E+8	3.723E+8	1.839E+9	1.07E+8
W _{v,4} (mm ³)	6.248E+7	4.117E+8	4.575E+8	3.446E+8	1.403E+9	1.031E+8
W _{v,5} (mm ³)	1E+300	3.671E+8	4.044E+8	3.115E+8	1.048E+9	9.786E+7
W _{v,6} (mm ³)	1E+300	3.13E+8	3.41E+8	2.699E+8	7.458E+8	9.056E+7
W _{v,7} (mm ³)	1E+300	2.529E+8	2.723E+8	2.221E+8	5.092E+8	8.083E+7
W _{v,8} (mm ³)	1E+300	2.227E+8	2.384E+8	1.975E+8	4.161E+8	7.514E+7
S _{v,1} (mm ³)	3.261E+7	6.045E+7	6.167E+7	5.824E+7	7.064E+7	4.005E+7
S _{v,2} (mm ³)	3.95E+7	8.455E+7	8.676E+7	8.06E+7	1.037E+8	5.051E+7
S _{v,3} (mm ³)	2.739E+7	8.312E+7	8.557E+7	7.871E+7	1.035E+8	4.228E+7
S _{v,4} (mm ³)	3.725E-9	7.345E+7	7.667E+7	6.763E+7	1.004E+8	1.962E+7
n _E	1E+300	16.031	14.343	19.655	6.065	1E+300

Pre-classificazione

La preclassificazione e' riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.049E+7	2304.89	2350	2259.79
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	1.482E+7	2194.5	2258.21	2130.79
Strato di calcestruzzo inferiore	9.211E+6	2089.61	2129.21	2050
Strato di armatura superiore	3.377E+6	2259	2259.79	2258.21
Strato di armatura inferiore	3.377E+6	2130	2130.79	2129.21
Raccordo in cls	0E+00	2026.81	2050	2000
Flangia superiore della trave di acciaio	8.283E+6	1982.5	2000	1965
Anima della trave di acciaio	1.305E+7	1000	1965	35
Flangia inferiore della trave di acciaio	1.302E+7	17.5	35	0
Compressione ultima per la sezione completa	-7.562E+7			
Trazione ultima per la sezione completa	4.11E+7			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-6.257E+7			
Trazione ultima per la sezione senza anima	2.805E+7			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	9.714	0.814	1	0
Flangia inferiore	15.429	0.814	4	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	96.5	0.814	0.577	-0.887	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	96.5	0.814	0	-0.062	1
Compressione semplice (N)	96.5	0.814	1	1	4

6.1.2. Sezione tipo B

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2000 mm
Piattabanda superiore	700x40 mm
Piattabanda inferiore	1100x40 mm
Anima	20x1920 mm, Inclinazione: 0

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

Soletta	5550x300 mm
Raccordo	450x50 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 91 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 80 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 180 mm, numero 20/m

Irrigidenti verticali

Interasse	5000 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	200x25 mm
Piatto 2	---

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	1.104E+5	2.317E+5	2.439E+5	2.125E+5	4.024E+5	1.278E+5
Z _G (mm)	857.971	1560.134	1592.202	1502.483	1831.54	1040.263
J _y (mm ⁴)	7.873E+10	1.836E+11	1.884E+11	1.749E+11	2.251E+11	1.057E+11
W _{y,0} (mm ³)	-9.176E+7	-1.177E+8	-1.183E+8	-1.164E+8	-1.229E+8	-1.016E+8
W _{y,1} (mm ³)	-9.625E+7	-1.207E+8	-1.214E+8	-1.196E+8	-1.256E+8	-1.057E+8
W _{y,3} (mm ³)	7.144E+7	4.59E+8	5.122E+8	3.822E+8	1.752E+9	1.149E+8
W _{y,4} (mm ³)	6.894E+7	4.173E+8	4.62E+8	3.515E+8	1.336E+9	1.101E+8
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	3.747E+8	4.115E+8	3.194E+8	1.03E+9	1.047E+8
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	3.221E+8	3.503E+8	2.787E+8	7.541E+8	9.699E+7
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	2.626E+8	2.825E+8	2.311E+8	5.265E+8	8.673E+7
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	2.324E+8	2.486E+8	2.063E+8	4.341E+8	8.07E+7
S _{y,1} (mm ³)	3.687E+7	6.777E+7	6.918E+7	6.523E+7	7.971E+7	4.489E+7
S _{y,2} (mm ³)	4.356E+7	9.087E+7	9.327E+7	8.662E+7	1.118E+8	5.49E+7
S _{y,3} (mm ³)	3.142E+7	8.928E+7	9.192E+7	8.452E+7	1.116E+8	4.644E+7
S _{y,4} (mm ³)	-3.725E-9	7.752E+7	8.106E+7	7.115E+7	1.075E+8	2.013E+7
n _E	1E+300	16.031	14.343	19.655	6.065	1E+300

Pre-classificazione

La preclassificazione è riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	Z _N (mm)	Z _{max} (mm)	Z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.06E+7	2304.89	2350	2259.79
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	1.497E+7	2194.5	2258.21	2130.79
Strato di calcestruzzo inferiore	9.305E+6	2089.61	2129.21	2050
Strato di armatura superiore	3.411E+6	2259	2259.79	2258.21
Strato di armatura inferiore	3.411E+6	2130	2130.79	2129.21
Raccordo in cls	0E+00	2026.81	2050	2000
Flangia superiore della trave di acciaio	9.467E+6	1980	2000	1960
Anima della trave di acciaio	1.298E+7	1000	1960	40
Flangia inferiore della trave di acciaio	1.488E+7	20	40	0
Compressione ultima per la sezione completa		-7.902E+7		
Trazione ultima per la sezione completa		4.415E+7		
Compressione ultima per la sezione senza anima		-6.604E+7		
Trazione ultima per la sezione senza anima		3.117E+7		

Classificazione delle piattabande

	c/t	ε	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	8.5	0.814	1	0
Flangia inferiore	13.5	0.814	4	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ε	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	96	0.814	0.554	-0.919	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	96	0.814	0	-0.072	1
Compressione semplice (N)	96	0.814	1	1	4

6.1.3. Sezione tipo D

Caratteristiche generali

Dati principali

Altezza della sezione di acciaio	2000 mm
Piattabanda superiore	700x25 mm
Piattabanda inferiore	1100x30 mm
Anima	20x1945 mm, Inclinazione: 0
Soletta	5352x300 mm
Raccordo	450x50 mm (escluso nel calcolo delle proprietà geometriche)
Armatura superiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. estradosso-baricentro armatura 91 mm
Armatura inferiore	diametro 20 mm, passo 200 mm, dist. intradosso-baricentro armatura 80 mm
Pioli	diametro 19 mm, altezza 180 mm, numero 40/m

Irrigidenti verticali

Interasse	5000 mm
Tipo	R da un solo lato
Piatto 1	200x20 mm
Piatto 2	---

Caratteristiche geometriche lorde

	Fase 1	Fase 2a	Fase 2b	Fase 2c	Fase 3	Fessurata
A (mm ²)	8.94E+4	2.064E+5	2.182E+5	1.879E+5	3.709E+5	1.062E+5
z _G (mm)	830.8	1606.401	1638.477	1548.064	1869.761	1046.669
J _v (mm ⁴)	5.879E+10	1.545E+11	1.585E+11	1.472E+11	1.88E+11	8.518E+10
W _{y,0} (mm ³)	-7.076E+7	-9.617E+7	-9.674E+7	-9.509E+7	-1.005E+8	-8.138E+7
W _{y,1} (mm ³)	-7.341E+7	-9.801E+7	-9.855E+7	-9.697E+7	-1.022E+8	-8.378E+7
W _{y,3} (mm ³)	5.138E+7	4.191E+8	4.71E+8	3.448E+8	1.786E+9	9.175E+7
W _{y,4} (mm ³)	5.028E+7	3.925E+8	4.385E+8	3.257E+8	1.443E+9	8.935E+7
W _{y,5} (mm ³)	1E+300	3.483E+8	3.852E+8	2.933E+8	1.043E+9	8.489E+7
W _{y,6} (mm ³)	1E+300	2.951E+8	3.225E+8	2.53E+8	7.224E+8	7.863E+7
W _{y,7} (mm ³)	1E+300	2.367E+8	2.555E+8	2.071E+8	4.83E+8	7.026E+7
W _{y,8} (mm ³)	1E+300	2.078E+8	2.228E+8	1.836E+8	3.915E+8	6.535E+7
S _{v,1} (mm ³)	2.692E+7	5.252E+7	5.357E+7	5.059E+7	6.121E+7	3.405E+7
S _{v,2} (mm ³)	3.333E+7	7.737E+7	7.945E+7	7.364E+7	9.505E+7	4.438E+7
S _{v,3} (mm ³)	2.024E+7	7.601E+7	7.831E+7	7.181E+7	9.494E+7	3.576E+7
S _{v,4} (mm ³)	-7.451E-9	6.934E+7	7.221E+7	6.412E+7	9.288E+7	1.93E+7
n _E	1E+300	16.031	14.343	19.655	6.065	1E+300

Pre-classificazione

La preclassificazione è riferita alla sezione composta in Fase 3

Caratteristiche plastiche dei singoli componenti

Componenti	N _{pl} (N)	z _N (mm)	z _{max} (mm)	z _{min} (mm)
Strato di calcestruzzo superiore	1.022E+7	2304.89	2350	2259.79
Strato di calcestruzzo intermedio alle armature	1.443E+7	2194.5	2258.21	2130.79
Strato di calcestruzzo inferiore	8.973E+6	2089.61	2129.21	2050
Strato di armatura superiore	3.29E+6	2259	2259.79	2258.21
Strato di armatura inferiore	3.29E+6	2130	2130.79	2129.21
Raccordo in cls	0E+00	2026.81	2050	2000
Flangia superiore della trave di acciaio	5.917E+6	1987.5	2000	1975
Anima della trave di acciaio	1.315E+7	1002.5	1975	30
Flangia inferiore della trave di acciaio	1.116E+7	15	30	0
Compressione ultima per la sezione completa	-7.043E+7			
Trazione ultima per la sezione completa	3.68E+7			
Compressione ultima per la sezione senza anima	-5.728E+7			
Trazione ultima per la sezione senza anima	2.365E+7			

Classificazione delle piattabande

	c/t	ϵ	Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)
Flangia superiore	13.6	0.814	1	0
Flangia inferiore	18	0.814	4	1

Classificazione dell'anima

	c/t	ϵ	α	ψ	classe
Flessione semplice con fibre tese superiori (M+)	97.25	0.814	0.551	-0.913	4
Flessione semplice con fibre tese inferiori (M-)	97.25	0.814	0	-0.057	1
Compressione semplice (N)	97.25	0.814	1	1	4

6.2. Trasversi

6.2.1. Trasversi correnti

I trasversi correnti presentano sezione doppio T normalizzata HEA 600. In presenza di sollecitazione di compressione (con o senza flessione) la sezione rientra in classe 4 ed ha le seguenti caratteristiche (riferite alla sezione efficace in compressione semplice):

Atot =	22'013.86	mm ²	(area dell'intera sezione)
Avz =	9'320.78	mm ²	(area sezione a taglio in direzione z)
Avy =	15'625.78	mm ²	(area sezione a taglio in direzione y)
Az =	9'320.78	mm ²	(area della parete della sezione // z)
Ay =	7'812.89	mm ²	(area della piattabanda, ovvero dell'ala // y)
Wy,el,sup =	4'786.29	cm ³	(modulo di resistenza elastico flangia sup)
Wy,el,inf =	4'786.29	cm ³	(modulo di resistenza elastico flangia inf)
Wy,el =	4'786.29	cm ³	(modulo di resistenza elastico)
Wz,el,sx =	751.36	cm ³	(modulo di resistenza elastico flangia sup)
Wz,el,dx =	751.36	cm ³	(modulo di resistenza elastico flangia inf)
Wz,el =	751.36	cm ³	(modulo di resistenza elastico)
Iy =	141'195.59	cm ⁴	(momento d'inerzia rispetto asse y)
iy =	24.97	cm	(raggio d'inerzia rispetto asse y)
Iz =	11'271.31	cm ⁴	(momento d'inerzia rispetto asse z)
iz =	7.05	cm	(raggio d'inerzia rispetto asse z)
Imin =	11'271.31	cm ⁴	(momento d'inerzia minimo)
imin =	7.05	cm	(raggio d'inerzia minimo)
It =	350.97	cm ⁴	(momento d'inerzia torsionale)

Tabella 6.1: Caratteristiche geometriche efficaci dei trasversi correnti HEA 600

6.2.2. Trasversi in appoggio

I trasversi in appoggio presentano sezione doppio T normalizzata HEA 1000.

H =	990.00	mm
B =	300.00	mm
tf =	31.00	mm
tw =	16.50	mm

Tabella 6.2:

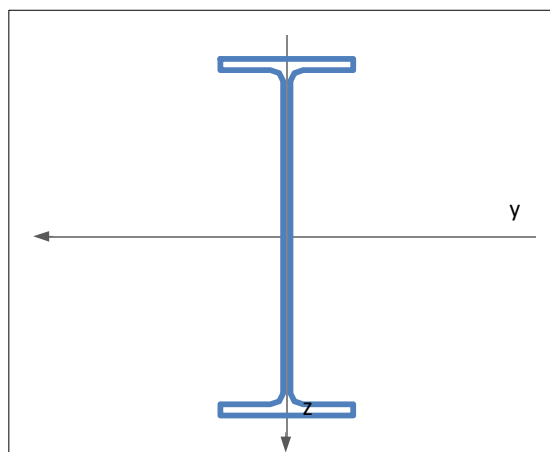


Figura 6.2: Geometria trasversi in appoggio

In presenza di sollecitazione di compressione (con o senza flessione) la sezione rientra in classe 4 ed ha le seguenti caratteristiche (riferite alla sezione efficace in compressione semplice):

Atot =	30'512.58	mm ²	(area dell'intera sezione)
Avz =	18'456.07	mm ²	(area sezione a taglio in direzione z)
Avy =	19'372.57	mm ²	(area sezione a taglio in direzione y)
Az =	18'456.07	mm ²	(area della parete della sezione // z)
Ay =	9'686.28	mm ²	(area della piattabanda, ovvero dell'ala // y)
Wy,el,sup =	11'143.91	cm ³	(modulo di resistenza elastico flangia sup)
Wy,el,inf =	11'143.91	cm ³	(modulo di resistenza elastico flangia inf)
Wy,el =	11'143.91	cm ³	(modulo di resistenza elastico)
Wz,el,sx =	933.00	cm ³	(modulo di resistenza elastico flangia sup)
Wz,el,dx =	933.00	cm ³	(modulo di resistenza elastico flangia inf)
Wz,el =	933.00	cm ³	(modulo di resistenza elastico)
Iy =	551'623.32	cm ⁴	(momento d'inerzia rispetto asse y)
iy =	39.96	cm	(raggio d'inerzia rispetto asse y)
Iz =	14'004.44	cm ⁴	(momento d'inerzia rispetto asse z)
iz =	6.35	cm	(raggio d'inerzia rispetto asse z)
Imin =	14'004.44	cm ⁴	(momento d'inerzia minimo)
imin =	6.35	cm	(raggio d'inerzia minimo)
It =	715.02	cm ⁴	(momento d'inerzia torsionale)

Tabella 6.3: Caratteristiche geometriche efficaci dei trasversi di pila/spalla HEA 1000

7. DEFINIZIONE DELLE LARGHEZZE COLLABORANTI

La larghezza efficace della soletta collaborante è stata calcolata secondo il punto 4.3.2.3 della NTC 08 [IV] e punto 5.4.1.2 di [XV]. Nella tabella seguente si riportano i valori delle larghezze efficace in funzione delle ascisse notevoli.

X (m)	b1* (mm)	b2* (mm)	b0 (mm)	Tipo	beff (mm)	Le (m)	be1 (mm)	be2 (mm)	beta1
0	3'000	2'550	450	0	5'351	42.00	2'775	2'325	0.928
10.5	3'000	2'550	450	1	5'550	42.00	2'775	2'325	1.000
31.5	3'000	2'550	450	1	5'550	42.00	2'775	2'325	1.000
42	3'000	2'550	450	0	5'351	42.00	2'775	2'325	0.928

Tabella 7.1: Riepilogo delle larghezze efficaci beff

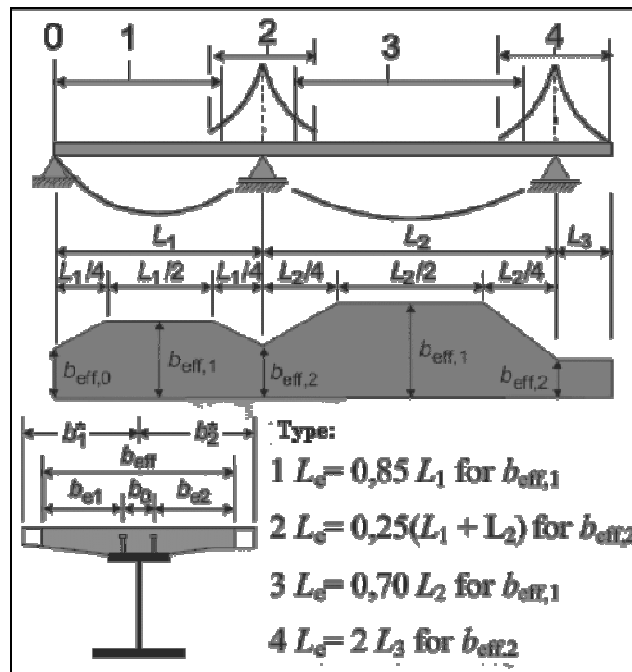


Figura 7.1: Schema di modellazione delle larghezze collaboranti

8. ANALISI DEI CARICHI

Le azioni prese in considerazione ai fini delle verifiche dell'impalcato in acciaio-calcestruzzo sono:

G1a	<i>Peso proprio impalcato metallico (travi principali e strutture di controvento)</i>
G1b	<i>Peso proprio della soletta di calcestruzzo armato (gettata in opera) e delle predalles</i>
G2	<i>Sovraccarichi permanenti (peso marciapiedi, pavimentazione, barriere, finiture, impianti, etc.)</i>
εsh+cr	<i>Effetto di ritiro e viscosità a lungo termine</i>
δi, i = 1,2...	<i>Cedimenti differenziali delle pile</i>
ΔT+	<i>Variazione termica differenziale positiva (T soletta > T acciaio)</i>
ΔT-	<i>Variazione termica differenziale negativa (T soletta < T acciaio)</i>
w	<i>Azione trasversale del vento su impalcato in esercizio (carico)</i>
TS	<i>Azione equivalente al traffico stradale - modello di carico 1 - assi di carico</i>
UDL	<i>Azione equivalente al traffico stradale - modello di carico 1 - carico distribuito</i>
LM5	<i>Azione equivalente all'azione della folla su marciapiedi praticabili</i>
LMF3	<i>Azione da traffico stradale - modello di carico 3 equivalente per analisi fatica</i>
Ek	<i>Azione sismica</i>

Tabella 8.1: Elenco delle azioni agenti

8.1. Peso proprio delle strutture metalliche

Il peso proprio delle travi metalliche è valutato in automatico dal software di analisi.

8.2. Peso proprio della soletta

Il peso proprio della soletta di calcestruzzo è pari a $25 \times 0.30 = 7.50 \text{ kN/m}^2$

8.3. Spinta statica delle terre

In considerazione del fatto che le spalle presentano fondazioni profonde, la spinta statica è stata valutata come spinta a riposo (K_0), assumendo come parametri fisico/meccanici del rilevato i seguenti valori:

peso di volume	γ	18.00 kN/m^3
angolo di attrito efficace	φ	33.00 °

Per tener conto dei carichi variabili a monte del rilevato è stato assunto, in sostituzione del modello di carico LM1 (cfr. § 8.7.1 successivo) un carico uniformemente distribuiti di 20 kN/m^2 .

8.4. Sovraccarichi permanenti

Pavimentazione: 23.00 x 0.11	2.53 kN/m^2
Marciapiedi: 25.00 x 0.15	3.75 kN/m^2

Barriere di sicurezza (su entrambi i lati)	2.00 kN/m
Velette (su entrambi i lati)	7.20 kN/m
Collettori di drenaggio (su ambo i lati)	2.00 kN/m

8.5. Cedimenti differenziali

Non presi in considerazione trattandosi di schema isostatico.

8.6. Ritiro della soletta

Gli effetti del ritiro sono valutati automaticamente dal software che ne scompone gli effetti in:

- una componente isostatica
- una componente iperstatica

La prima componente è, a sua volta, separata in un effetto locale - o sezionale - ed un effetto globale, quest'ultimo essendo corrispondente ad una distorsione distribuita lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato (eccezione fatta per le zone fessurate a cavallo degli appoggi intermedi) e valutata dal software in funzione della sezione tipo localmente presente.

8.7. Azioni variabili

8.7.1. Carichi viaggianti da traffico

Ai fini della determinazione delle azioni variabili da traffico, l'opera in oggetto è considerata come un ponte stradale di 1° Categoria.

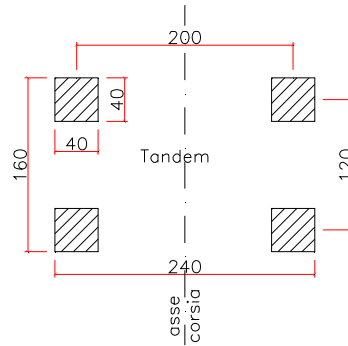
In relazione alla geometria della strada, a cui l'opera in esame è funzionale, si riportano le caratteristiche delle corsie convenzionali definite secondo il §5.1.3.3.2. di [IV]

$w =$	9.75 m	larghezza di carreggiata (corsie + banchine);
$n_l =$	3	numero di corsie convenzionali;
$w_l =$	3.0 m	larghezza di una corsia convenzionale;
$w - (3.0 \cdot n_l) =$	0.75 m	parte rimanente.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite mediante lo schema di carico 1 (Load model 1, LM1) che prevede:

- il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale a due assi (carico tandem, TS) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
- il carico ripartito $q_{1,k}$ (UDL)

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo



F 1. Schema di carico 1(LM) – Carico tandem (TS)

Trattandosi di ponte di 1° Categoria si considerano le intensità dei carichi riportate nella tabella seguente.

Posizione	Carico asse Q_{ik} (kN)	Carico ripartito q_{ik} (kN/m ²)
Corsia n. 1	300	9.00
Corsia n. 2	200	2.50
Corsia n. 3	100	2.50
Parte rimanente	0.00	2.50

Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie (Tabella 5.1.II [IV])

Il carico variabile da traffico è multi-componente e si caratterizza come gruppo di carico (cfr. tabella sotto) ossia può presentarsi sotto forma di azione GR. 1a, GR 1b, e così via. Ciascuna componente dei ciascun gruppo è costituita da uno schema di carico, eventualmente ridotto da un coefficiente di partecipazione, più altre azioni variabili legate al traffico stradale (frenatura/accelerazione, az. centrifuga).

	GRUPPI DI AZIONI DA TRAFFICO							
	GR.1a	GR.1b	GR.1c	GR.1d	GR.2a	GR.2b	GR.3	GR.4
LM1 - carreggiata	1.00	-	-	-	ψ_w	ψ_w	-	-
LM2 - carreggiata	-	1.00	-	-	-	-	-	-
LM3 - marciapiedi sommont.	-	-	1.00	-	-	-	-	-
LM4 - marciapiedi protetti	-	-	-	1.00	-	-	-	-
LM5 - marciapiedi e piste ccl.	ψ_w	-	-	-	-	-	1.00	1.00
LM5 - carreggiata	-	-	-	-	-	-	-	1.00
q3 - frenatura	-	-	-	-	1.00	-	-	-
q4 - forza centrifuga	-	-	-	-	-	1.00	-	-

Figura 8.1: Gruppi di carico da traffico per ponti stradali

Nel caso del ponte in esame si è fatto riferimento ai gruppi 1a e 2a.

8.7.2. Carichi variabili da traffico pesante per analisi della fatica

Ai fini delle verifiche a fatica - secondo il criterio del danneggiamento - si adotta il metodo semplificato basato sul modello di carico LMF 3 (figura sotto) e sui fattori equivalenti di danno λ_i .

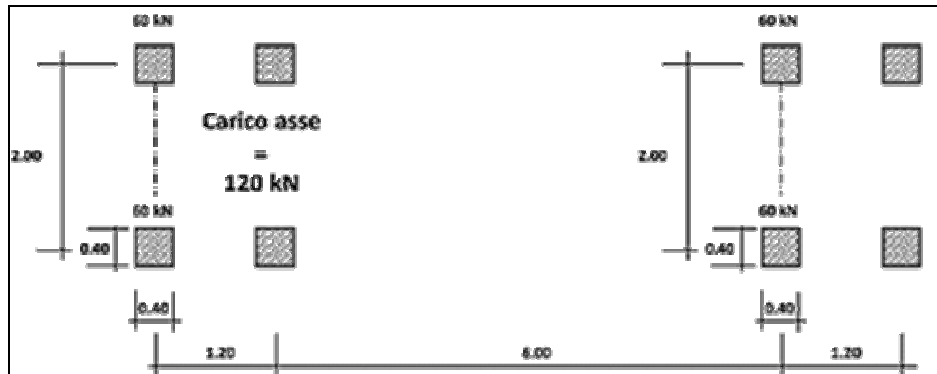


Figura 8.2: Modello di carico a fatica LMF 3

Le ipotesi di base sono: una vita utile di progetto a fatica pari a 100 anni ed un flusso annuo non superiore a 2×10^6 di veicoli con peso $P > 100$ kN (strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante).

8.7.3. Variazione termiche

Ai fini delle verifiche dell'impalcato sono state prese in considerazione due azioni termiche differenziali. Indicando con T_s la temperatura all'estradosso soletta e con T_b la temperatura all'intradosso delle travi metalliche, le azioni termiche considerate sono:

$$\Delta T_+ = T_s - T_b = 15 \text{ }^\circ\text{C} \text{ (variazione termica differenziale positiva)}$$

$$\Delta T_- = T_s - T_b = -18 \text{ }^\circ\text{C} \text{ (variazione termica differenziale negativa)}$$

8.7.4. Vento

Per la valutazione del carico del vento sull'impalcato si considera un'altezza velica di 3 m oltre il piano stradale (vento a ponte carico) ed una pressione $p = 2.50$ kN/m². Tale azione si traduce in un carico distribuito differenziale verticale, funzione del braccio della risultante orizzontale agente rispetto al baricentro della sezione composta, nonché dell'interasse delle travi.

8.7.5. Frenatura

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} W_{1-} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale azione, non dimensionante ai fini delle verifiche dell'impalcato, è presa in conto nelle verifiche delle sottostrutture, delle fondazioni e degli apparecchi di appoggio.

8.7.6. Azione centrifuga

L'azione centrifuga è stata valutata secondo la tabella seguente. Essa è applicata alla quota della pavimentazione.

Raggio di curvatura [m]	Q_c [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Tabella 8.2

8.7.7. Azione sismica

L'azione sismica verticale è presente nella combinazione sismica, la quale esclude (in base ai fattori di combinazione previsti) i carichi da traffico. Pertanto non è stata presa in considerazione ai fini delle verifiche dell'impalcato bensì nel dimensionamento delle sottostrutture, fondazioni e collegamenti tra impalcato e sottostrutture, cioè baggioli, apparecchi d'appoggio e giunti di dilatazione. L'effetto dinamico del terreno a tergo delle spalle è stato tenuto in conto sia attraverso l'inerzia dovuta al peso proprio, sia attraverso l'incremento dinamico di spinta secondo la teoria di Wood.

Per gli altri dettagli si rimanda al cap. 4.

8.7.8. Carico di costruzione

Durante le fasi di getto della soletta sulle predalles si assume agente un carico aggiuntivo comprensivo sia degli effetti dinamici che della presenza degli addetti alle fasi di getto. Tale carico è assunto pari a $\Delta q = 1 \text{ kN/m}^2$.

8.8. Azioni eccezionali

8.8.1. Urto dei veicoli in svio

Si rimanda alla verifica dell'armatura trasversale di soletta (§ 12.2).

9. COMBINAZIONI DI CARICO

9.1. Combinazioni di carico SLU/SLE adottate ai fini delle verifiche dell'impalcato

A seguire si riporta un riepilogo dei coefficienti di combinazione, valutati in accordo con quanto riportata al §. 2.5.3 e al 5.1.3.12 della normativa adottata [IV].

COMBINAZIONI DI PROGETTO PER LE FASI PROVVISORIE (VARO E GETTO SOLETTA)												
	G1a		Δq									
SLU	1.35		1.35									
COMBINAZIONI DI PROGETTO IN ESERCIZIO												
	FASE 1		FASE 2a	FASE 2b		FASE 3°	FASE 3b				FATICA	
	G1a	G1b	G2	εsh+cr	δi, i = 1,2...	ΔT±	w	TS	UDL	LM5	LMF3	
SLU	1 / 1.35	1 / 1.35	1 / 1.35	1.20	0 / 1.20	0 / 0.72	0 / 0.90	0 / 1.35	0 / 1.35	0		
SLE R	1.00	1.00	1.00	1.00	0 / 1.00	0 / 0.60	0 / 0.60	0 / 1.00	0 / 1.00	0		
SLE F	1.00	1.00	1.00			0 / 0.50		0 / 0.75	0 / 0.40	0		
SLF											0 / 1.00	

9.2. Combinazioni di carico sismiche

Nella tabella a seguire sono dettagliati i coefficienti di combinazione adottati ai fini delle verifiche delle sottostrutture (con relative fondazioni), degli appoggi, baggioli e dei giunti, in aggiunta alle combinazioni espresse al precedente § 9.1.

		C. SISMICHE		
		1	2	3
G1	pei propri ⁽¹⁾	1.00	1.00	1.00
G2	permanenti portati	1.00	1.00	1.00
Ek,L	sisma long. ⁽²⁾	± 1.00	± 0.30	± 0.30
Ek,L	sisma trasv.	± 0.30	± 1.00	± 0.30
Ek,L	sisma vert.	± 0.30	± 0.30	± 1.00
⁽¹⁾ comprensivi delle spinte statiche del terreno				
⁽²⁾ comprensivo della spinta dinamica del terreno				

10. MODELLI DI CALCOLO

10.1. Modellazione globale sismica

Per l'analisi sismica del viadotto si utilizza un modello di calcolo ad elementi finiti utilizzando il codice *CSiBridge ver. 15.1.1*.

Tale modello utilizza elementi "beam" a 2 nodi per modellare il funzionamento delle sottostrutture (composto da un graticcio di elementi longitudinali che simulano le travi e trasversali che simulano la soletta).

Il sistema di vincolo dell'impalcato prevede l'utilizzo di elementi elastici lineari "link" che simulano il funzionamento degli isolatori in elastomero armato, disposti in corrispondenza degli appoggi dell'impalcato e sulle spalle, come rappresentato negli elaborati grafici relativi agli apparecchi di appoggio.

10.2. Modellazione delle travi principali composte acciaio-calcestruzzo

Trattandosi di un sistema misto, le azioni agenti vengono suddivise in tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni resistenti, costituite in generale dalla trave principale metallica e dalla parte di soletta c.a. collaborante..

- Fase 1: considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, non è ancora reagente. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.
- Fase 2a, 2b: tiene in conto il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, marciapiedi, barriere di sicurezza, etc.) nonché i fenomeni legati a ritiro della soletta e i cedimenti differenziali. Tale fase fa riferimento ad una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo che, per tenere in considerazione i fenomeni lenti imputabili alla viscosità del calcestruzzo, viene modellata adottando valori del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello indicato dalla normativa (§ 5.4.2.2 di [XV]).
- Fase 3: corrisponde al transito dei carichi mobili e a tutte le altre azioni "istantanee": vento, variazioni termiche differenziali positive/negative. Le sollecitazioni sono assegnate ad una sezione resistente acciaio-calcestruzzo omogeneizzata a breve termine (tempo 0).

Si riporta a seguire il riepilogo delle caratteristiche reologiche del calcestruzzo della soletta nonché i coefficienti di omogeneizzazione scelti.

Caratteristiche del cls a tempo zero

Resistenza a compressione caratteristica, f_{ck} (N/mm ²)	37.35
Resistenza a compressione media, $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm ²)	45.35
Modulo elastico secante, $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$ k (N/mm ²)	34'625.49
Coefficiente di correzione, k	1.00
Tipo di aggregati presenti nell'impasto	Quarziti
Classe del cemento	N

Coefficienti di omogeneizzazione

Moduli elastici Longitudinali		Moduli elastici Tangenziali	
nE a tempo 0	6.065	nG a tempo 0	5.598
nE(t,t ₀) - Permanenti	16.031	nG(t,t ₀) - Permanenti	14.798
nE(t,t ₀) - Ritiro	14.343	nG(t,t ₀) - Ritiro	13.239
nE(t,t ₀) - Def. imposte	19.655	nG(t,t ₀) - Def. imposte	18.143

Tempo e ambiente

Eta' del calcestruzzo in giorni all'inizio del ritiro per essiccamento, t_s	2
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti, t_0	30
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro, t_0	2
Eta' del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte, t_0	30
Eta' del calcestruzzo in giorni, t	36'500
Dimensione fittizia dell'elemento di cls, $h_0 = 2A_c/u$ (mm)	288
Sezione dell'elemento, A_c (mm ²)	3'800'000.00
Perimetro a contatto con l'atmosfera, u (mm)	26'400.00
Umidita' relativa percentuale, RH (%)	75

Coefficiente di viscosita' $\varphi(t,t_0)$ e modulo elastico E_{cm} al tempo "t"

Coefficiente di viscosita' $\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \beta_c(t,t_0) =$ al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	1.494
al momento dell'applicazione del ritiro	2.482
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	1.494
Coefficiente nominale di viscosita', $\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$ al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	1.503
al momento dell'applicazione del ritiro	2.496
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	1.503
Coefficiente per l'evoluzione della viscosita' nel tempo, $\beta_c(t_0) = 1/(0.1+t_0^{0.20})$ al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	0.482
al momento dell'applicazione del ritiro	0.801
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	0.482
Eta' del calcestruzzo corretta in funzione della tipologia di cemento, $t_0 = t_0 [9/(2+t_0^{1.2})+1]^\alpha >=0.5$ al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	30.00
al momento dell'applicazione del ritiro	2.00
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	30.00
Coefficiente per la variabilita' della viscosita' nel tempo, $\beta_c(t,t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H+t-t_0)]^{0.30}$ al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	0.994
al momento dell'applicazione del ritiro	0.994
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	0.994
Modulo elastico al tempo "t", $E_{cm}(t,t_0) = E_{cm}/[1+\psi^*\varphi(t,t_0)]$ al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	13'100
al momento dell'applicazione del ritiro	14'642
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	10'684
$\psi =$ al momento dell'applicazione dei carichi permanenti	1.100
al momento dell'applicazione del ritiro	0.550
al momento dell'applicazione delle deformazioni imposte	1.500
Altri dati:	
Coefficiente che tiene conto dell'umidita', $\varphi_{RH} = 1 + [(1-RH/100)/(0.1h_0^{1/3})\alpha_1] \alpha_2$	1.249
Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_1 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa	0.834
Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_2 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa	0.950
Coefficiente per la resistenza del cls, $\beta_c(f_{cm}) = 16.8/f_{cm}^{0.5}$	2.495
Coefficiente per il tipo di cemento, $\alpha =$	0
Coefficiente che tiene conto dell'umidita', $\beta_H = 1.5 [1+(0.012 RH)^{18}] h_0 + 250$ $\alpha_3 \leq 1500$ α_3	716
Coefficiente per la resistenza del cls, $\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5}$ per $f_{cm} > 35$ Mpa oppure $\alpha_3 = 1$ per $f_{cm} \leq 35$ Mpa	0.879

Deformazione di ritiro $\epsilon_s(t,t_0)$

$$\epsilon_s(t,t_0) = \epsilon_{cd}(t) + \epsilon_{ca}(t) = 0.000290$$

Dove:

Deformazione dovuta al ritiro per essiccamento, $\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \epsilon_{cd,0} =$	0.000221
Coeff. per la variabilita' della deformazione nel tempo, $\beta_{ds}(t, t_s) = (t-t_s)/[(t-t_s)+0.04(h_0^3)^{0.5}] =$	0.995
Parametro che dipende da h_0 (vedi prospetto seguente), $k_h =$	0.76
Deformazione di base, $\epsilon_{cd,0} = 0.85 [(220+110\alpha_{ds1}) * \exp(-\alpha_{ds2} * f_{cm}/f_{cm0})] 10^{-6} \beta_{RH} =$	0.000292
$\beta_{RH} = 1.55 [1-(RH/RH0)^3] =$	0.896
$f_{cm0} =$	10 Mpa
$RH0 =$	100%
Coefficiente per il tipo di cemento, α_{ds1}	4
Coefficiente per il tipo di cemento, α_{ds2}	0.12
Deformazione dovuta al ritiro autogeno, $\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca00} =$	0.0000684
$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) =$	1.00
$\epsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10) 10^{-6} =$	0.0000684

Valori di k_h

h_0	k_h
100	1.00
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

10.3. Geometria dei concii

A seguire si riporta un riepilogo delle caratteristiche geometriche delle sezioni delle travi principali, in funzione dell'ascissa x parallela all'asse stradale. La tabella seguente riepiloga le caratteristiche geometriche di tutte le sezioni trasversali prese in esame. Il significato dei simboli impiegati è:

X = ascissa della sezione

h_s = altezza delle travi (metalliche)

b_{sup} = larghezza della flangia superiore delle travi

t_{sup} = spessore della flangia superiore delle travi

h_w = altezza dell'anima delle travi

t_w = spessore dell'anima delle travi

b_{inf} = larghezza della flangia inferiore delle travi

t_{inf} = spessore della flangia inferiore delle travi

t_{cls} = spessore della soletta collaborante in cls

h_{cop} = spessore coppelle (predalles)

b_{eff} = larghezza efficace (collaborante) della soletta

$\varnothing s'$ = diametro armatura longitudinale superiore

s_{sup} = passo armatura longitudinale superiore

c_{sup} = copriferro di calcolo armatura longitudinale superiore

$\varnothing s$ = diametro armatura longitudinale inferiore

s_{inf} = passo armatura longitudinale inferiore

c inf = copriferro di calcolo armatura longitudinale inferiore

d pioli = diametro pioli (gambo)

h pioli = altezza pioli

n pioli = numero di pioli su un metro lineare di piattabanda

X (m)	hs (mm)	bsup (mm)	tsup (mm)	hw (mm)	tw (mm)	binf (mm)	tinf (mm)	tcls (mm)	hcop (mm)	beff (mm)	Øs' (mm)	s sup (mm)	c sup (mm)	Øs (mm)	s inf (mm)	c inf (mm)	d pioli (mm)	h pioli (mm)	n pioli (/m)
0.0	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'352	20	200	91	20	200	80	19	180	40
2.5	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'398	20	200	91	20	200	80	19	180	40
2.5	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'399	20	200	91	20	200	80	19	180	40
5.0	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'445	20	200	91	20	200	80	19	180	40
5.0	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'446	20	200	91	20	200	80	19	180	40
7.5	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'493	20	200	91	20	200	80	19	180	40
7.5	2'000	700	35	1'930	20	1100	35	300	50	5'494	20	200	91	20	200	80	19	180	20
10.0	2'000	700	35	1'930	20	1100	35	300	50	5'540	20	200	91	20	200	80	19	180	20
10.0	2'000	700	35	1'930	20	1100	35	300	50	5'541	20	200	91	20	200	80	19	180	20
12.5	2'000	700	35	1'930	20	1100	35	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
12.5	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
15.0	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
15.0	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
17.5	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
17.5	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
21.0	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
21.0	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
24.5	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
24.5	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
27.0	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
27.0	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
29.5	2'000	700	40	1'920	20	1100	40	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
29.5	2'000	700	35	1'930	20	1100	35	300	50	5'550	20	200	91	20	200	80	19	180	20
32.0	2'000	700	35	1'930	20	1100	35	300	50	5'541	20	200	91	20	200	80	19	180	20
32.0	2'000	700	35	1'930	20	1100	35	300	50	5'540	20	200	91	20	200	80	19	180	20
34.5	2'000	700	35	1'930	20	1100	35	300	50	5'494	20	200	91	20	200	80	19	180	20
34.5	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'493	20	200	91	20	200	80	19	180	40
37.0	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'446	20	200	91	20	200	80	19	180	40
37.0	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'445	20	200	91	20	200	80	19	180	40
39.5	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'399	20	200	91	20	200	80	19	180	40
39.5	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'398	20	200	91	20	200	80	19	180	40
42.0	2'000	700	25	1'945	20	1100	30	300	50	5'352	20	200	91	20	200	80	19	180	40

10.4. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col cap. 10 della norma [IV] si riportano di seguito le considerazioni e valutazioni relativamente ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

10.4.1. Origine e caratteristiche dei software di calcolo

L'analisi dei modelli di calcolo è stata condotta attraverso il software agli elementi finiti LUSAS Bridge v. 15 della casa software Lusas. La sovrapposizione dei risultati dei modelli

e le verifiche di resistenza, tensionale, di stabilità, fessurazione e fatica sono state condotte per mezzo del software Ponti EC4 sviluppato dalla società Alhambra srl di Terni.

10.4.2. Affidabilità dei codici utilizzati

La versione di LUSAS Bridge adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione a grigliato con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari. Il software permette di definire i carichi da traffico in accordo con le norme [IV] e [VIII], consentendo di movimentare, lungo le corsie convenzionali, le azioni concentrate e distribuite che simulano il passaggio dei veicoli, valutando per ogni sezione dell'impalcato gli effetti massimi e quelli concomitanti (in termini di sollecitazioni).

Il software in parola permette, inoltre, un'analisi strutturale per fasi – necessaria per eseguire correttamente il progetto di questa tipologia di impalcati – cioè è in grado di analizzare ed estrarre i risultati di differenti modelli aventi in comune la geometria (posizione e dimensioni degli elementi f.e.m.), ed i vincoli.

Dopo aver esaminato la documentazione a corredo del software e quella reperibile sul sito web (www.lusas.com) si ritiene, per le particolari funzioni implementate (in particolare la possibilità di interfacciarsi col software post-processore PontiEC4), che il LUSAS sia affidabile ed idoneo alla progettazione in oggetto.

Il software PontiEC4, pre / post-processore e verificatore specifico per ponti misti acciaio-calcestruzzo, è in grado di definire, in fase di pre-processing, le sezioni degli elementi beam da usare nel modello LUSAS in funzione delle diverse fasi (1, 2a, 2b, 3a, 3b) contemplate nell'analisi / verifica del ponte a sezione composta. In fase di post-processing, il software estrae e sovrappone i risultati dell'analisi dei diversi modelli ed esegue le verifiche previste (cfr. §.11.2)

Anche per il software di verifica PontiEC4 valgono le stesse considerazioni e giudizio di idoneità e affidabilità espressi per il Lusas, anche in considerazione di tutta la documentazione e degli esempi svolti reperibili sul sito www.lusas.it

11. CRITERI DI VERIFICA

11.1. Premessa

L'analisi delle azioni agenti e le verifiche vengono eseguite sulla base di una suddivisione del comportamento dell'impalcato in tre macro-fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e, quindi, ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni (cfr. § 10.2). Il prospetto successivo riepiloga le fasi ed i modelli considerati ai fini delle verifiche globali dell'impalcato.

	Struttura resistente	Azioni agenti	
sovrapposizione	FASE 1	Impalcato metallico	Peso acciaio + soletta cls
	FASE 2a	Impalcato acc-cls	Sovracc. permanenti
	FASE 2b	Impalcato acc-cls	Ritiro e cedimenti differ.
	FASE 3a	Impalcato acc-cls	Azione termica
	FASE 3b	Impalcato acc-cls	Carichi traffico stradale + vento (in eserc.)
	FATICA	Impalcato acc-cls	Carichi traffico stradale - modelli di carico a fatica

Tabella 11.1: Fasi e modelli considerati

11.2. Verifiche considerate

Il quadro normativo di cui al § 3 prevede le verifiche sotto riportate.

11.2.1. Verifiche agli SLU

Agli Stati Limite Ultimi sono condotte le verifiche:

- di resistenza globale della sezione composta (stato limite elastico) con riferimento alle tensioni normali e tangenziali sugli elementi della trave metallica e sulle fibre della soletta c.a, tenendo conto delle instabilità locali per compressione e taglio di anima e piattabande (sez. di classe 4 con irrigidimenti longitudinali, dove presenti, e trasversali) e delle armature longitudinali presenti nella larghezza collaborante, nonché della fessurazione
- di resistenza della connessione tra travi e soletta, con riferimento alle caratteristiche resistenti dei connettori, delle armature e del calcestruzzo
- di resistenza e stabilità degli irrigidimenti (longitudinali e trasversali)

11.2.2. Verifiche agli SLE

Agli Stati Limite di Esercizio sono condotte le verifiche:

- tensionali della sezione composta (SLE R)

e) di resistenza della connessione (SLE R)

f) di fessurazione (SLE R e SLE F)

g) di web-breathing - limitazione dello sfogo dell'anima (SLE F).

Le verifiche alle tensioni in esercizio SLE QP per il calcestruzzo (0.45 fck), come previsto dalla norma [IV] e dalla Sezione 7 di [XV], sono implicitamente soddisfatte dalle verifiche alle tensioni SLE R (0.6 fck) perché il contributo dei carichi variabili è superiore a quello dei carichi permanenti portati. Pertanto le tensioni di compressione sul calcestruzzo della soletta in combinazione SLE Rara sono almeno pari al doppio di quelle che si hanno in combinazione quasi permanente, e quindi la verifica condotta sulle tensioni del calcestruzzo in combinazione rara rispetto al limite 0.6 fck include automaticamente la verifica in combinazione quasi permanente rispetto al limite 0.45 fck.

11.2.3. Verifiche allo SLF

Allo Stato Limite di Fatica sono condotte le verifiche:

h) delle flange e delle anime delle travi metalliche

i) della connessione (pioli)

j) dei giunti saldati a completa penetrazione longitudinali, ossia di composizione delle sezioni (flangia-anima, anima-irrigidimento longitudinali, qualora presenti) e trasversali, cioè tra omologhi elementi di segmenti di trave consecutivi (flangia con flangia oppure anima con anima).

12. ANALISI E VERIFICHE DELLA SOLETTA

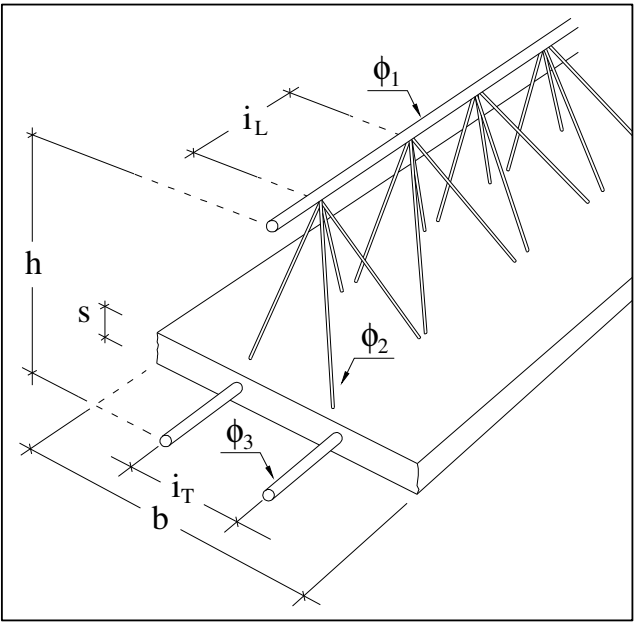
12.1. Fase di getto – verifica predalle

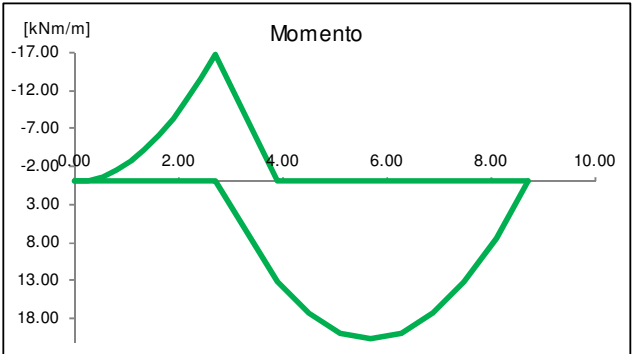
MATERIALI			
Calcestruzzo		Acciaio d'armatura	
Rck	50 N/mm ²	f _{yk}	450.00 N/mm ²
f _{ck}	41.50 N/mm ²	γ _s	1.15
γ _c	1.50	f _{yd}	391.30 N/mm ²
α _{cc}	0.85	E _s	210.00 kN/mm ²
f _{cd}	23.52 N/mm ²	n	5.91
E _c	35.55 kN/mm ²		

GEOMETRIA	
s (spessore fondello)	6.00 cm
h (altezza traliccio)	16.00 cm
H (altezza soletta finita)	30.00 cm
b (larghezza fondello)	40.00 cm
i _L (passo longit. traliccio)	19.00 cm
i _T (passo trasv. traliccio)	20.00 cm
Ø ₁ (diametro ferro sup)	24 mm
Ø ₂ (diametro ferro diag)	10 mm
Ø ₃ (diametro ferri inf)	18 mm
■ Blocchi di alleggerimento	

SCHEMA STATICO	
○ Sbalzo (solo momento negativo e taglio)	
○ Trave appoggiata	
● Trave appoggiata con sbalzo	
L _S (lunghezza sbalzo)	2.70 m
L ₁ (luce interna)	6.00 m

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	
Q _k (peso):	25*0.30*0.40 = 3.00 kN/m
Δq (incremento dinamico getto)=	1.00 kN/m ²
Q _d :	1.35*(3.00+1.00*0.40) = 4.59 kN/m
γ _G =	1.35
M _{Ed}	-16.73 kNm/m
M ⁺ _{Ed}	20.66 kNm/m
V _{Ed}	16.56 kN/m





Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

VERIFICHE

- Verifica ad instabilità delle barre compresse superiori
- Verifica ad instabilità delle barre compresse inferiori
- Verifica di resistenza del calcestruzzo compresso

Verifica a taglio V

α_1 (inclinazione diagonali nel piano verticale)	$\text{atan}(16.00/(19.00/2)) =$	59.30 °
α_2 (inclinazione diagonali nel piano trasversale)	$\text{atan}(16.00/(20.00/2)) =$	57.99 °
$N_{2,Ed}$ (forza sul diagonale \varnothing_2 - SLU)	$16.56 / [2 * \text{sen}(59.30^\circ) * \text{sen}(57.99^\circ)] =$	11.35 kN
l_0 (lunghezza di libera inflessione dei diagonali)	$\sqrt{[16.00^2 + (19.00/2)^2 + (20.00/2)^2]} =$	21.12 cm
λ (snellezza diagonali)	$10 * 21.12 / (10.00/4) =$	84.50
ε	$\sqrt{[235 / 450]} =$	0.72
$\lambda^{\bar{}}$	$84.50 / (93.9 * 0.72) =$	1.25
Φ	$0.5 * [1 + 0.49 * (1.25 - 0.2) + 1.25^2] =$	1.53
χ	$1 / [1.53 + \sqrt{(1.53^2 - 1.25^2)}] =$	0.41
$N_{2,Rd}$ (resistenza a compressione del diagonale \varnothing_2)	$1/1000 * 0.41 * 391.30 * 3.14 * 10^2/4 =$	12.68 kN > $N_{2,Ed}$ --> OK

Verifica a M-

$N_{1,Ed}$ (forza sulla barra superiore \varnothing_1) - SLU	104.57 kN	σ_s (tensione \varnothing_1)	231.14 N/mm ² < f_{yd} --> OK
$N_{3,Ed}$ (forza sulle barre inferiori \varnothing_3) - SLU	-52.28 kN	σ_s (tensione \varnothing_3)	-205.46 N/mm ² < f_{yd} --> OK
$N_{c.a.}$ (forza compressione sul fondello - SLE R)	-77.46 kN	σ_c (tensione sul cls)	2.87 N/mm ² < 0.6 f_{ck} --> OK
l_0 (lunghezza libera infless. barre int. \varnothing_3) =	19.00 cm	$\lambda^{\bar{}}$	0.62
λ (snellezza)	$10 * 19.00 / (18 / 4) =$	Φ	0.80
ε	$\sqrt{[235 / 450]} =$	χ	0.77
$N_{3,Rd}$ (resistenza a instabilità barre inf. \varnothing_3)	$0.001 * 0.77 * 391.30 * 3.14 * 18^2/4 =$	76.89 kN > $N_{3,Ed}$ --> OK	

Verifica a M+

$N_{1,Ed}$ (forza sulla barra superiore \varnothing_1)	-129.09 kN	σ_s (tensione \varnothing_1)	-285.36 N/mm ² < f_{yd} --> OK
$N_{3,Ed}$ (forza sulle barre inferiori \varnothing_3)	64.55 kN	σ_s (tensione \varnothing_3)	253.65 N/mm ² < f_{yd} --> OK
l_0 (lunghezza libera infless. barre sup. \varnothing_1) =	19.00 cm	$\lambda^{\bar{}}$	0.47
λ (snellezza)	$10 * 19.00 / (24 / 4) =$	Φ	0.67
ε	$\sqrt{[235 / 450]} =$	χ	0.86
$N_{1,Rd}$ (resistenza a instabilità barre sup. \varnothing_1)	$0.001 * 0.86 * 391.30 * 3.14 * 24^2/4 =$	152.49 kN > $N_{1,Ed}$ --> OK	

12.2. In situazione persistente / eccezionale

12.2.1 DATI GEOMETRICI

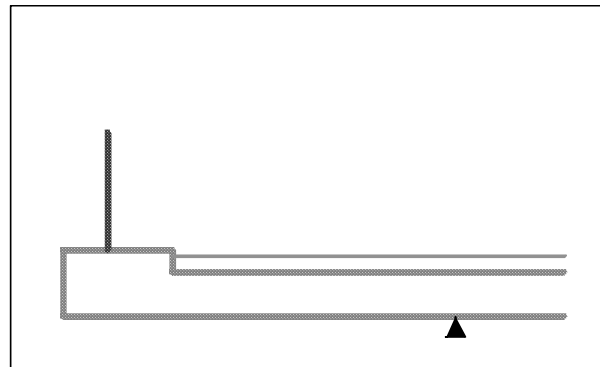
L_{sb}		2.70 m	(Lunghezza sbalzo)
S_{sol}		0.30 m	(Spessore totale soletta, comprensiva delle predalles)
S_{pav}		0.11 m	(Spessore medio pavimentazione sullo sbalzo)
S_{marc}		0.15 m	(Sovralzo marciapiede oltre la soletta)
L_{marc}		0.75 m	(Larghezza marciapiede)
L_{pav}	$= 2.70 - 0.75 =$	1.95 m	(Larghezza pavimentazione sulla parte a sbalzo)
$d_{rete/barr}$	<input type="checkbox"/> barriera fonoassorbente/parapetto		(Distanza rete/barriera fonoassorbente da incastro)
S_{guard}	<input checked="" type="checkbox"/> guard-rail	0.45 m	(Arretramento guard-rail rispetto filo marciapiede)
$d_{veletta}$	<input checked="" type="checkbox"/> veletta di chiusura laterale	2.70 m	(Distanza veletta da incastro)
d_{tubo}	<input checked="" type="checkbox"/> tubo di drenaggio	3.00 m	(Distanza collettore da incastro)

Diffusione dei carichi e delle sollecitazioni nella soletta dell'impalcato

α_{vert}	45°	(Diffusione verticale dei carichi nello spessore della soletta)	
α_{hor}	45°	(Diffusione orizzontale nel piano della soletta)	<input type="radio"/> Diffusione orizzontale da un solo lato <input checked="" type="radio"/> Diffusione orizzontale da ambo i lati

12.2.2 PESI UNITARI

Soletta impalcato	25.00 kN/m ³
Pavimentazione (sullo sbalzo)	23.00 kN/m ³
Guard-rail	1.00 kN/m
Veletta	3.60 kN/m
Tubo di drenaggio acque stradali	1.00 kN/m



Schema di calcolo

12.2.3 CALCOLO DELLE AZIONI

12.2.3.1 URTO VEICOLO IN SVIO

F_k		100.00 kN	(Azione urto)
L_{diff}		0.50 m	(Lunghezza di diffusione dell'urto sulla barriera)
$h_{barr\ sic}$		1.60 m	(Altezza della barriera di sicurezza)
h_{svio}	$= \min \{1.00 ; 1.60 - 0.10\} =$	1.00 m	(Altezza di applicazione dell'azione di svio)
F_k	$= 100.00 / 0.50 =$	200.00 kN/m	(Azione urto al piede barriera)
M_k	$= 200.00 * 1.00 =$	200.00 kNm/m	(Momento azione urto al piede barriera)
L_d	$= 0.50 + 2 * 1.95 * \tan(45^\circ) =$	4.40 m	(Larghezza diffusione urto alla sezione di incastro)
V_{Ak}	$= 200 * 0.50 / 4.40 =$	22.73 kN/m	(Azione urto - sezione di incastro)
m_{Ak}	$= 200 * 0.50 / 4.40 =$	22.73 kNm/m	(Momento azione urto - sezione di incastro)

12.2.3.2 CARICHI DA TRAFFICO

12.2.3.2.1 Schema di carico 1 (LM 1)

L_1	0.40 m	(Larghezza impronta direzione longitudinale)
L_2	0.40 m	(Larghezza impronta direzione trasversale)
l_{long}	1.20 m	(Interasse longitudinale impronte di carico)
l_{trasv}	2.00 m	(Interasse trasversale impronte di carico)
Q_{1k} (TS - Tandem Sistem)	150.00 kN	(Carico su singola ruota - corsia n. 1)
q_{1k} (UDL)	9.00 kN/m ²	(Carico uniformemente distribuito - corsia n. 1)

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

Schema 1-posizione 1 (adiacente guard rail)			
d1	= 1.95 - 0.40/2 =	1.75 m	(Braccio di leva impronte di carico fila esterna)
		100%	(Aliquota efficace impronte di carico fila esterna)
Ld1	= 0.40 + 2 * 1.75 * tan(45°) + 2 * (0.11 + 0.30/2) * tan(45°) =	4.42 m	(Larghezza diffusione 1 impronta di carico)
Ld2	= 0.40 + 1.20 + 2 * 1.75 * tan(45°) + 2 * (0.11 + 0.30/2) * tan(45°) =	5.62 m	(Larghezza diffusione 2 impronte di carico)
v1	= 150 * 100% / 4.42 + 9.00 * 1.95 =	51.49 kN/m	(Azione verticale 1 impronta + carico distrib.)
v2	= 2 * 150 * 100% / 5.62 + 9.00 * 1.95 =	70.93 kN/m	(Azione verticale 2 impronte + carico distrib.)
m1	= 150 * 100% / 4.42 * 1.75 + 9.00 * 1.95 ² / 2 =	76.50 kNm/m	(Momento 1 impronta + carico distrib.)
m2	= 2 * 150 * 100% / 5.62 * 1.75 + 9.00 * 1.95 ² / 2 =	110.53 kNm/m	(Momento 2 impronte + carico distrib.)

Schema 1-posizione 2 (adiacente trave)			
d1	= 0.40/2 =	0.20 m	(Braccio di leva impronte di carico fila esterna)
Ld1	= 0.40 + 2 * 0.20 * tan(45°) + 2 * (0.11 + 0.30/2) * tan(45°) =	1.32 m	(Larghezza diffusione 1 impronta di carico)
Ld2	= 0.40 + 1.20 + 2 * 0.20 * tan(45°) + 2 * (0.11 + 0.30/2) * tan(45°) =	2.52 m	(Larghezza diffusione 2 impronte di carico)
q1	= 150 / 1.32 + 9.00 * 1.95 =	131.19 kN/m	(Azione verticale 1 impronta + carico distrib.)
q2	= 2 * 150 / 2.52 + 9.00 * 1.95 =	136.60 kN/m	(Azione verticale 2 impronte + carico distrib.)
m1	= 150 / 1.32 * 0.20 + 9.00 * 1.95 ² / 2 =	39.84 kNm/m	(Momento 1 impronta + carico distrib.)
m2	= 2 * 150 / 2.52 * 0.20 + 9.00 * 1.95 ² / 2 =	40.92 kNm/m	(Momento 2 impronte + carico distrib.)

12.2.3.2.2 Schema di carico 2 (LM 2)

L ₁	0.60 m	(Larghezza impronta direzione longitudinale)
L ₂	0.35 m	(Larghezza impronta direzione trasversale)
l _{long}	2.00 m	(Interasse impronte)
Q _{1k}	200.00 kN	(Carico su singola ruota)

Schema 2-posizione 1 (adiacente guard rail)			
d	= 1.95 - 0.35/2 =	1.78 m	(Braccio di leva impronte di carico)
		100%	(Aliquota efficace impronte di carico fila esterna)
Ld1	= 0.60 + 2 * 1.78 * tan(45°) + 2 * (0.11 + 0.30/2) * tan(45°) =	4.67 m	(Larghezza diffusione 1 impronta di carico)
Ld2	= 0.60 + 2.00 + 2 * 1.78 * tan(45°) + 2 * (0.11 + 0.30/2) * tan(45°) =	6.67 m	(Larghezza diffusione 2 impronte di carico)
q1	= 200 * 100% / 4.67 =	42.83 kN/m	(Azione verticale a metro 1 impronta di carico)
q2	= 2 * 200 * 100% / 6.67 =	59.97 kN/m	(Azione verticale a metro 2 impronte di carico)
m1	= 42.83 * 1.78 =	76.02 kNm/m	(Momento a metro 1 impronta di carico)
m2	= 59.97 * 1.78 =	106.45 kNm/m	(Momento a metro 2 impronte di carico)

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

Schema 2-posizione 2 (adiacente trave)

d	= 0.35/2 =	0.18 m	(Braccio di leva impronte di carico)
Ld1	= 0.60+2*0.18*tan(45°)+2*(0.11+0.30/2)*tan(45°) =	1.47 m	(Larghezza diffusione 1 impronta di carico)
Ld2	=0.60+2.00+2*0.18*tan(45°)+2*(0.11+0.30/2)*tan(45°) =	3.47 m	(Larghezza diffusione 2 impronte di carico)
q1	= 200 / 1.47 =	136.05 kN/m	(Azione verticale a metro 1 impronta di carico)
q2	= 2 * 200 / 3.47 =	115.27 kN/m	(Azione verticale a metro 2 impronte di carico)
m1	= 136.05 * 0.18 =	23.81 kNm/m	(Momento a metro 1 impronta di carico)
m2	= 115.27 * 0.18 =	20.17 kNm/m	(Momento a metro 2 impronte di carico)

12.2.3.2.3 Schema di carico 4 - folla (LM 4)

q _{5k}		5.00 kN/m ²	(Carico distribuito folla compatta)
L	= 2.50 - 2.40 =	0.10 m	(Larghezza zona caricata)
d	= (2.50 + 2.40) / 2 =	2.45 m	(Braccio di leva carico folla compatta)
v _k	= 5.00 * 0.10 =	0.50 kN/m	(Risultante carico folla compatta)
m _k	= 0.50 * 2.45 =	1.23 kNm/m	(Momento carico folla compatta)

12.2.4 RISULTATI

SOLLECITAZIONI DI PIASTRA ALL'INCASTRO - COND. DI CARICO ELEMENTARI						
AZIONE	TIPO	q [kN/m ²]	H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	
Peso proprio soletta	G1k	0.30 * 25 = 7.50	-	20.3	27.3	
Peso marciapiede	G2k	0.15 * 25 = 3.75	-	2.8	6.5	
Peso pavimentazione	G2k	0.11 * 23 = 2.53	-	4.9	4.8	
Peso veletta	G2k	3.60	-	3.6	9.7	
Peso guard-rail + tubo di drenaggio	G2k	2.00	-	2.0	5.4	
		Tot permanenti Gk	-	33.6	53.8	
Traffico - LM 1 pos. 1	Q11k		-	70.9	110.5	
Traffico - LM 1 pos. 2	Q12k		-	136.6	40.9	
Traffico - LM 2 pos. 1	Q13k		-	60.0	106.4	
Traffico - LM 2 pos. 2	Q14k		-	136.1	23.8	
Traffico - LM 4 (folla)	Q15k		-	0.5	1.2	
Azione del vento su barriera	Fwk		-	0.0	0.0	
Azione eccezionale (urto veicolo)	Ak		22.7	0.0	22.7	

COMBINAZIONI DI CARICO PER SITUAZIONI DI PROGETTO						
	Permanenti Gk	TRAFFICO Q1k			Vento Fwk	Urto Ak
		LM 1	LM 2	LM 5		
γ _F (A1) (persistente e transitoria)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.50	-
γ _F (eccezionale)	1.00	-	1.00	-	-	1.00
ψ ₀	-	0.75	-	0.60	0.60	-
ψ ₁ (gruppi 1a e 1b)	-	0.75	0.75	-	0.20	-
ψ ₂	-	-	-	-	-	-
ψ ₀	-	-	-	-	0.60	-
ψ ₁ (gruppi 4)	-	-	-	0.75	0.20	-
ψ ₂	-	-	-	-	-	-

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

SOLLECITAZIONI DI PIASTRA ALL'INCASTRO - VALORI DI PROGETTO					
COMB.	GRUPPO		H [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
1 - SLU	(Gr. 1a)	$1.35 * G_k + 1.35 * Q_{11k} + 1.35 * 0.6 * Q_{15k} + 1.5 * 0.6 * F_{wk}$	4.6	142.9	233.1
2 - SLU	(Gr. 1a)	$1.35 * G_k + 1.35 * Q_{12k} + 1.35 * 0.6 * Q_{15k} + 1.5 * 0.6 * F_{wk}$	4.6	231.5	139.1
3 - SLU	(Gr. 1b)	$1.35 * G_k + 1.35 * Q_{13k} + 1.5 * 0.6 * F_{wk}$	4.6	127.7	226.6
4 - SLU	(Gr. 1b)	$1.35 * G_k + 1.35 * Q_{14k} + 1.5 * 0.6 * F_{wk}$	4.6	230.4	115.1
5 - SLU	(Gr. 4)	$1.35 * G_k + 1.35 * Q_{15k} + 1.5 * 0.6 * F_{wk}$	4.6	47.4	84.6
6 - SLU	(Gr. 1a)	$1.35 * G_k + 1.5 * F_{wk} + 1.35 * 0.75 * Q_{11k} + 1.35 * 0 * Q_{15k}$	7.7	118.5	199.4
7 - SLU	(Gr. 1a)	$1.35 * G_k + 1.5 * F_{wk} + 1.35 * 0.75 * Q_{12k} + 1.35 * 0 * Q_{15k}$	7.7	185.0	128.9
8 - SLU	(Gr. 1b)	$1.35 * G_k + 1.5 * F_{wk} + 1.35 * 0 * Q_{13k}$	7.7	46.7	87.5
9 - ECC		$G_k + Q_{13k} + A_k$	22.7	94.6	185.5
10 - SLE R	(Gr. 1a)	$G_k + Q_{11k} + 0.6 * Q_{15k} + 0.6 * F_{wk}$	3.1	105.8	172.2
11 - SLE R	(Gr. 1a)	$G_k + Q_{12k} + 0.6 * Q_{15k} + 0.6 * F_{wk}$	3.1	171.5	102.6
12 - SLE R	(Gr. 1b)	$G_k + Q_{13k} + 0.6 * F_{wk}$	3.1	94.6	167.4
13 - SLE R	(Gr. 1b)	$G_k + Q_{14k} + 0.6 * F_{wk}$	3.1	170.7	84.7
14 - SLE R	(Gr. 4)	$G_k + Q_{15k} + 0.6 * F_{wk}$	3.1	35.1	62.1
15 - SLE R	(Gr. 1a)	$G_k + F_{wk} + 0.75 * Q_{11k} + 0 * Q_{15k}$	5.1	88.1	147.6
16 - SLE R	(Gr. 1a)	$G_k + F_{wk} + 0.75 * Q_{12k} + 0 * Q_{15k}$	5.1	137.3	95.4
17 - SLE R	(Gr. 1b)	$G_k + F_{wk} + 0 * Q_{13k}$	5.1	34.6	64.0
18 - SLE F	(Gr. 1a)	$G_k + 0.75 * Q_{11k} + 0 * Q_{15k} + 0 * F_{wk}$	-	87.8	139.2
19 - SLE F	(Gr. 1a)	$G_k + 0.75 * Q_{12k} + 0 * Q_{15k} + 0 * F_{wk}$	-	137.0	87.0
20 - SLE F	(Gr. 1b)	$G_k + 0.75 * Q_{13k} + 0 * F_{wk}$	-	79.6	136.1
21 - SLE F	(Gr. 1b)	$G_k + 0.75 * Q_{14k} + 0 * F_{wk}$	-	136.6	74.2
22 - SLE F	(Gr. 4)	$G_k + 0.75 * Q_{15k} + 0 * F_{wk}$	-	35.0	57.2
23 - SLE F		$G_k + 0.2 * F_{wk}$	1.0	34.6	57.8
24 - SLE Q.P.		$G_k + 0 * F_{wk}$	-	34.6	56.3

GEOMETRIA SEZIONE

Dimensioni sezione

larghezza B	100.00	cm
altezza H	30.00	cm

Ferri trasversali

	n. / Ø	passo (cm)	
$A_{s,staffe}$			- cm ² /m
$A_{piegati}$	2.5Ø26	40.00	33.18 cm ² /m
Rapporto armatura trasversale ?			4.69 ‰

Ferri longitudinali (flessione+taglio)

copriferro sup	9.00	cm
copriferro inf	8.00	cm
$A_{s'}$	5Ø20+5Ø26	42.25 cm ²
A_s	5Ø20	15.71 cm ²
Rapp. armatura superiore ?		2.012 %
Rapp. armatura inferiore ?		0.714 %
Rapp. rerativo armatura ?/?		35 %

PARAMETRI SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE

Area totale omogenizzata	3'869.44	cm ²
Posizione baricentro	14.44	cm
Momento statico baricentrico* .	13'880.8	cm ³
Momento d'inerzia baricentrico .	25.82	dm ⁴
Braccio coppia interna	18.60	cm

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO				VERIFICHE SLU N-M			VERIFICHE SLU TAGLIO					
<i>N.B. N >0 compressione</i>											η_{sic}	η_{sic}
N [kN]	M [kNm]	V [kN]	T [kNm]	M _{Rd} [kNm]	N _{Rd} [kN]	η_{sic}	V _{Rd} [kN]	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	521	taglio cls	taglio c.a.
0.00	-222.84	141.52		-279.7	5'096.9	1.26	210	1'200	521	521	1.48	3.68
0.00	-128.87	230.17		-279.7	6'574.3	2.17	210	1'200	521	521	0.91	2.26
0.00	-216.34	126.31		-279.7	5'220.7	1.29	210	1'200	521	521	1.66	4.12
0.00	-104.78	229.03		-279.7	6'885.9	2.67	210	1'200	521	521	0.92	2.27
0.00	-74.29	46.03		-279.7	7'264.6	3.76	210	1'200	521	521	4.56	11.31
0.00	-184.55	117.17		-279.7	5'765.8	1.52	210	1'200	521	521	1.79	4.44
0.00	-114.07	183.66		-279.7	6'766.6	2.45	210	1'200	521	521	1.14	2.83
0.00	-72.64	45.35		-279.7	7'283.9	3.85	210	1'200	521	521	4.62	11.48
-22.73	-182.98	93.57		-278.0	-1'215.8	1.52	207	1'200	521	521	2.22	5.56

SOLLECITAZIONI SLE				VERIFICHE SLE							
<i>N.B. N >0 compressione</i>				<i>Tipo comb. (tensioni in esercizio, trazioni >0 [N/mm²])</i>				<i>(apertura fessure [mm])</i>			
N [kN]	M [kNm]	M _{decom} [kNm]	M _{fess} [kNm]	SLE	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	w _k [mm]	w _{k,max} [mm]	
0.00	-165.07	0.00	-49.93	Rara	-16.22	230.39	-22.41	±360.00	0.215		
0.00	-160.25	0.00	-49.93	Rara	-15.75	223.67	-22.41	±360.00	0.209		
0.00	-55.03	0.00	-49.93	Rara	-5.41	76.81	-22.41	±360.00	0.053		
0.00	-137.44	0.00	-49.93	Rara	-13.51	191.82	-22.41	±360.00	0.179		
0.00	-136.70	0.00	-49.93	Frequente	-13.43	190.80	-22.41	±360.00	0.178	0.300	
0.00	-133.64	0.00	-49.93	Frequente	-13.13	186.53	-22.41	±360.00	0.174	0.300	
0.00	-54.73	0.00	-49.93	Frequente	-5.38	76.38	-22.41	±360.00	0.052	0.300	
0.00	-53.81	0.00	-49.93	Frequente	-5.29	75.10	-22.41	±360.00	0.050	0.300	
0.00	-53.81	0.00	-49.93	Q.perman.	-5.29	75.10	-16.81	-	0.050	0.200	

13. ANALISI E VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI

13.1. Grafici di riepilogo delle azioni sollecitanti

Nell'esposizione dei risultati delle analisi e delle verifiche si fa riferimento ad una numerazione delle "fibre" delle sezione composta acciaio-clc. dettagliata nella figura successiva.

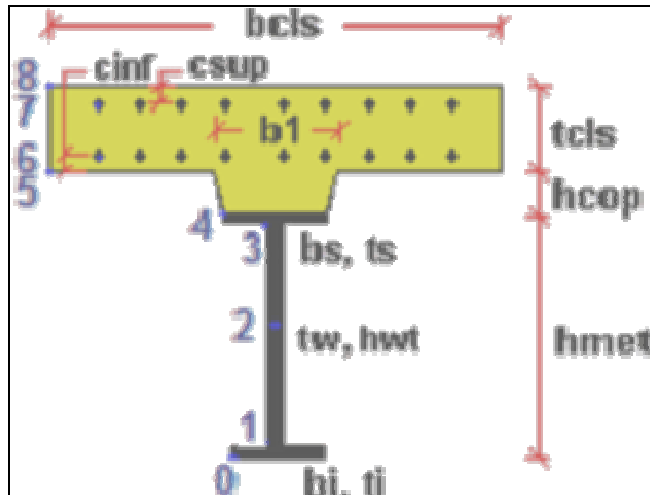


Figura 13.1: Simbologia adottata

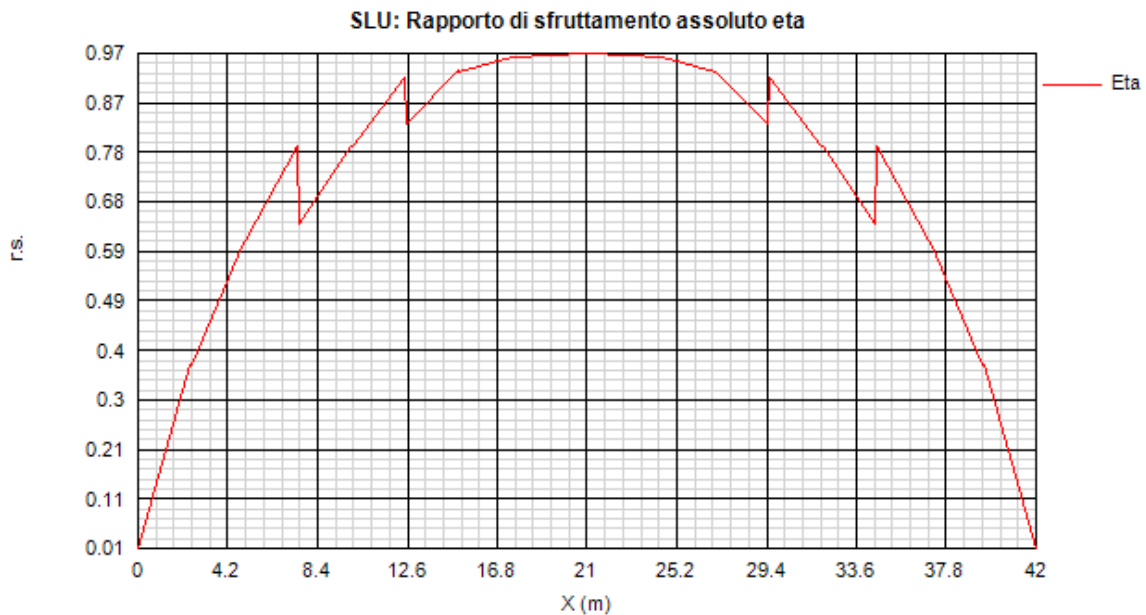


Figura 13.2:

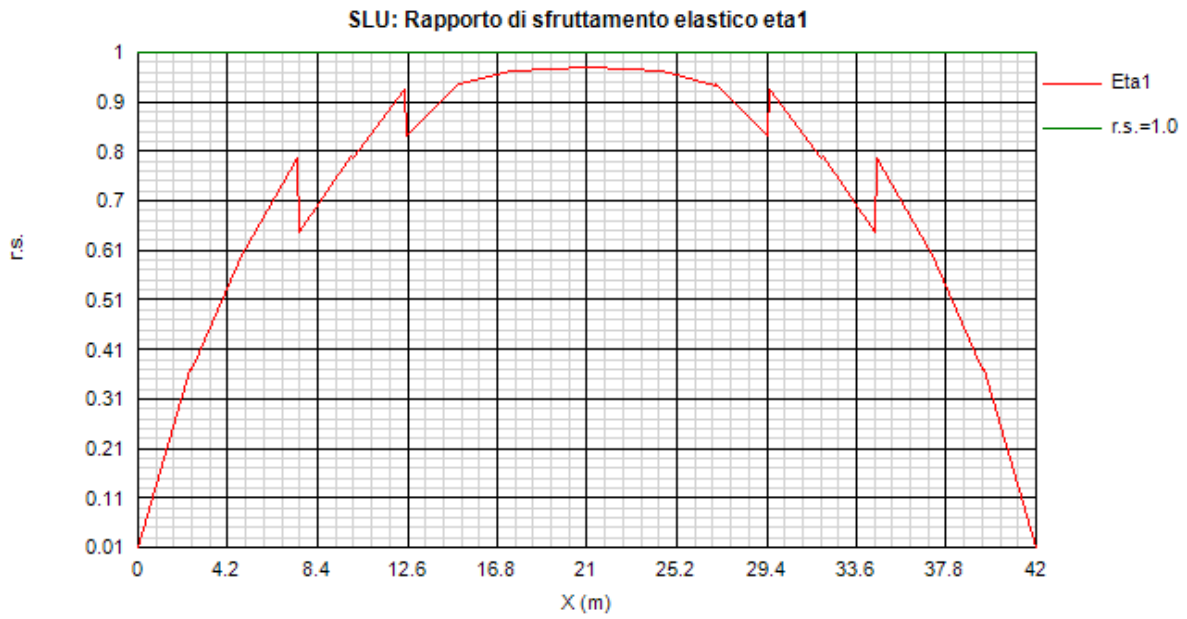


Figura 13.3:

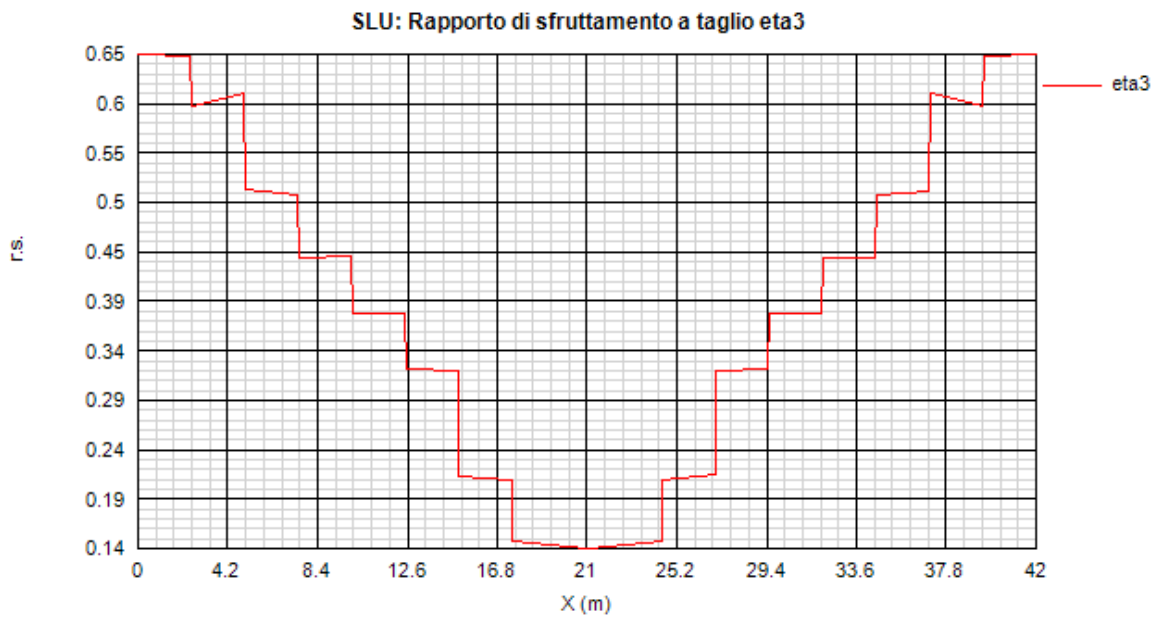


Figura 13.4:

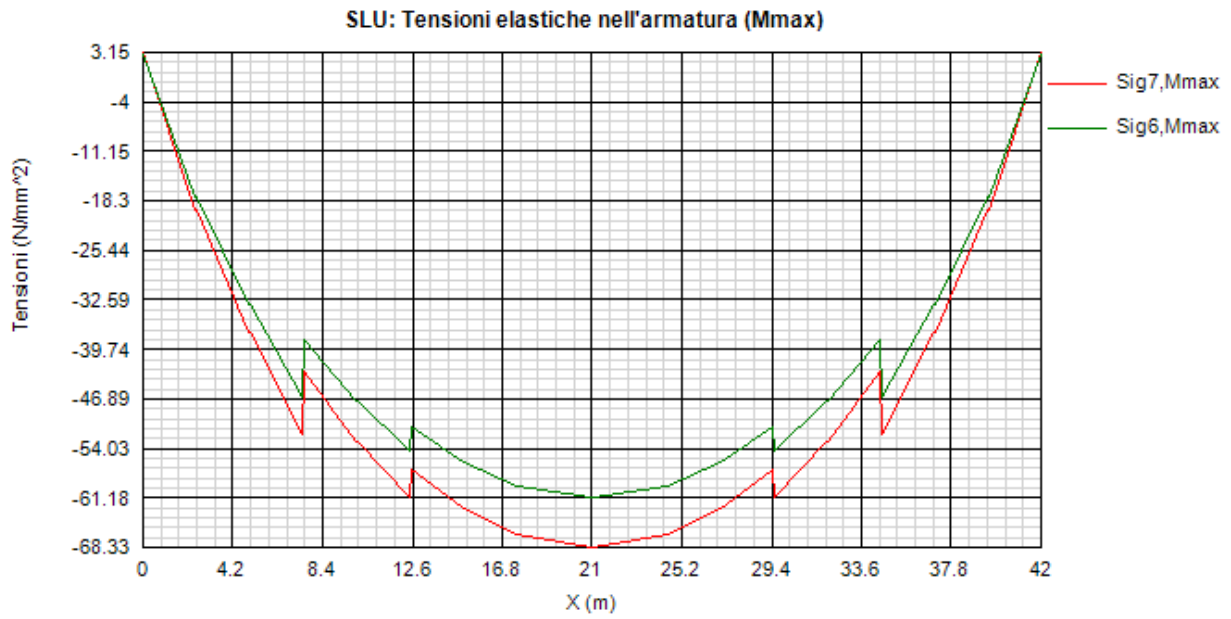


Figura 13.5:

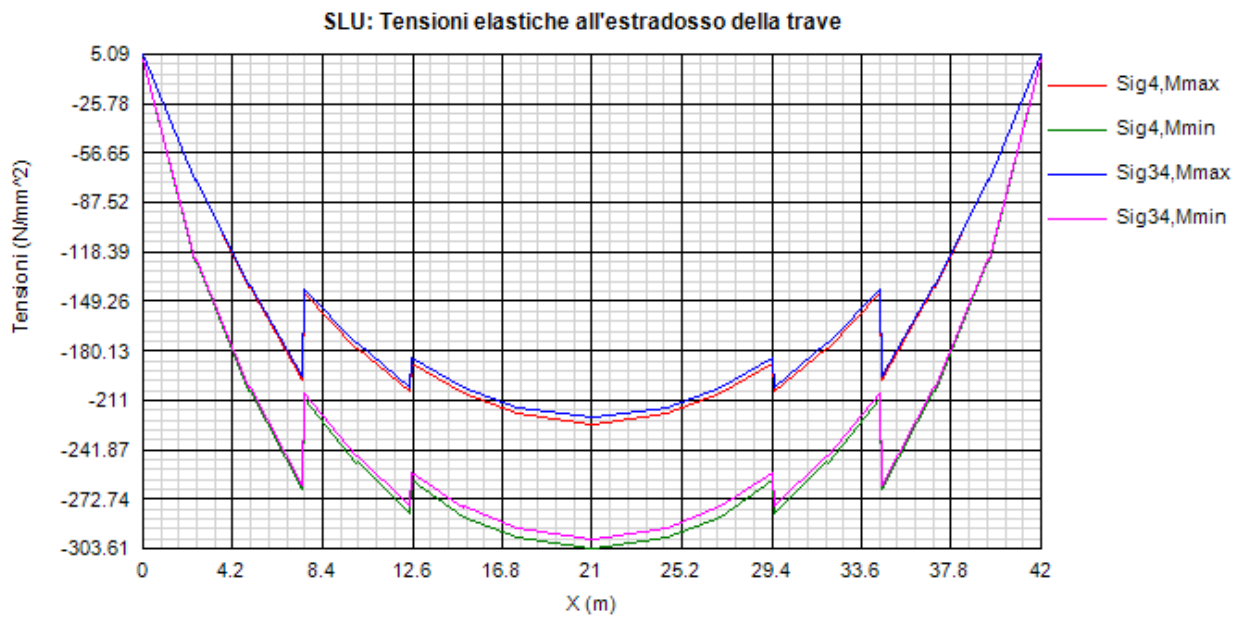


Figura 13.6:

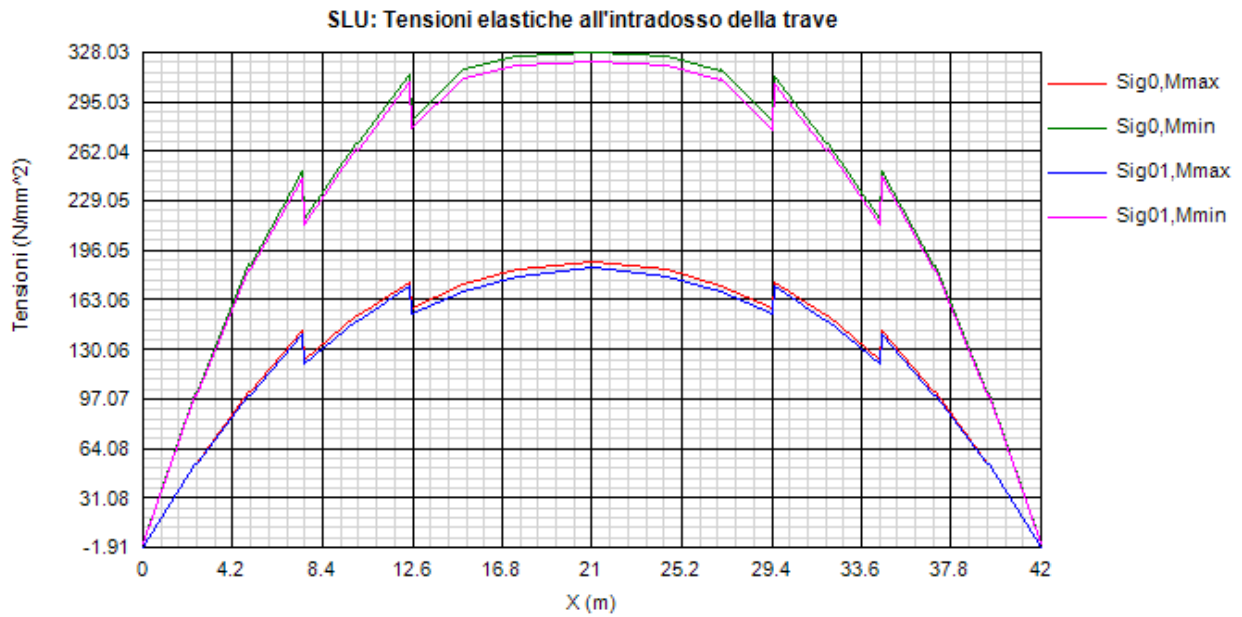


Figura 13.7:

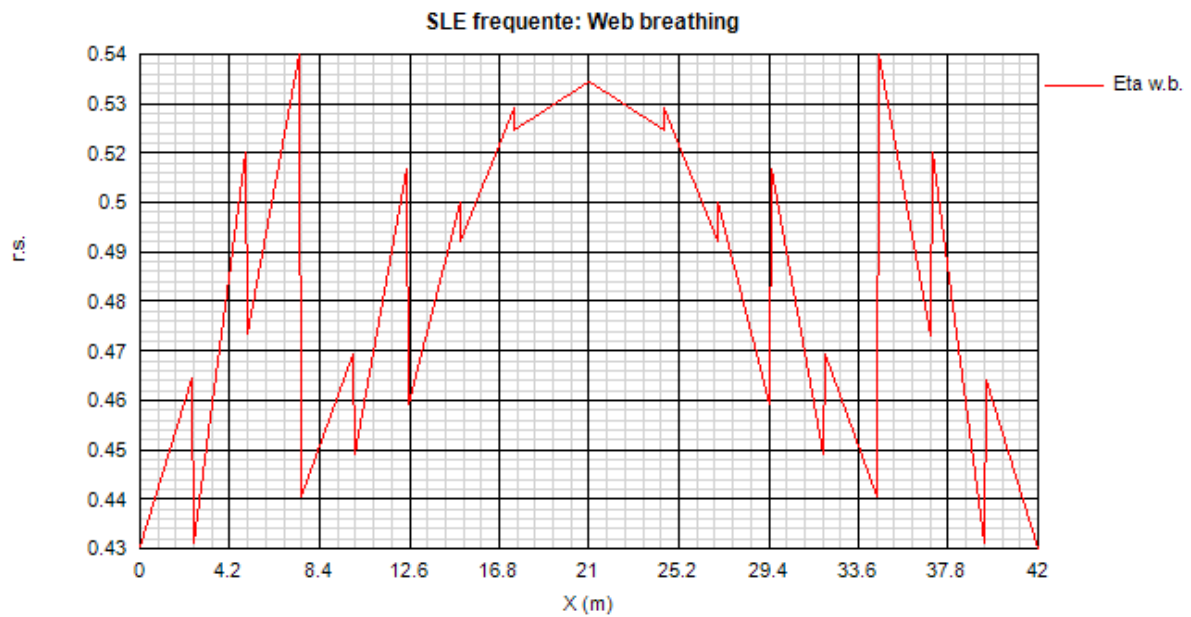


Figura 13.8:

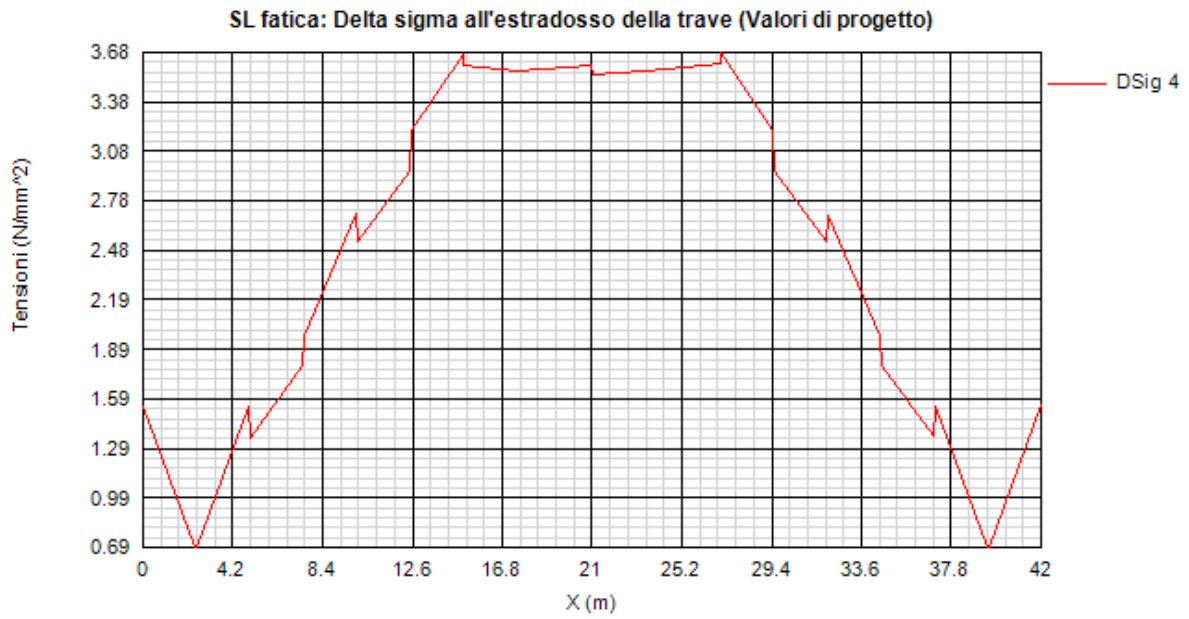


Figura 13.9:

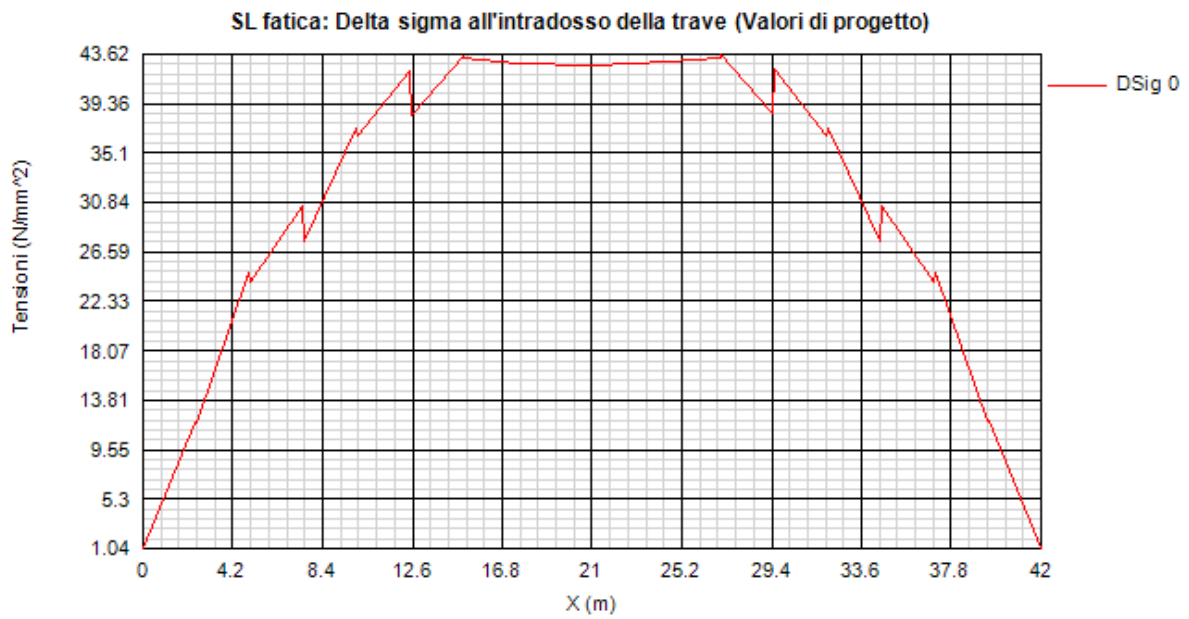


Figura 13.10:

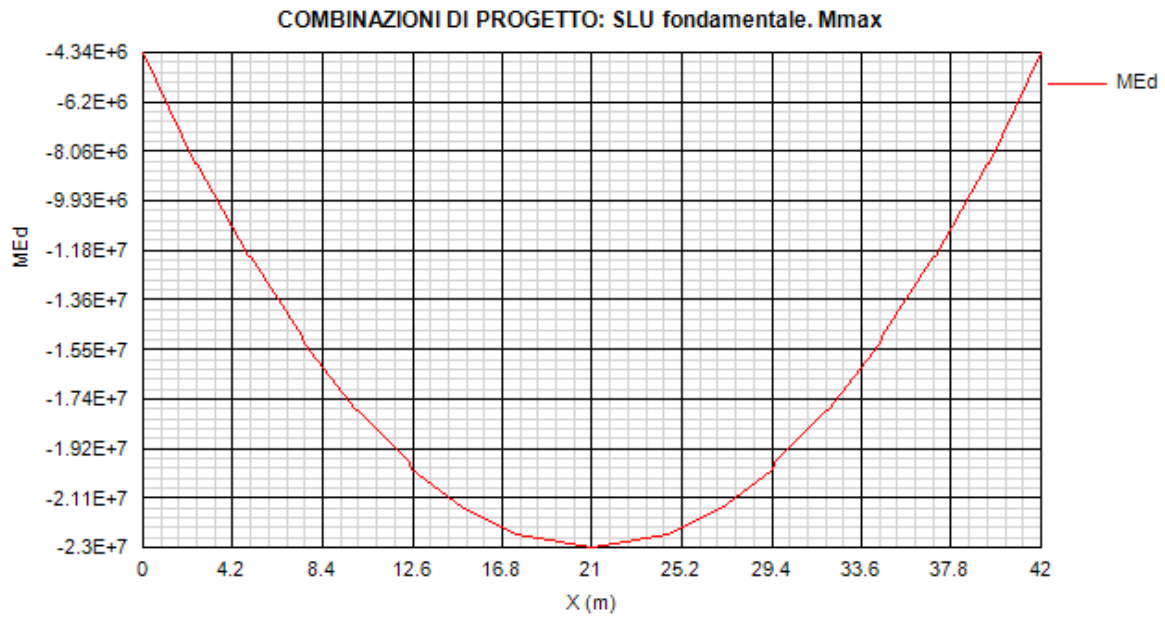


Figura 13.11:

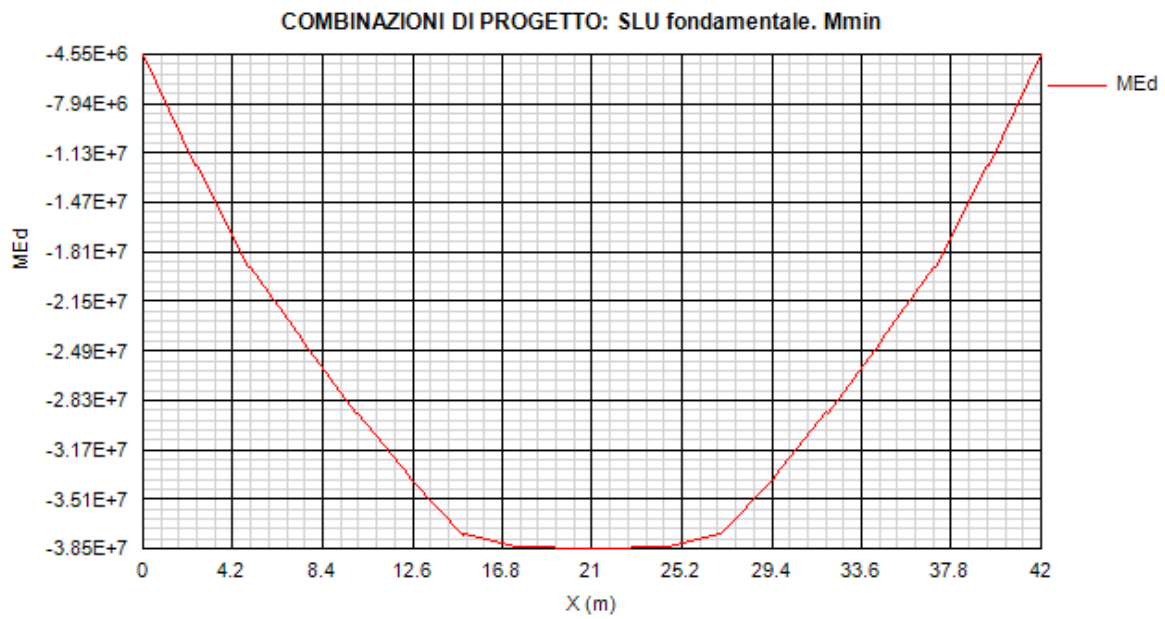


Figura 13.12:

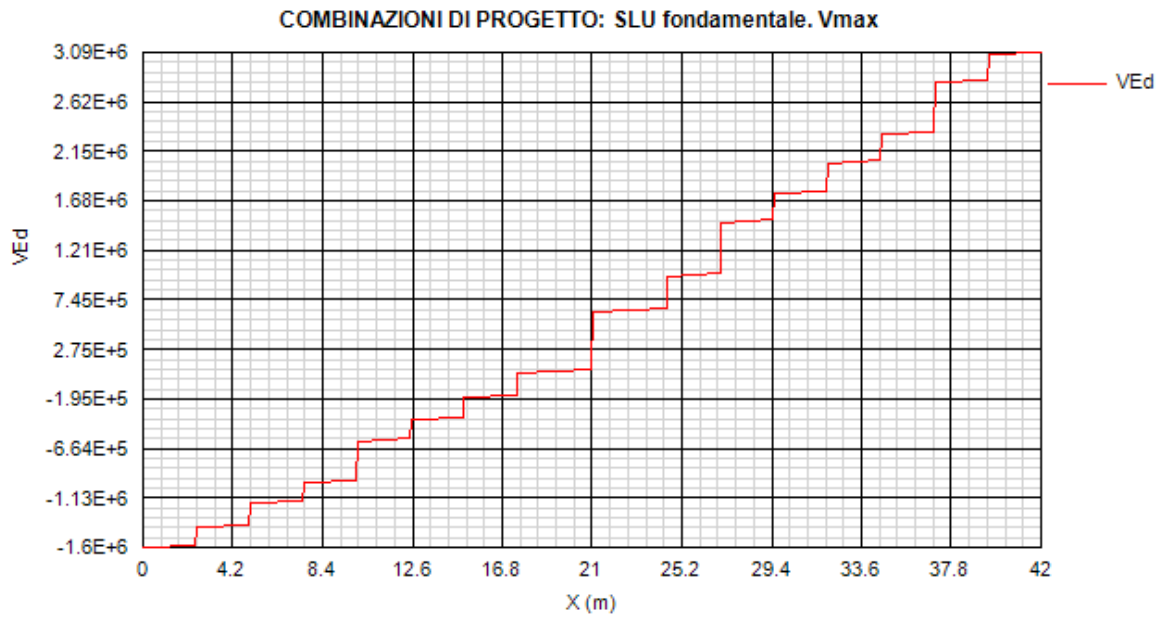


Figura 13.13:

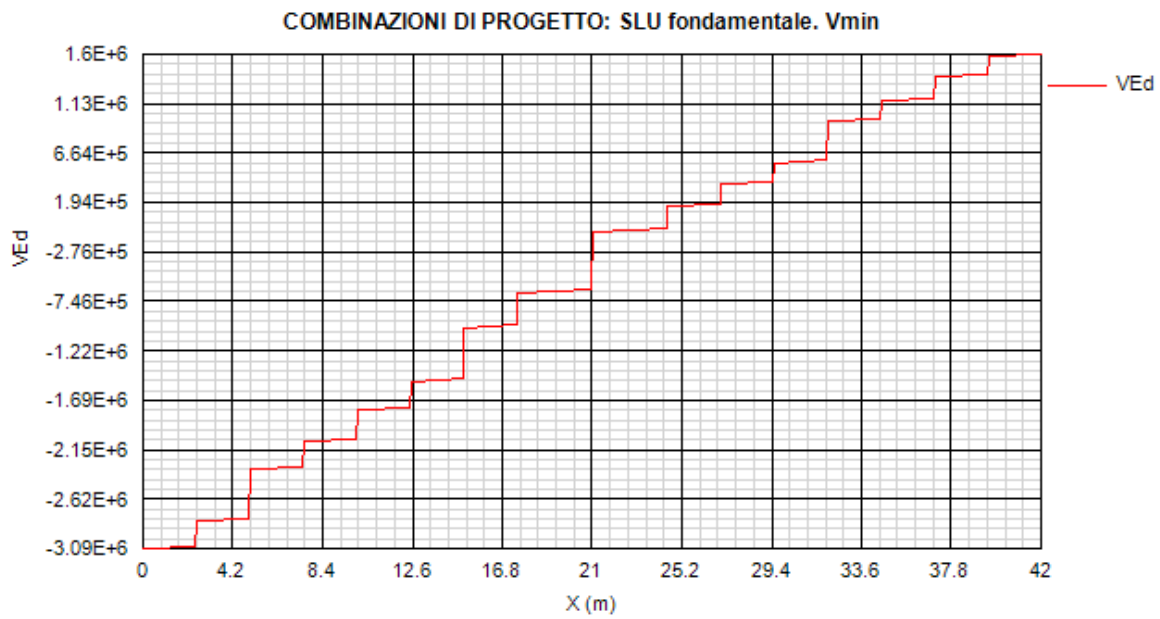


Figura 13.14:

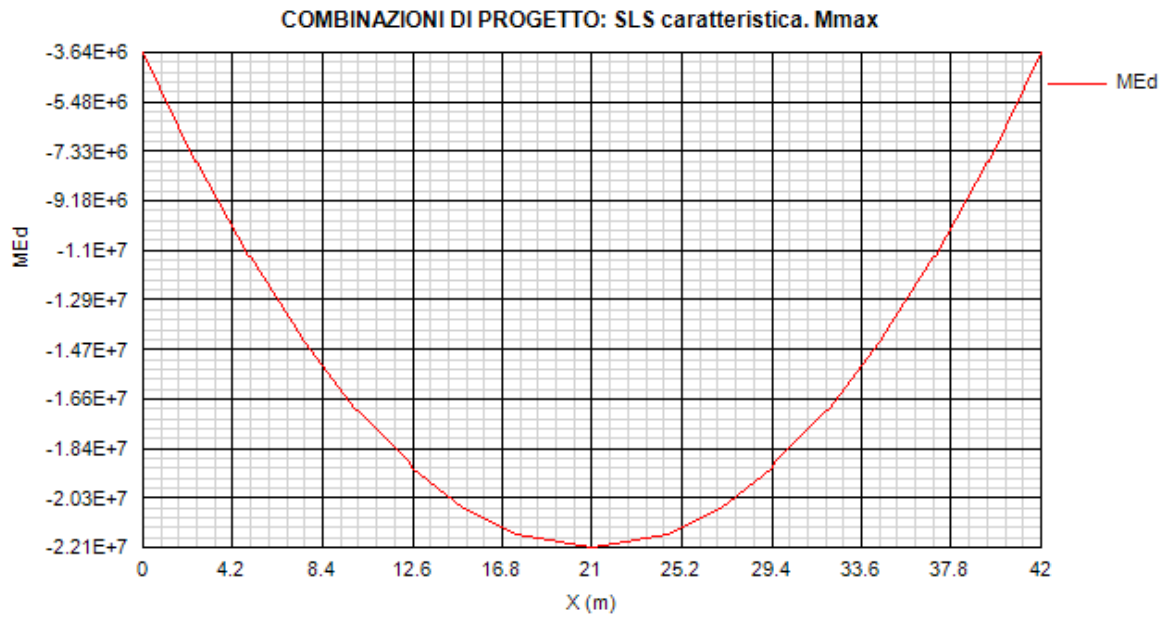


Figura 13.15:

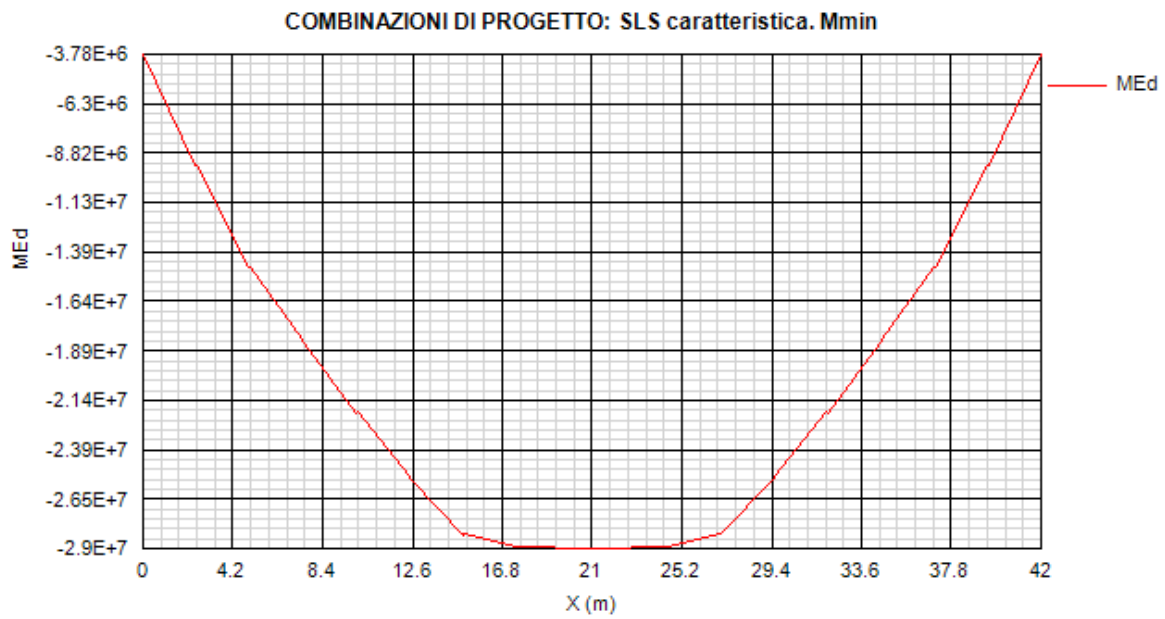


Figura 13.16:

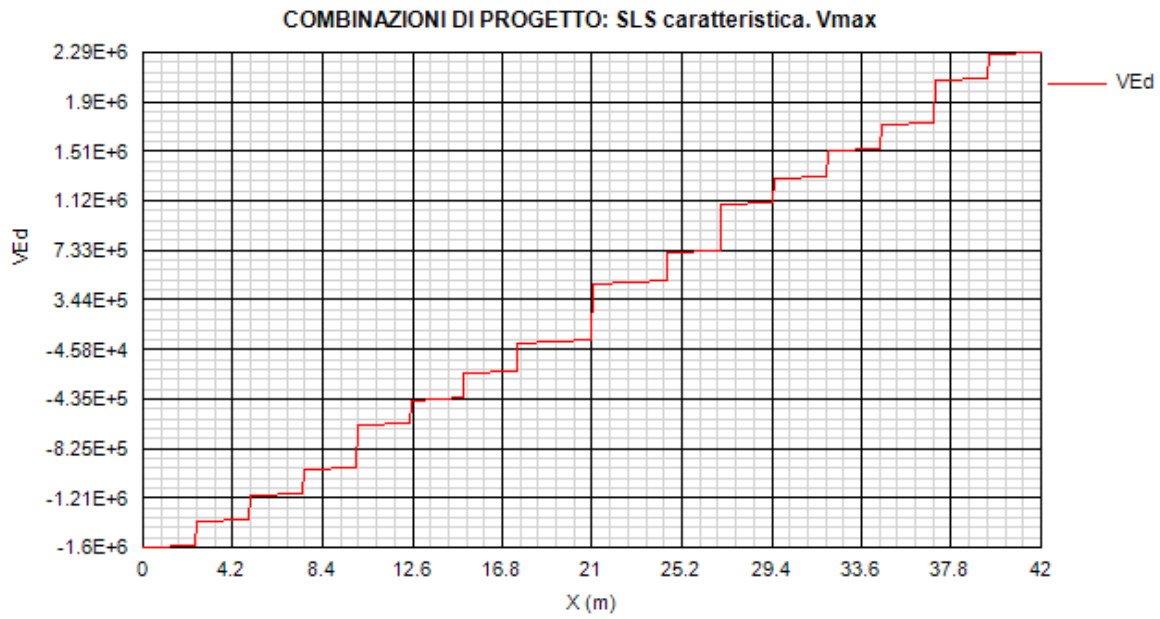


Figura 13.17:

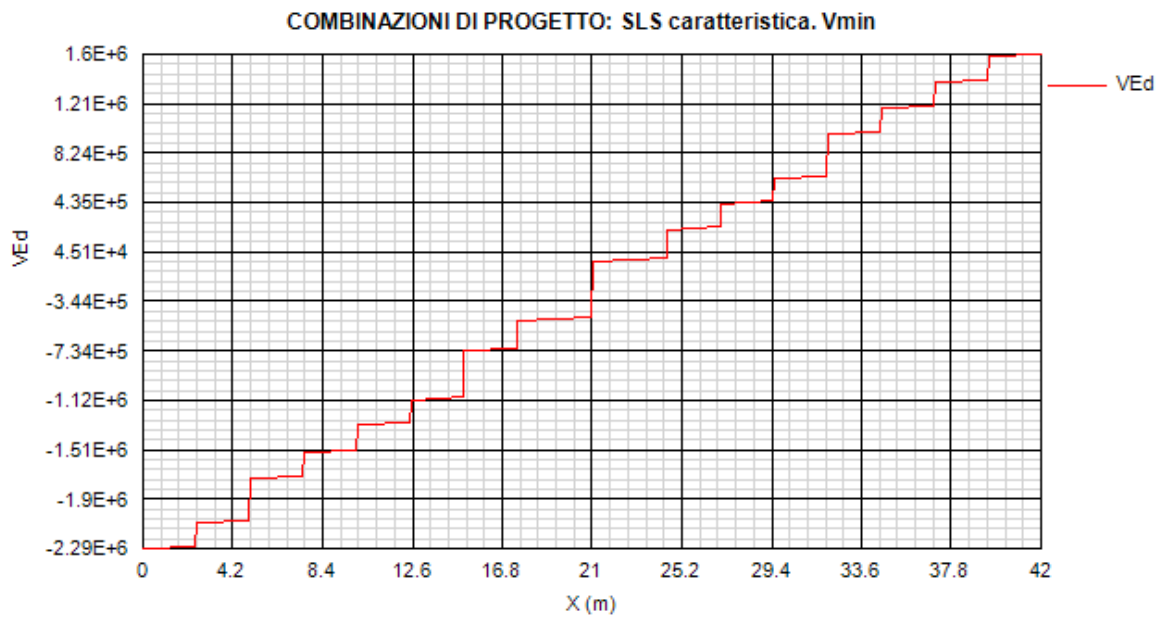


Figura 13.18:

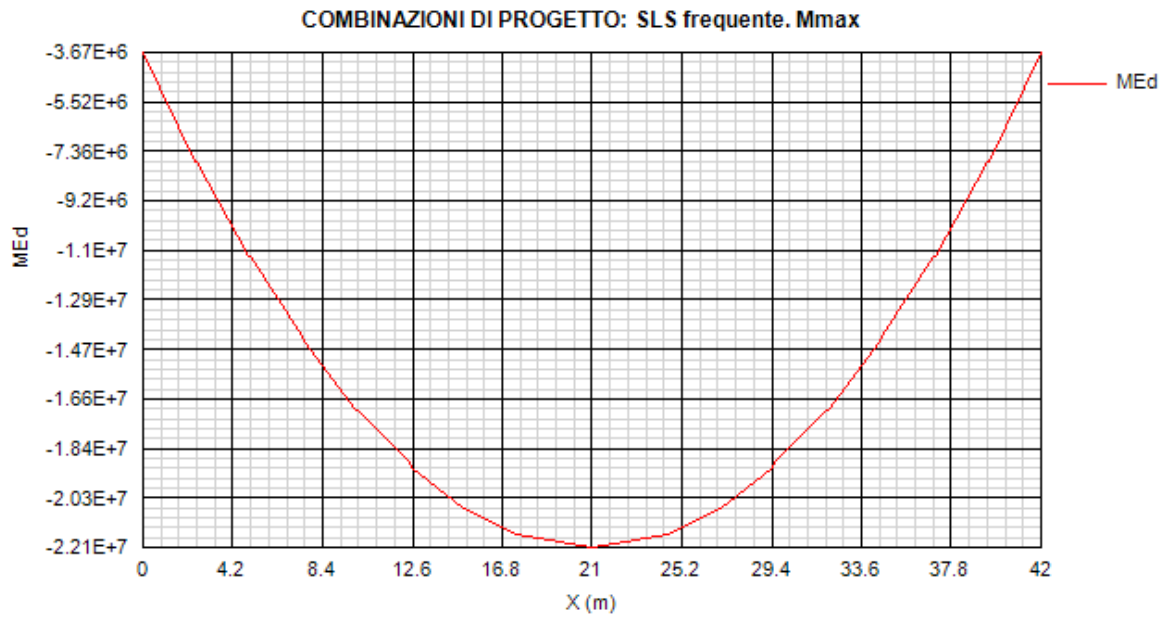


Figura 13.19:

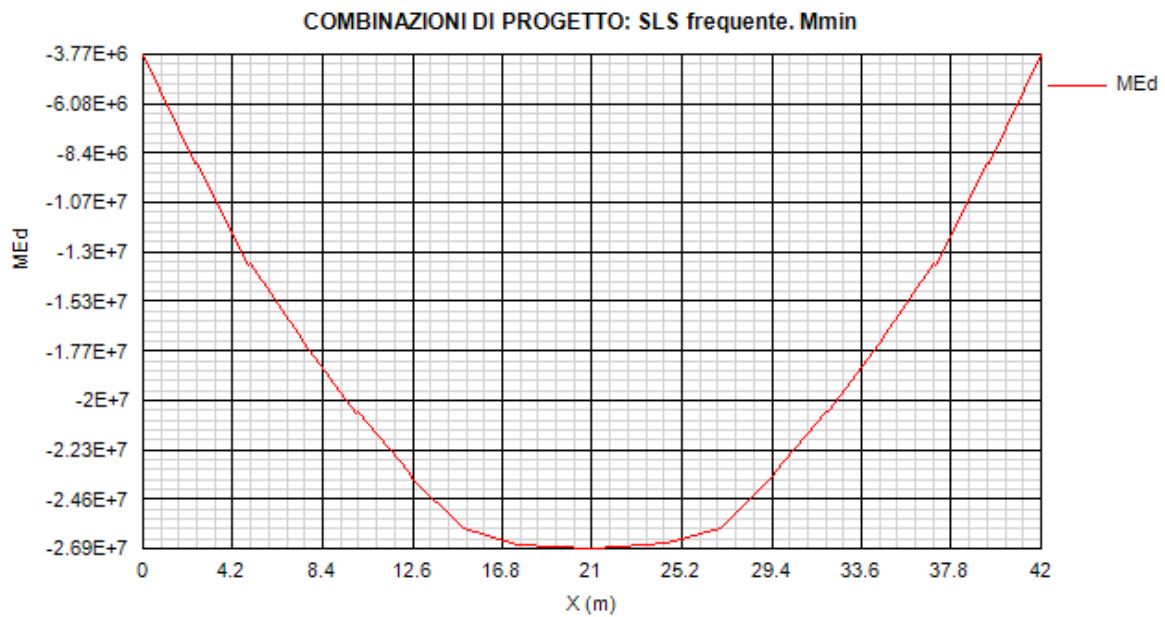


Figura 13.20:

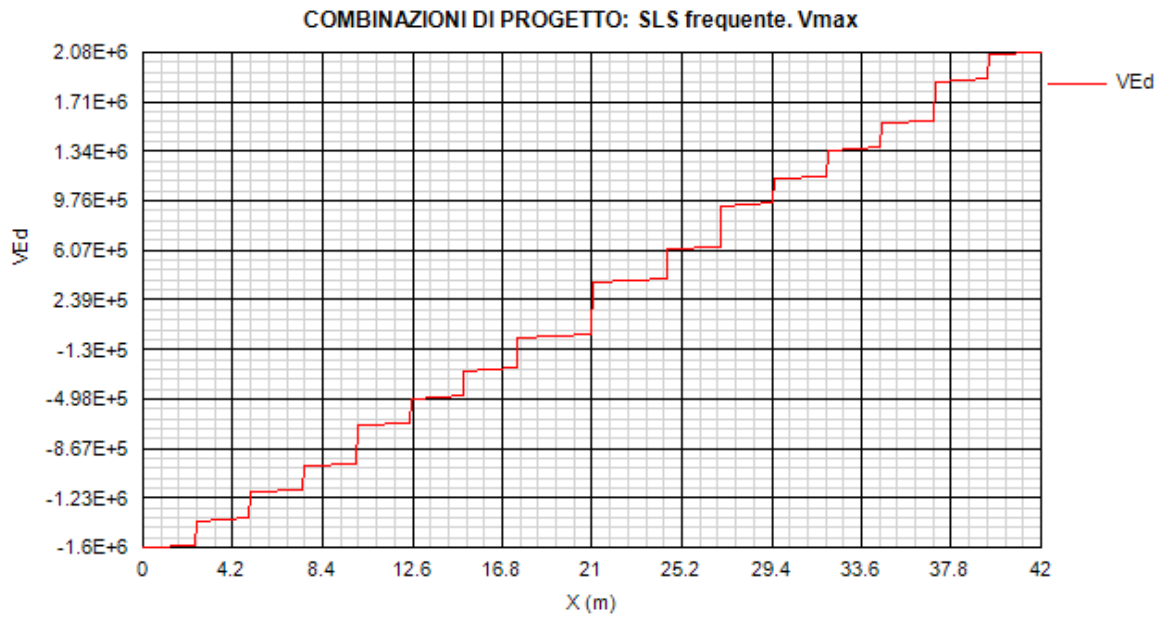


Figura 13.21:

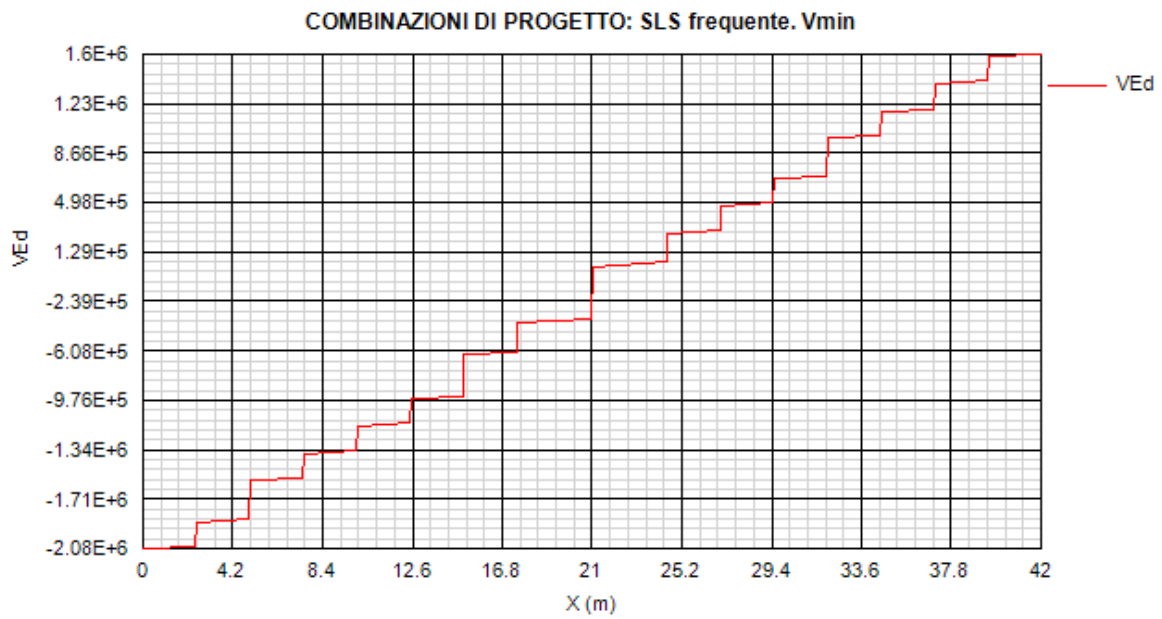


Figura 13.22:

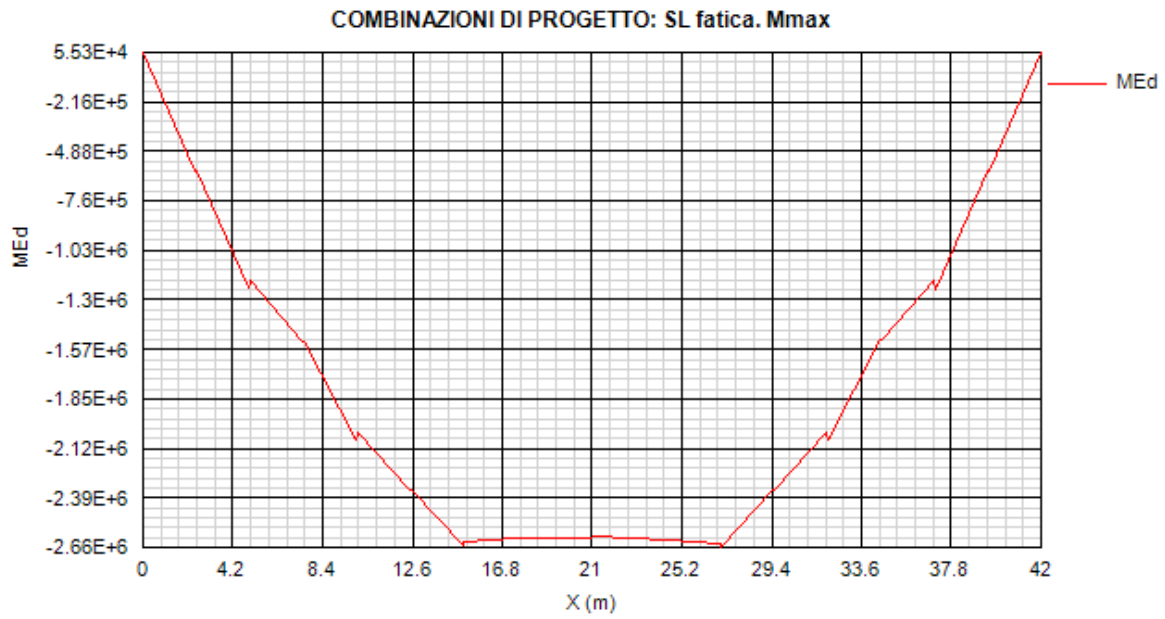


Figura 13.23:

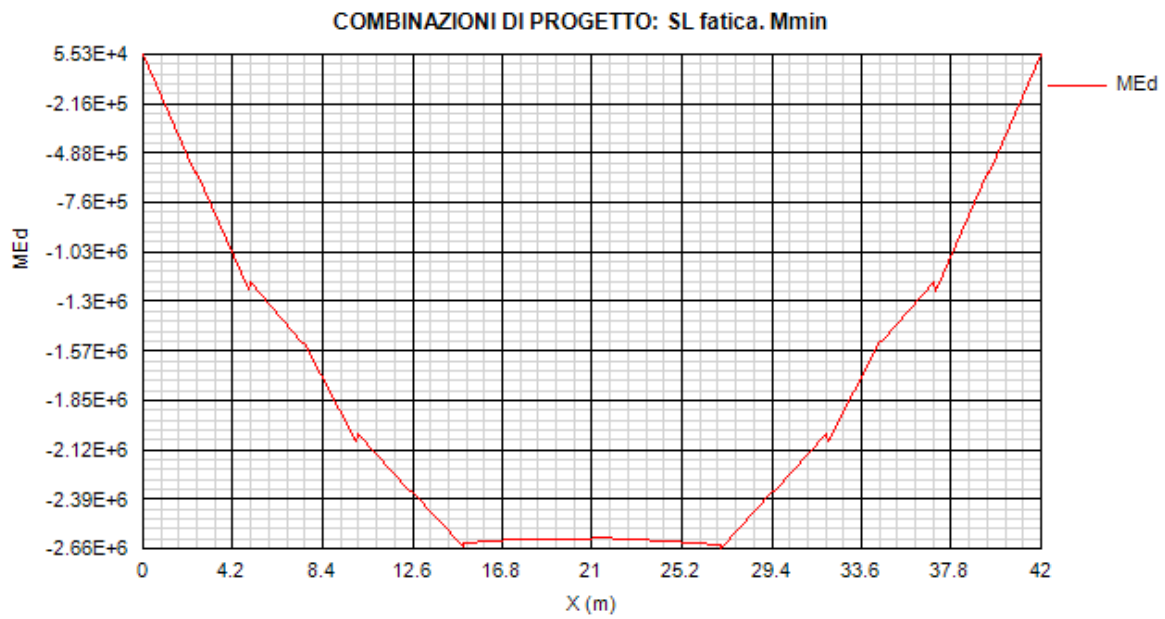


Figura 13.24:

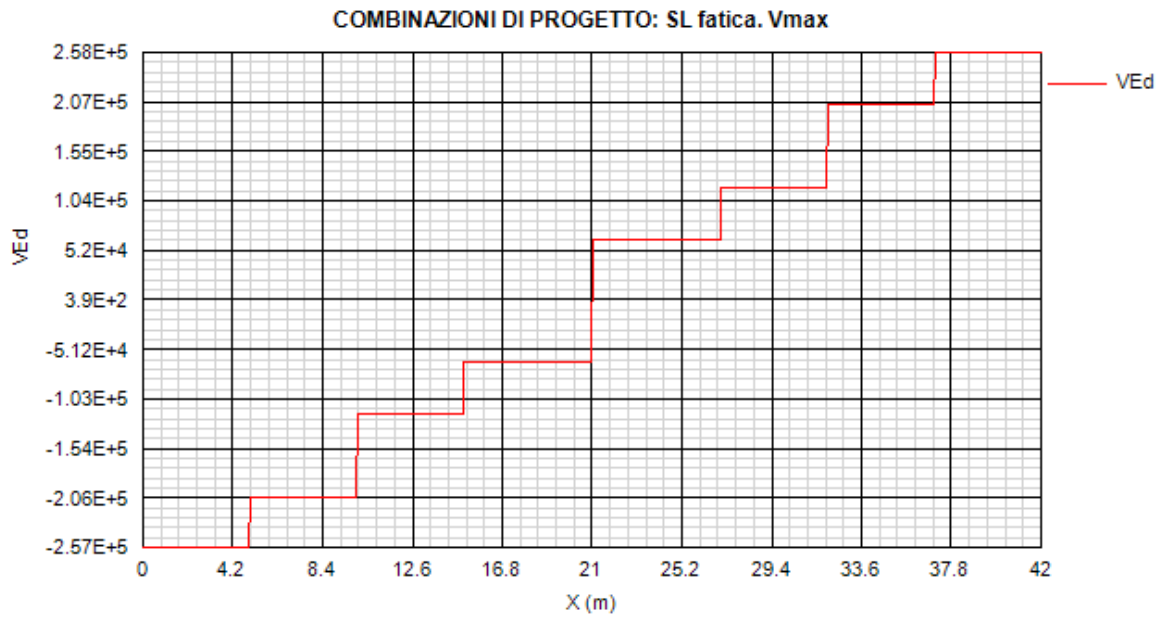


Figura 13.25:

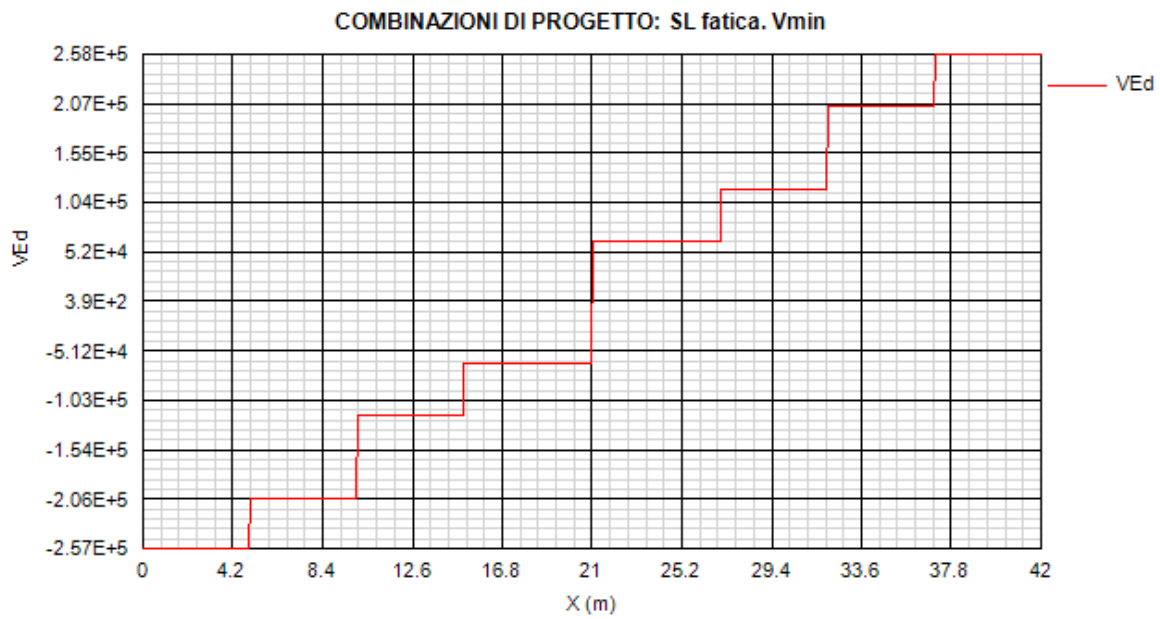


Figura 13.26:

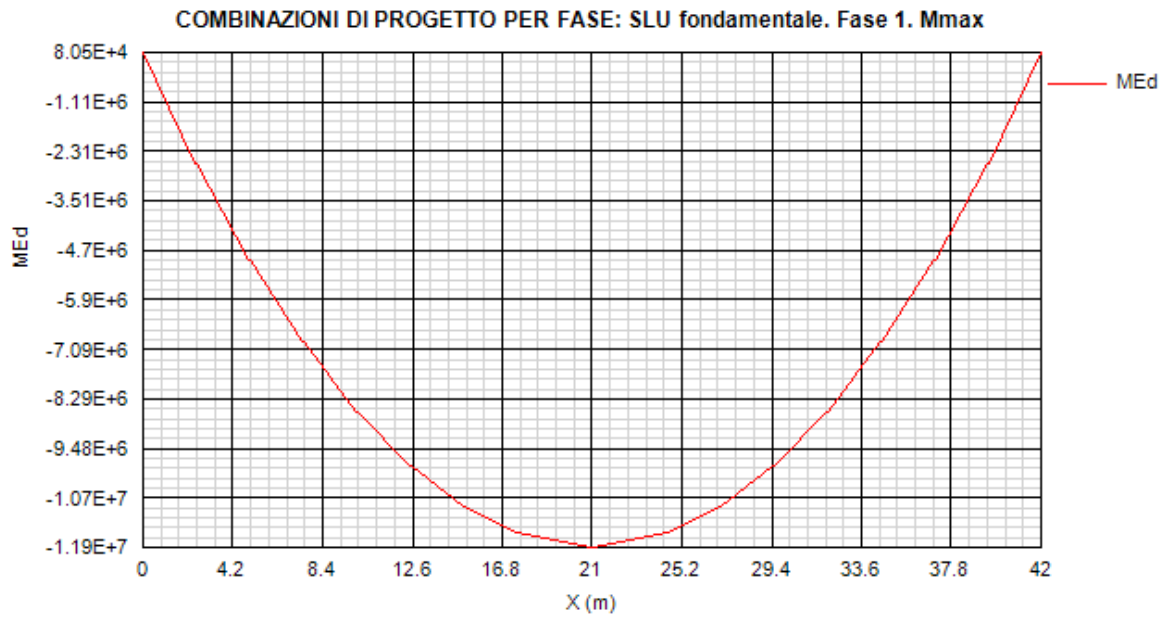


Figura 13.27:

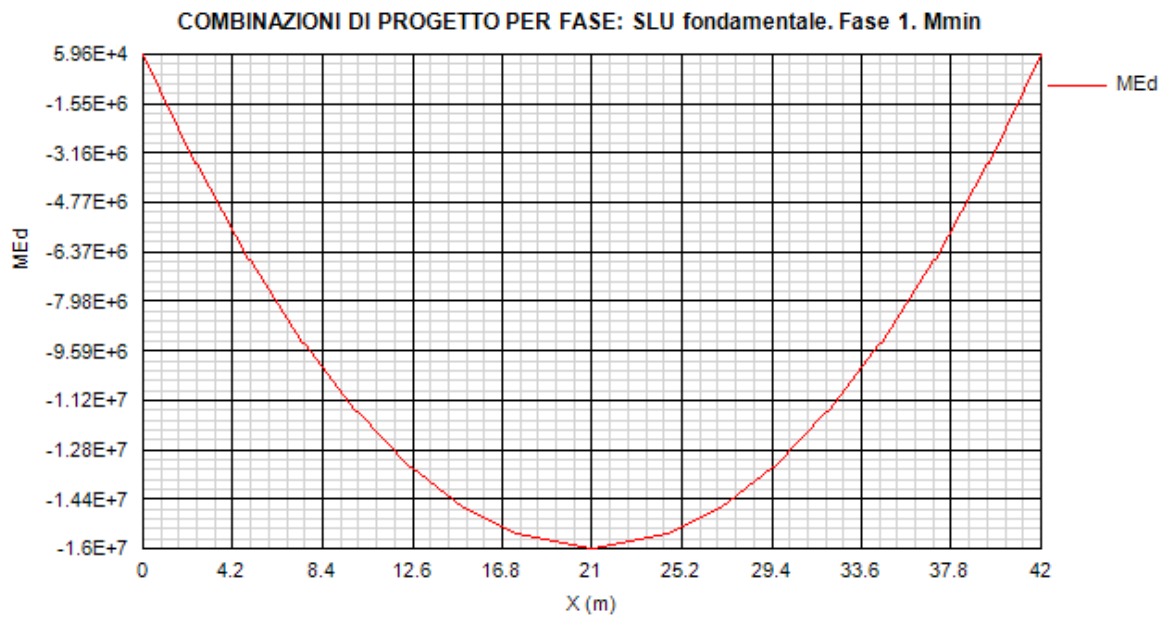


Figura 13.28:

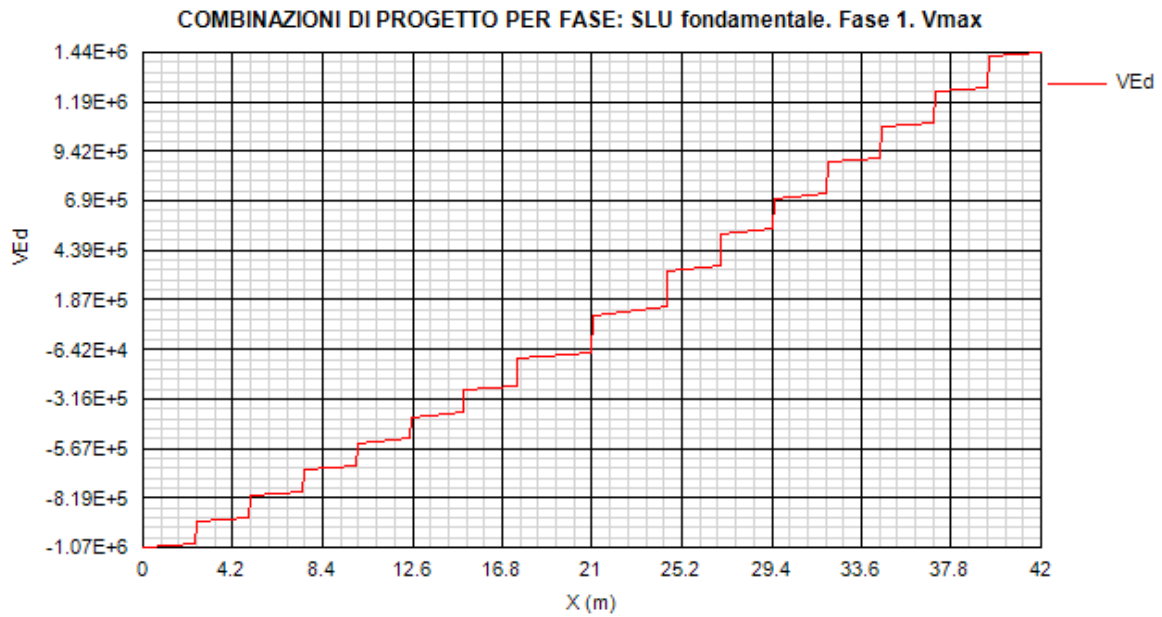


Figura 13.29:

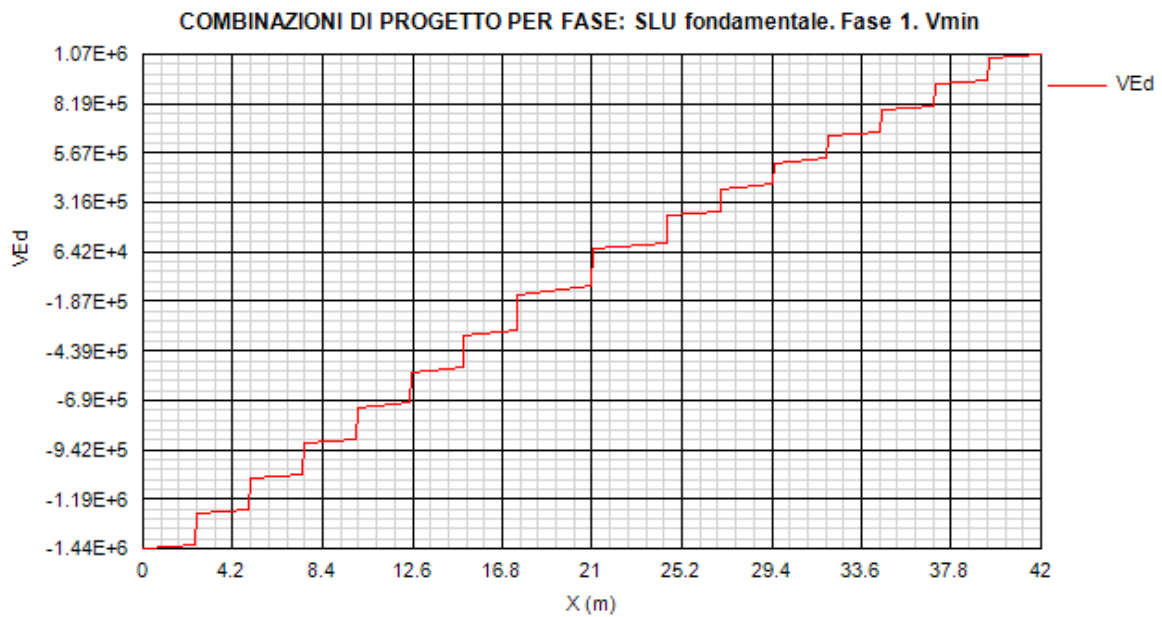


Figura 13.30:

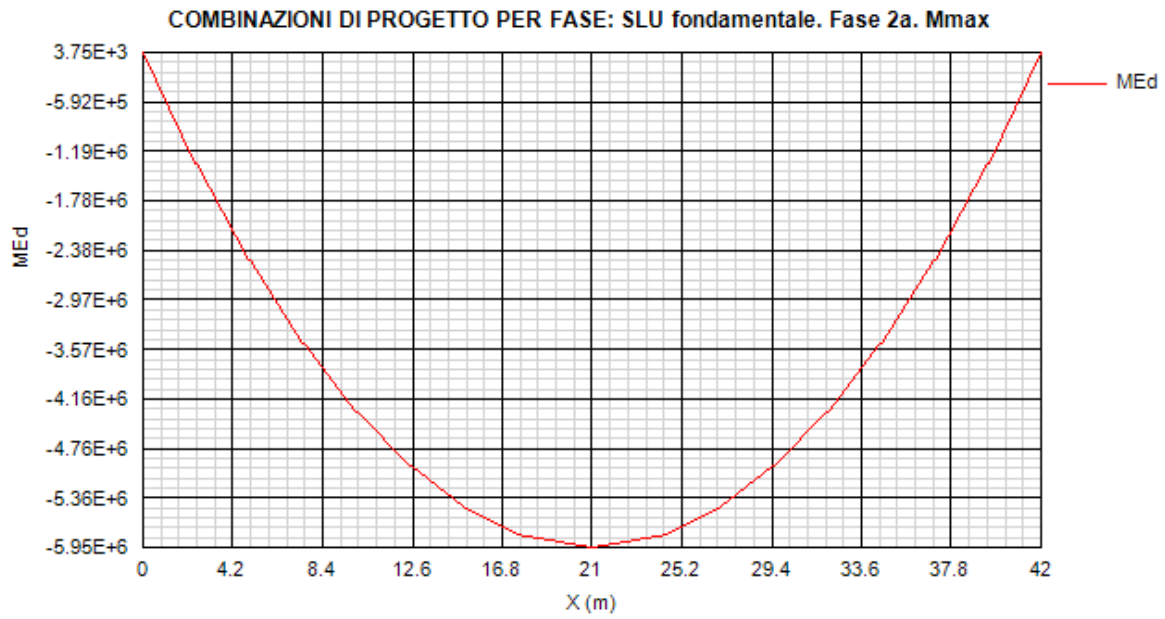


Figura 13.31:

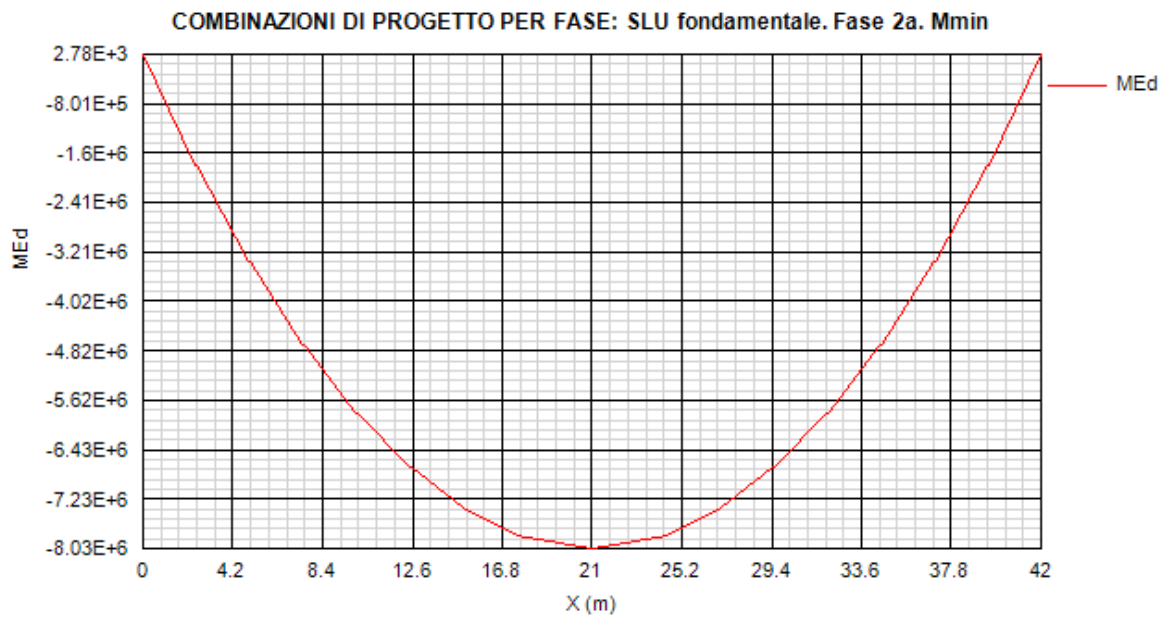


Figura 13.32:

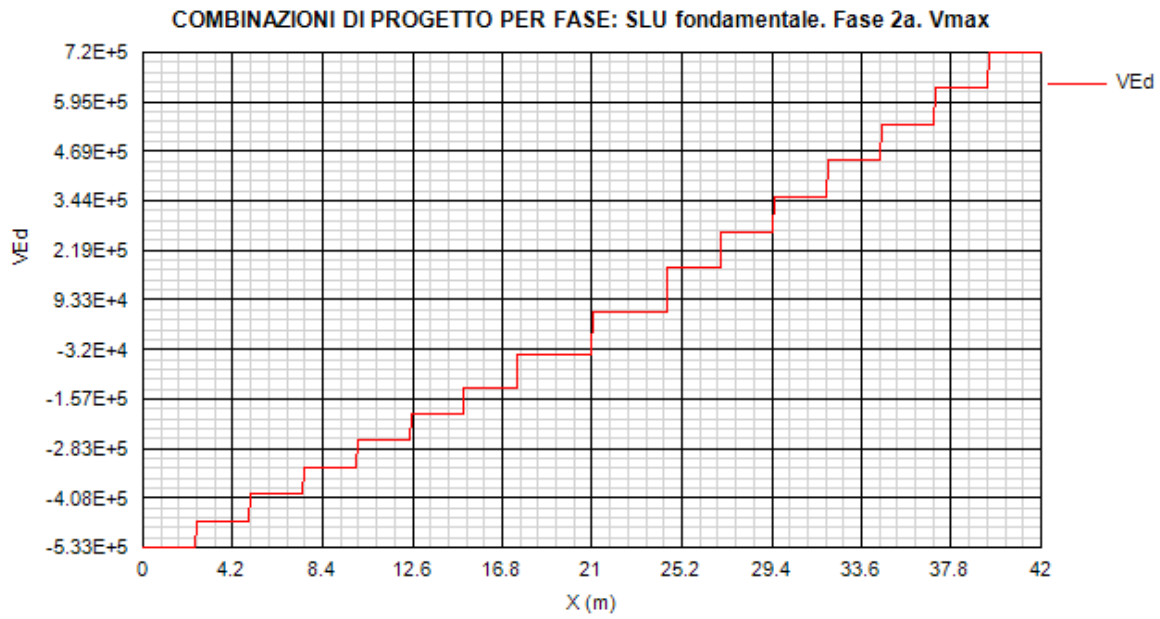


Figura 13.33:

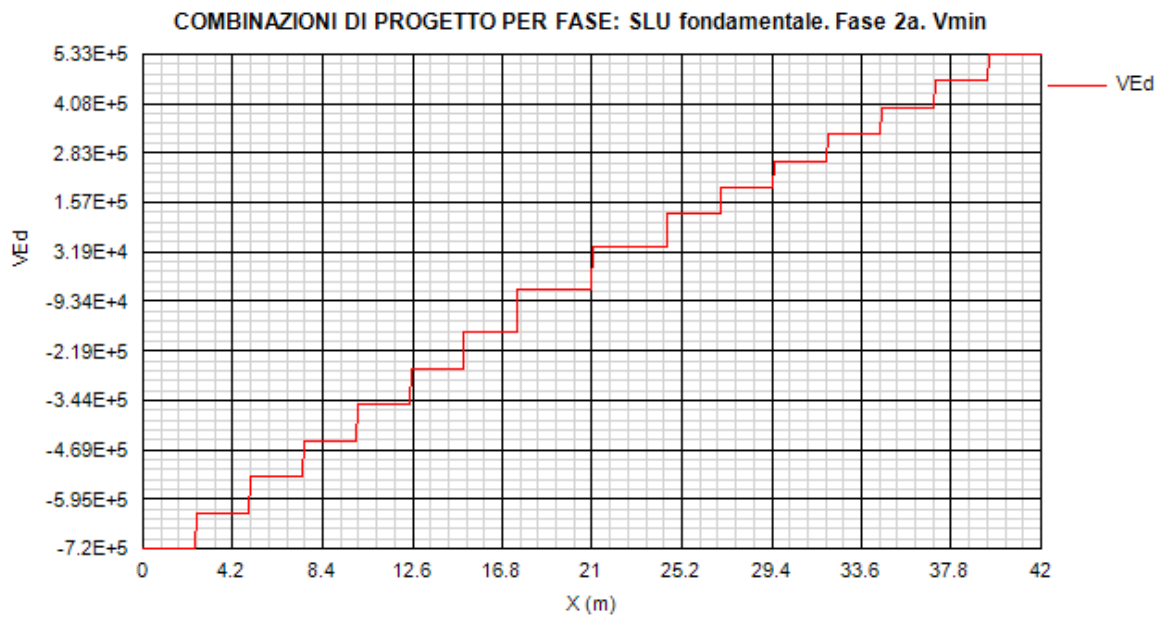


Figura 13.34:

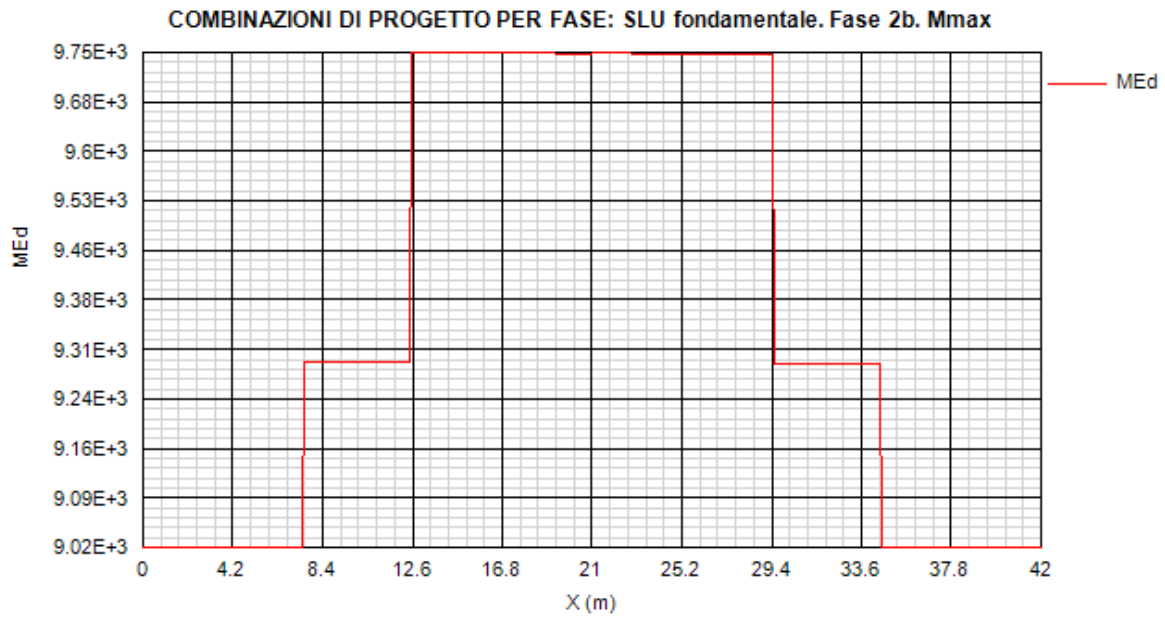


Figura 13.35:

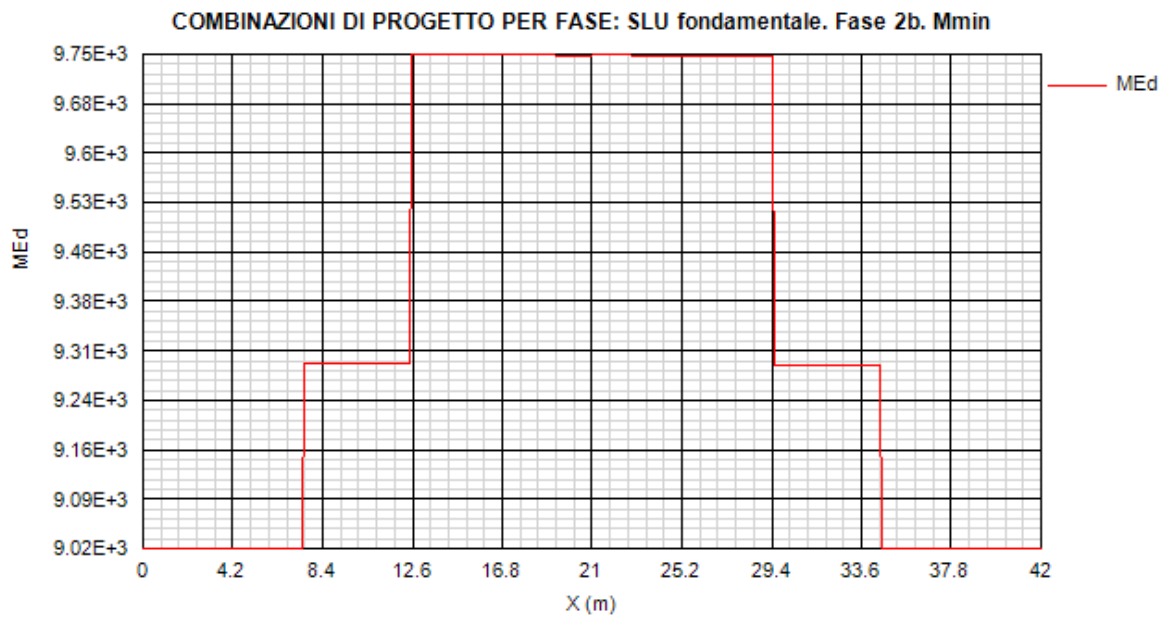


Figura 13.36:

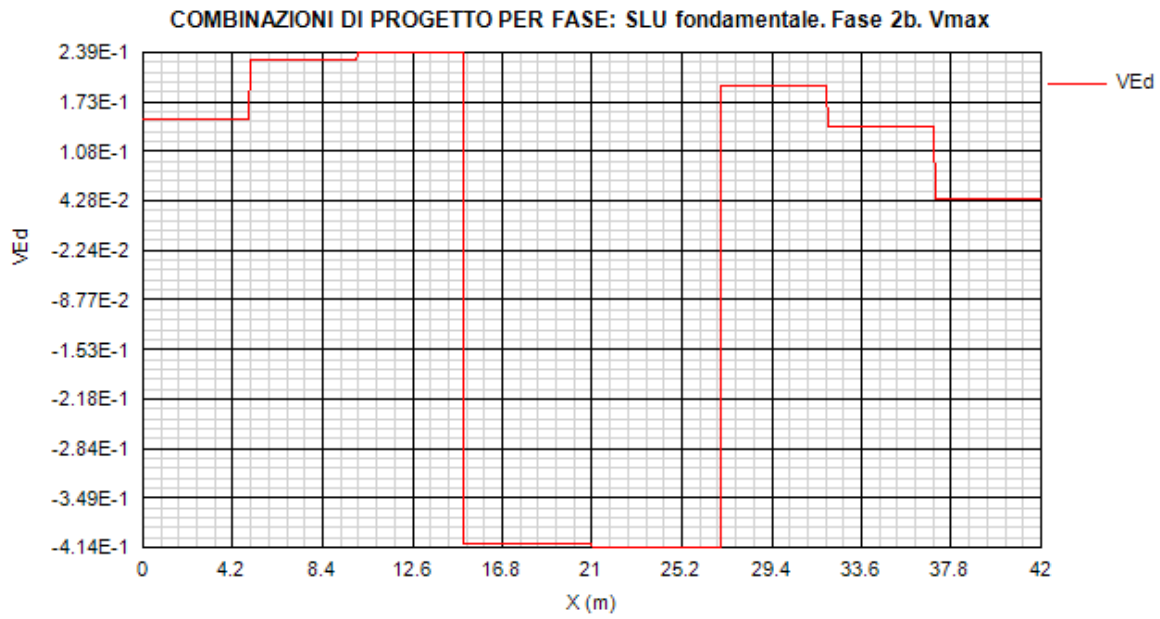


Figura 13.37:

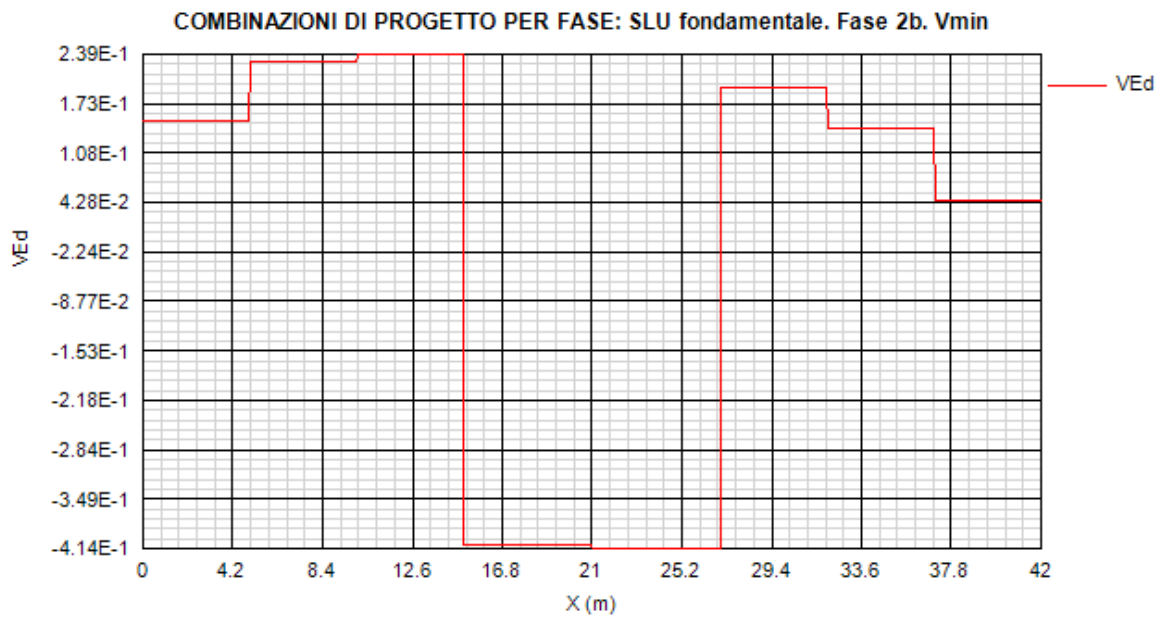


Figura 13.38:

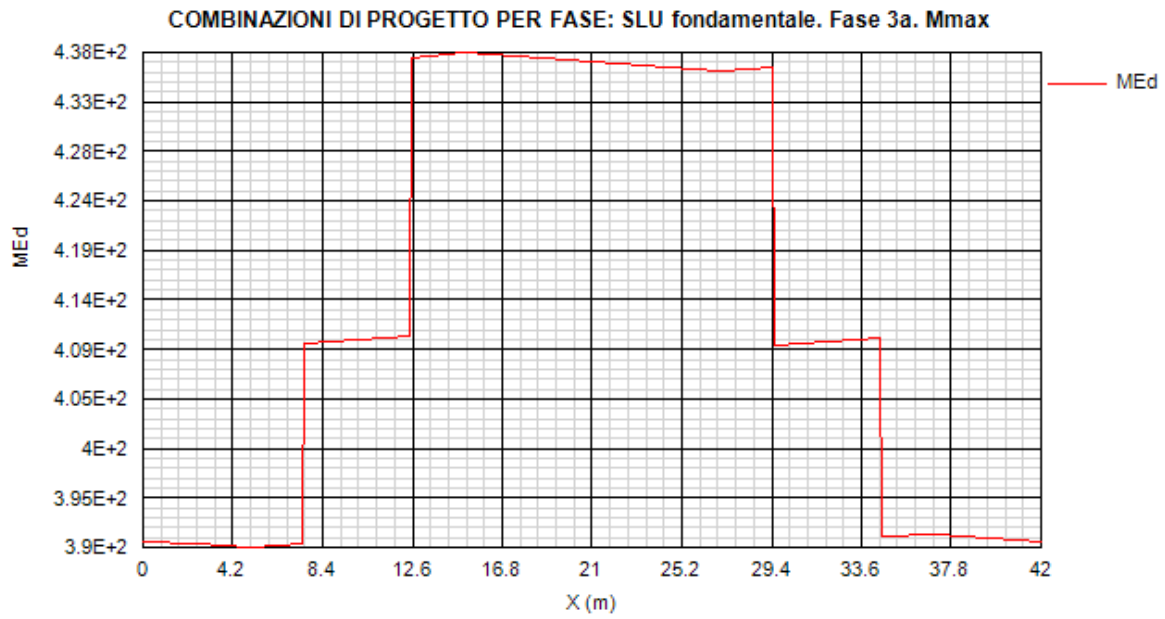


Figura 13.39:

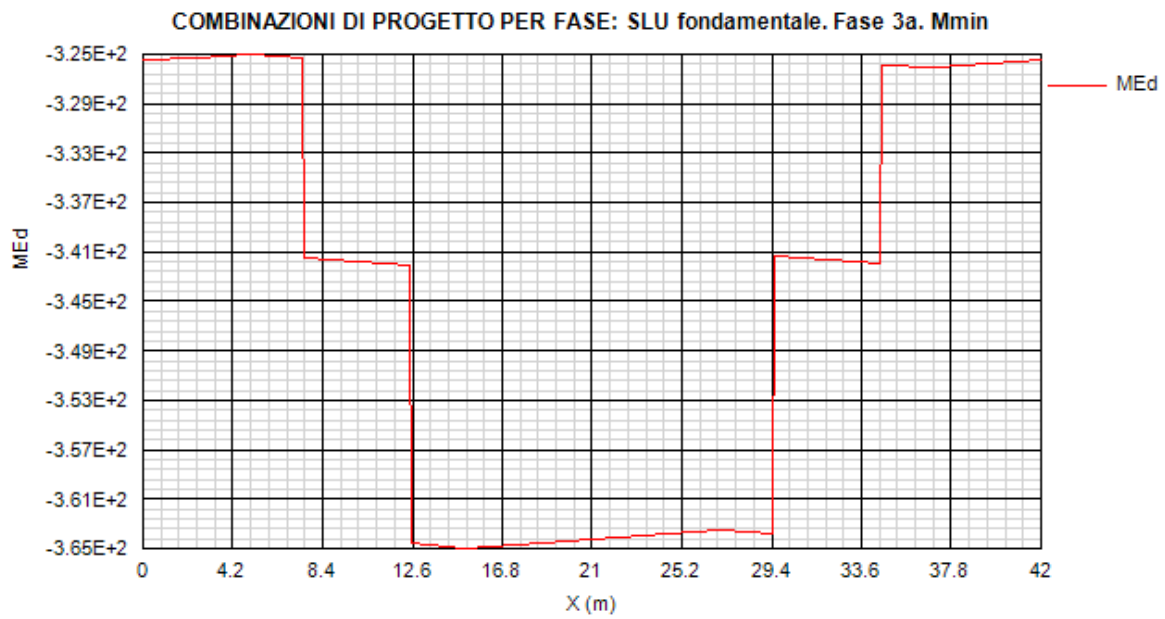


Figura 13.40:

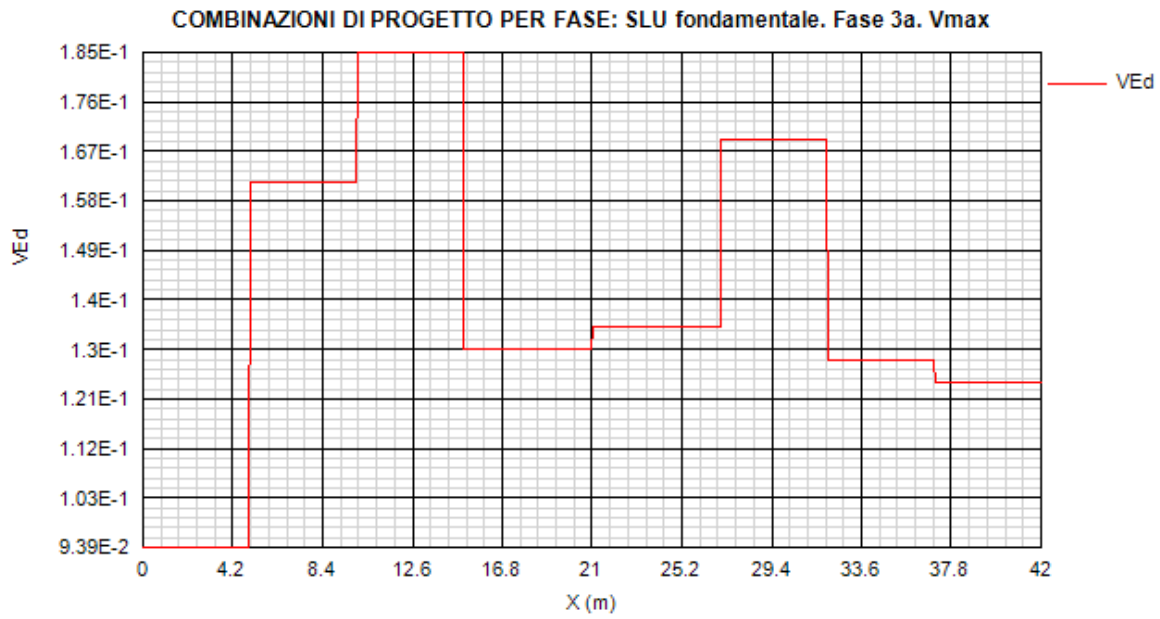


Figura 13.41:

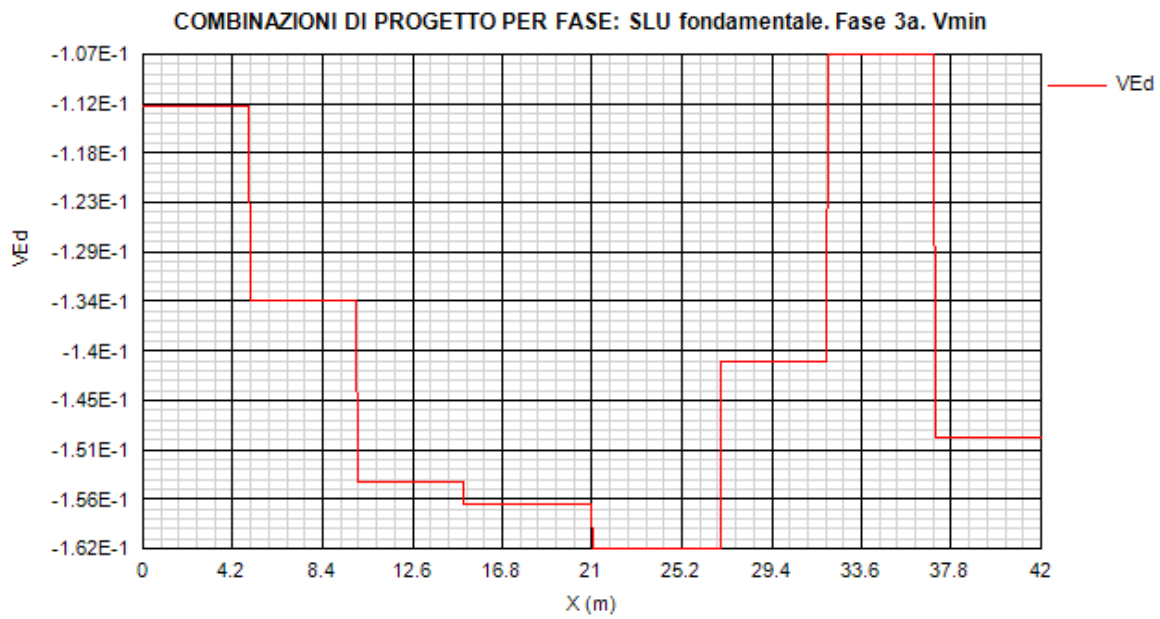


Figura 13.42:

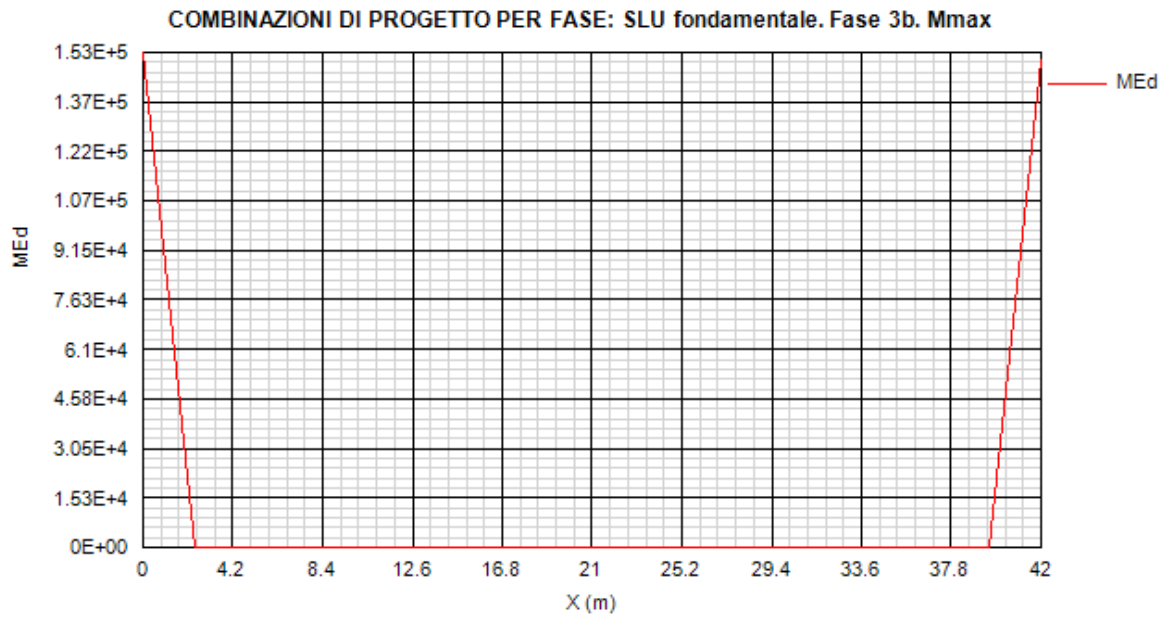


Figura 13.43:

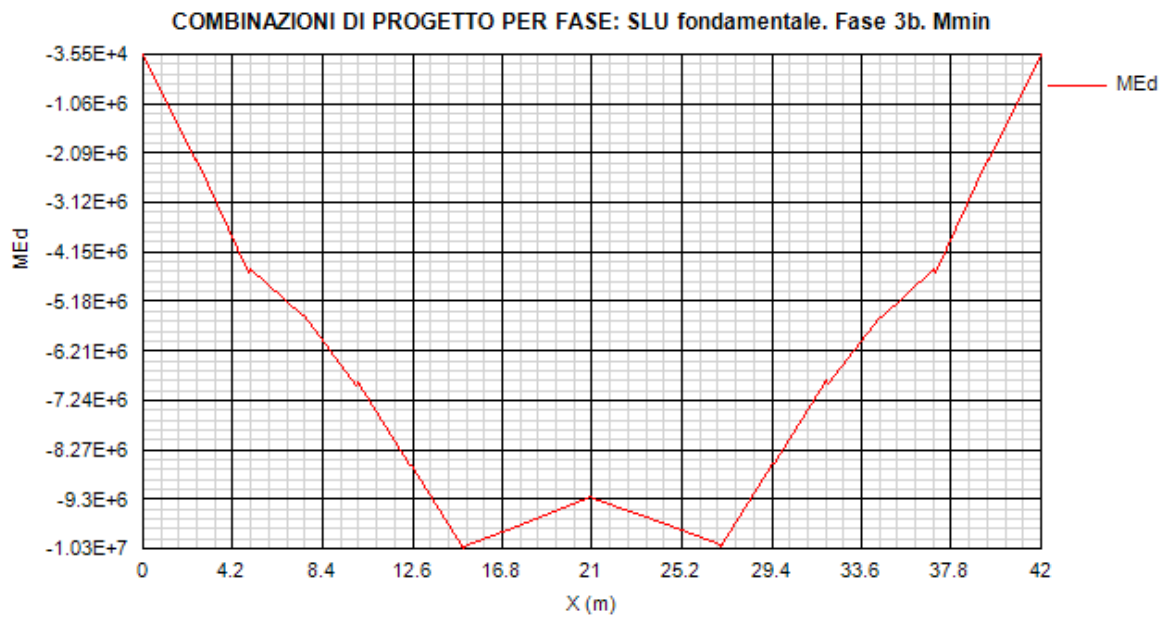


Figura 13.44:

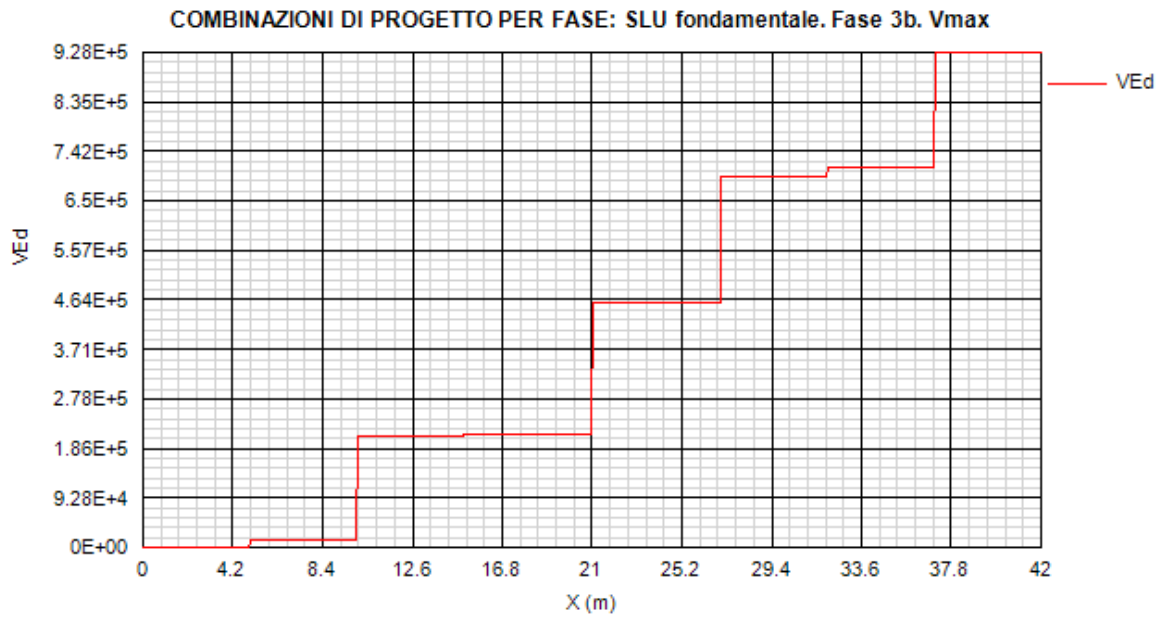


Figura 13.45:

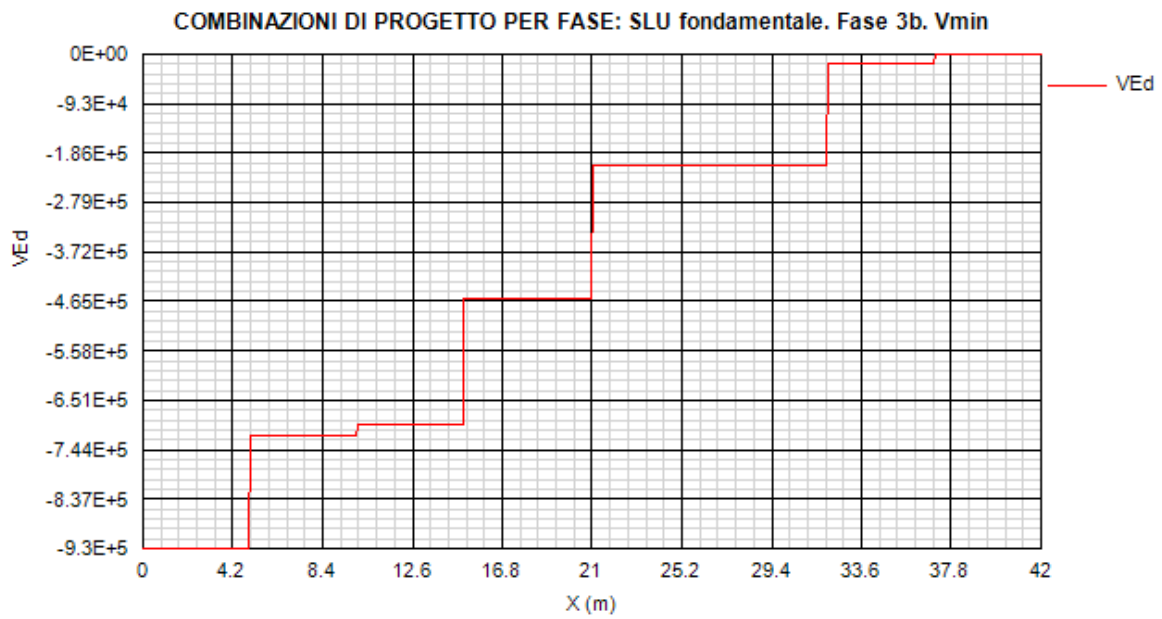


Figura 13.46:

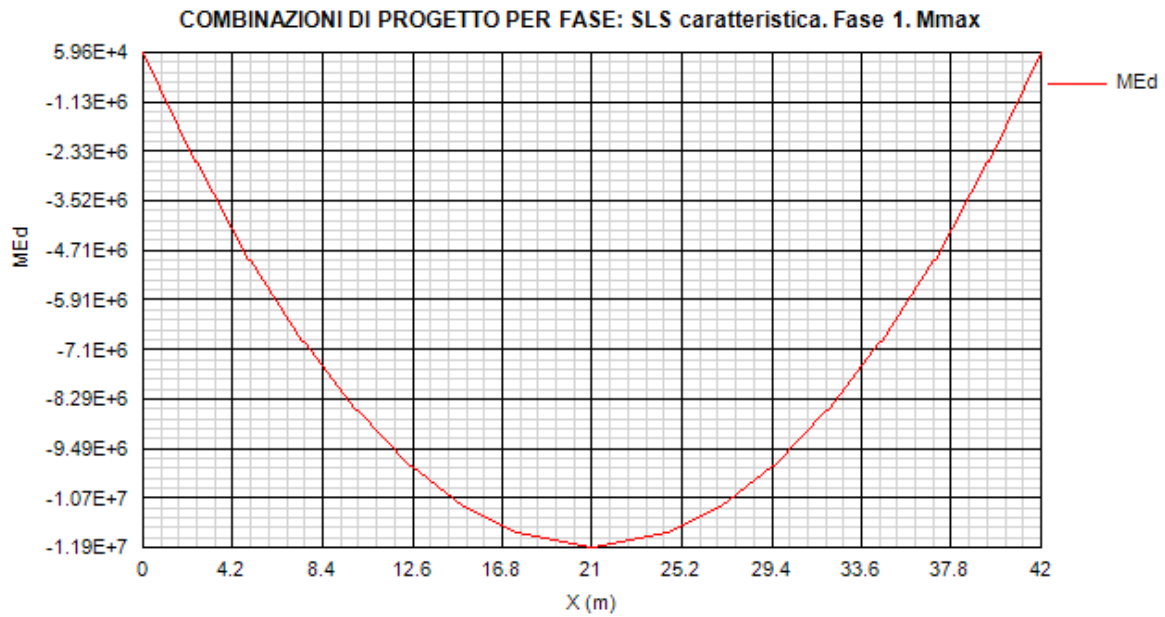


Figura 13.47:

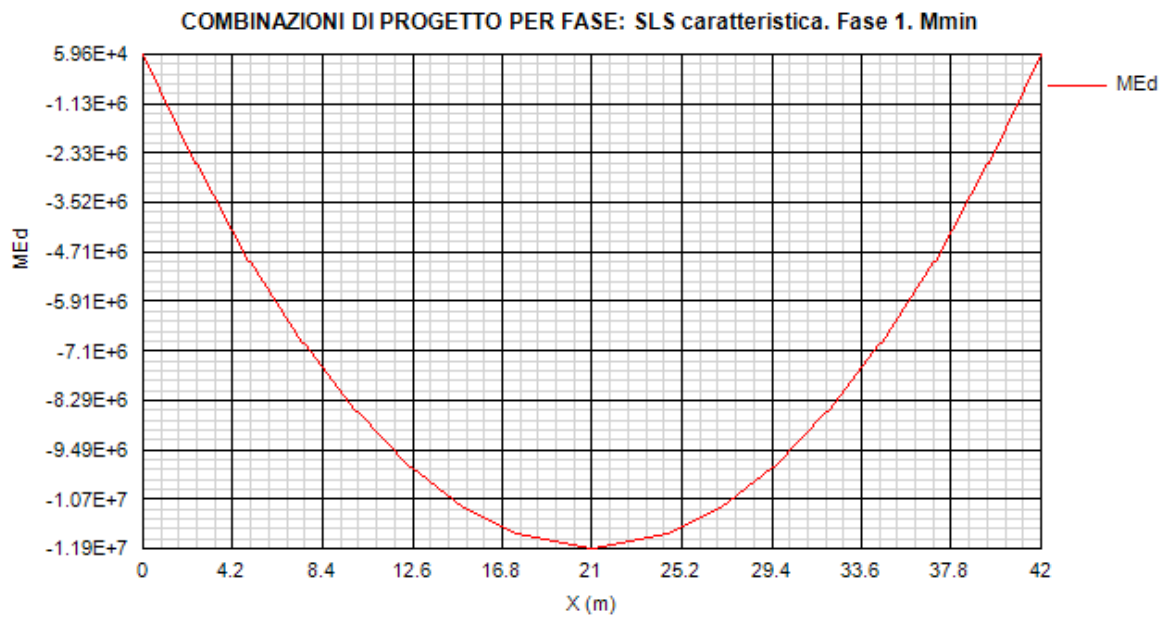


Figura 13.48:

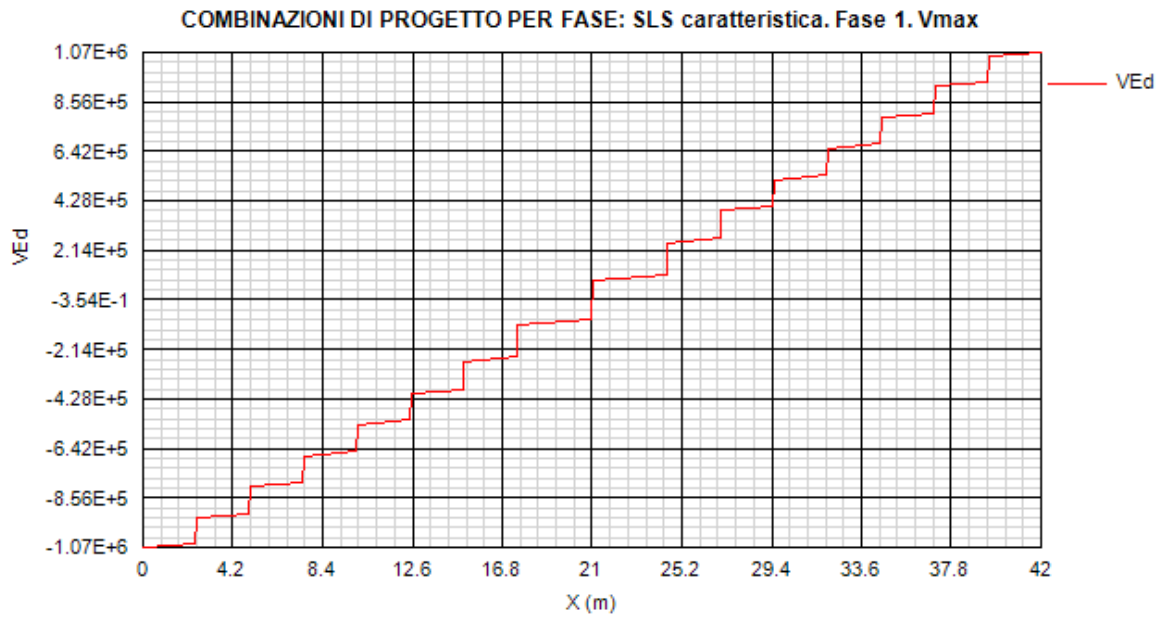


Figura 13.49:

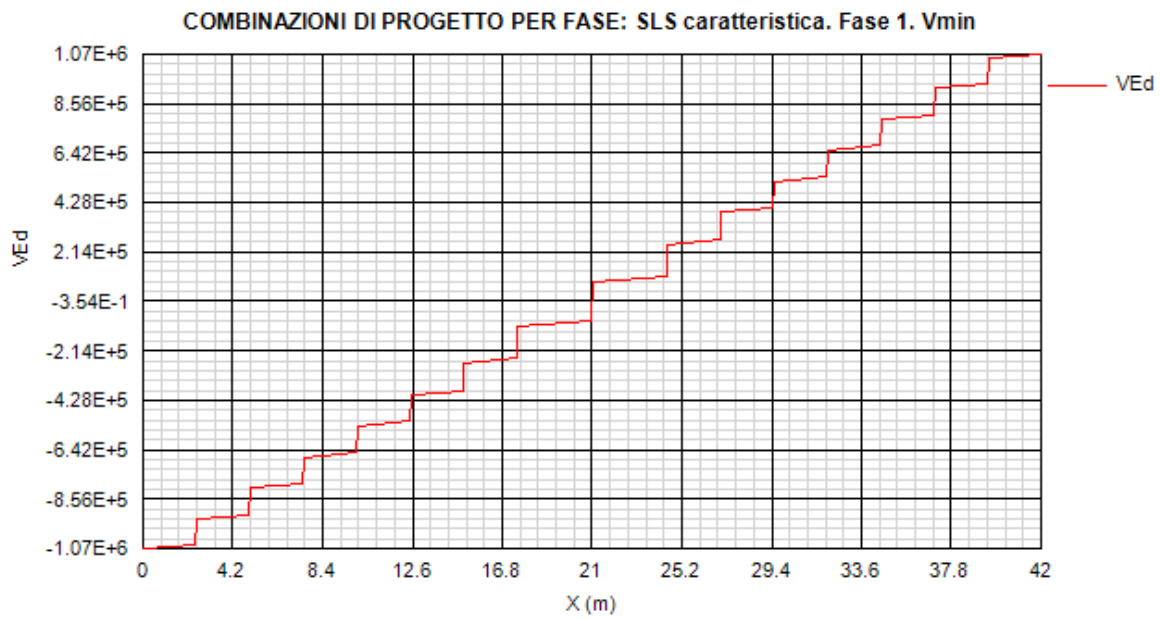


Figura 13.50:

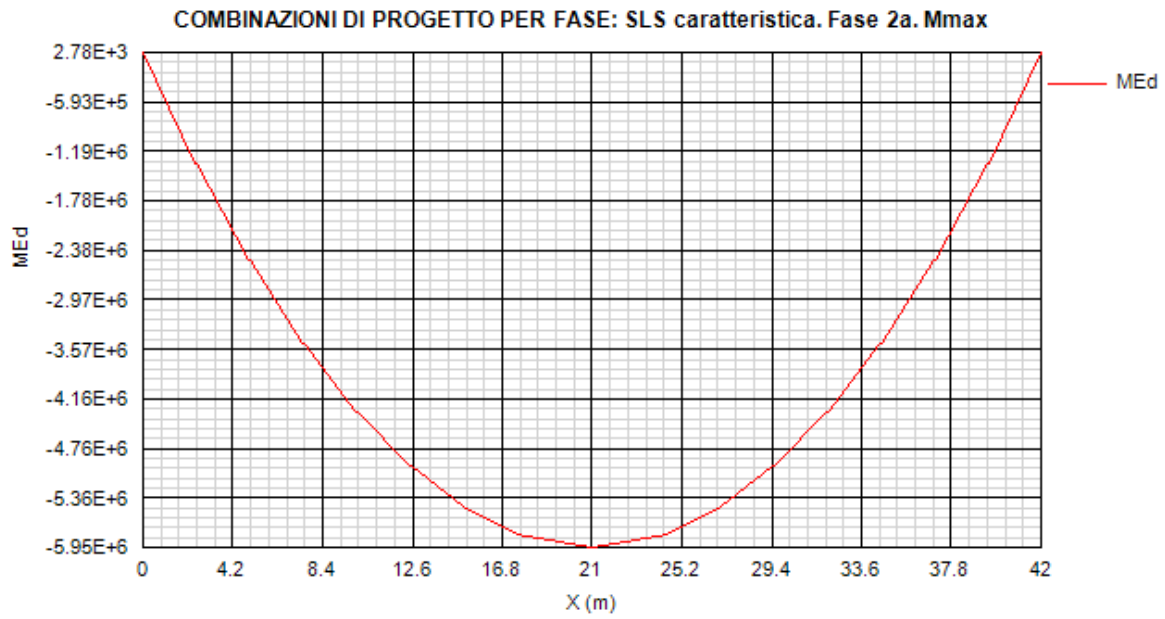


Figura 13.51:

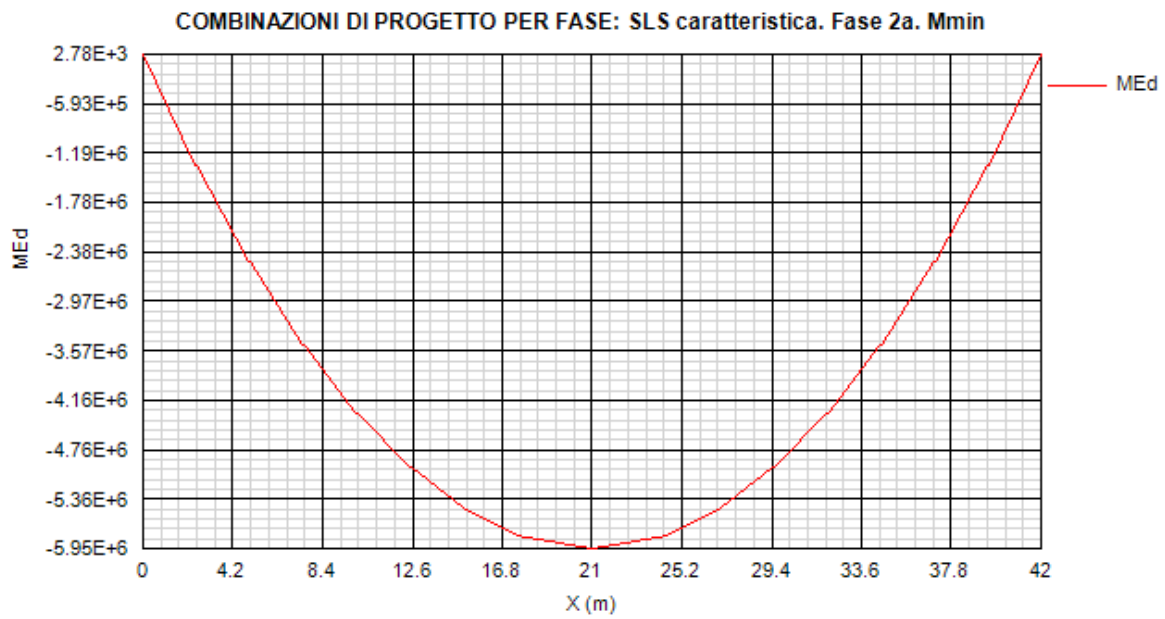


Figura 13.52:

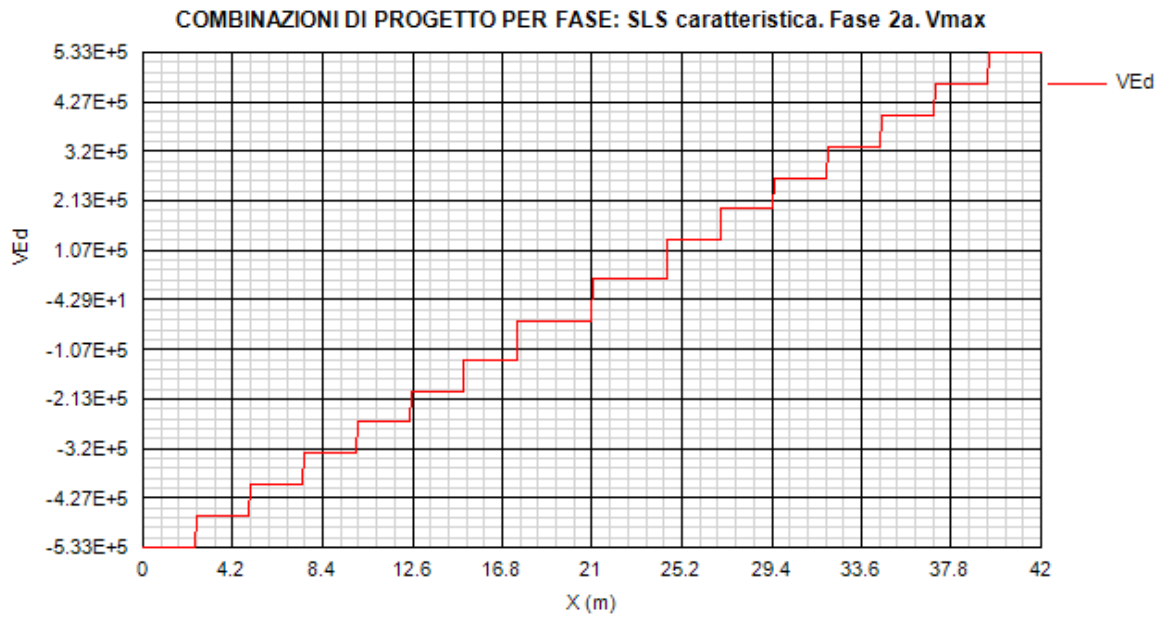


Figura 13.53:

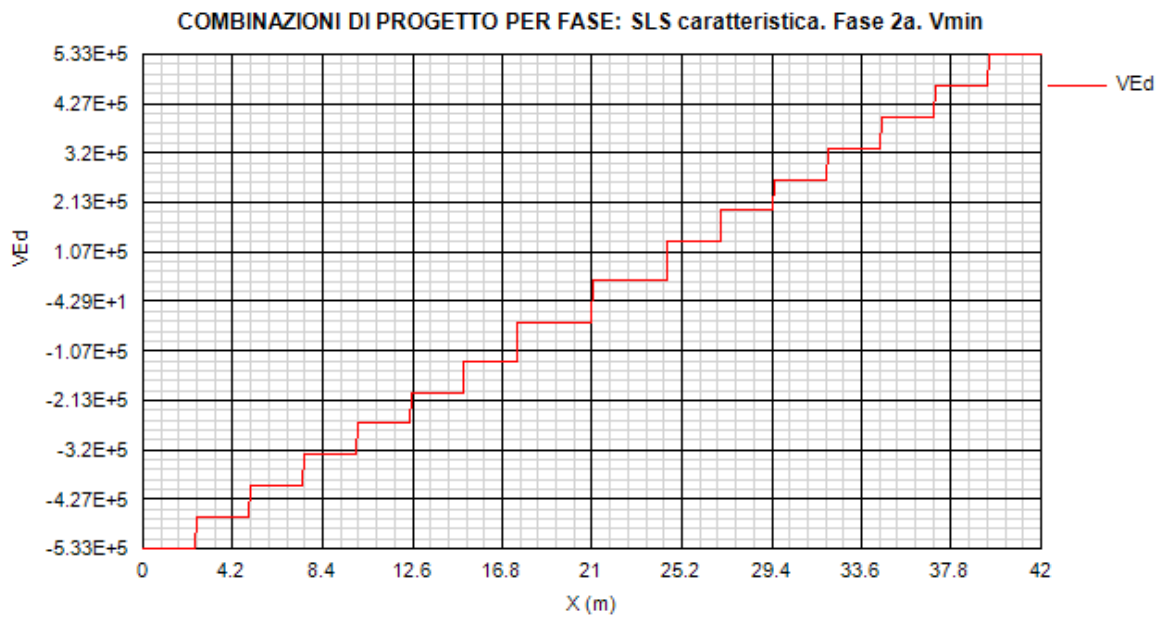


Figura 13.54:

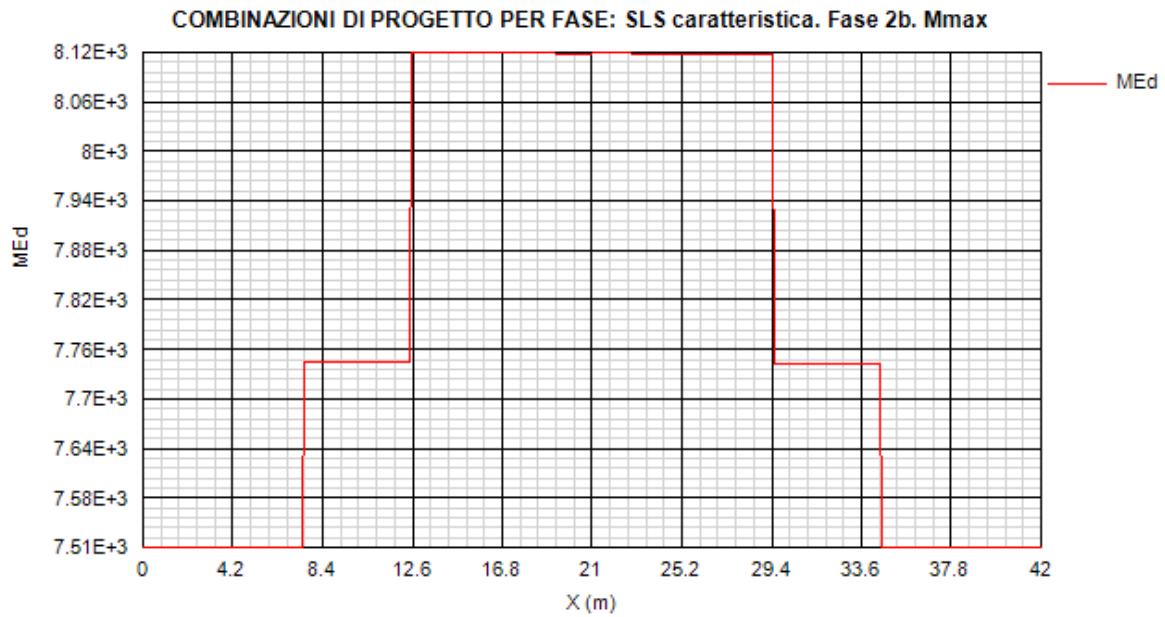


Figura 13.55:

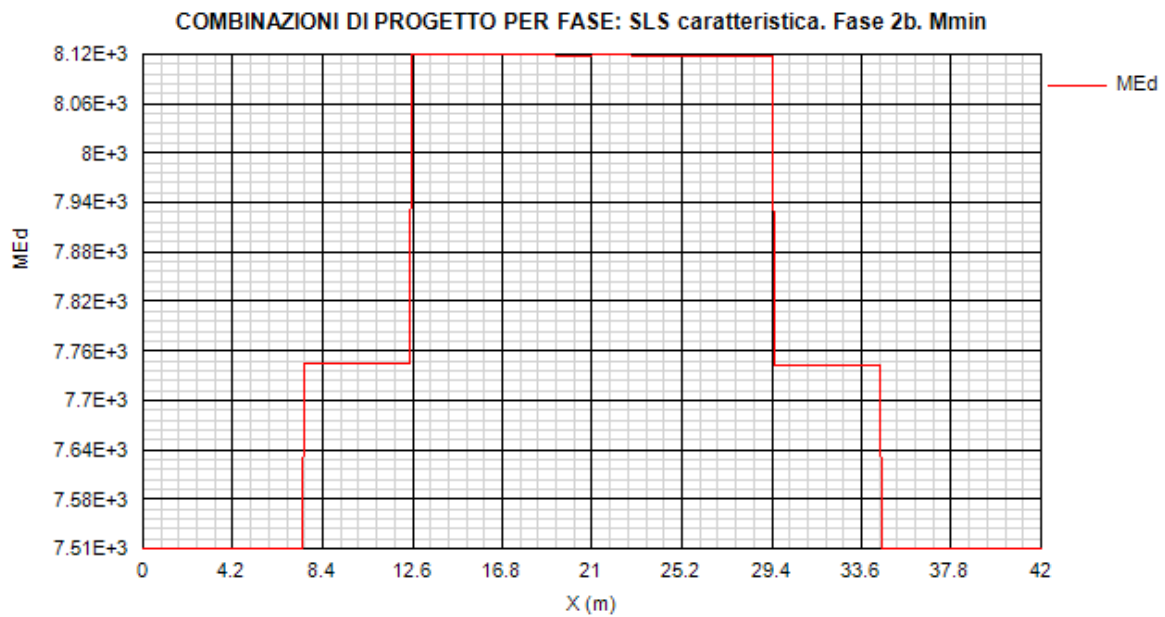


Figura 13.56:

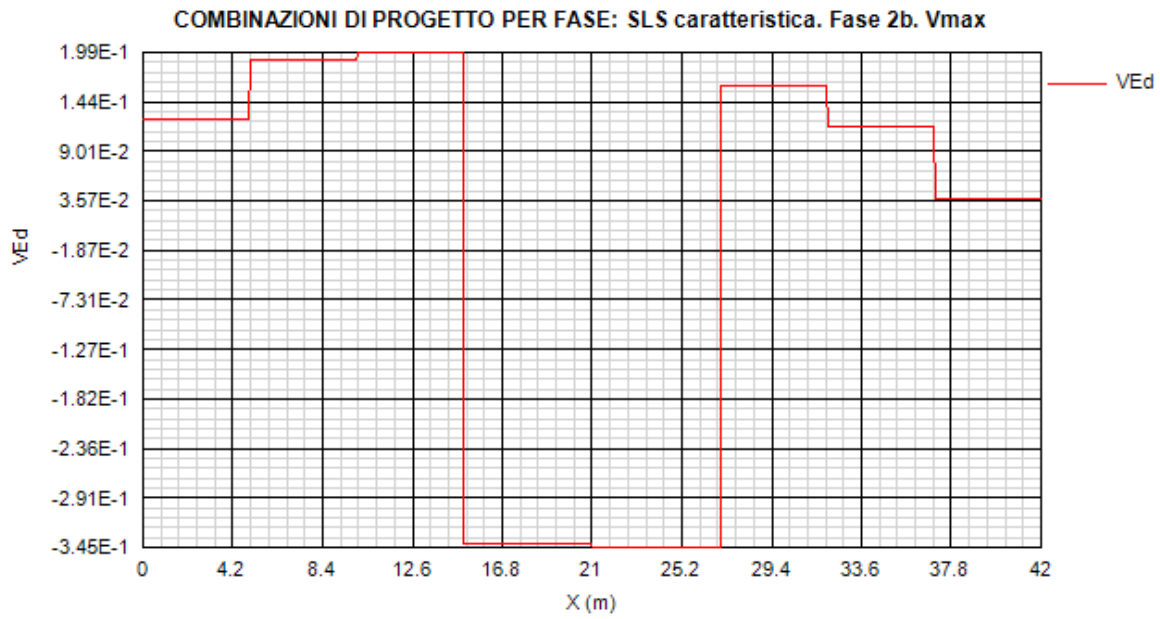


Figura 13.57:

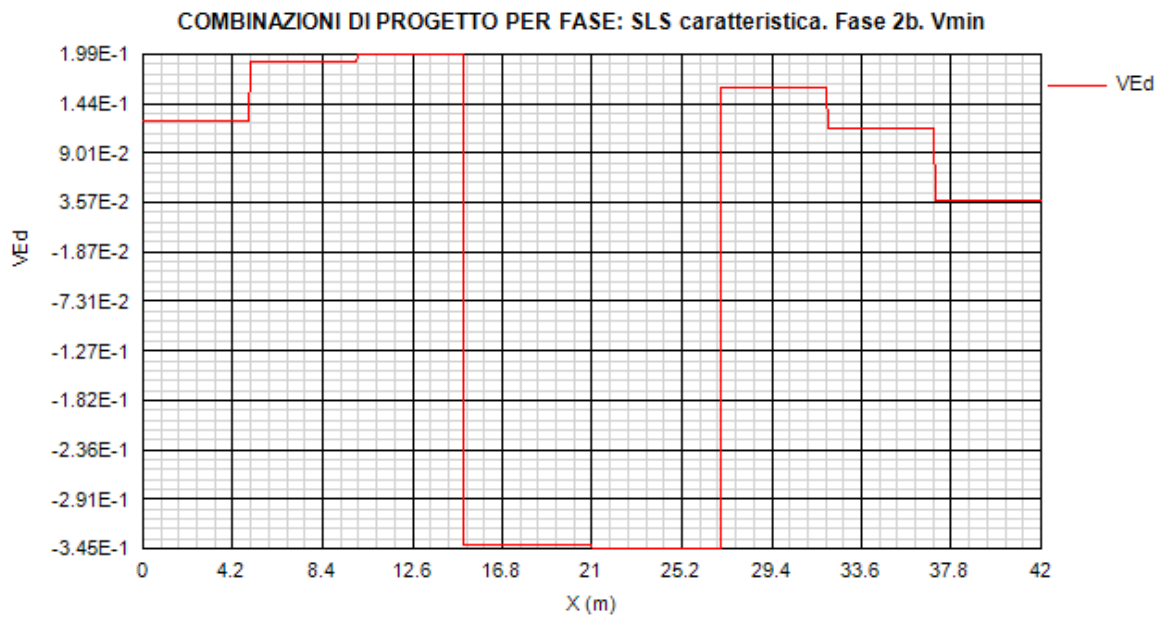


Figura 13.58:

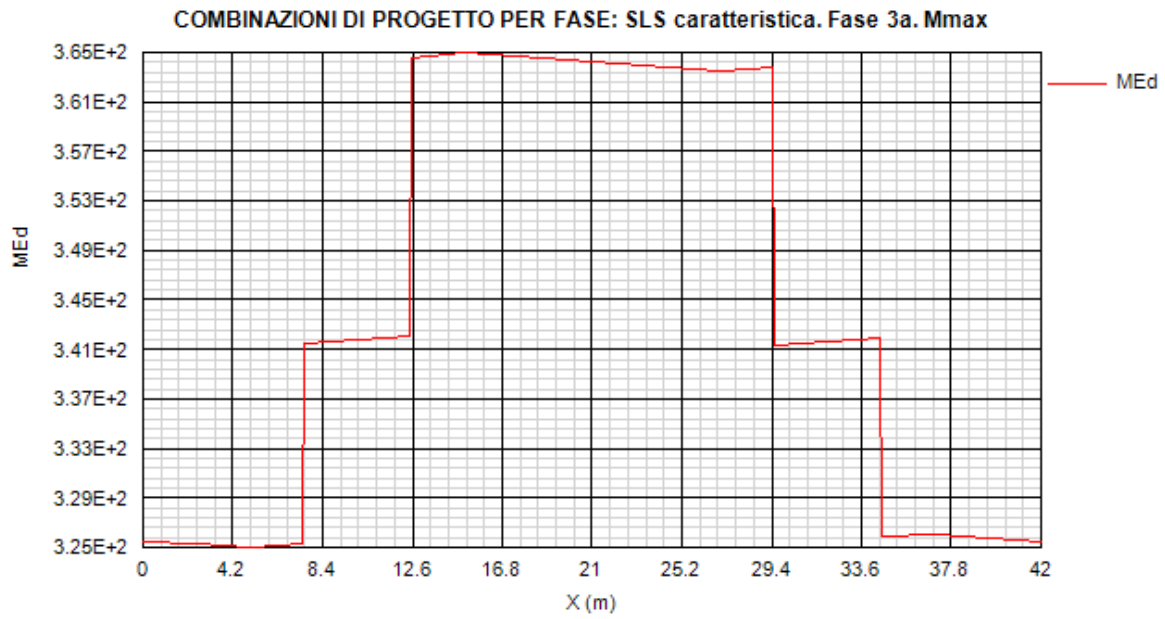


Figura 13.59:

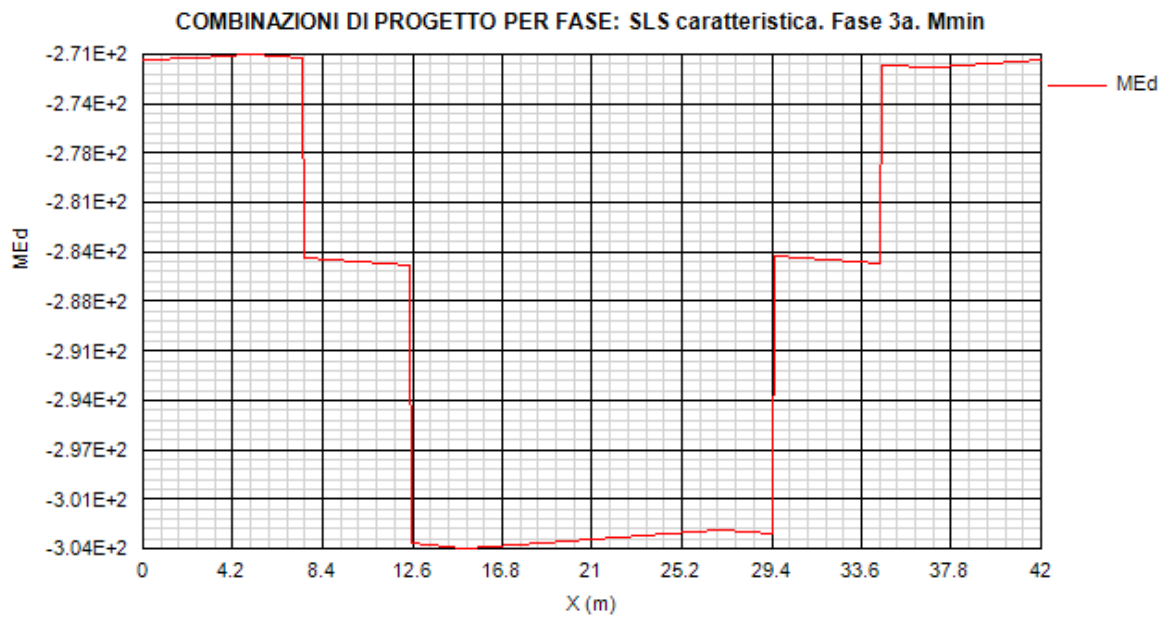


Figura 13.60:

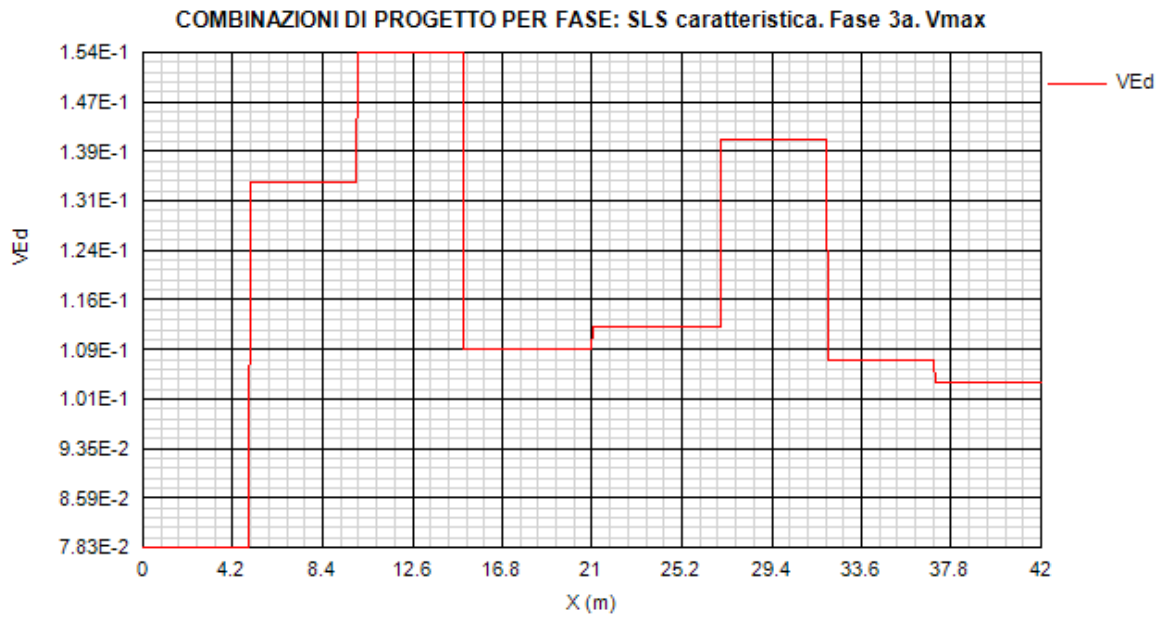


Figura 13.61:

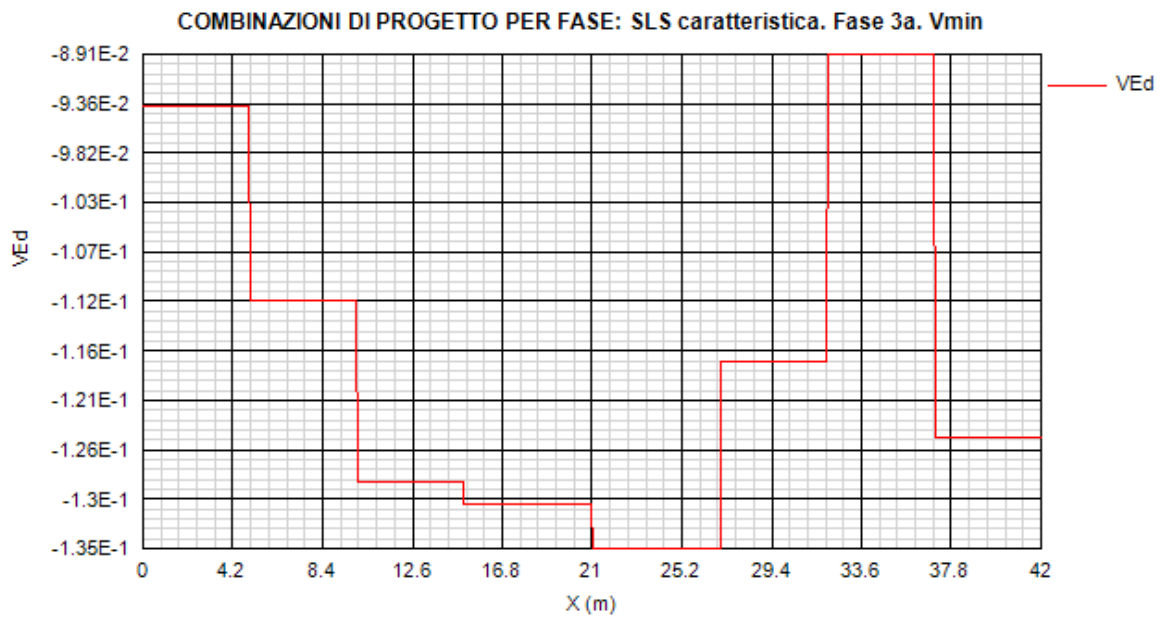


Figura 13.62:



Figura 13.63:

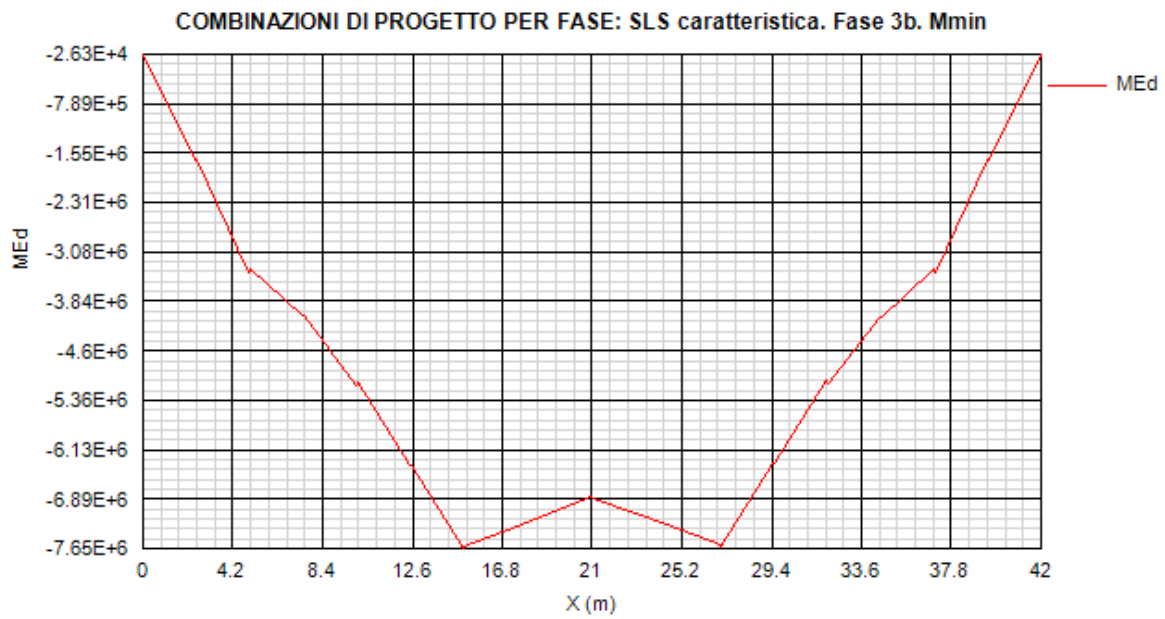


Figura 13.64:

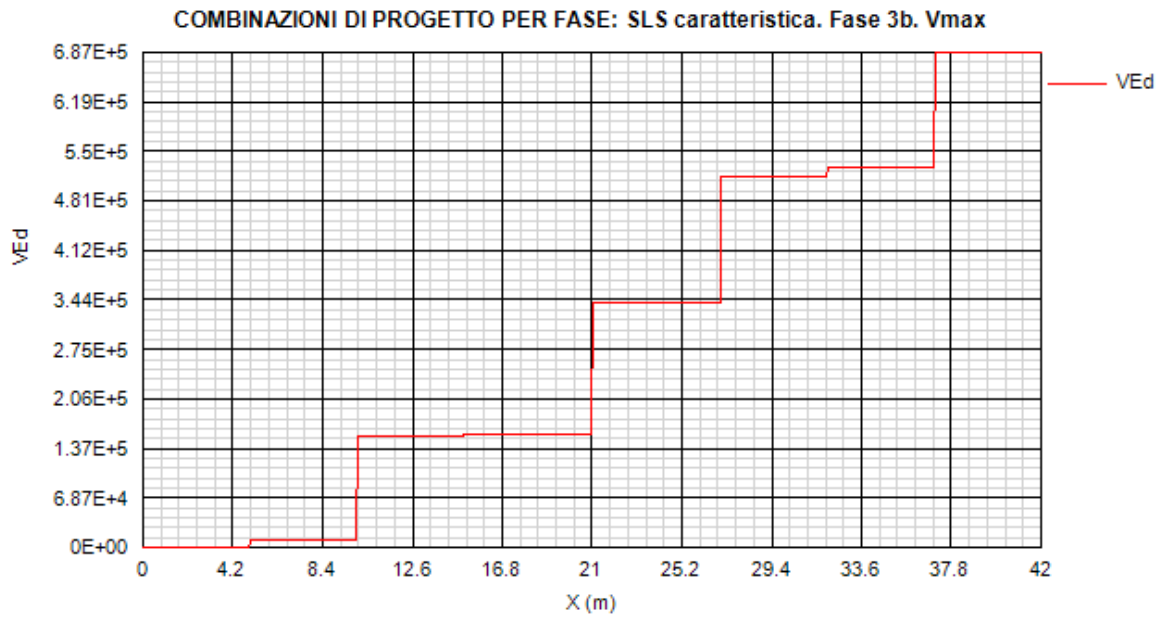


Figura 13.65:

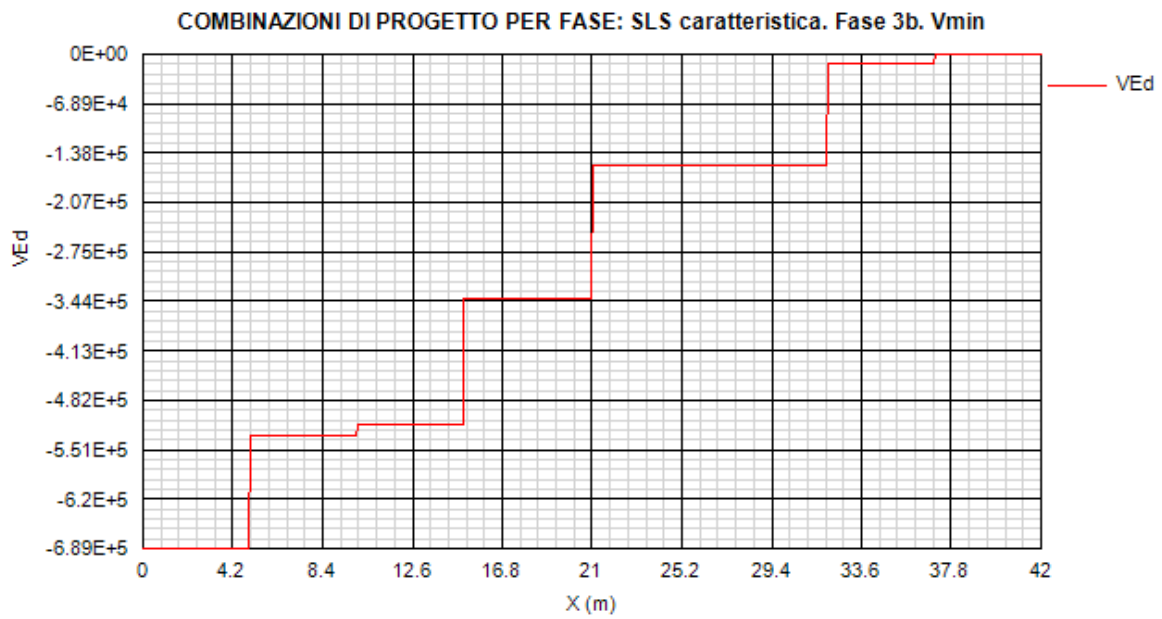


Figura 13.66:

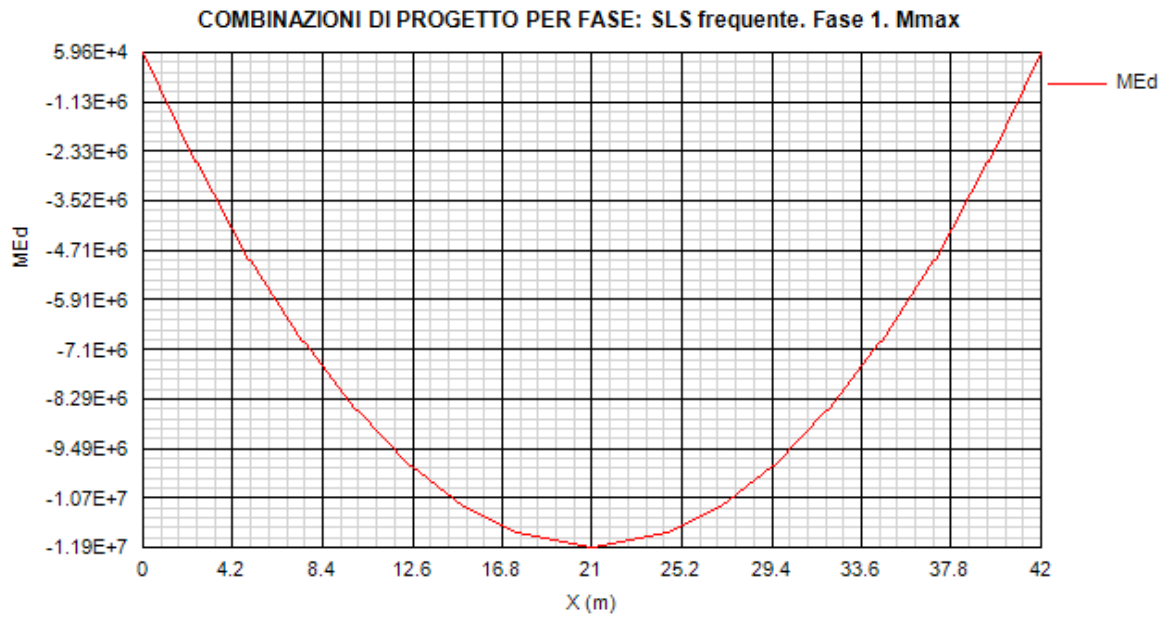


Figura 13.67:

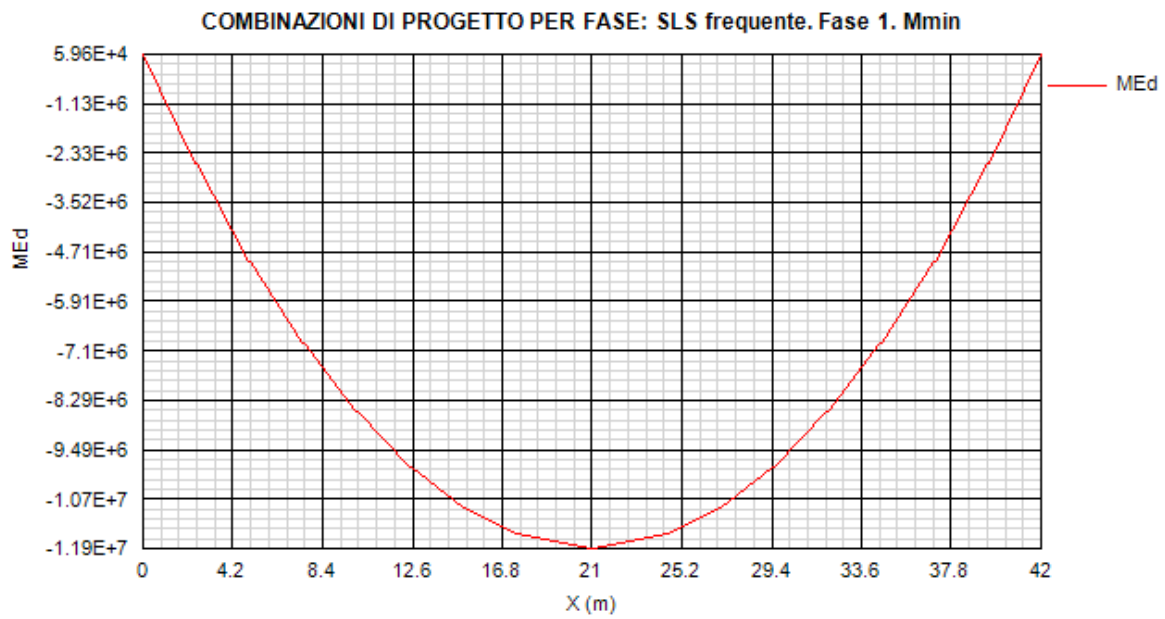


Figura 13.68:

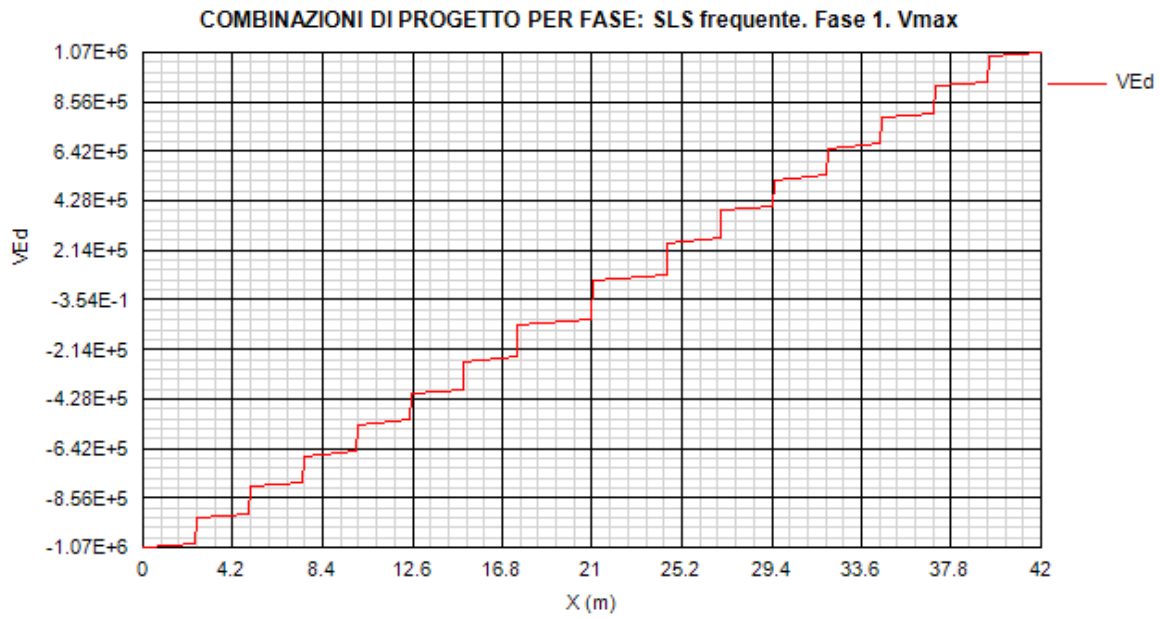


Figura 13.69:

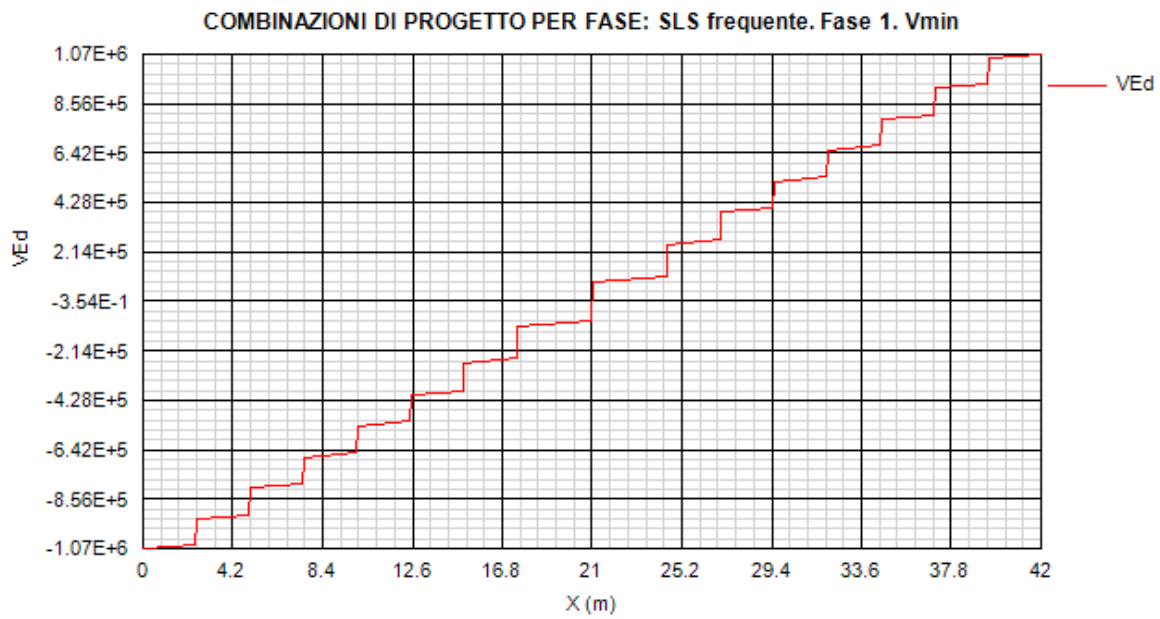


Figura 13.70:

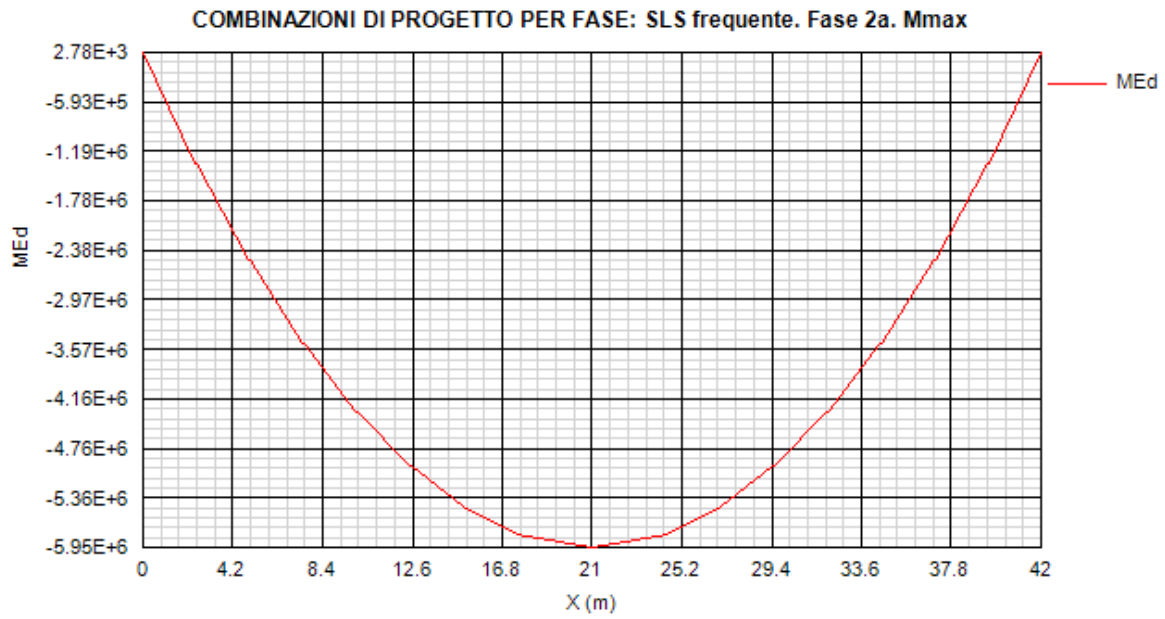


Figura 13.71:

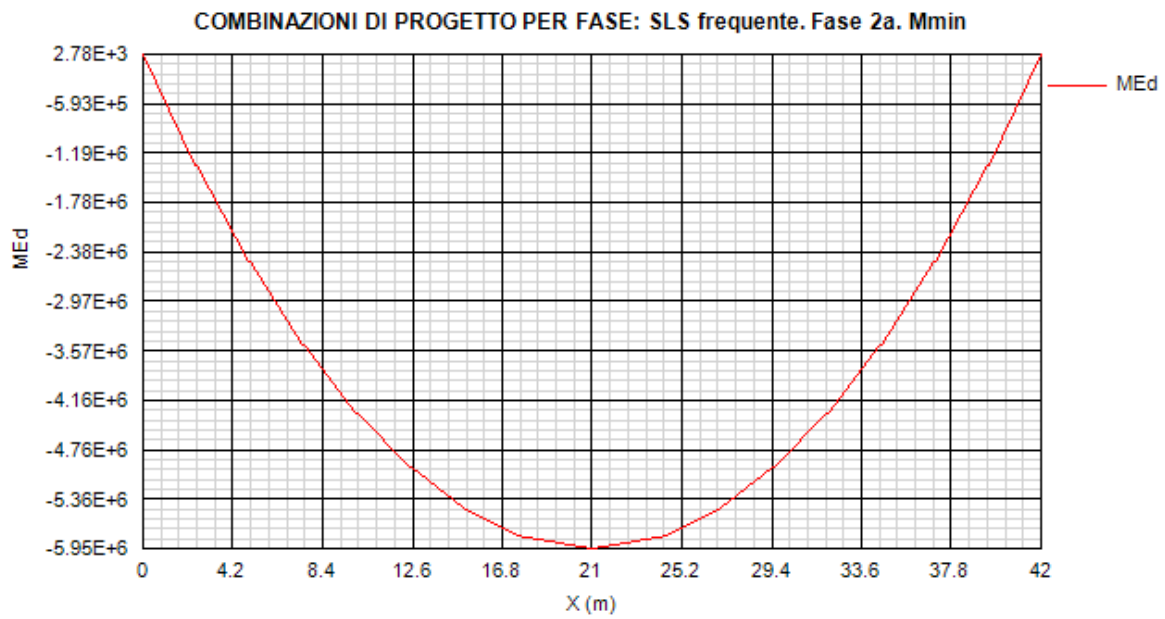


Figura 13.72:

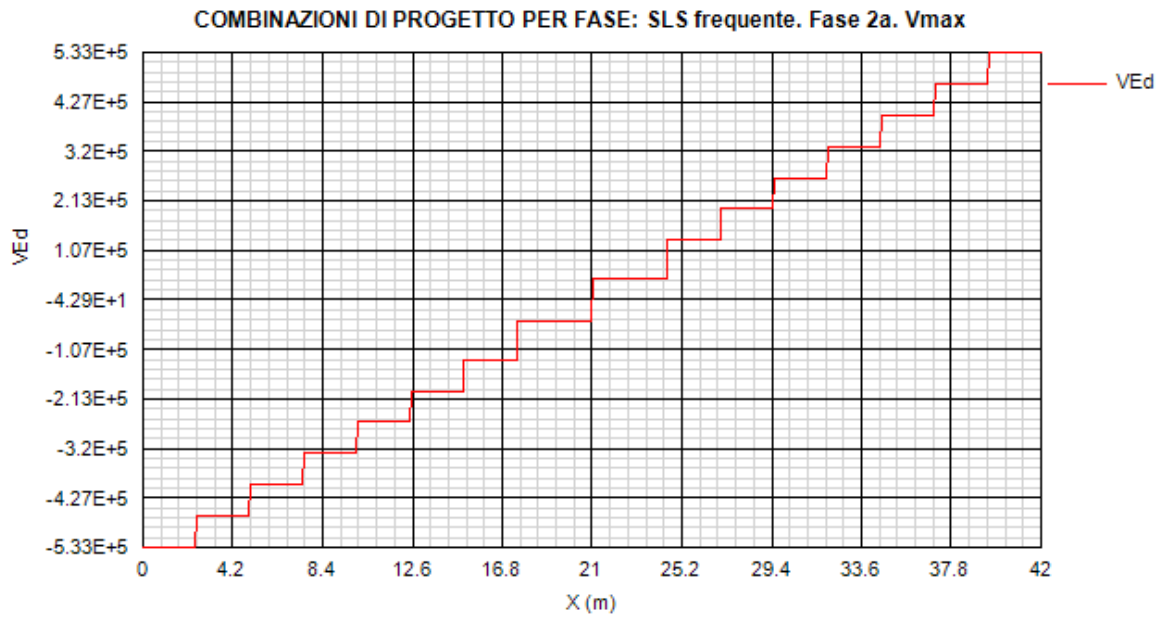


Figura 13.73:

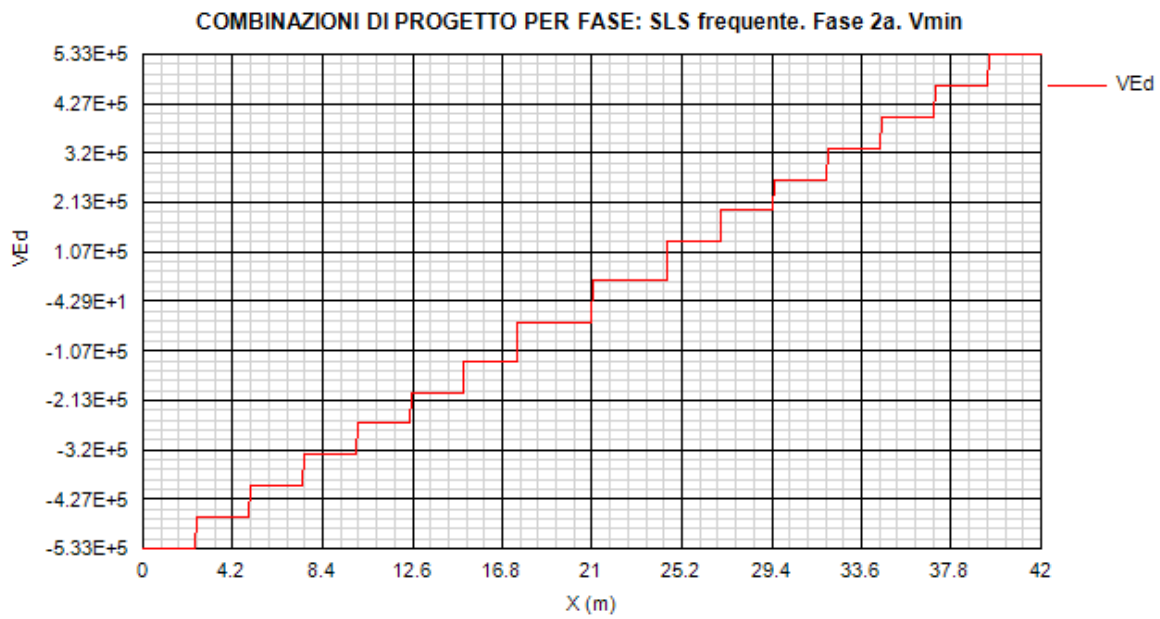


Figura 13.74:

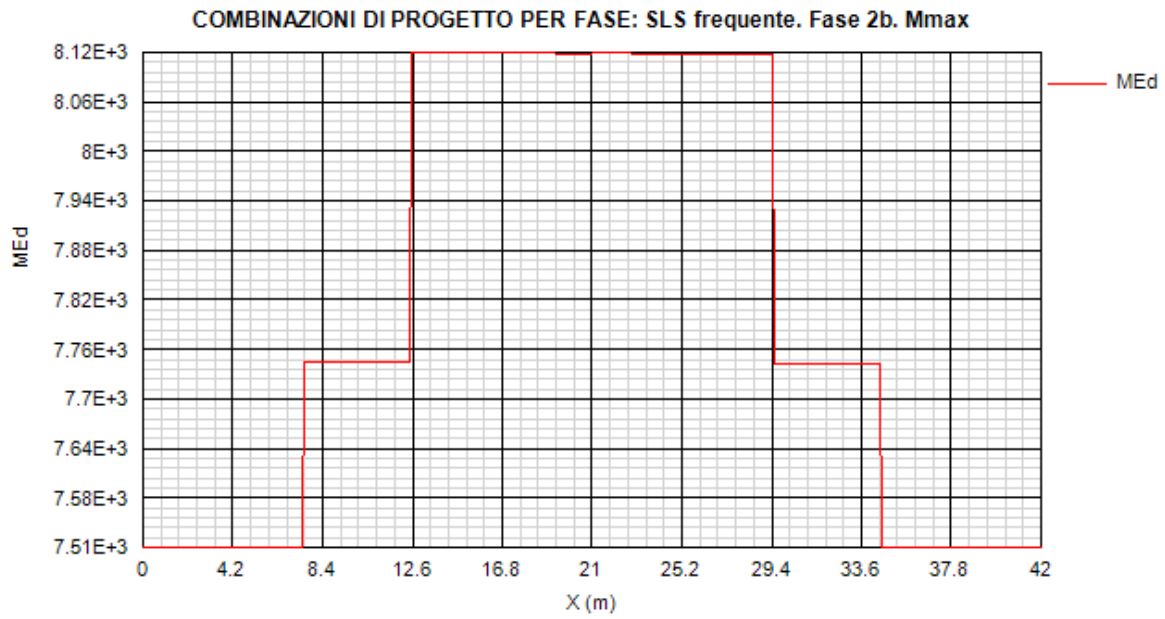


Figura 13.75:

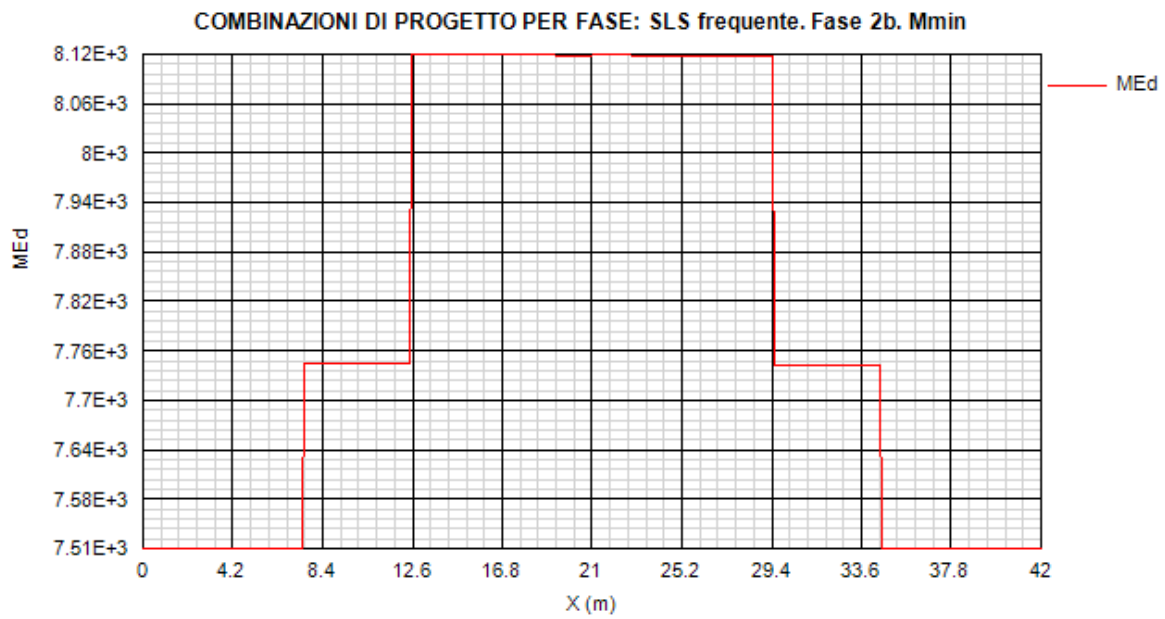


Figura 13.76:

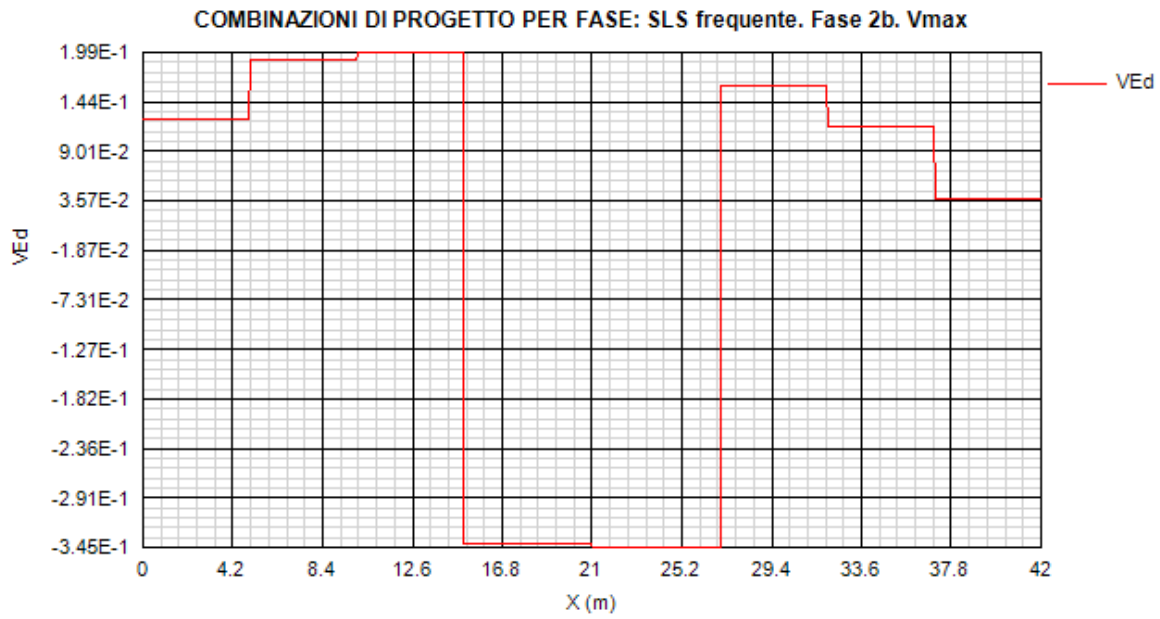


Figura 13.77:

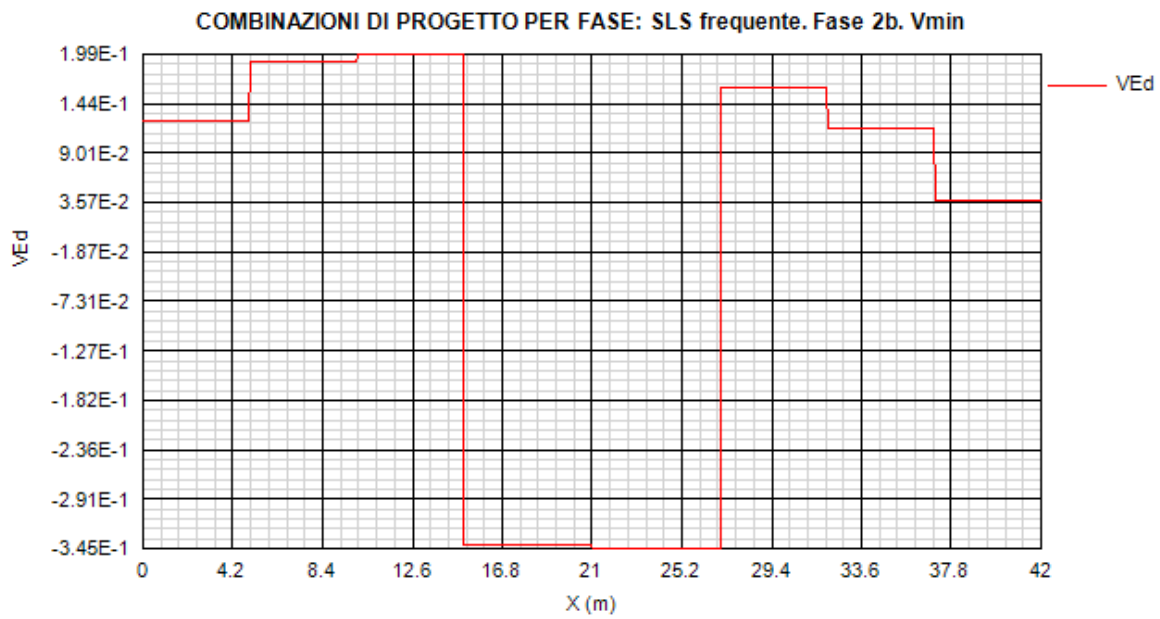


Figura 13.78:

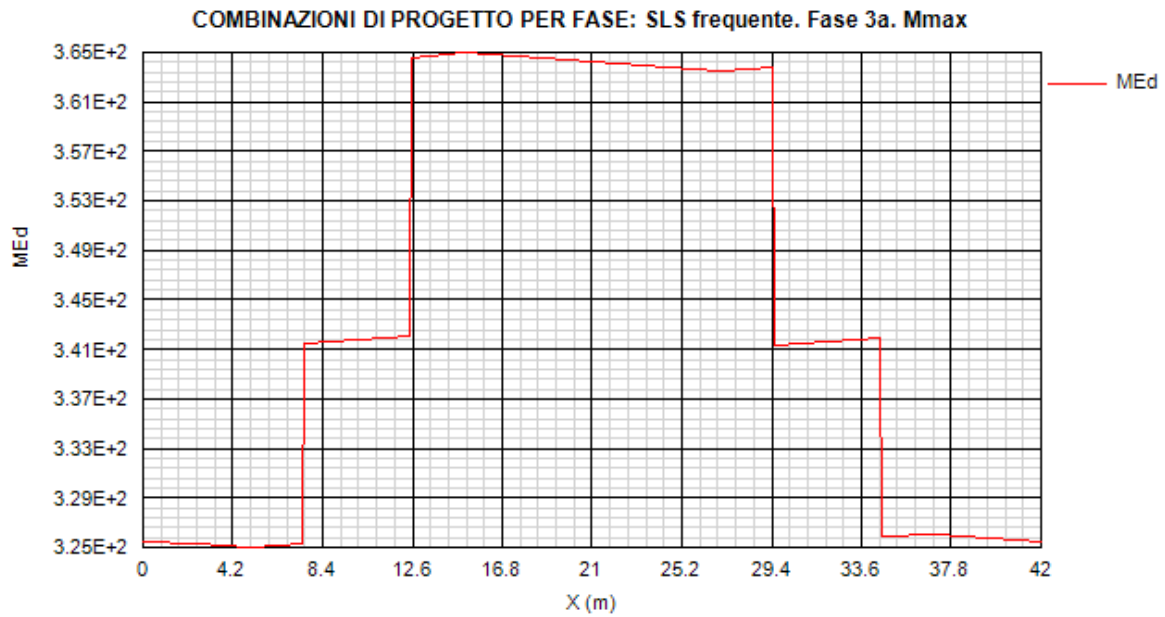


Figura 13.79:

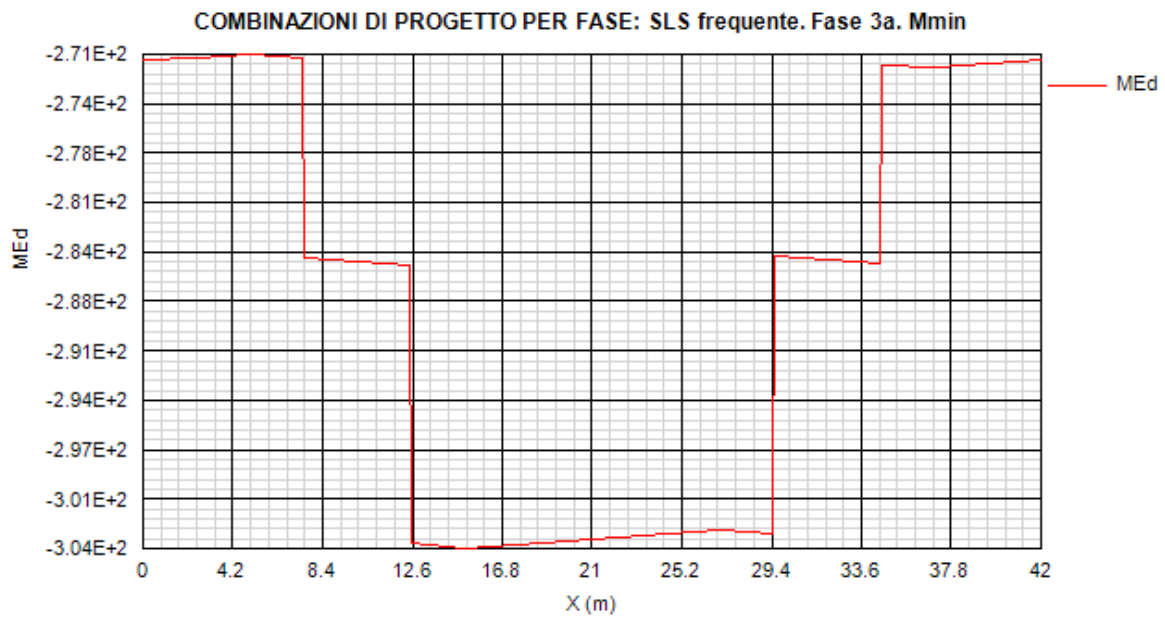


Figura 13.80:

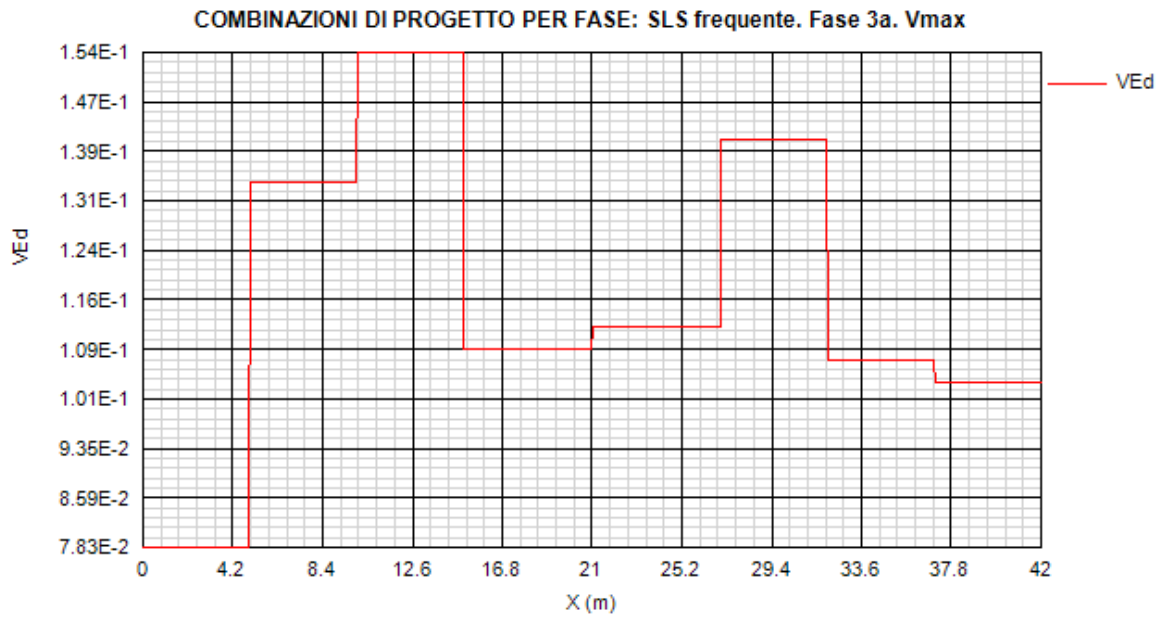


Figura 13.81:

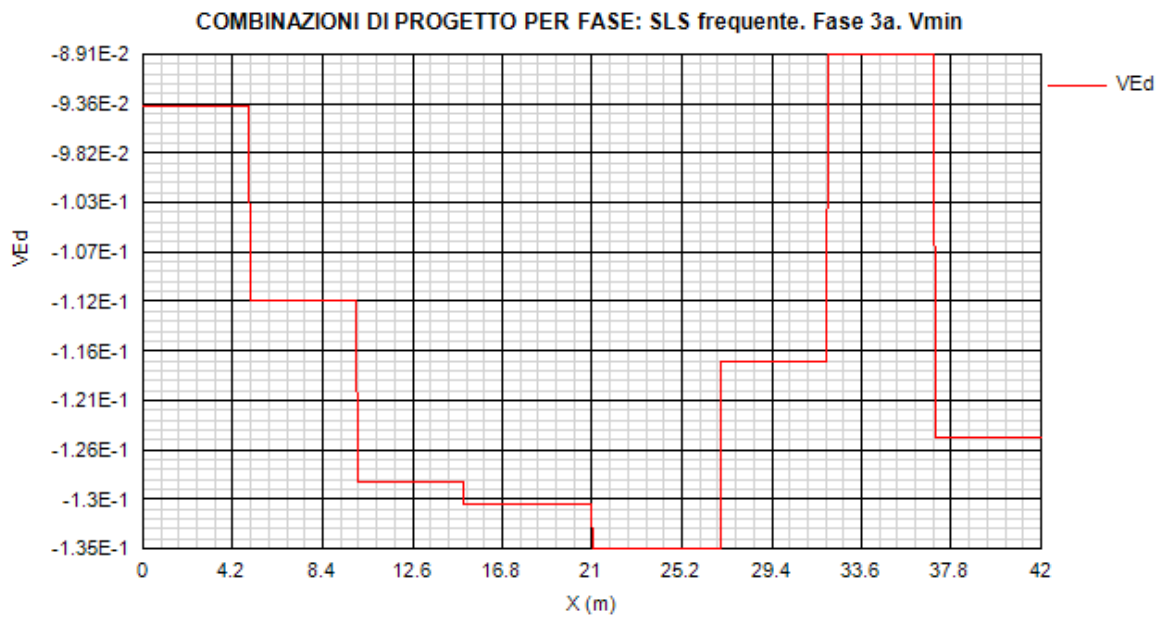


Figura 13.82:



Figura 13.83:

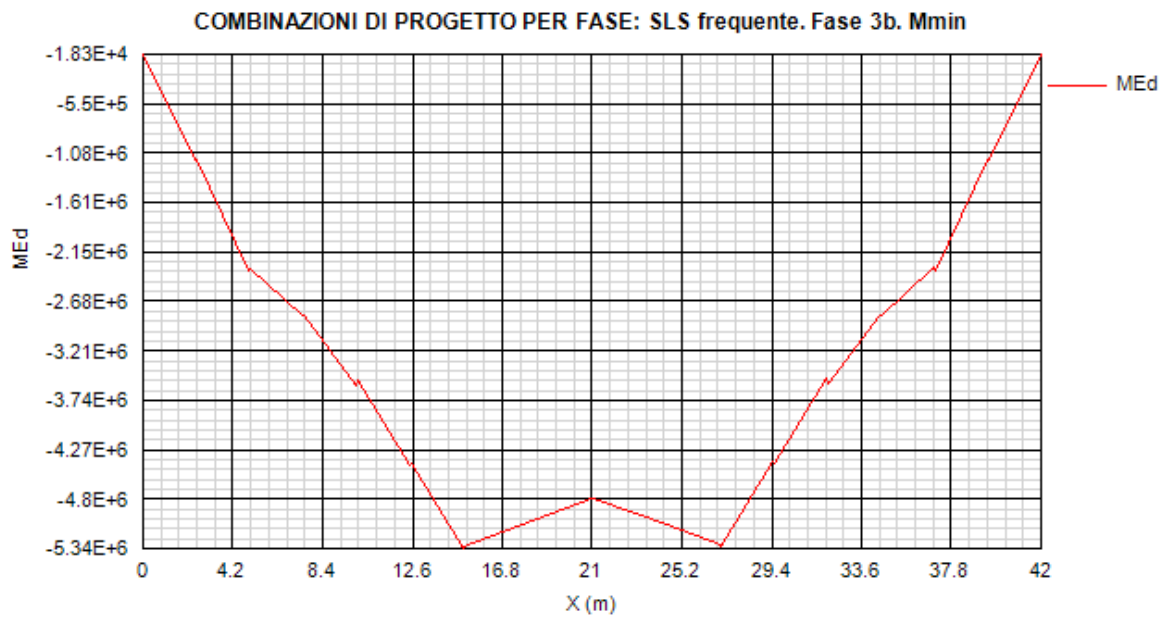


Figura 13.84:

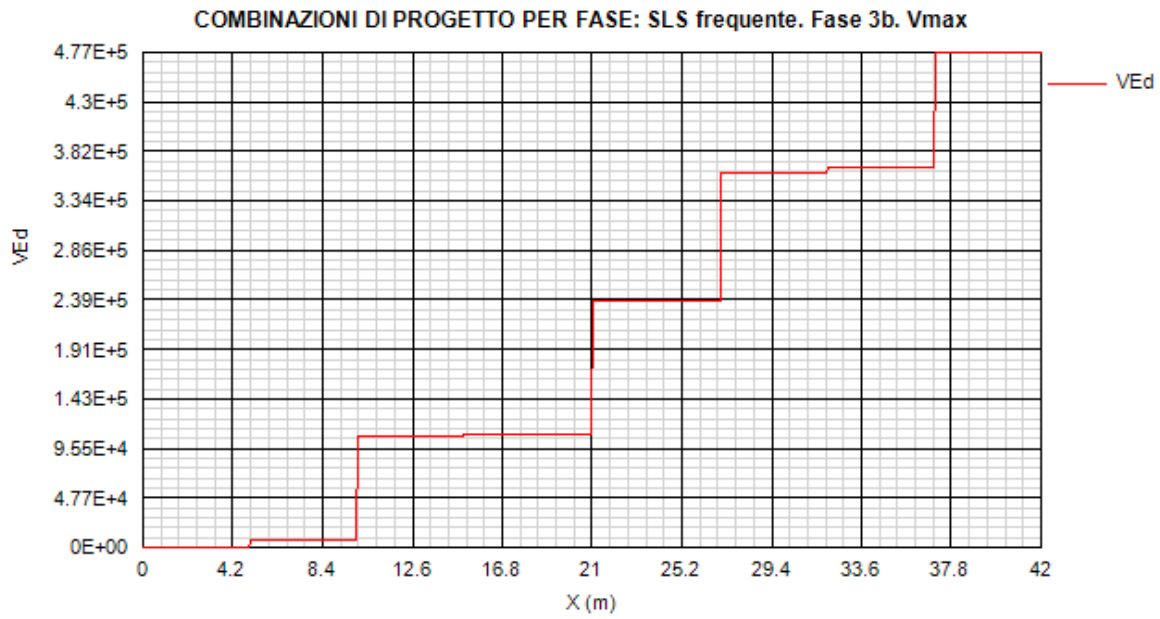


Figura 13.85:

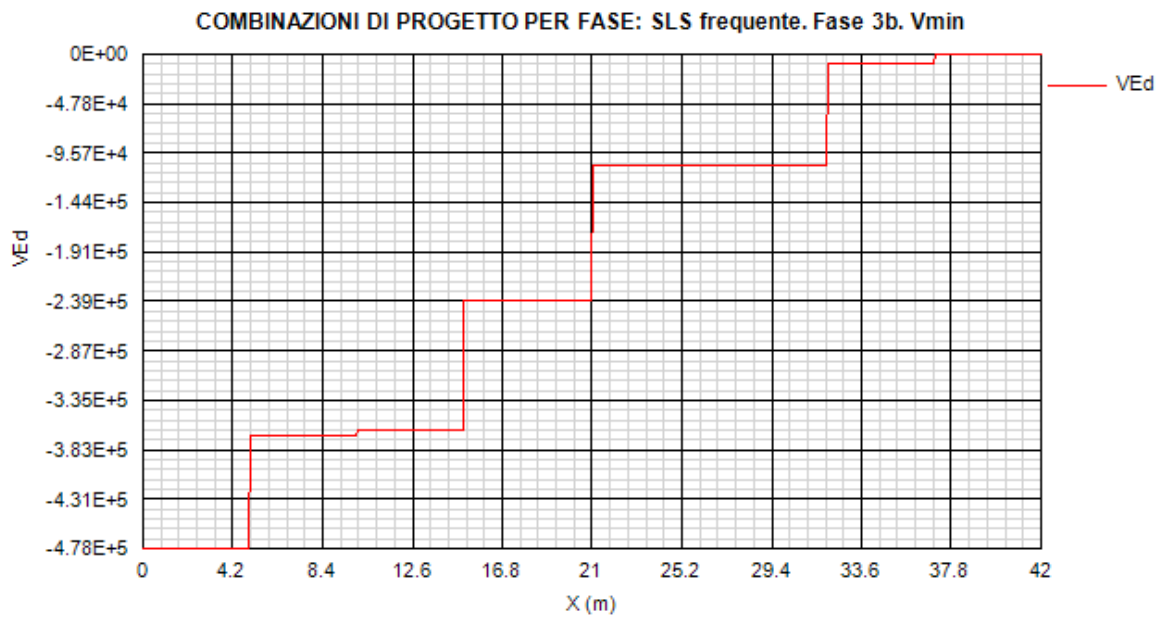


Figura 13.86:

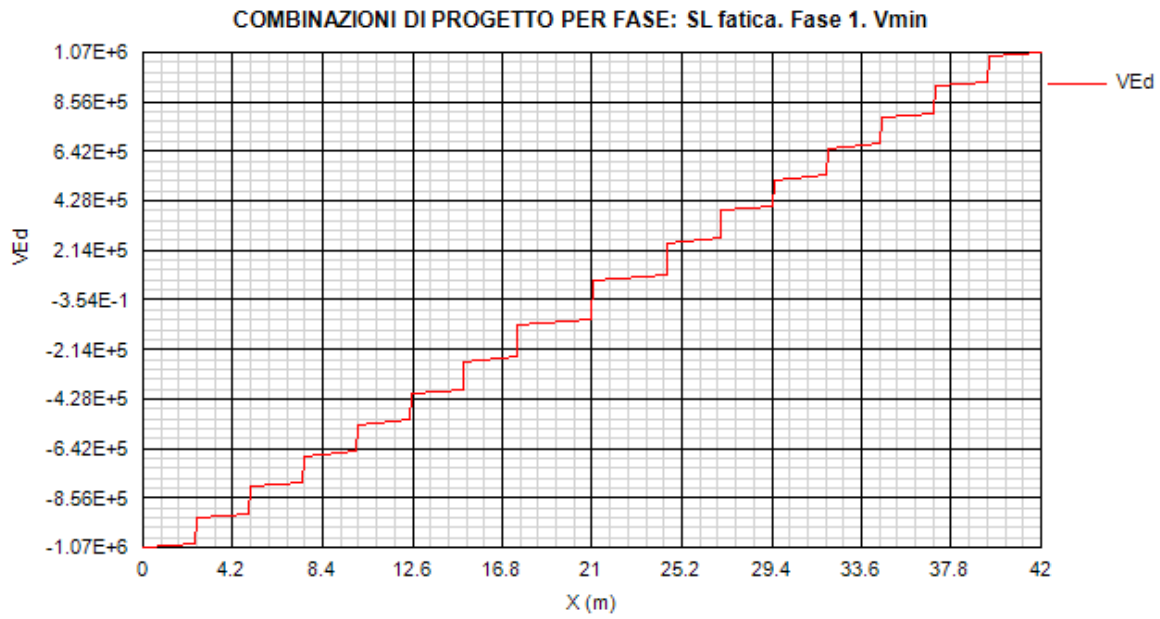


Figura 13.87:

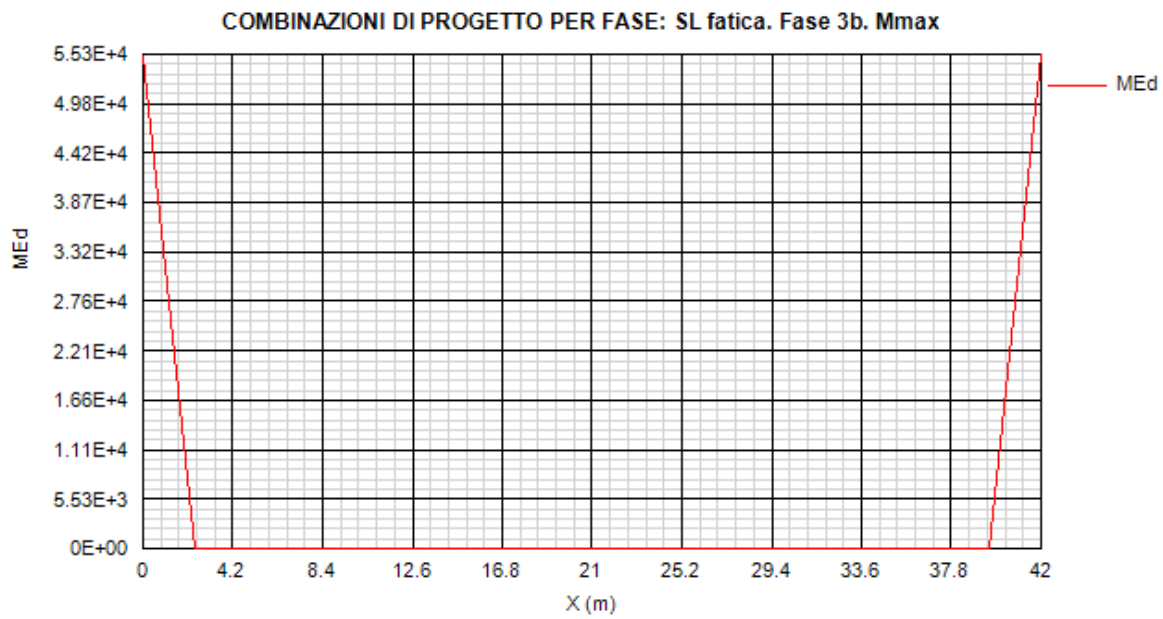


Figura 13.88:

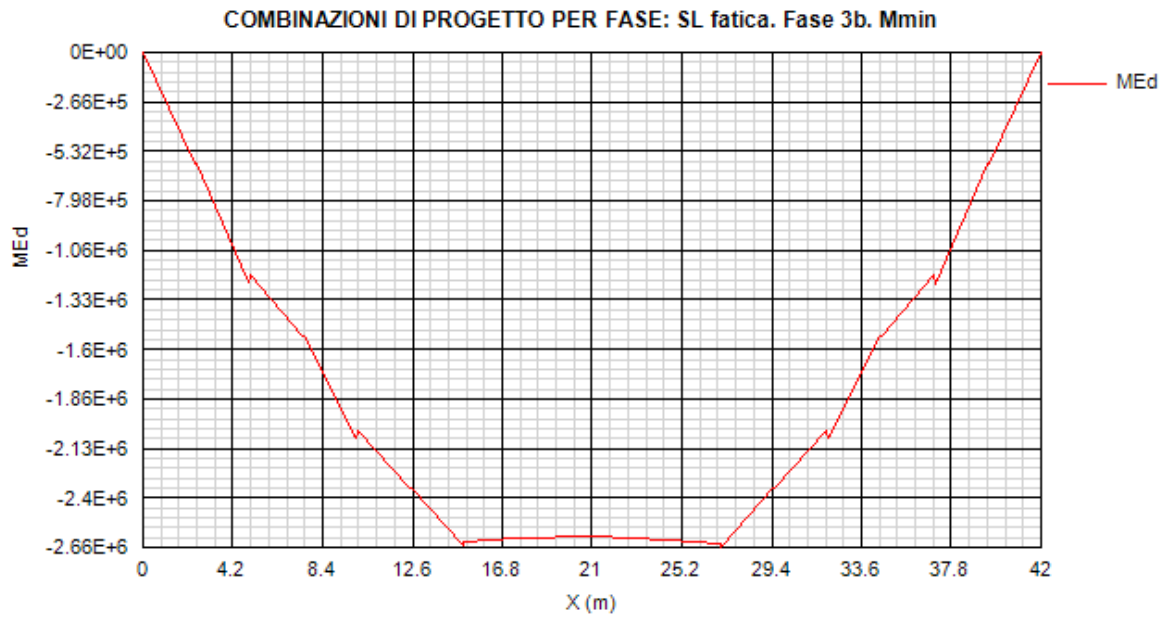


Figura 13.89:

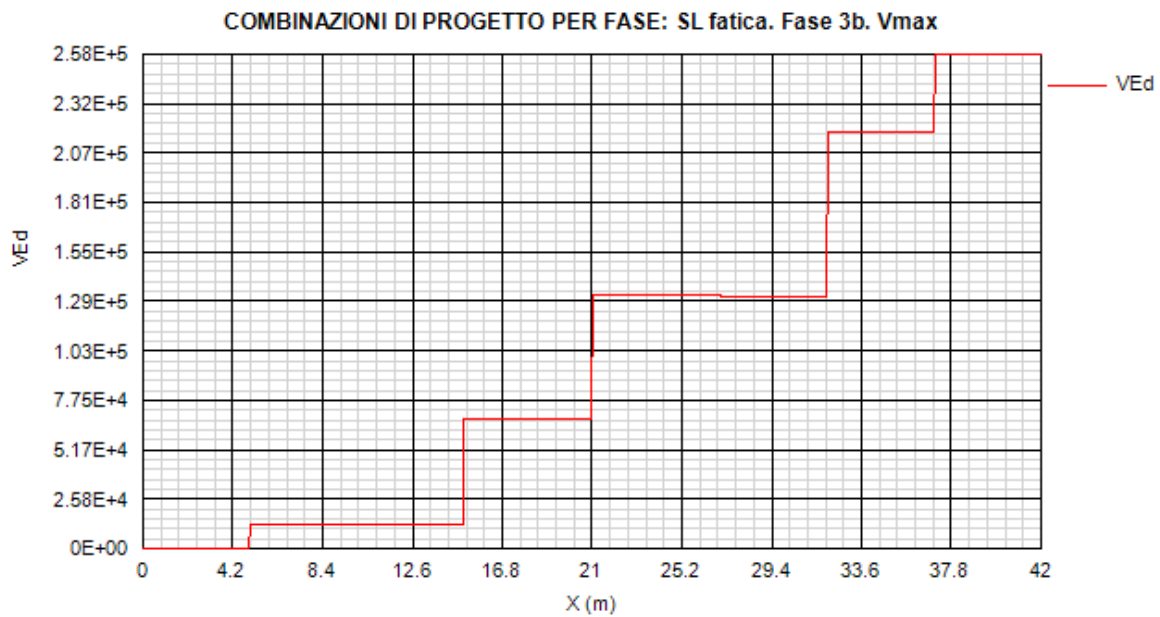


Figura 13.90:

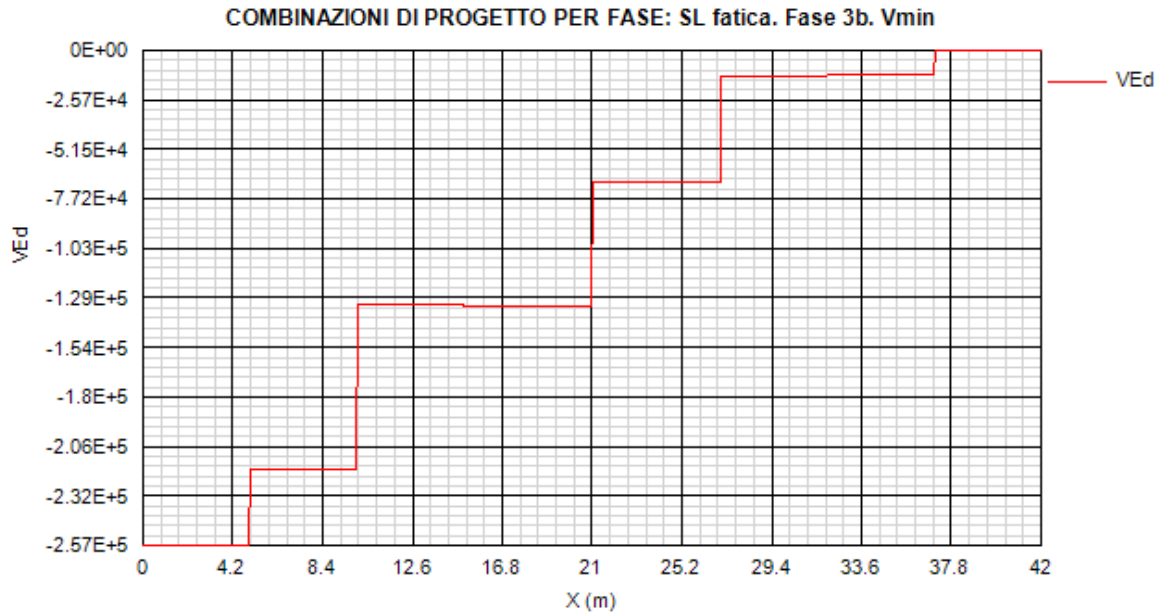


Figura 13.91:

13.2. Verifiche SLU

X (m)	Combinazione	Classe F1	Classe F3b	RESISTENZA						PIOLI		IRRIGIDIMENTI			
				MEd/ MR	σ_{Ed} / f_y	VEd/ VRd	MEd/ Mf,Rd	VEd/ Vbw,Rd	V/M/N	vEd/ (n*PRd)	di testata	verticali LTB (inst. tors.)	verticali Ist,min / Ist	verticali $\sigma_{max} / (f_y/\gamma_{M1})$	verticali w/ (hw/300)
0.0	SLU fond., Mmax	4	4	-0.110	0.015	0.595	-0.010	0.616	No int.	0.182	0.866	0.898	0.241	0.000	0.000
0.0	SLU fond., Mmin	4	4	-0.120	0.005	0.349	0.000	0.361	No int.	0.075	0.866	0.898	0.241	0.000	0.000
0.0	SLU fond., Vmax	4	4	-0.120	0.006	0.337	-0.010	0.349	No int.	0.067	0.866	0.898	0.241	0.000	0.000
0.0	SLU fond., Vmin	4	4	-0.110	0.012	0.651	-0.010	0.674	No int.	0.219	0.866	0.898	0.241	0.000	0.000
2.5	SLU fond., Mmax	4	4	-0.200	0.219	0.334	0.210	0.345	No int.	0.067	0.866	0.898	0.241	0.000	0.001
2.5	SLU fond., Mmin	4	4	-0.290	0.369	0.649	0.350	0.669	No int.	0.219	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
2.5	SLU fond., Vmax	4	4	-0.200	0.219	0.334	0.210	0.345	No int.	0.067	0.866	0.898	0.241	0.000	0.001
2.5	SLU fond., Vmin	4	4	-0.290	0.369	0.649	0.350	0.669	No int.	0.219	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
2.5	SLU fond., Mmax	4	4	-0.200	0.219	0.296	0.210	0.306	No int.	0.059	0.866	0.898	0.241	0.000	0.001
2.5	SLU fond., Mmin	4	4	-0.290	0.369	0.598	0.350	0.616	No int.	0.207	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
2.5	SLU fond., Vmax	4	4	-0.200	0.219	0.296	0.210	0.306	No int.	0.059	0.866	0.898	0.241	0.000	0.001
2.5	SLU fond., Vmin	4	4	-0.290	0.369	0.598	0.350	0.616	No int.	0.207	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
5.0	SLU fond., Mmax	4	4	-0.280	0.417	0.294	0.400	0.303	No int.	0.059	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
5.0	SLU fond., Mmin	4	4	-0.450	0.607	0.611	10.310	0.611	0.623	0.208	0.866	0.898	0.241	0.001	0.003
5.0	SLU fond., Vmax	4	4	-0.280	0.417	0.294	0.400	0.303	No int.	0.059	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
5.0	SLU fond., Vmin	4	4	-0.450	0.607	0.611	10.310	0.611	0.623	0.208	0.866	0.898	0.241	0.001	0.003
5.0	SLU fond., Mmax	4	4	-0.280	0.417	0.255	0.400	0.262	No int.	0.050	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
5.0	SLU fond., Mmin	4	4	-0.450	0.606	0.439	10.310	0.439	No int.	0.122	0.866	0.898	0.241	0.001	0.003
5.0	SLU fond., Vmax	4	4	-0.300	0.436	0.251	0.420	0.259	No int.	0.048	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
5.0	SLU fond., Vmin	4	4	-0.420	0.609	0.510	10.400	0.510	0.609	0.167	0.866	0.898	0.241	0.001	0.003
7.5	SLU fond., Mmax	4	4	-0.350	0.586	0.252	0.560	0.258	No int.	0.050	0.000	0.898	0.241	0.001	0.003
7.5	SLU fond., Mmin	4	4	-0.570	0.790	0.434	13.650	0.434	No int.	0.122	0.000	0.898	0.241	0.001	0.004
7.5	SLU fond., Vmax	4	4	-0.370	0.603	0.249	0.580	0.255	No int.	0.048	0.000	0.898	0.241	0.001	0.003
7.5	SLU fond., Vmin	4	4	-0.560	0.791	0.505	13.680	0.505	0.791	0.167	0.000	0.898	0.241	0.001	0.004
7.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.330	0.426	0.210	0.450	0.219	No int.	0.080	0.000	0.898	0.239	0.001	0.002
7.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.520	0.642	0.371	0.710	0.381	No int.	0.212	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

7.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.340	0.441	0.207	0.460	0.216	No int.	0.075	0.000	0.898	0.239	0.001	0.002
7.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.520	0.633	0.440	0.700	0.452	No int.	0.301	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
10.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.380	0.528	0.207	0.520	0.215	No int.	0.080	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
10.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.630	0.793	0.437	0.850	0.443	No int.	0.297	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
10.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.390	0.542	0.204	0.530	0.212	No int.	0.076	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
10.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.630	0.792	0.441	0.850	0.447	No int.	0.301	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
10.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.380	0.528	0.168	0.520	0.175	No int.	0.063	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
10.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.620	0.790	0.383	0.850	0.388	No int.	0.274	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
10.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.520	0.628	0.126	0.710	0.129	No int.	0.007	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
10.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.620	0.790	0.383	0.850	0.388	No int.	0.274	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
12.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.420	0.609	0.165	0.580	0.170	No int.	0.064	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
12.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.720	0.925	0.382	0.980	0.382	No int.	0.274	0.000	0.898	0.239	0.001	0.004
12.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.550	0.680	0.122	0.750	0.125	No int.	0.007	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
12.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.720	0.925	0.382	0.980	0.382	No int.	0.274	0.000	0.898	0.239	0.001	0.004
12.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.400	0.557	0.124	0.520	0.131	No int.	0.046	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
12.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.670	0.835	0.325	0.880	0.329	No int.	0.247	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
12.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.510	0.614	0.082	0.670	0.086	No int.	0.009	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
12.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.670	0.835	0.325	0.880	0.329	No int.	0.247	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
15.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.420	0.612	0.121	0.560	0.127	No int.	0.046	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
15.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.740	0.937	0.323	0.970	0.323	No int.	0.247	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
15.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.530	0.652	0.081	0.700	0.081	No int.	0.009	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
15.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.740	0.937	0.323	0.970	0.323	No int.	0.247	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
15.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.420	0.612	0.082	0.560	0.086	No int.	0.030	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
15.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.740	0.936	0.078	0.970	0.078	No int.	0.006	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
15.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.600	0.725	0.039	0.780	0.040	No int.	0.026	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
15.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.670	0.844	0.214	0.880	0.217	No int.	0.163	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
17.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.440	0.648	0.078	0.580	0.082	No int.	0.030	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
17.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.760	0.964	0.072	1.000	0.072	No int.	0.006	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
17.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.600	0.741	0.034	0.790	0.035	No int.	0.026	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
17.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.710	0.911	0.210	0.940	0.210	No int.	0.163	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
17.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.440	0.648	0.033	0.580	0.035	No int.	0.011	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
17.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.760	0.964	0.008	1.000	0.008	No int.	0.032	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
17.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.600	0.741	0.012	0.790	0.012	No int.	0.045	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
17.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.710	0.911	0.146	0.940	0.147	No int.	0.137	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
21.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.450	0.667	0.027	0.600	0.028	No int.	0.011	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
21.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.760	0.970	0.130	1.000	0.130	No int.	0.127	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
21.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.600	0.738	0.018	0.790	0.018	No int.	0.045	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
21.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.760	0.970	0.138	1.000	0.138	No int.	0.137	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
21.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.450	0.667	0.027	0.600	0.028	No int.	0.011	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
21.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.760	0.970	0.096	1.000	0.096	No int.	0.086	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
21.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.760	0.970	0.138	1.000	0.138	No int.	0.137	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
21.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.550	0.695	0.018	0.720	0.018	No int.	0.045	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
24.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.440	0.648	0.033	0.580	0.035	No int.	0.011	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
24.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.760	0.963	0.010	1.000	0.010	No int.	0.030	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
24.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.710	0.911	0.147	0.940	0.147	No int.	0.137	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
24.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.550	0.681	0.011	0.720	0.011	No int.	0.045	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
24.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.440	0.648	0.078	0.580	0.082	No int.	0.030	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
24.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.760	0.963	0.074	1.000	0.074	No int.	0.004	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
24.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.710	0.911	0.210	0.940	0.211	No int.	0.163	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
24.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.550	0.681	0.036	0.720	0.036	No int.	0.026	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
27.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.420	0.612	0.082	0.560	0.086	No int.	0.030	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
27.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.740	0.935	0.080	0.970	0.080	No int.	0.004	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
27.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.670	0.844	0.214	0.880	0.217	No int.	0.163	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
27.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.540	0.659	0.039	0.710	0.040	No int.	0.026	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
27.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.420	0.612	0.121	0.560	0.127	No int.	0.046	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
27.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.740	0.936	0.322	0.970	0.322	No int.	0.247	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
27.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.740	0.936	0.322	0.970	0.322	No int.	0.247	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
27.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.530	0.652	0.081	0.700	0.081	No int.	0.010	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
29.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.400	0.557	0.124	0.520	0.131	No int.	0.046	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
29.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.670	0.834	0.324	0.880	0.329	No int.	0.247	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

29.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.670	0.834	0.324	0.880	0.329	No int.	0.247	0.000	0.576	0.200	0.001	0.003
29.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.510	0.615	0.082	0.670	0.086	No int.	0.010	0.000	0.576	0.200	0.001	0.002
29.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.420	0.609	0.165	0.580	0.170	No int.	0.063	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
29.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.720	0.924	0.382	0.980	0.382	No int.	0.273	0.000	0.898	0.239	0.001	0.004
29.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.720	0.924	0.382	0.980	0.382	No int.	0.273	0.000	0.898	0.239	0.001	0.004
29.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.550	0.681	0.122	0.750	0.125	No int.	0.007	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
32.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.380	0.528	0.168	0.520	0.175	No int.	0.063	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
32.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.620	0.790	0.382	0.850	0.387	No int.	0.273	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
32.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.620	0.790	0.382	0.850	0.387	No int.	0.273	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
32.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.520	0.629	0.126	0.710	0.129	No int.	0.007	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
32.0	SLU fond., Mmax	4	3	-0.380	0.528	0.207	0.520	0.215	No int.	0.080	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
32.0	SLU fond., Mmin	4	3	-0.630	0.792	0.437	0.850	0.442	No int.	0.296	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
32.0	SLU fond., Vmax	4	3	-0.630	0.792	0.440	0.850	0.446	No int.	0.300	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
32.0	SLU fond., Vmin	4	3	-0.390	0.542	0.204	0.530	0.212	No int.	0.075	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
34.5	SLU fond., Mmax	4	3	-0.330	0.426	0.210	0.450	0.219	No int.	0.080	0.000	0.898	0.239	0.001	0.002
34.5	SLU fond., Mmin	4	3	-0.520	0.642	0.373	0.710	0.383	No int.	0.215	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
34.5	SLU fond., Vmax	4	3	-0.510	0.633	0.440	0.700	0.452	No int.	0.300	0.000	0.898	0.239	0.001	0.003
34.5	SLU fond., Vmin	4	3	-0.340	0.441	0.207	0.460	0.216	No int.	0.075	0.000	0.898	0.239	0.001	0.002
34.5	SLU fond., Mmax	4	4	-0.350	0.586	0.252	0.560	0.258	No int.	0.050	0.000	0.898	0.241	0.001	0.003
34.5	SLU fond., Mmin	4	4	-0.570	0.790	0.435	13.650	0.435	No int.	0.123	0.000	0.898	0.241	0.001	0.004
34.5	SLU fond., Vmax	4	4	-0.560	0.791	0.504	13.680	0.504	0.791	0.166	0.000	0.898	0.241	0.001	0.004
34.5	SLU fond., Vmin	4	4	-0.370	0.604	0.249	0.580	0.255	No int.	0.048	0.000	0.898	0.241	0.001	0.003
37.0	SLU fond., Mmax	4	4	-0.280	0.417	0.255	0.400	0.262	No int.	0.050	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
37.0	SLU fond., Mmin	4	4	-0.450	0.606	0.440	10.320	0.440	No int.	0.123	0.866	0.898	0.241	0.001	0.003
37.0	SLU fond., Vmax	4	4	-0.420	0.609	0.509	10.400	0.509	0.609	0.166	0.866	0.898	0.241	0.001	0.003
37.0	SLU fond., Vmin	4	4	-0.300	0.436	0.251	0.420	0.259	No int.	0.048	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
37.0	SLU fond., Mmax	4	4	-0.280	0.417	0.294	0.400	0.302	No int.	0.059	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
37.0	SLU fond., Mmin	4	4	-0.450	0.607	0.610	10.310	0.610	0.623	0.207	0.866	0.898	0.241	0.001	0.003
37.0	SLU fond., Vmax	4	4	-0.450	0.607	0.610	10.310	0.610	0.623	0.207	0.866	0.898	0.241	0.001	0.003
37.0	SLU fond., Vmin	4	4	-0.280	0.417	0.294	0.400	0.302	No int.	0.059	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
39.5	SLU fond., Mmax	4	4	-0.200	0.219	0.296	0.210	0.306	No int.	0.059	0.866	0.898	0.241	0.000	0.001
39.5	SLU fond., Mmin	4	4	-0.290	0.369	0.597	0.350	0.616	No int.	0.207	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
39.5	SLU fond., Vmax	4	4	-0.290	0.369	0.597	0.350	0.616	No int.	0.207	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
39.5	SLU fond., Vmin	4	4	-0.200	0.219	0.296	0.210	0.306	No int.	0.059	0.866	0.898	0.241	0.000	0.001
39.5	SLU fond., Mmax	4	4	-0.200	0.219	0.334	0.210	0.345	No int.	0.067	0.866	0.898	0.241	0.000	0.001
39.5	SLU fond., Mmin	4	4	-0.290	0.369	0.649	0.350	0.668	No int.	0.218	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
39.5	SLU fond., Vmax	4	4	-0.290	0.369	0.649	0.350	0.668	No int.	0.218	0.866	0.898	0.241	0.001	0.002
39.5	SLU fond., Vmin	4	4	-0.200	0.219	0.334	0.210	0.345	No int.	0.067	0.866	0.898	0.241	0.000	0.001
42.0	SLU fond., Mmax	4	4	-0.110	0.015	0.594	-0.010	0.615	No int.	0.182	0.866	0.898	0.241	0.000	0.000
42.0	SLU fond., Mmin	4	4	-0.120	0.005	0.349	0.000	0.361	No int.	0.075	0.866	0.898	0.241	0.000	0.000
42.0	SLU fond., Vmax	4	4	-0.110	0.012	0.651	-0.010	0.674	No int.	0.219	0.866	0.898	0.241	0.000	0.000
42.0	SLU fond., Vmin	4	4	-0.120	0.006	0.337	-0.010	0.349	No int.	0.067	0.866	0.898	0.241	0.000	0.000

13.3. Verifiche SLE R

X (m)	Combinazione	$\sigma_{id} / \sigma_{amm}$	Pioli vEd / (ks n PRd)
0.0	SLS caratt., Mmax	0.278	0.246
0.0	SLS caratt., Mmin	0.221	0.132
0.0	SLS caratt., Vmax	0.216	0.122
0.0	SLS caratt., Vmin	0.303	0.296
2.5	SLS caratt., Mmax	0.231	0.122
2.5	SLS caratt., Mmin	0.315	0.296
2.5	SLS caratt., Vmax	0.231	0.122

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

2.5	SLS caratt., Vmin	0.315	0.296
2.5	SLS caratt., Mmax	0.221	0.107
2.5	SLS caratt., Mmin	0.304	0.281
2.5	SLS caratt., Vmax	0.221	0.107
2.5	SLS caratt., Vmin	0.304	0.281
5.0	SLS caratt., Mmax	0.366	0.107
5.0	SLS caratt., Mmin	0.456	0.281
5.0	SLS caratt., Vmax	0.366	0.107
5.0	SLS caratt., Vmin	0.456	0.281
5.0	SLS caratt., Mmax	0.361	0.091
5.0	SLS caratt., Mmin	0.428	0.164
5.0	SLS caratt., Vmax	0.372	0.089
5.0	SLS caratt., Vmin	0.438	0.226
7.5	SLS caratt., Mmax	0.495	0.092
7.5	SLS caratt., Mmin	0.538	0.164
7.5	SLS caratt., Vmax	0.506	0.089
7.5	SLS caratt., Vmin	0.547	0.226
7.5	SLS caratt., Mmax	0.405	0.146
7.5	SLS caratt., Mmin	0.458	0.288
7.5	SLS caratt., Vmax	0.416	0.140
7.5	SLS caratt., Vmin	0.466	0.409
10.0	SLS caratt., Mmax	0.503	0.146
10.0	SLS caratt., Mmin	0.562	0.403
10.0	SLS caratt., Vmax	0.513	0.141
10.0	SLS caratt., Vmin	0.562	0.409
10.0	SLS caratt., Mmax	0.503	0.116
10.0	SLS caratt., Mmin	0.560	0.372
10.0	SLS caratt., Vmax	0.552	0.040
10.0	SLS caratt., Vmin	0.560	0.372
12.5	SLS caratt., Mmax	0.580	0.116
12.5	SLS caratt., Mmin	0.655	0.372
12.5	SLS caratt., Vmax	0.605	0.040
12.5	SLS caratt., Vmin	0.655	0.372
12.5	SLS caratt., Mmax	0.530	0.084
12.5	SLS caratt., Mmin	0.591	0.336
12.5	SLS caratt., Vmax	0.553	0.009
12.5	SLS caratt., Vmin	0.591	0.336
15.0	SLS caratt., Mmax	0.583	0.084
15.0	SLS caratt., Mmin	0.663	0.336
15.0	SLS caratt., Vmax	0.596	0.009
15.0	SLS caratt., Vmin	0.663	0.336
15.0	SLS caratt., Mmax	0.583	0.055
15.0	SLS caratt., Mmin	0.662	0.008
15.0	SLS caratt., Vmax	0.635	0.022
15.0	SLS caratt., Vmin	0.598	0.221
17.5	SLS caratt., Mmax	0.618	0.055
17.5	SLS caratt., Mmin	0.682	0.008
17.5	SLS caratt., Vmax	0.653	0.022
17.5	SLS caratt., Vmin	0.645	0.221
17.5	SLS caratt., Mmax	0.618	0.020
17.5	SLS caratt., Mmin	0.682	0.043
17.5	SLS caratt., Vmax	0.653	0.056
17.5	SLS caratt., Vmin	0.645	0.186
21.0	SLS caratt., Mmax	0.632	0.020
21.0	SLS caratt., Mmin	0.687	0.172
21.0	SLS caratt., Vmax	0.655	0.056
21.0	SLS caratt., Vmin	0.687	0.186
21.0	SLS caratt., Mmax	0.632	0.020

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

21.0	SLS caratt., Mmin	0.687	0.116
21.0	SLS caratt., Vmax	0.687	0.186
21.0	SLS caratt., Vmin	0.638	0.056
24.5	SLS caratt., Mmax	0.618	0.020
24.5	SLS caratt., Mmin	0.682	0.040
24.5	SLS caratt., Vmax	0.645	0.186
24.5	SLS caratt., Vmin	0.625	0.056
24.5	SLS caratt., Mmax	0.618	0.055
24.5	SLS caratt., Mmin	0.682	0.005
24.5	SLS caratt., Vmax	0.645	0.221
24.5	SLS caratt., Vmin	0.625	0.021
27.0	SLS caratt., Mmax	0.583	0.055
27.0	SLS caratt., Mmin	0.662	0.005
27.0	SLS caratt., Vmax	0.598	0.221
27.0	SLS caratt., Vmin	0.597	0.021
27.0	SLS caratt., Mmax	0.583	0.084
27.0	SLS caratt., Mmin	0.662	0.335
27.0	SLS caratt., Vmax	0.662	0.335
27.0	SLS caratt., Vmin	0.596	0.009
29.5	SLS caratt., Mmax	0.530	0.084
29.5	SLS caratt., Mmin	0.591	0.335
29.5	SLS caratt., Vmax	0.591	0.335
29.5	SLS caratt., Vmin	0.553	0.009
29.5	SLS caratt., Mmax	0.580	0.116
29.5	SLS caratt., Mmin	0.655	0.371
29.5	SLS caratt., Vmax	0.655	0.371
29.5	SLS caratt., Vmin	0.605	0.040
32.0	SLS caratt., Mmax	0.503	0.116
32.0	SLS caratt., Mmin	0.560	0.371
32.0	SLS caratt., Vmax	0.560	0.371
32.0	SLS caratt., Vmin	0.552	0.040
32.0	SLS caratt., Mmax	0.503	0.146
32.0	SLS caratt., Mmin	0.561	0.402
32.0	SLS caratt., Vmax	0.561	0.408
32.0	SLS caratt., Vmin	0.513	0.140
34.5	SLS caratt., Mmax	0.405	0.146
34.5	SLS caratt., Mmin	0.458	0.291
34.5	SLS caratt., Vmax	0.466	0.407
34.5	SLS caratt., Vmin	0.416	0.140
34.5	SLS caratt., Mmax	0.495	0.092
34.5	SLS caratt., Mmin	0.538	0.166
34.5	SLS caratt., Vmax	0.547	0.225
34.5	SLS caratt., Vmin	0.507	0.089
37.0	SLS caratt., Mmax	0.361	0.091
37.0	SLS caratt., Mmin	0.428	0.166
37.0	SLS caratt., Vmax	0.438	0.225
37.0	SLS caratt., Vmin	0.373	0.088
37.0	SLS caratt., Mmax	0.366	0.107
37.0	SLS caratt., Mmin	0.456	0.280
37.0	SLS caratt., Vmax	0.456	0.280
37.0	SLS caratt., Vmin	0.366	0.107
39.5	SLS caratt., Mmax	0.221	0.107
39.5	SLS caratt., Mmin	0.304	0.280
39.5	SLS caratt., Vmax	0.304	0.280
39.5	SLS caratt., Vmin	0.221	0.107
39.5	SLS caratt., Mmax	0.231	0.122
39.5	SLS caratt., Mmin	0.315	0.296
39.5	SLS caratt., Vmax	0.315	0.296

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

39.5	SLS caratt., Vmin	0.231	0.122
42.0	SLS caratt., Mmax	0.278	0.245
42.0	SLS caratt., Mmin	0.221	0.132
42.0	SLS caratt., Vmax	0.303	0.295
42.0	SLS caratt., Vmin	0.216	0.122

13.4. Verifiche SLE F

X (m)	Combinazione	Web breathing
0.0	SLS freq., Mmax	0.405
0.0	SLS freq., Mmin	0.340
0.0	SLS freq., Vmax	0.335
0.0	SLS freq., Vmin	0.433
2.5	SLS freq., Mmax	0.370
2.5	SLS freq., Mmin	0.468
2.5	SLS freq., Vmax	0.370
2.5	SLS freq., Vmin	0.468
2.5	SLS freq., Mmax	0.337
2.5	SLS freq., Mmin	0.434
2.5	SLS freq., Vmax	0.337
2.5	SLS freq., Vmin	0.434
5.0	SLS freq., Mmax	0.445
5.0	SLS freq., Mmin	0.515
5.0	SLS freq., Vmax	0.445
5.0	SLS freq., Vmin	0.515
5.0	SLS freq., Mmax	0.420
5.0	SLS freq., Mmin	0.448
5.0	SLS freq., Vmax	0.409
5.0	SLS freq., Vmin	0.478
7.5	SLS freq., Mmax	0.536
7.5	SLS freq., Mmin	0.512
7.5	SLS freq., Vmax	0.516
7.5	SLS freq., Vmin	0.535
7.5	SLS freq., Mmax	0.399
7.5	SLS freq., Mmin	0.420
7.5	SLS freq., Vmax	0.402
7.5	SLS freq., Vmin	0.444
10.0	SLS freq., Mmax	0.468
10.0	SLS freq., Mmin	0.472
10.0	SLS freq., Vmax	0.471
10.0	SLS freq., Vmin	0.473
10.0	SLS freq., Mmax	0.452
10.0	SLS freq., Mmin	0.451
10.0	SLS freq., Vmax	0.412
10.0	SLS freq., Vmin	0.451
12.5	SLS freq., Mmax	0.512
12.5	SLS freq., Mmin	0.475
12.5	SLS freq., Vmax	0.459
12.5	SLS freq., Vmin	0.475
12.5	SLS freq., Mmax	0.463
12.5	SLS freq., Mmin	0.437
12.5	SLS freq., Vmax	0.424
12.5	SLS freq., Vmin	0.437
15.0	SLS freq., Mmax	0.505
15.0	SLS freq., Mmin	0.451

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhes-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

15.0	SLS freq., Vmax	0.458
15.0	SLS freq., Vmin	0.451
15.0	SLS freq., Mmax	0.497
15.0	SLS freq., Mmin	0.412
15.0	SLS freq., Vmax	0.424
15.0	SLS freq., Vmin	0.456
17.5	SLS freq., Mmax	0.525
17.5	SLS freq., Mmin	0.434
17.5	SLS freq., Vmax	0.448
17.5	SLS freq., Vmin	0.465
17.5	SLS freq., Mmax	0.520
17.5	SLS freq., Mmin	0.430
17.5	SLS freq., Vmax	0.444
17.5	SLS freq., Vmin	0.455
21.0	SLS freq., Mmax	0.530
21.0	SLS freq., Mmin	0.451
21.0	SLS freq., Vmax	0.461
21.0	SLS freq., Vmin	0.452
21.0	SLS freq., Mmax	0.530
21.0	SLS freq., Mmin	0.449
21.0	SLS freq., Vmax	0.452
21.0	SLS freq., Vmin	0.487
24.5	SLS freq., Mmax	0.520
24.5	SLS freq., Mmin	0.430
24.5	SLS freq., Vmax	0.455
24.5	SLS freq., Vmin	0.470
24.5	SLS freq., Mmax	0.525
24.5	SLS freq., Mmin	0.434
24.5	SLS freq., Vmax	0.465
24.5	SLS freq., Vmin	0.473
27.0	SLS freq., Mmax	0.497
27.0	SLS freq., Mmin	0.412
27.0	SLS freq., Vmax	0.456
27.0	SLS freq., Vmin	0.449
27.0	SLS freq., Mmax	0.505
27.0	SLS freq., Mmin	0.451
27.0	SLS freq., Vmax	0.451
27.0	SLS freq., Vmin	0.458
29.5	SLS freq., Mmax	0.463
29.5	SLS freq., Mmin	0.437
29.5	SLS freq., Vmax	0.437
29.5	SLS freq., Vmin	0.424
29.5	SLS freq., Mmax	0.512
29.5	SLS freq., Mmin	0.475
29.5	SLS freq., Vmax	0.475
29.5	SLS freq., Vmin	0.458
32.0	SLS freq., Mmax	0.452
32.0	SLS freq., Mmin	0.451
32.0	SLS freq., Vmax	0.451
32.0	SLS freq., Vmin	0.412
32.0	SLS freq., Mmax	0.468
32.0	SLS freq., Mmin	0.472
32.0	SLS freq., Vmax	0.473
32.0	SLS freq., Vmin	0.471
34.5	SLS freq., Mmax	0.399
34.5	SLS freq., Mmin	0.420
34.5	SLS freq., Vmax	0.444
34.5	SLS freq., Vmin	0.402

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

34.5	SLS freq., Mmax	0.536
34.5	SLS freq., Mmin	0.512
34.5	SLS freq., Vmax	0.535
34.5	SLS freq., Vmin	0.517
37.0	SLS freq., Mmax	0.420
37.0	SLS freq., Mmin	0.449
37.0	SLS freq., Vmax	0.477
37.0	SLS freq., Vmin	0.409
37.0	SLS freq., Mmax	0.445
37.0	SLS freq., Mmin	0.515
37.0	SLS freq., Vmax	0.515
37.0	SLS freq., Vmin	0.445
39.5	SLS freq., Mmax	0.337
39.5	SLS freq., Mmin	0.434
39.5	SLS freq., Vmax	0.434
39.5	SLS freq., Vmin	0.337
39.5	SLS freq., Mmax	0.370
39.5	SLS freq., Mmin	0.468
39.5	SLS freq., Vmax	0.468
39.5	SLS freq., Vmin	0.370
42.0	SLS freq., Mmax	0.404
42.0	SLS freq., Mmin	0.340
42.0	SLS freq., Vmax	0.433
42.0	SLS freq., Vmin	0.335

13.5. Verifiche a fessurazione

Omessa (schema isostatico con soletta in compressione).

13.6. Verifiche a fatica

		VERIFICHE A FATICA - TASSI DI SFRUTTAMENTO												
X (m)	Combinazione	Pioili - tasso sfruttam.			Flange metalliche		Anima	Giunti saldati trasv.		Giunti saldati longitudinali				
		η_1	η_2	η_3	Fl,sup	Fl,Inf	A	tra Fl,sup	tra Fl,inf	A - Fl,sup	A - Fl,inf	A - IrrV	Fl,sup - IrrV	Fl,inf - IrrV
0.0	SL fatica., Mmax	0.214	0.026	0.184	0.017	0.011	0.227	0.018	0.012	0.018	0.012	0.026	0.026	0.017
0.0	SL fatica., Mmin	0.214	0.026	0.184	0.017	0.011	0.227	0.018	0.012	0.018	0.012	0.026	0.026	0.017
0.0	SL fatica., Vmax	0.252	0.025	0.213	0.016	0.009	0.268	0.017	0.009	0.018	0.009	0.025	0.025	0.013
0.0	SL fatica., Vmin	0.252	0.025	0.213	0.016	0.009	0.268	0.017	0.009	0.018	0.009	0.025	0.025	0.013
2.5	SL fatica., Mmax	0.252	0.012	0.203	0.007	0.129	0.268	0.008	0.138	0.006	0.142	0.198	0.009	0.198
2.5	SL fatica., Mmin	0.252	0.012	0.203	0.007	0.129	0.268	0.008	0.138	0.006	0.142	0.198	0.009	0.198
2.5	SL fatica., Vmax	0.252	0.012	0.203	0.007	0.129	0.268	0.008	0.138	0.006	0.142	0.198	0.009	0.198
2.5	SL fatica., Vmin	0.252	0.012	0.203	0.007	0.129	0.268	0.008	0.138	0.006	0.142	0.198	0.009	0.198
2.5	SL fatica., Mmax	0.252	0.012	0.203	0.007	0.129	0.268	0.008	0.138	0.006	0.142	0.198	0.009	0.198
2.5	SL fatica., Mmin	0.252	0.012	0.203	0.007	0.129	0.268	0.008	0.138	0.006	0.142	0.198	0.009	0.198
2.5	SL fatica., Vmax	0.252	0.012	0.203	0.007	0.129	0.268	0.008	0.138	0.006	0.142	0.198	0.009	0.198
2.5	SL fatica., Vmin	0.252	0.012	0.203	0.007	0.129	0.268	0.008	0.138	0.006	0.142	0.198	0.009	0.198
5.0	SL fatica., Mmax	0.252	0.026	0.214	0.017	0.267	0.268	0.018	0.285	0.015	0.293	0.411	0.020	0.411
5.0	SL fatica., Mmin	0.252	0.026	0.214	0.017	0.267	0.268	0.018	0.285	0.015	0.293	0.411	0.020	0.411
5.0	SL fatica., Vmax	0.252	0.026	0.214	0.017	0.267	0.268	0.018	0.285	0.015	0.293	0.411	0.020	0.411
5.0	SL fatica., Vmin	0.252	0.026	0.214	0.017	0.267	0.268	0.018	0.285	0.015	0.293	0.411	0.020	0.411
5.0	SL fatica., Mmax	0.113	0.023	0.104	0.015	0.259	0.120	0.016	0.277	0.013	0.285	0.398	0.018	0.398
5.0	SL fatica., Mmin	0.113	0.023	0.104	0.015	0.259	0.120	0.016	0.277	0.013	0.285	0.398	0.018	0.398
5.0	SL fatica., Vmax	0.226	0.009	0.181	0.006	0.117	0.240	0.006	0.125	0.005	0.129	0.180	0.007	0.180
5.0	SL fatica., Vmin	0.226	0.009	0.181	0.006	0.117	0.240	0.006	0.125	0.005	0.129	0.180	0.007	0.180
7.5	SL fatica., Mmax	0.214	0.030	0.187	0.019	0.330	0.227	0.021	0.353	0.017	0.363	0.508	0.023	0.508

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

7.5	SL fatica., Mmin	0.214	0.030	0.187	0.019	0.330	0.227	0.021	0.353	0.017	0.363	0.508	0.023	0.508
7.5	SL fatica., Vmax	0.226	0.022	0.191	0.014	0.241	0.240	0.015	0.257	0.012	0.265	0.371	0.017	0.371
7.5	SL fatica., Vmin	0.226	0.022	0.191	0.014	0.241	0.240	0.015	0.257	0.012	0.265	0.371	0.017	0.371
7.5	SL fatica., Mmax	0.418	0.033	0.347	0.021	0.298	0.225	0.023	0.318	0.018	0.326	0.456	0.025	0.456
7.5	SL fatica., Mmin	0.418	0.033	0.347	0.021	0.298	0.225	0.023	0.318	0.018	0.326	0.456	0.025	0.456
7.5	SL fatica., Vmax	0.443	0.024	0.359	0.016	0.217	0.238	0.017	0.232	0.013	0.238	0.333	0.018	0.333
7.5	SL fatica., Vmin	0.443	0.024	0.359	0.016	0.217	0.238	0.017	0.232	0.013	0.238	0.333	0.018	0.333
10.0	SL fatica., Mmax	0.419	0.046	0.357	0.029	0.403	0.225	0.031	0.430	0.024	0.441	0.617	0.034	0.617
10.0	SL fatica., Mmin	0.419	0.046	0.357	0.029	0.403	0.225	0.031	0.430	0.024	0.441	0.617	0.034	0.617
10.0	SL fatica., Vmax	0.443	0.038	0.370	0.024	0.328	0.238	0.026	0.351	0.020	0.360	0.504	0.028	0.504
10.0	SL fatica., Vmin	0.443	0.038	0.370	0.024	0.328	0.238	0.026	0.351	0.020	0.360	0.504	0.028	0.504
10.0	SL fatica., Mmax	0.240	0.043	0.218	0.027	0.396	0.129	0.029	0.423	0.022	0.434	0.607	0.031	0.607
10.0	SL fatica., Mmin	0.240	0.043	0.218	0.027	0.396	0.129	0.029	0.423	0.022	0.434	0.607	0.031	0.607
10.0	SL fatica., Vmax	0.278	0.016	0.226	0.010	0.157	0.149	0.011	0.167	0.008	0.172	0.240	0.012	0.240
10.0	SL fatica., Vmin	0.278	0.016	0.226	0.010	0.157	0.149	0.011	0.167	0.008	0.172	0.240	0.012	0.240
12.5	SL fatica., Mmax	0.240	0.050	0.223	0.032	0.456	0.129	0.034	0.487	0.026	0.500	0.699	0.037	0.699
12.5	SL fatica., Mmin	0.240	0.050	0.223	0.032	0.456	0.129	0.034	0.487	0.026	0.500	0.699	0.037	0.699
12.5	SL fatica., Vmax	0.278	0.025	0.233	0.016	0.227	0.149	0.017	0.242	0.013	0.248	0.347	0.018	0.347
12.5	SL fatica., Vmin	0.278	0.025	0.233	0.016	0.227	0.149	0.017	0.242	0.013	0.248	0.347	0.018	0.347
12.5	SL fatica., Mmax	0.236	0.054	0.223	0.035	0.415	0.128	0.037	0.443	0.029	0.453	0.635	0.040	0.635
12.5	SL fatica., Mmin	0.236	0.054	0.223	0.035	0.415	0.128	0.037	0.443	0.029	0.453	0.635	0.040	0.635
12.5	SL fatica., Vmax	0.274	0.027	0.231	0.017	0.206	0.148	0.018	0.220	0.014	0.225	0.315	0.020	0.315
12.5	SL fatica., Vmin	0.274	0.027	0.231	0.017	0.206	0.148	0.018	0.220	0.014	0.225	0.315	0.020	0.315
15.0	SL fatica., Mmax	0.236	0.062	0.229	0.040	0.470	0.128	0.042	0.502	0.033	0.513	0.718	0.046	0.718
15.0	SL fatica., Mmin	0.236	0.062	0.229	0.040	0.470	0.128	0.042	0.502	0.033	0.513	0.718	0.046	0.718
15.0	SL fatica., Vmax	0.274	0.036	0.238	0.023	0.270	0.148	0.024	0.288	0.019	0.295	0.412	0.027	0.412
15.0	SL fatica., Vmin	0.274	0.036	0.238	0.023	0.270	0.148	0.024	0.288	0.019	0.295	0.412	0.027	0.412
15.0	SL fatica., Mmax	0.016	0.061	0.059	0.039	0.467	0.009	0.042	0.498	0.032	0.510	0.714	0.045	0.714
15.0	SL fatica., Mmin	0.016	0.061	0.059	0.039	0.467	0.009	0.042	0.498	0.032	0.510	0.714	0.045	0.714
15.0	SL fatica., Vmax	0.380	0.002	0.294	0.001	0.023	0.206	0.001	0.025	0.001	0.025	0.036	0.001	0.036
15.0	SL fatica., Vmin	0.380	0.002	0.294	0.001	0.023	0.206	0.001	0.025	0.001	0.025	0.036	0.001	0.036
17.5	SL fatica., Mmax	0.016	0.060	0.059	0.039	0.463	0.009	0.041	0.494	0.032	0.506	0.708	0.045	0.708
17.5	SL fatica., Mmin	0.016	0.060	0.059	0.039	0.463	0.009	0.041	0.494	0.032	0.506	0.708	0.045	0.708
17.5	SL fatica., Vmax	0.380	0.015	0.304	0.009	0.112	0.206	0.010	0.119	0.008	0.122	0.171	0.011	0.171
17.5	SL fatica., Vmin	0.380	0.015	0.304	0.009	0.112	0.206	0.010	0.119	0.008	0.122	0.171	0.011	0.171
17.5	SL fatica., Mmax	0.016	0.060	0.059	0.039	0.463	0.009	0.041	0.494	0.032	0.506	0.708	0.045	0.708
17.5	SL fatica., Mmin	0.016	0.060	0.059	0.039	0.463	0.009	0.041	0.494	0.032	0.506	0.708	0.045	0.708
17.5	SL fatica., Vmax	0.380	0.015	0.304	0.009	0.112	0.206	0.010	0.119	0.008	0.122	0.171	0.011	0.171
17.5	SL fatica., Vmin	0.380	0.015	0.304	0.009	0.112	0.206	0.010	0.119	0.008	0.122	0.171	0.011	0.171
21.0	SL fatica., Mmax	0.251	0.061	0.240	0.039	0.461	0.136	0.041	0.492	0.032	0.504	0.705	0.045	0.705
21.0	SL fatica., Mmin	0.251	0.061	0.240	0.039	0.461	0.136	0.041	0.492	0.032	0.504	0.705	0.045	0.705
21.0	SL fatica., Vmax	0.380	0.032	0.317	0.021	0.235	0.206	0.022	0.251	0.017	0.257	0.360	0.024	0.360
21.0	SL fatica., Vmin	0.380	0.032	0.317	0.021	0.235	0.206	0.022	0.251	0.017	0.257	0.360	0.024	0.360
21.0	SL fatica., Mmax	0.013	0.060	0.056	0.038	0.460	0.007	0.041	0.491	0.032	0.503	0.704	0.044	0.704
21.0	SL fatica., Mmin	0.013	0.060	0.056	0.038	0.460	0.007	0.041	0.491	0.032	0.503	0.704	0.044	0.704
21.0	SL fatica., Vmax	0.379	0.032	0.316	0.020	0.232	0.205	0.022	0.248	0.017	0.254	0.355	0.024	0.355
21.0	SL fatica., Vmin	0.379	0.032	0.316	0.020	0.232	0.205	0.022	0.248	0.017	0.254	0.355	0.024	0.355
24.5	SL fatica., Mmax	0.013	0.060	0.057	0.039	0.465	0.007	0.041	0.496	0.032	0.507	0.710	0.045	0.710
24.5	SL fatica., Mmin	0.013	0.060	0.057	0.039	0.465	0.007	0.041	0.496	0.032	0.507	0.710	0.045	0.710
24.5	SL fatica., Vmax	0.379	0.014	0.302	0.009	0.109	0.205	0.010	0.116	0.008	0.119	0.166	0.011	0.166
24.5	SL fatica., Vmin	0.379	0.014	0.302	0.009	0.109	0.205	0.010	0.116	0.008	0.119	0.166	0.011	0.166
24.5	SL fatica., Mmax	0.013	0.060	0.057	0.039	0.465	0.007	0.041	0.496	0.032	0.507	0.710	0.045	0.710
24.5	SL fatica., Mmin	0.013	0.060	0.057	0.039	0.465	0.007	0.041	0.496	0.032	0.507	0.710	0.045	0.710
24.5	SL fatica., Vmax	0.379	0.014	0.302	0.009	0.109	0.205	0.010	0.116	0.008	0.119	0.166	0.011	0.166
24.5	SL fatica., Vmin	0.379	0.014	0.302	0.009	0.109	0.205	0.010	0.116	0.008	0.119	0.166	0.011	0.166
27.0	SL fatica., Mmax	0.013	0.061	0.057	0.039	0.468	0.007	0.042	0.499	0.032	0.511	0.715	0.045	0.715
27.0	SL fatica., Mmin	0.013	0.061	0.057	0.039	0.468	0.007	0.042	0.499	0.032	0.511	0.715	0.045	0.715
27.0	SL fatica., Vmax	0.379	0.002	0.293	0.001	0.021	0.205	0.001	0.022	0.001	0.023	0.032	0.001	0.032

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

27.0	SL fatica., Vmin	0.379	0.002	0.293	0.001	0.021	0.205	0.001	0.022	0.001	0.023	0.032	0.001	0.032
27.0	SL fatica., Mmax	0.239	0.062	0.232	0.040	0.471	0.130	0.042	0.503	0.033	0.514	0.720	0.046	0.720
27.0	SL fatica., Mmin	0.239	0.062	0.232	0.040	0.471	0.130	0.042	0.503	0.033	0.514	0.720	0.046	0.720
27.0	SL fatica., Vmax	0.273	0.036	0.237	0.023	0.267	0.148	0.024	0.285	0.019	0.292	0.408	0.026	0.408
27.0	SL fatica., Vmin	0.273	0.036	0.237	0.023	0.267	0.148	0.024	0.285	0.019	0.292	0.408	0.026	0.408
29.5	SL fatica., Mmax	0.239	0.054	0.226	0.035	0.415	0.130	0.037	0.443	0.029	0.454	0.635	0.040	0.635
29.5	SL fatica., Mmin	0.239	0.054	0.226	0.035	0.415	0.130	0.037	0.443	0.029	0.454	0.635	0.040	0.635
29.5	SL fatica., Vmax	0.273	0.026	0.230	0.017	0.204	0.148	0.018	0.217	0.014	0.222	0.311	0.020	0.311
29.5	SL fatica., Vmin	0.273	0.026	0.230	0.017	0.204	0.148	0.018	0.217	0.014	0.222	0.311	0.020	0.311
29.5	SL fatica., Mmax	0.243	0.050	0.226	0.032	0.457	0.131	0.034	0.487	0.026	0.500	0.700	0.037	0.700
29.5	SL fatica., Mmin	0.243	0.050	0.226	0.032	0.457	0.131	0.034	0.487	0.026	0.500	0.700	0.037	0.700
29.5	SL fatica., Vmax	0.277	0.024	0.232	0.016	0.224	0.149	0.017	0.239	0.013	0.245	0.343	0.018	0.343
29.5	SL fatica., Vmin	0.277	0.024	0.232	0.016	0.224	0.149	0.017	0.239	0.013	0.245	0.343	0.018	0.343
32.0	SL fatica., Mmax	0.243	0.043	0.220	0.027	0.395	0.131	0.029	0.422	0.022	0.433	0.606	0.031	0.606
32.0	SL fatica., Mmin	0.243	0.043	0.220	0.027	0.395	0.131	0.029	0.422	0.022	0.433	0.606	0.031	0.606
32.0	SL fatica., Vmax	0.277	0.016	0.226	0.010	0.154	0.149	0.011	0.165	0.008	0.169	0.236	0.011	0.236
32.0	SL fatica., Vmin	0.277	0.016	0.226	0.010	0.154	0.149	0.011	0.165	0.008	0.169	0.236	0.011	0.236
32.0	SL fatica., Mmax	0.418	0.045	0.357	0.029	0.402	0.225	0.031	0.429	0.024	0.441	0.617	0.034	0.617
32.0	SL fatica., Mmin	0.418	0.045	0.357	0.029	0.402	0.225	0.031	0.429	0.024	0.441	0.617	0.034	0.617
32.0	SL fatica., Vmax	0.443	0.037	0.370	0.024	0.327	0.238	0.025	0.349	0.020	0.358	0.501	0.028	0.501
32.0	SL fatica., Vmin	0.443	0.037	0.370	0.024	0.327	0.238	0.025	0.349	0.020	0.358	0.501	0.028	0.501
34.5	SL fatica., Mmax	0.418	0.033	0.347	0.021	0.297	0.225	0.023	0.317	0.017	0.325	0.456	0.024	0.456
34.5	SL fatica., Mmin	0.418	0.033	0.347	0.021	0.297	0.225	0.023	0.317	0.017	0.325	0.456	0.024	0.456
34.5	SL fatica., Vmax	0.443	0.024	0.359	0.015	0.215	0.238	0.016	0.230	0.013	0.236	0.330	0.018	0.330
34.5	SL fatica., Vmin	0.443	0.024	0.359	0.015	0.215	0.238	0.016	0.230	0.013	0.236	0.330	0.018	0.330
34.5	SL fatica., Mmax	0.213	0.030	0.187	0.019	0.330	0.227	0.021	0.352	0.017	0.362	0.507	0.023	0.507
34.5	SL fatica., Mmin	0.213	0.030	0.187	0.019	0.330	0.227	0.021	0.352	0.017	0.362	0.507	0.023	0.507
34.5	SL fatica., Vmax	0.226	0.022	0.191	0.014	0.239	0.240	0.015	0.255	0.012	0.263	0.368	0.017	0.368
34.5	SL fatica., Vmin	0.226	0.022	0.191	0.014	0.239	0.240	0.015	0.255	0.012	0.263	0.368	0.017	0.368
37.0	SL fatica., Mmax	0.111	0.023	0.103	0.015	0.260	0.118	0.016	0.277	0.013	0.286	0.400	0.018	0.400
37.0	SL fatica., Mmin	0.111	0.023	0.103	0.015	0.260	0.118	0.016	0.277	0.013	0.286	0.400	0.018	0.400
37.0	SL fatica., Vmax	0.226	0.009	0.181	0.006	0.115	0.240	0.006	0.123	0.005	0.127	0.177	0.007	0.177
37.0	SL fatica., Vmin	0.226	0.009	0.181	0.006	0.115	0.240	0.006	0.123	0.005	0.127	0.177	0.007	0.177
37.0	SL fatica., Mmax	0.253	0.026	0.214	0.017	0.268	0.269	0.018	0.286	0.015	0.294	0.412	0.020	0.412
37.0	SL fatica., Mmin	0.253	0.026	0.214	0.017	0.268	0.269	0.018	0.286	0.015	0.294	0.412	0.020	0.412
37.0	SL fatica., Vmax	0.253	0.026	0.214	0.017	0.268	0.269	0.018	0.286	0.015	0.294	0.412	0.020	0.412
37.0	SL fatica., Vmin	0.253	0.026	0.214	0.017	0.268	0.269	0.018	0.286	0.015	0.294	0.412	0.020	0.412
39.5	SL fatica., Mmax	0.253	0.012	0.203	0.008	0.129	0.269	0.008	0.138	0.006	0.142	0.199	0.009	0.199
39.5	SL fatica., Mmin	0.253	0.012	0.203	0.008	0.129	0.269	0.008	0.138	0.006	0.142	0.199	0.009	0.199
39.5	SL fatica., Vmax	0.253	0.012	0.203	0.008	0.129	0.269	0.008	0.138	0.006	0.142	0.199	0.009	0.199
39.5	SL fatica., Vmin	0.253	0.012	0.203	0.008	0.129	0.269	0.008	0.138	0.006	0.142	0.199	0.009	0.199
39.5	SL fatica., Mmax	0.253	0.012	0.203	0.008	0.129	0.269	0.008	0.138	0.006	0.142	0.199	0.009	0.199
39.5	SL fatica., Mmin	0.253	0.012	0.203	0.008	0.129	0.269	0.008	0.138	0.006	0.142	0.199	0.009	0.199
39.5	SL fatica., Vmax	0.253	0.012	0.203	0.008	0.129	0.269	0.008	0.138	0.006	0.142	0.199	0.009	0.199
39.5	SL fatica., Vmin	0.253	0.012	0.203	0.008	0.129	0.269	0.008	0.138	0.006	0.142	0.199	0.009	0.199
42.0	SL fatica., Mmax	0.213	0.026	0.184	0.017	0.011	0.227	0.018	0.012	0.018	0.012	0.026	0.026	0.017
42.0	SL fatica., Mmin	0.213	0.026	0.184	0.017	0.011	0.227	0.018	0.012	0.018	0.012	0.026	0.026	0.017
42.0	SL fatica., Vmax	0.253	0.025	0.214	0.016	0.009	0.269	0.017	0.009	0.018	0.009	0.025	0.025	0.013
42.0	SL fatica., Vmin	0.253	0.025	0.214	0.016	0.009	0.269	0.017	0.009	0.018	0.009	0.025	0.025	0.013

14. ANALISI E VERIFICA DEI TRASVERSI

Come si è detto in premessa, i trasversi correnti hanno la funzione di ostacolare lo svergolamento delle travi principali. Per tale ragione è previsto un collegamento a mezzo di co-

prigiunti ad un tronco saldato sulle anime delle travi principali, ed ulteriormente irrigidito da un piatto trasversale saldato alle anime stesse.

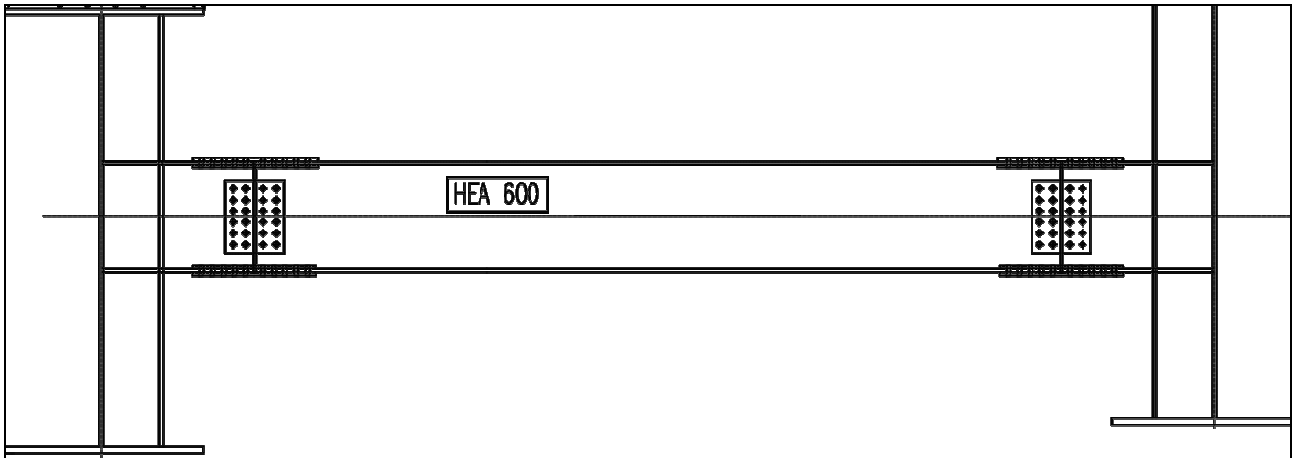


Figura 14.1: Geometria dei trasversi correnti

E', tuttavia, indubbio che i trasversi correnti partecipino, grazie alla rigidezza flessionale, alla ripartizione dei carichi mobili in direzione trasversale, assieme alla soletta. In questa sede, tenuto conto che il rapporto tra le rigidzze trasversali della soletta e quella dei trasversi è molto elevato e, peraltro, difficilmente quantificabile in quanto legato alla rigidezza rotazionale dell'attacco tra trasverso e anima, si è preferito trascurare tale contributo benefico ed modellare il bi-trave come un semplice grigliato in cui gli elementi trasversali (strisce di soletta e trasversi) sono incernierati trasversalmente ai nodi con le travi. Si rimanda, pertanto, alla fase di progettazione esecutiva lo studio della verifica dei trasversi correnti ad anima piena. In questa sede, pertanto, si riporta la verifica dei trasversi di appoggio in combinazione sismica.

14.1. Verifica dei trasversi di appoggio in combinazione sismica

In forza della maggiore rigidezza flessionale offerta dai trasversi in appoggio (HEA 1000), rispetto alla rigidezza trasversale delle anime delle travi (pur se irrigidite) e trascurando la rigidezza flessionale dell'attacco con la soletta, si può assumere uno schema di calcolo semplificato come in figura 14.3.

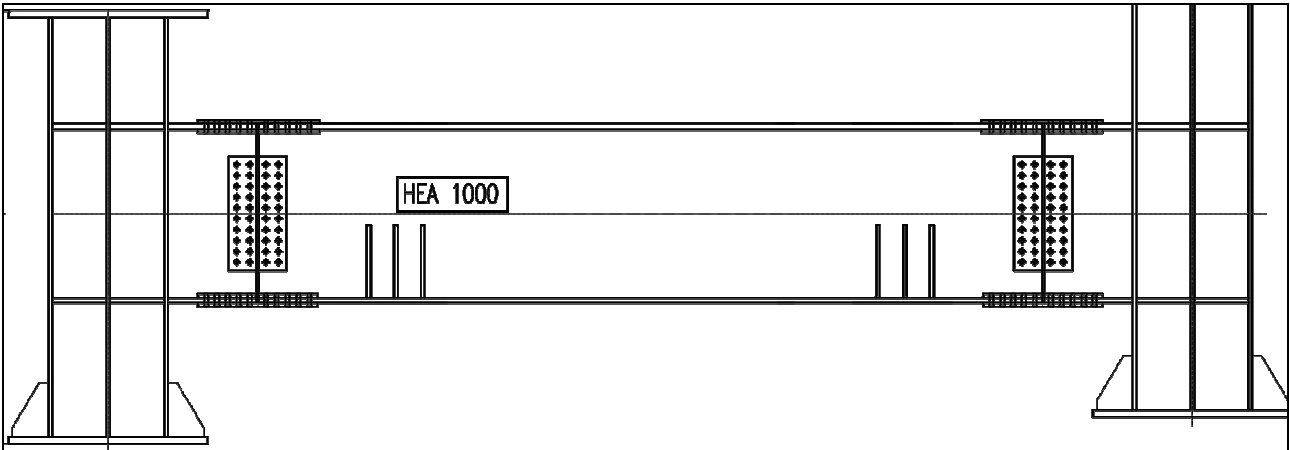


Figura 14.2: Geometria dei trasversi in appoggio

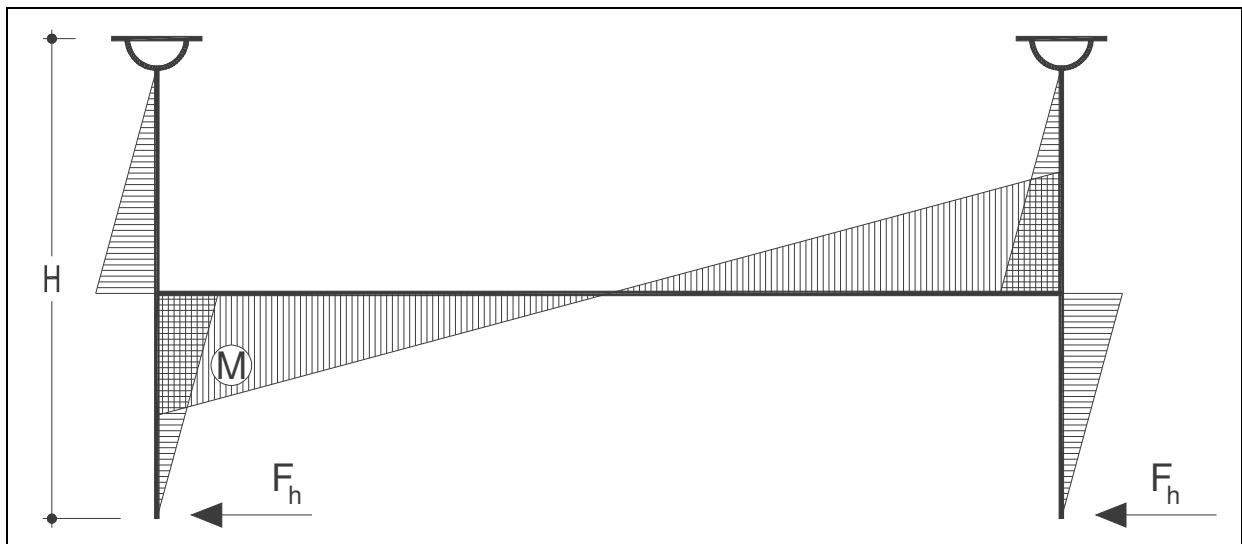


Figura 14.3: Modello di analisi dei trasversi in appoggio rispetto alle azioni sismiche

Il valore del momento flettente massimo agente sui nodi del trasverso è dato da

$$M = H \times F_h$$

essendo F_h l'azione sismica trasversale SLV scaricata sul singolo appoggio ed H l'altezza delle travi metalliche. Conseguentemente il taglio sul trasverso vale

$$T = 2 M / L$$

essendo L pari alla luce di calcolo del trasverso.

Traducendo in numeri quanto detto risulta (cfr. § 15):

$$F_h = 155 \text{ kN}$$

$$H = 2.00 \text{ m}$$

$$M = 155 \times 2.00 = 310 \text{ kNm}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$T = 103.33 \text{ kN}$$

Pertanto la verifica di resistenza del trasverso è:

$$\sigma_{\text{tot,id,Ed}} = 64.89 \text{ N/mm}^2 \text{ (tensione ideale massima da pressoflessione + taglio)}$$

$$\sigma_{\text{tot,id,Ed}} / f_{yd} = 0.19 \leq 1 \text{ OK} = 64.89 / (355.00 / 1.05)$$

15. VERIFICA DEL SISTEMA DI VINCOLO (APPOGGI E GIUNTI)

Come anticipato in premessa, per la presente opera sono previsti sulle spalle apparecchi di appoggio isolatori **HDRB** (*appoggi in elastomero ad alto smorzamento $\xi > 10\%$*). Si prevede l'uso di una *mescola normale con*:

$G_{din} \cong 0.8 \text{ MPa} \Rightarrow$ *modulo di elasticità tangenziale dinamico.*

Nel seguito si illustra la procedura di dimensionamento della rigidità del sistema di isolamento.

Fissando il valore del periodo della struttura isolata, per lo spostamento massimo, pari a $T_{is} \cong 2.00 \text{ s}$ si ottiene:

$$T_{is} = 2 \times \pi \times \sqrt{m/k_{tot}} \Rightarrow k_{tot} \cong 6967 \text{ kN/m}$$

$m \cong 706 \text{ t} \Rightarrow$ *massa totale impalcato ($G_k \cong 165 \text{ kN/m}$, $L = 42.00 \text{ m}$).*

Considerando n.2 dispositivi per n.2 allineamenti si ottiene per il singolo dispositivo:

$$k_{is} = k_{tot}/4 \cong 1.741 \text{ kN/mm.}$$

Si utilizza un dispositivo avente valore di rigidità equivalente (valore riferito ai cataloghi dei produttori):

$$k_{eq} = 2.36 \text{ kN/mm.}$$

A tale rigidità corrisponde il periodo effettivo:

$$T_{eff} \cong 1.72 \text{ s}$$

Nei grafici seguenti si riportano gli spettri in spostamento per lo **SLV** e lo **SLC**.

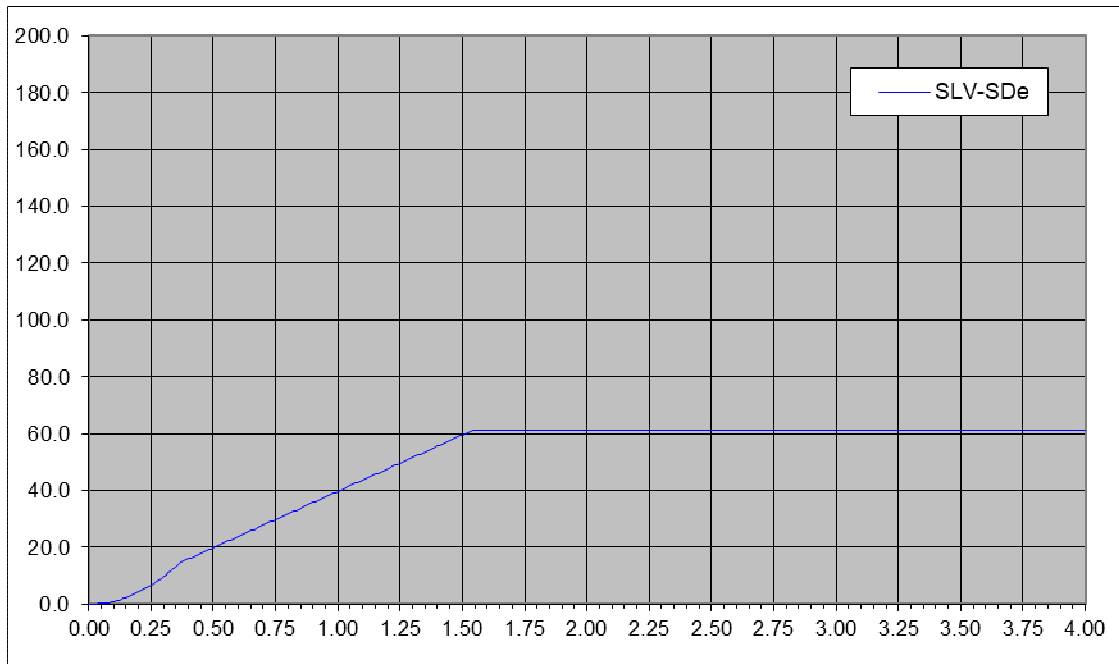


Figura 15.1: Spettro in spostamento SLV

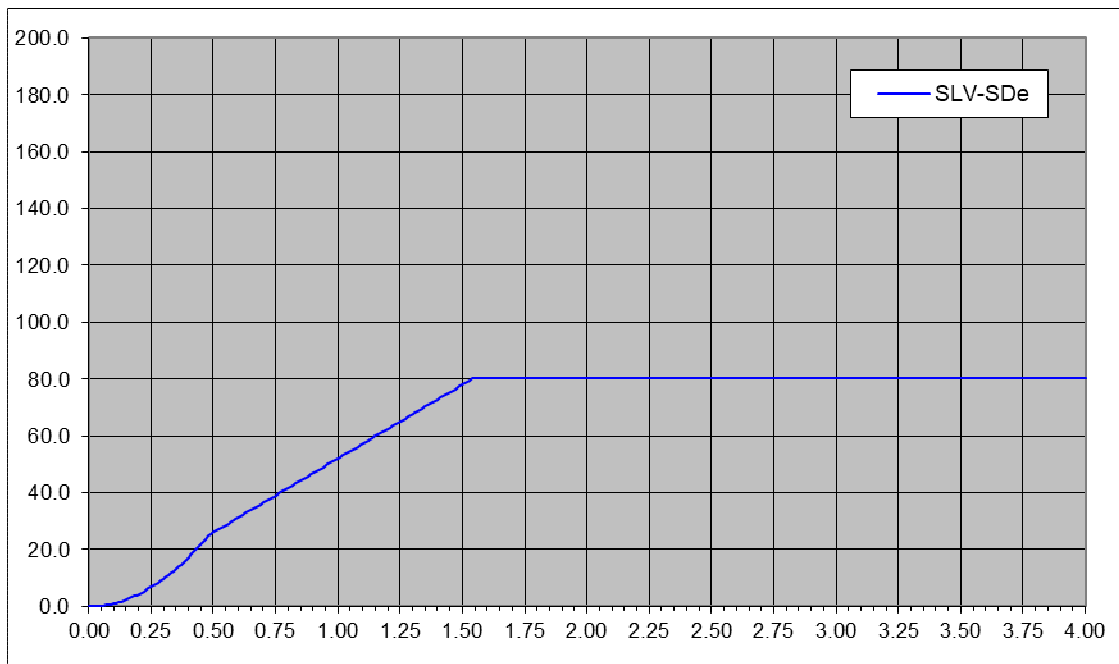


Figura 15.2: Spettro in spostamento SLC

Lo spostamento massimo allo **SLC** risulta pari a **80 mm**.

Lo spostamento massimo allo **SLV** risulta pari a **60 mm**.

Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche geometriche e deformative allo **SLC** degli isolatori e l'escursione massima dei giunti allo **SLV** (si considera il contributo dell'azione termica ridotto).

Isolatori	Kh (rigidezza orizzontale equivalente)	D_{gomma}	t_{gomma}	V_{gomma}	n.	δ_{SLC x}	δ_{SLC y}
	[kN/mm]	[mm]	[mm]	[dm ³]	[-]	[mm]	[mm]
VI04	2.36	450	54	8.584	4	85	80

escursione giunti	SLV x	SLV y
	[±mm]	[±mm]
VI04	70	65

Le forze trasmesse dal singolo dispositivo alle sottostrutture sono pari a:

$$F_{x,SLV} \cong 165 \text{ kN}$$

$$F_{y,SLV} \cong 155 \text{ kN};$$

$$F_{x,SLC} \cong 200 \text{ kN}$$

$$F_{y,SLC} \cong 190 \text{ kN}.$$

16. SPALLE

A seguire si riportano le verifiche strutturali della spalla avente muro frontale di altezza maggiore. Ai fini della verifica delle sezioni di spiccato (muro frontale e d'ala) si utilizzano le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di fondazione.

16.1. Verifica muro frontale

DATI GEOMETRICI

Larghezza striscia di parete considerata =		1.000	m
Spessore parete =		2.000	m
Altezza totale parete H_{tot} =		9.400	m
Altezza spingente H =		9.400	m
Armatura a flessione (tesa)	1Ø24/10 =	45.239	cm ²
Armatura a taglio	1Ø8/20/40 =	6.283	cm ² /m

MATERIALI

Calcestruzzo - R_{ck}		35.000	N/mm ²
- peso di volume γ_{cls} =		25.000	kN/m ³
Barre di armatura - f_{yk}		450.000	N/mm ²

AZIONI SUGLI APPOGGI

Altezza apparecchi d'appoggio rispetto spiccato fondazione h =		7.000	m
Interasse apparecchi d'appoggio =		6.000	m

SCARICHI IN ESERCIZIO

Scarico verticale massimo in combinazione SLU		3300.000	kN
Scarico verticale minimo in combinazione SLU		2295.000	kN
Scarico orizzontale massimo in combinazione SLU		250.000	kN

SCARICHI SISMICI

Scarico verticale minimo in combinazione SLV		1700.000	kN
Scarico orizzontale massimo in combinazione SLV		165.000	kN

VALUTAZIONE SPINTA STATICA (A RIPOSO)

Peso specifico γ_t =		18.000	kN/m ³
Peso specifico γ_{sat} =		18.000	kN/m ³
Angolo di attrito interno \varnothing =		33.000	°
Coefficiente di spinta a riposo k_0 =		0.455	

Spinta statica terreno = 362.121 kN/m

VALUTAZIONE INCREMENTO SPINTA STATICA DA CARICHI VARIABILI

Sovraccarico sul terrapieno (equivalente al traffico stradale) $q = 20.000$ kN/m²
Incremento spinta statica da sovraccarico variabile = 85.608 kN/m

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (WOOD)

Accelerazione di picco $a_g/g = 0.048$
Coefficiente di flessibilità $\beta = 1.000$
Coefficiente di categ. sottosuolo $S_s = 3.364$
Coefficiente di amplif. topografica $S_T = 1.000$
Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.161$
Spinta dinamica terreno = 256.818 kN/m
Inerzia parete = 75.892 kN/m

VALUTAZIONE DELL'EFFETTO PIASTRA

Riduzione delle sollecitazioni M e T allo spiccato 0%

COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

Coeff. parziale carichi permanenti $\gamma_G = 1.350$
Coeff. parziale carichi variabili $\gamma_Q = 1.350$
Coeff. di combinazione carichi variabili $\psi_1 = 0.750$
Coeff. di combinazione carichi variabili $\psi_2 = 0.000$

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Taglio massimo in comb. SLU $1.35 * 362.12 + 1.35 * 85.61 + 250 / 6.00 = 646.101$ kN
Taglio massimo in combinazione SLV $362.12 + 256.82 + 75.89 + 165 / 6.00 = 722.331$ kN
 $V_{Rd} = 691.532$ kN
 $V_{Rcd} = 5'879.946$ kN
 $V_{Rsd} = 858.556$ kN
Esito verifica OK

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

Momento massimo in combinazione SLU 3132.508 kNm
Sforzo assiale massimo SLU $1.35*25*9.40*2.00 + 3300 / 6.00 = 1184.500$ kN/m
Coefficiente di sicurezza SLU $\eta_{sic} = 1.387$ OK
Sforzo assiale minimo SLU $1.35*25*9.40*2.00 + 2295 / 6.00 = 1017.000$ kN
Coefficiente di sicurezza SLU $\eta_{sic} = 1.343$ OK
Momento massimo SLV $(362.12+256.82+75.89)*9.40 / 2 + 165 / 6.00*7.00 = 3458.206$ kNm
Sforzo assiale concomitante SLV $25 * 9.40 * 2.00 + 1700 / 6.00 = 753.333$ kN
Coefficiente di sicurezza SLV $\eta_{sic} = 1.153$ OK
Momento massimo in combinazione SLE R (rara) 2320.376 kNm
Sforzo assiale massimo in combinazione SLE R 877.407 kN

Verifiche tensionali SLE R	$\sigma_c =$	6.065	OK
Sforzo assiale minimo in combinazione SLE R		753.333	kN
	$\sigma_s =$	216.278	OK
Momento massimo in combinaz. SLE FR (frequente)		2165.775	kNm
Sforzo assiale concomitante in combinazione SLE FR		682.500	kN
Momento di fessurazione SLE FR		1992.227	kNm
wk [mm]		0.174	mm
Momento massimo in comb. SLE QP (quasi perman.)		1701.970	kNm
Sforzo assiale concomitante in combinazione SLE QP		470.000	kN
Verifiche tensionali SLE QP	$\sigma_c =$	2.669	OK
Momento di fessurazione		1921.944	kNm
wk [mm]		0.000	mm

16.2. Verifica paraghiaia

DATI GEOMETRICI

Larghezza striscia di parete considerata =		1.000	m
Spessore parete =		0.400	m
Altezza spingente H =		3.000	m
Armatura a flessione (tesa)	1Ø24/10 =	45.239	cm ²
Armatura a taglio	1Ø8/20/40 =	6.283	cm ² /m

MATERIALI

Calcestruzzo - Rck		40.000	N/mm ²
- peso di volume γ_{cls} =		25.000	kN/m ³
Barre di armatura - fyk		450.000	N/mm ²

VALUTAZIONE SPINTA STATICA (A RIPOSO)

Peso specifico γ_t =		18.000	kN/m ³
Peso specifico γ_{sat} =		18.000	kN/m ³
Angolo di attrito interno \varnothing =		33.000	°
Coefficiente di spinta a riposo k_0 =		0.455	
Spinta statica terreno =		36.884	kN/m

VALUTAZIONE INCREMENTO SPINTA STATICA DA CARICHI VARIABILI

Sovraccarico sul terrapieno (equivalente al traffico stradale) q =		20.000	kN/m ²
Incremento spinta statica da sovraccarico variabile =		27.322	kN/m

VALUTAZIONE EFFETTO LOCALE TRAFFICO SU PARAGHIAIA

Azione longitudinale localizzata =		180.000	kN
Azione verticale localizzata =		300.000	kN
Larghezza di applicazione del carico =		2.400	m
Carico distribuito verticale equivalente =		125.000	kN/m
Carico distribuito orizzontale equivalente =		75.000	kN/m

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (WOOD)

Accelerazione di picco a_g/g =	0.048
Coefficiente di flessibilità β =	1.000
Coefficiente di categ. sottosuolo S_s =	3.364
Coefficiente di amplif. topografica S_T =	1.000
Coefficiente sismico orizzontale k_h =	0.161
Spinta dinamica terreno =	81.963 kN/m
Inerzia parete =	4.844 kN/m

VALUTAZIONE DELL'EFFETTO PIASTRA

Riduzione delle sollecitazioni M e T allo spiccato	0%
--	----

COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

Coeff. parziale carichi permanenti γ_G =	1.350
Coeff. parziale carichi variabili γ_Q =	1.350
Coeff. di combinazione carichi variabili ψ_1 =	0.750
Coeff. di combinazione carichi variabili ψ_2 =	0.000

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Taglio massimo in comb. SLU	$1.35 * 36.88 + 1.35 * (27.32 + 75.00) =$	187.928 kN
Taglio massimo in combinazione SLV	$36.88 + 81.96 + 4.84 =$	123.692 kN
V_{Rd}		258.671 kN
V_{Rcd}		1'155.966 kN
V_{Rsd}		150.469 kN
Esito verifica		OK

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

Momento massimo in combinazione SLU		433.767 kNm
Sforzo assiale concomitante SLU	$1.35*25*3.00*0.40 + 1.35*125 =$	209.250 kN/m
Coefficiente di sicurezza SLU	$\eta_{sic} =$	1.235 OK
Momento massimo SLV	$(36.88+81.96+4.84)*3.00 / 2 =$	185.537 kNm
Sforzo assiale concomitante SLV	$25 * 3.00 * 0.40 =$	30.000 kN
Coefficiente di sicurezza SLV	$\eta_{sic} =$	2.795 OK
Momento massimo in combinazione SLE R (rara)		321.309 kNm
Sforzo assiale concomitante in combinazione SLE R		155.000 kN
Verifiche tensionali SLE R	$\sigma_c =$	14.587 OK
	$\sigma_s =$	231.774 OK
Momento massimo in combinaz. SLE FR (frequente)		254.813 kNm
Sforzo assiale concomitante in combinazione SLE FR		123.750 kN
Momento di fessurazione SLE FR		100.001 kNm
w_k [mm]		0.123 mm
Momento massimo in comb. SLE QP (quasi perman.)		55.326 kNm
Sforzo assiale concomitante in combinazione SLE QP		30.000 kN

Verifiche tensionali SLE QP	$\sigma_c =$	1.969	OK
Momento di fessurazione		94.689	kNm
wk [mm]		0.000	mm

16.3. Verifica muro d'ala

DATI GEOMETRICI

Larghezza striscia di parete considerata =		1.000	m
Spessore parete =		0.750	m
Altezza totale parete H_{tot} =		9.400	m
Altezza spingente H =		9.400	m
Armatura a flessione (tesa)	1Ø26/10+1Ø26/10 =	106.186	cm ²
Armatura a taglio	1Ø10/20/40 =	9.817	cm ² /m

MATERIALI

Calcestruzzo - Rck		35.000	N/mm ²
- peso di volume γ_{cls} =		25.000	kN/m ³
Barre di armatura - fyk		450.000	N/mm ²

VALUTAZIONE SPINTA STATICA (A RIPOSO)

Peso specifico γ_t =		18.000	kN/m ³
Peso specifico γ_{sat} =		18.000	kN/m ³
Angolo di attrito interno \varnothing =		33.000	°
Coefficiente di spinta a riposo k_0 =		0.455	
Spinta statica terreno =		362.121	kN/m

VALUTAZIONE INCREMENTO SPINTA STATICA DA CARICHI VARIABILI

Sovraccarico sul terrapieno (equivalente al traffico stradale) q =		20.000	kN/m ²
Incremento spinta statica da sovraccarico variabile =		85.608	kN/m

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA (WOOD)

Accelerazione di picco a_g/g =		0.048	
Coefficiente di flessibilità β =		1.000	
Coefficiente di categ. sottosuolo S_s =		3.364	
Coefficiente di amplif. topografica S_T =		1.000	
Coefficiente sismico orizzontale k_h =		0.161	
Spinta dinamica terreno =		256.818	kN/m
Inerzia parete =		28.459	kN/m

VALUTAZIONE DELL'EFFETTO PIASTRA

Riduzione delle sollecitazioni M e T allo spiccato		30%	
--	--	-----	--

COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE

Coeff. parziale carichi permanenti $\gamma_G =$	1.350
Coeff. parziale carichi variabili $\gamma_Q =$	1.350
Coeff. di combinazione carichi variabili $\psi_1 =$	0.750
Coeff. di combinazione carichi variabili $\psi_2 =$	0.000

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Taglio massimo in comb. SLU	$0.70 * [1.35 * 362.12 + 1.35 * 85.61] =$	423.104 kN
Taglio massimo in combinazione SLV	$0.70 * [362.12 + 256.82 + 28.46] =$	453.179 kN
V_{Rd}		476.403 kN
V_{Rcd}		2'073.726 kN
V_{Rsd}		477.129 kN
Esito verifica		OK

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

Momento massimo in combinazione SLU		1988.589 kNm
Sforzo assiale concomitante SLU	$1.35 * 25 * 9.40 * 0.75 =$	237.938 kN/m
Coefficiente di sicurezza SLU	$\eta_{sic} =$	1.181 OK
Momento massimo SLV	$0.70 * [(362.12 + 256.82 + 28.46) * 9.40 / 2] =$	2129.942 kNm
Sforzo assiale concomitante SLV	$25 * 9.40 * 0.75 =$	176.250 kN
Coefficiente di sicurezza SLV	$\eta_{sic} =$	1.100 OK
Momento massimo in combinazione SLE R (rara)		1473.029 kNm
Sforzo assiale concomitante in combinazione SLE R		176.250 kN
Verifiche tensionali SLE R	$\sigma_c =$	15.458 OK
	$\sigma_s =$	233.577 OK
Momento massimo in combinaz. SLE FR (frequente)		2003.738 kNm
Sforzo assiale concomitante in combinazione SLE FR		176.250 kN
Momento di fessurazione SLE FR		375.475 kNm
w_k [mm]		0.198 mm
Momento massimo in comb. SLE QP (quasi perman.)		1191.379 kNm
Sforzo assiale concomitante in combinazione SLE QP		176.250 kN
Verifiche tensionali SLE QP	$\sigma_c =$	12.555 OK
Momento di fessurazione		375.475 kNm
w_k [mm]		0.116 mm

16.4. Fondazione

Si riporta a seguire la verifica di resistenza della mensola di monte della fondazione.

DATI GEOMETRICI

Spessore suola di fondazione =	2.000 m
Larghezza striscia di suola considerata =	3.600 m
Interasse pali =	3.600 m
Braccio rispetto al baricentro dell'elevazione	2.100 m

Collegamento viario "Pedemontana piemontese" tra la A4 e la A26
(Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme)
Collegamento viario Masserano-Ghemme
Progetto Definitivo

Armatura a flessione (tesa)	$1\text{Ø}24/10 =$	162.860 cm ²
Armatura a taglio	$1\text{Ø}12/20/40 =$	50.894 cm ² /m

MATERIALI

Calcestruzzo - Rck	35.000 N/mm ²
- peso di volume $\gamma_{cls} =$	25.000 kN/m ³
Barre di armatura - f _{yk}	450.000 N/mm ²

AZIONI

Scarico massimo su palo =	5250.000 kN
---------------------------	-------------

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Taglio massimo	$5250 / 3.60 * 3.60 =$	5250 kN
V _{Rd}		2095 kN
V _{Rcd}		20694 kN
V _{Rsd}		6954 kN
Esito verifica		OK

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

Momento massimo di progetto M _{Ed}	$5250.00 * 2.10 =$	11025.000 kNm
Momento resistente M _{Rd}		12000.000 kNm
Coefficiente di sicurezza SLU	$\eta_{sic} =$	1.089 OK