



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MAGGIORI

PONTE SUL TORRENTE LAVAGNA

RELAZIONE DI CALCOLO

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188 RESPONSABILE UFFICIO STR	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
-	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
-	1	1001302			STR0095					
								SCALA: -		

	RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI : -
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI : Ing. Francesco Rendace - O.I. Cosenza n° 2485
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA' Ing. Lucio Ferretti Torricelli - O.I. Brescia N. 2188

	VISTO DEL COMMITTENTE R.U.P. - Ing. Andrea Frediani	VISTO DEL CONCEDENTE Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---	--

1.	Introduzione	3
1.1	Generalità	3
1.2	Descrizione generale dell'opera	3
1.2.1	Impalcato	3
1.2.2	Sottostrutture	4
1.2.3	Sistema di vincolo	5
1.3	Normative di riferimento	5
1.4	Contestualizzazione dell'opera	6
1.4.1	Condizioni ambientali	6
1.4.2	Classi di esposizione	7
1.4.3	Classificazione traffico	7
1.4.4	Caratteristiche materiali	7
1.4.5	Classe di esecuzione	8
1.5	Software di calcolo	8
1.6	Convenzioni generali	9
1.7	Impostazioni generali delle analisi	10
1.7.1	Fasi di analisi	10
1.7.2	Analisi e verifiche eseguite	11
1.7.3	Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls	11
1.8	Caratteristiche e proprietà sezioni	18
1.8.1	Stato della soletta	18
1.8.2	Larghezze collaboranti	19
1.8.3	Larghezze collaboranti alle travi longitudinali	19
1.9	Caratteristiche dimensionali sezioni	20
1.10	Sistema di irrigidimento (stiffeners e ribs)	21
2.	Analisi dei carichi	21
2.1	Carichi agenti in fase 1	22
2.1.1	Pesi propri acciaio (g_{k1}')	22
2.1.2	Peso proprio soletta (g_{k1}'')	22
2.1.3	Peso proprio sottostrutture (g_{k1}''')	23
2.2	Carichi agenti in fase 2	23
2.2.1	Sovraccarichi permanenti (g_{k2})	23
2.2.2	Reologia calcestruzzo ($g_{sh,k}$)	24
2.3	Carichi agenti in fase 3	25
2.3.1	Variazioni termiche (T_k)	25
2.3.2	Carichi mobili (Q_k)	27
2.3.3	Azione del vento (F_w)	29
2.3.4	Attrito appoggi (Q_{frict})	31
2.3.5	Azione sismica (E_d)	31
2.4	Combinazioni di carico	33

3.	Analisi strutturale	35
3.1	Analisi statica globale	35
3.1.1	Risultati salienti	36
3.2	Analisi dinamica modale	84
4.	Verifica impalcato metallico	86
4.1	Verifica travi longitudinali	86
4.1.1	S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento	87
4.1.2	S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento	90
4.1.3	S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento	91
4.1.4	Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$	92
4.1.5	Verifica connessione trave/soletta	95
4.2	Verifica buckling laterale – torsionale	97
4.2.1	Rigidezza trasversi	97
5.	Deformazioni e controfrecce	98
5.1	Contromonte di progetto	101
6.	Apparecchiature di appoggio e giunto	102
6.1	Generalità	102
6.2	Portate appoggi	103
6.3	Deformazioni agli appoggi	104
6.3.1	Spostamenti orizzontali	104
6.4	Dimensionamento varchi e giunti	105
7.	Spalle	106
7.1	Generalità	106
7.2	Analisi dei carichi	108
7.3	Calcolo sollecitazioni	110
7.3.1	Sollecitazioni lungo l'elevazione	113
7.3.2	Sollecitazioni in fondazione	118
8.	Pile	119
8.1	Generalità	119
8.2	Sollecitazioni spiccato	120
8.2.1	Verifiche sezione di spiccato	122
8.3	Sollecitazioni intradosso fondazioni	124

1. Introduzione

1.1 Generalità

La presente relazione riporta i calcoli statici effettuati nell'ambito delle attività di progettazione strutturale definitiva delle opere afferenti l'intervento di realizzazione della bretella di collegamento tra la Valfontanabuona e l'Autostrada 12, con riferimento al viadotto Lavagna, da realizzarsi nell'ambito della riqualificazione di tracciato della strada SP 22

1.2 Descrizione generale dell'opera

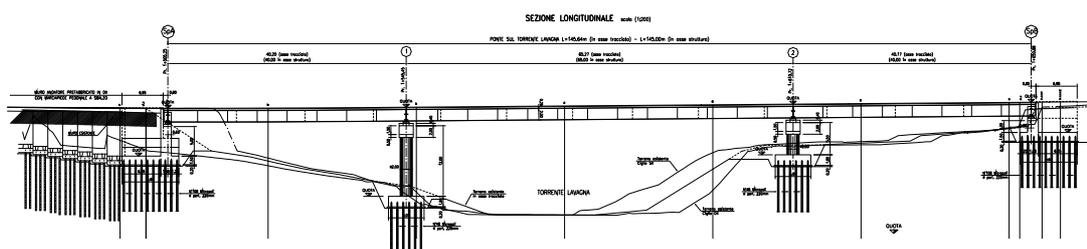
1.2.1 Impalcato

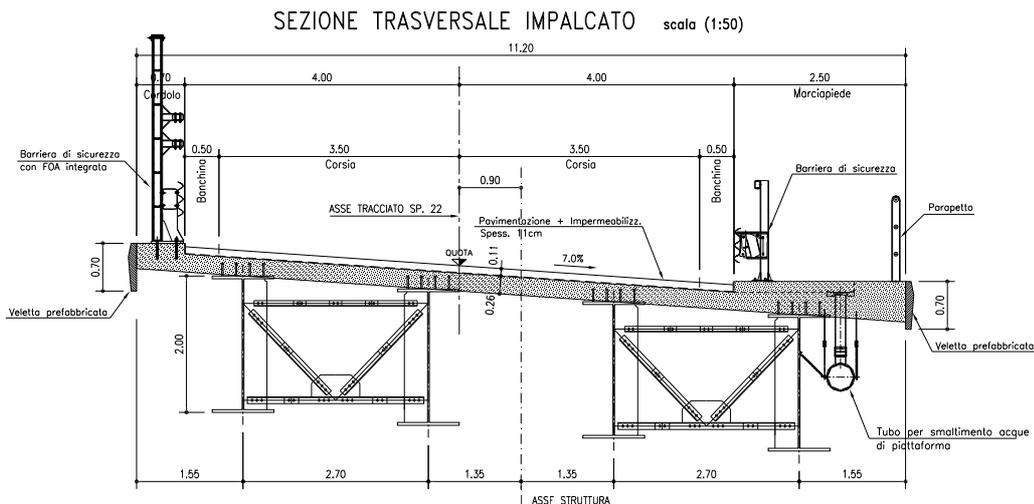
Il progetto del viadotto è stato sviluppato in sezione mista acciaio-calcestruzzo. In particolare le caratteristiche dell'impalcato sono le seguenti.

L'ampliamento risulta avente una campitura così composta: 40, 65, 40 m, il quale raggiunge le due spalle di approccio ai rilevati mediante uno schema di trave continua. In tal modo la travata metallica risulta raggiungere una lunghezza complessiva di 145.0 m. La soletta costituente l'impalcato risulta essere in c.a. che viene solaridizzata alle travi mediante una connessione a pioli. Pertanto la sezione resistente nella direzione longitudinale del viadotto risulta essere a T.

L'impalcato risulta collegato trasversalmente mediante traversi in acciaio, 26 traversi intermedi a K e 2 di pile e spalle. I traversi di appoggio sono a forma di doppia T non collegati alla soletta. I traversi intermedi come detto a forma di K sono costituiti da doppi profili angolari così composti: 120*120*12, 100*100*10 e 80*80+10.

Le figure seguenti riportano la carpenteria dell'opera.



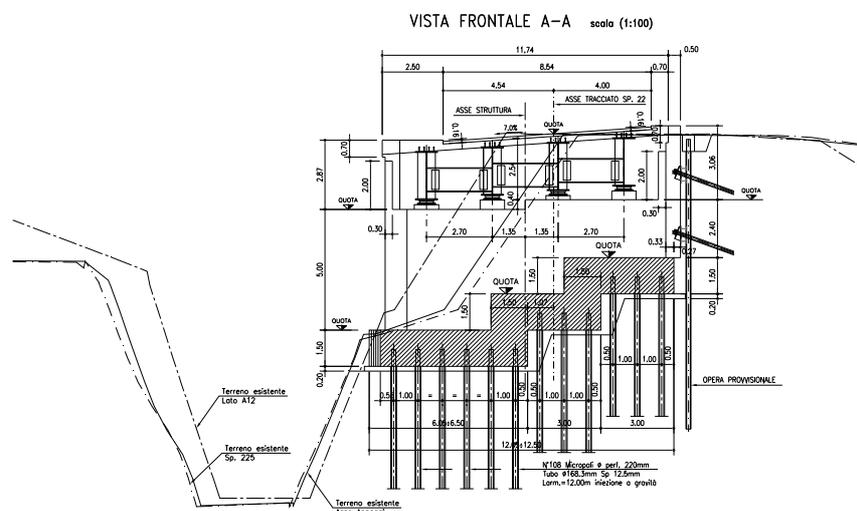


1.2.2 Sottostrutture

La soletta dell'impalcato risulta avere uno spessore di 260 mm comprensivo dello spessore della coppella metallica di 4 mm di spessore. La soletta è armata in entrambe le direzioni con armatura lenta ad aderenza migliorata tipo acciaio B450C.

Le pile a sostegno dell'impalcato sono formate da fusti circolari del diametro di 2.0 m, che ricevendo lo scarico dei quattro appoggi trasferiscono in fondazione le sollecitazioni indotte dall'impalcato. Le pile sono fondate su micro-pali in acciaio di lunghezza tale da garantire una capacità portante adeguata ai carichi trasmessi dall'impalcato.

Le spalle risultano avere un paramento formato da uno spessore costante di 1800 mm il quale viene collegato ad una zattera di fondazione di spessore paria 1.5 m. Le spalle sono collegare ad un sistema di micropali in acciaio che come le pile consentono di trasferire al terreno le azioni ad esse applicate. Causa la morfologia del terreno la spalla A presenta un'altezza gradonata che ha necessitato l'adozione di una fondazione con tale forma. Gli appoggi previsti per l'impalcato sono isolatori in gomma avente uno smorzamento del 16 % e modulo G della gomma pari a 1.4 Mpa.



unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

In dettaglio si sono presi in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")

Circ. 2 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

D.M. 31 luglio 2012: Approvazione della Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'approvazione degli Eurocodici

UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento

UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche

UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo

UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio

UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica

UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti

UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti

UNI EN 1090-1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali

UNI EN 1090-2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.4 Contestualizzazione dell'opera

1.4.1 Condizioni ambientali

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature (NAD EN 1991-1-4):

$$T_{\min} = -9 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = 38 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Per l'umidità ambientale si assume:

$$\text{RH} = 80 \%$$

1.4.2 Classi di esposizione

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta: XC4

baggioli: XC4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

1.4.3 Classificazione traffico

Con riferimento ai carichi mobili, il ponte è classificato di prima categoria.

Si considerano pertanto, ai fini delle verifiche per tutti gli S.L. (eccetto fatica) carichi di classe 1 secondo EN 1991-2 cap.4.

Le verifiche nei confronti dello S.L. di fatica vengono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ (EN 1993-2, cap. 9.5.2.).

Per la definizione dei parametri base, si fa riferimento ai seguenti criteri (EN 1991-2, EN 1993-2):

categoria traffico: 2 (asse viario con media intensità di pesante) EN 1991-2 4.6.1.(3)

N_{obs} : 0.5e6

Composizione traffico: Medium Distance

vita di progetto: $t_{id} = 100$ anni

approccio: safe life (γ_M) 1.35

1.4.4 Caratteristiche materiali

Le caratteristiche prestazionali dei materiali impiegati sono di seguito specificate, unitamente ai soli parametri distintivi impiegati nell'analisi della struttura.

Calcestruzzo soletta:

cls classe C35/45 MPa

$E_c = 34077$ MPa modulo elastico a breve termine

$\nu = 0.2$ modulo di Poisson

$\alpha_t = 1.0e-5$ coefficiente dilatazione termica

$f_{ck} = 35.0$ MPa resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$f_{ctm} = 3.2$ MPa resistenza media a trazione

Acciaio in barre nervate

Acciaio tipo B450C

Acciaio per carpenteria

Acciaio tipo S355 autoprotetto

$E_s = 210000$ MPa modulo elastico

$\nu = 0.27$	modulo di Poisson
$\alpha_t = 1.2 \cdot 10^{-5}$	coefficiente dilatazione termica

Bulloni

Bulloni cl 10.9.

Ad esclusione delle controventature di montaggio, tutte le bullonature sono da considerarsi di categoria "B" ai sensi della EN 1993-1.8 ("slip resistant at serviceability"), con classe di preparazione "C" secondo EN 1090.

Saldature

Le giunzioni di assemblaggio dei conci metallici sono realizzate in opera a piena penetrazione.

Salvo diversamente specificato negli elaborati di dettaglio, le rimanenti unioni saldate sono ad angolo.

1.4.5 Classe di esecuzione

La classe generale di esecuzione dell'opera è EXC3 secondo EN 1090-2.

Per le saldature delle travi, e per le tolleranze geometriche degli elementi principali si prevede classe EXC4

1.5 Software di calcolo

Per l'analisi strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "LUSAS (vers. 15.0)", fornito da F.E.A. (U.K.) su piattaforma windows NT. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti.

Per le verifiche delle sezioni in acciaio ed acciaio calcestruzzo si adotta il programma "Ponti EC4" sviluppato da Alhambra s.r.l.. Il programma opera sulla base di un database di sezioni opportunamente sincronizzato con quello del sistema ad elementi finiti, ed effettua le verifiche di resistenza e di stabilità locale di membrature in acciaio ed acciaio-clt sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto da NTC-08.

In particolare, la procedura opera, per ciascuna sezione, le seguenti verifiche:

- calcolo proprietà geometrico - statiche delle sezioni nelle varie fasi considerate.

S.L.U.:

- identificazione delle sezioni, consistente nella preclassificazione dei singoli componenti, e nella classificazione effettiva, effettuata sulla base di ciascuna combinazione di carico.
- verifica per tensioni normali (interazione N/M):
 - sezioni cl. 1 e 2: analisi e verifica plastica di ciascuna sezione, e deduzione del rapporto di sfruttamento plastico;
 - sezioni classe 3: analisi tensionale elastica su sezione lorda, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico;
 - sezioni classe 4: analisi tensionale elastica su sezione efficace, con calcolo del rapporto di sfruttamento elastico.
- taglio: verifica a taglio plastico, includendo i fenomeni di shear buckling.
- interazione pressoflessione - taglio (N-M-V): deduzione del rapporto di sfruttamento finale della sezione.

- verifica rapporto V_{Ed}/V_{Rd} piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione ≤ 1).
- calcolo plastico piolature (sezioni con rapporto di sfruttamento plastico a flessione > 1).

S.L.E. :

- verifica elastica S.L. delle tensioni in esercizio.
- verifica Web Breathing.
- fessurazione soletta.
- verifica elastica piolature.

Fatica:

- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , per preselezionate categorie di dettaglio.
- verifica, con il metodo dei coefficienti λ , della connessione travi/soletta.

1.6 Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: kN

tensioni: MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

F_x azione assiale

F_y azione tagliante agente nel piano orizzontale

F_z azione tagliante agente nel piano verticale

M_x momento torcente

M_y momento flettente agente nel piano verticale

M_z momento flettente agente nel piano orizzontale

Le verifiche dell'impalcato verranno eseguite esclusivamente con riferimento alle caratteristiche F_x , F_z , M_y , dal momento che risultano non significativi i contributi F_y , M_x ed M_z .

In particolare, per le sollecitazioni verrà impiegata anche la seguente notazione alternativa:

M (M_f) in luogo di M_y

V in luogo di F_z

T in luogo di M_x

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave
- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

1.7 Impostazioni generali delle analisi

1.7.1 Fasi di analisi

Per l'analisi della sovrastruttura si ricorre, in generale a modellazione agli elementi finiti. La travata viene modellata mediante elementi di tipo "thick beam" come un grigliato di travi e traversi, collegati alle spalle mediante elementi di tipo "joint" opportunamente selezionati ed orientati allo scopo di restituire gli effettivi gradi di libertà forniti dalle apparecchiature di vincolo.

L'analisi globale dell'impalcato è eseguita con la metodologia classica riservata alle strutture acciaio calcestruzzo. Le aree di calcestruzzo vengono omogeneizzate ad equivalenti aree in acciaio attraverso coefficienti variabili a seconda delle caratteristiche dipendenti dalla reologia.

Gli effetti dei vari carichi vengono quindi linearmente sovrapposti con riferimento alle varie "fasi" di vita della struttura, ciascuna caratterizzata da differenti caratteristiche della sezione resistente ed da ben precise tipologie di carico.

La tabella seguente riepiloga, per ciascuna fase, i carichi considerati in linea generale, e le rispettive sezioni resistenti.

fase	carico	sigla	sezione resistente
1	peso proprio elementi in acciaio peso proprio coppelle peso proprio getto soletta in c.a.	G_{k1}' G_{k1}'' G_{k1}'''	trave metallica
2a	carichi permanenti portati	G_{k2}	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_{2a}$)
2b	ritiro cedimenti vincolari	$G_{sh,k}$ $G_{settl,k}$	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_{2b}$)
3	Variazioni termiche uniformi Variazioni termiche lineari Azione del vento Carchi mobili gr. i (*)	$T_{k,N}$ $T_{k,M}$ $F_{w,k}$ Q_k	trave metallica con soletta in c.a. omogeneizzata ($n=n_0$)

(*)Azione multicomponente

Il calcolo dei vari coefficienti di omogeneizzazione è riportato nel capitolo "analisi dei carichi".

In dettaglio:

Fase 1

Tale fase coincide con la posa in opera delle travi, dei traversi metallici e il getto delle solette in calcestruzzo; la sezione resistente della trave è relativa al solo acciaio così come quella dei traversi, essendo le solette in calcestruzzo non ancora collaboranti; i carichi agenti sono quelli dovuti al peso proprio di travi e traversi ed al getto delle solette in calcestruzzo.

Fase 2

In fase 2 vengono esaminati i carichi di tipo permanente, ovvero:

- pesi permanenti portati (peso dei cordoli, dei guardavia, del manto di finitura, delle barriere e degli impianti previsti nella zona di bordo dell'impalcato adibito al traffico veicolare)
- cedimenti vincolari dei sostegni
- ritiro della soletta in calcestruzzo

Tali carichi sono stati considerati in due differenti condizioni in base alla loro durata:

- o fase 2a: si considerano i soli carichi permanenti;
- o fase 2b: si considerano agenti il ritiro ed i cedimenti vincolari.

La sezione resistente è quella composta acciaio/calcestruzzo; si tiene conto, per i carichi di tale fase, dell'influenza della viscosità omogeneizzando le aree in calcestruzzo ad acciaio secondo i coefficienti di omogeneizzazione descritti nel seguito.

Fase 3

In tale fase si considera, di volta in volta, la presenza di tutti i contributi di carico di tipo istantaneo, ovvero:

- carichi mobili
- variazioni termiche
- azioni di breve durata in genere (vento)

La sezione resistente è anche in questo caso quella composta acciaio/calcestruzzo; in questo caso, però, l'omogeneizzazione delle aree in calcestruzzo avviene secondo il coefficiente n_0 di breve durata, definito nel seguito.

Ai soli fini della suddivisione dei carichi in tipologie, la medesima suddivisione in fasi viene considerata anche per gli elementi metallici.

1.7.2 Analisi e verifiche eseguite

Sono state effettuate le verifiche necessarie al corretto dimensionamento degli elementi afferente ad un livello di progettazione definitivo.

In linea generale, sono state pertanto effettuate le seguenti analisi/verifiche:

- analisi globale, statica e dinamica dell'intera struttura
- ciclo completo di verifica S.L.U. , S.L.E., S.L.E.fr., S.L.F. di travi principali, connessione trave soletta e traversi (cfr. dettaglio par. successivo)
- verifica sistema di irrigidimento travi (stiffeners)
- valutazione frecce e contromonte impalcato
- calcolo sollecitazioni pile (sezione di spiccato ed intradosso fondazioni)
- dimensionamento/verifica sezione di spiccato pile
- calcolo sollecitazioni spalle (elevazione ed intradosso fondazioni)
- sollecitazioni e spostamenti apparecchi di appoggio e giunto

1.7.3 Modalità di verifica sezioni in acciaio e acciaio cls

Il ciclo completo di verifiche delle sezioni in acciaio calcestruzzo (o solo acciaio) viene effettuato secondo le modalità contenute in EN 1993 - 1994.

1.7.3.1 Verifica sezioni

I criteri di riferimento per la verifica della resistenza delle sezioni (cross section checks) sono quelli contenuti in EN 1993-1-1, EN1993-1-5, EN 1993-2, EN1994-1-1, EN 1994-2/NTC-08 cap 4.2., 4.3 e relative Istruzioni.

Si fornisce di seguito una breve descrizione delle verifiche effettuate nell'ambito dei vari S.L. considerati.

S.L.U. Fondamentale: verifica di resistenza delle sezioni (incluse verifiche di local buckling)

Le verifica S.L.U. di resistenza delle sezioni viene effettuata sistematicamente considerando le combinazioni S.L.U. – $M_{max}/M_{min}/V_{max}/V_{min}$, tenendo ovviamente conto, di volta in volta, delle rispettive caratteristiche di sollecitazione concomitanti. Si sintetizzano di seguito i passi principali della verifica:

- Preclassificazione della sezione

Effettuata sulla base delle caratteristiche geometriche dei singoli sottocomponenti

- Analisi plastica

Tracciamento dei domini di resistenza della sezione N/M_{rd} ed $N/M_{f,rd}$ (dominio della sezione privata dell'anima)

- Classificazione effettiva della sezione

Effettuata sulla base dell'effettivo valore di N_{Ed} , M_{Ed} per la combinazione in esame (max/min M_{Ed} , max/min V_{Ed} , con i rispettivi valori concomitanti)

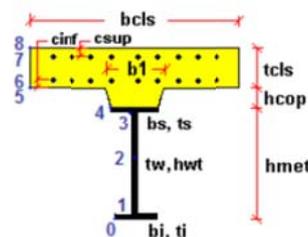
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta_{1,}$; effettuata con riferimento a N_{Ed} , M_{Ed} agenti isolatamente, e per effetto combinato.

- Verifica elastica a pressoflessione (sezioni cl. 3-4)

valutazione del massimo rapporto di sfruttamento elastico η_1 , effettuata rispettivamente per le sezioni in classe 3/4 con riferimento alle caratteristiche geometriche lorde/efficaci. Le caratteristiche geometriche efficaci vengono dedotte in maniera iterativa, tenendo conto delle flessioni parassite che nascono per effetto dell'eccentricità assunta dall'azione assiale di progetto causata dallo "shift" progressivo dell'a.n.e..

Le tensioni vengono valutate in corrispondenza delle 8 fibre indicate nello schema seguente.



Nell'ambito del calcolo tensionale, la soletta viene considerata "cracked" (non reagente) all'atto dell'annullamento della tensione di compressione valutata in corrispondenza della fibra media. Contestualmente all'annullamento della soletta, si annullano anche le sollecitazioni da ritiro primario.

- Verifica a taglio - sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene valutata la suscettibilità o meno delle sezioni allo shear buckling, procedendo quindi come segue:

sezioni non soggette a "shear buckling"

Viene effettuato il calcolo del taglio resistente plastico, ed il calcolo del rapporto di sfruttamento a taglio.

sezioni suscettibili di "shear buckling"

per sezioni soggette a "shear buckling" viene valutato il coefficiente di riduzione χ_w , e successivamente valutato il taglio resistente $V_{b,Rd}$ come somma dei contributo resistenti dell'anima $V_{bw,Rd}$ e, se applicabile, delle flange $V_{bf,Rd}$.

- Verifica interazione azione assiale - flessione - taglio (tutte le classi)

Si adotta univocamente, per tutte le classi di sezione, l'approccio proposto da EN 1993-1-5, cap. 7.1, che consiste nella valutazione di un rapporto di sfruttamento modificato in funzione dei singoli rapporti di sfruttamento valutati per pressoflessione e taglio agenti separatamente. L'adozione di questa formulazione risulta a rigore solo leggermente più cautelativa di quella riservata alle sezioni di classe 1 - 2, per le quali l'interazione N-M-V si risolverebbe con la deduzione di un rapporto di sfruttamento elastico per tensioni normali valutato con riferimento ad una anima opportunamente ridotta per tenere conto dell'influenza del taglio (cfr. EN 1994-2 cap. 6.2.2.4.(2)).

Un'ulteriore ipotesi cautelativa, riservata alla verifica di sezioni in classe 3-4, è l'utilizzo sistematico del rapporto di sfruttamento elastico η_1 in luogo di quello plastico $\bar{\eta}_1$, indipendentemente dall'andamento delle tensioni lungo l'anima (a rigore la EN 1993-1-5, cap. 7.1.(4) e (5) prevede tale accortezza solo qualora l'anima risulta interamente in compressione).

Come già evidenziato relativamente al calcolo del contributo resistente a taglio delle flange, le resistenze plastiche della sezione completa e della sezione privata dell'anima sono rilevate direttamente dai rispettivi domini di interazione, per cui:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl(N),Rd}$$

$$M_{f,Rd} = M_{f(N),Rd}$$

S.L.E. Caratteristico: verifica limitazione delle tensioni

La verifica viene condotta con riferimento alle tensioni di Von Mises valutate sotto la combinazione fondamentale S.L.E., applicando il coefficiente di materiale $\gamma_{m,ser} = 1.0$.

S.L.E. Frequente: verifica web breathing

La verifica è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. Per i criteri di verifica, si rimanda a EN 1993-2, cap. 7.4/istr. NTC08, cap. 4.2.4.1.3.4.

La verifica viene effettuata mediante il metodo rigoroso, consistente nella verifica diretta della stabilità dei sottopannelli con riferimento al quadro tensionale della combinazione S.L.E. frequente.

Viene pertanto confrontato il quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ (calcolate però con riferimento all'area efficace, se pertinente) e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \tau_{xy,Ed,ser}}{k_{\tau} \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

In cui:

$\sigma_E = 186200(t/h)^2$ tensione critica Euleriana

$k_\sigma, k_\tau =$ coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e per taglio, funzione della geometria e stato di sforzo del pannello.

La verifica viene effettuata in automatico dal programma Ponti EC4, sulla base delle combinazioni S.L.E. frequenti elaborate per tutte le sezioni di verifica, rispettivamente per Mmax/min e Vmax/min.

La tensione normale critica viene valutata a partire da quella Euleriana, tenendo conto della eventuale sovrapposizione dei fenomeni di instabilità di piastra e di colonna tramite il coefficiente ξ , seguendo i criteri contenuti in EN 1993-1-5 - 4.5.4.(1).

S.L.Fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con l'impiego del metodo dei coefficienti λ , associato al veicolo a fatica FLM3 (EN 1993-2 cap. 9/istr. NTC-08, cap. 4.2.4.1.4.6.3.).

In estrema sintesi, il metodo consiste nell'estrazione, per i vari punti di interesse, del range di sforzi $\Delta\sigma_p$ dovuto al singolo transito di uno specifico modello di carico (FLM3), da calibrarsi opportunamente mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$\Delta\sigma_p = | \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min} |$ ampiezza escursione tensioni, valutata dalla combinazione di progetto a fatica (comp. non ciclica + comp. ciclica da FLM3).

$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \Delta\sigma_p$ range di progetto: ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per 2E6 cicli

con:

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4$ fattore equivalente di danno

Verifica:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza a quanto previsto dalle istruzioni e dal N.A.D. e nell'ottica del concetto "safe life", si pone:

$$\gamma_{Ff} = 1$$

Si pone inoltre, per lo specifico caso:

$\gamma_{Mf} = 1.35$ alta conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (fail safe)

$\gamma_{Mf} = 1.15$ bassa conseguenza a seguito della rottura del dettaglio (non fail safe)

Tutti i dettagli vengono ascritti alla categoria fail safe ad eccezione dei pioli.

L'ampiezza dei $\Delta\sigma_p$ di tensione viene calcolata sulla base di σ_{max} e σ_{min} derivanti dalla combinazione di carico a fatica, elaborata con riferimento a EN 1992-1-1 cap. 6.8.3.(2), che prevede la sovrapposizione della componente "non ciclica" delle sollecitazioni, derivata dalla combinazione S.L.E. frequente, con la componente "ciclica", derivata dall'involuppo delle sollecitazioni dovute al transito del veicolo FLM3.

Relativamente alle sollecitazioni di input, il programma gestisce in automatico le sollecitazioni derivanti dalla combinazione S.L.E. frequente, elaborata come d'uso per Mmax/min e Vmax/min, sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per Mmax/min Vmax/min derivanti dal transito di FLM3, con l'obiettivo di estrarre il massimo valore di ampiezza di $\Delta\sigma_p$. Il programma procede quindi al calcolo del range di progetto $\Delta\sigma_E$, tramite applicazione dei coefficienti λ , ed al confronto del valore calcolato con i $\Delta\sigma_c$ tabellari,

opportunamente modificati mediante l'applicazione del size effect k_s , quando rilevante, e del coefficiente di sicurezza γ_{MF} .

Il valore dei coefficienti $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$ viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v").

Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento a EN 1991-2 cap. 4.6 (NTC-08, cap. 5).

1.7.3.2 Verifica connessione trave - soletta

Ai fini delle verifiche, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1994-1/EN 1994-2/NTC-08, 4.3.4.1.2 + istr. cap. C.4.3.4.

Le piolature adottate sono tutte a completo ripristino di resistenza.

Il ciclo di verifica completo delle piolature comprende i seguenti passi:

Verifica tensioni S.L.U. (valido per sezioni con $\eta_1 \leq 1$)

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.U. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni $M_{max}/M_{min}, V_{max}/V_{min}$, e confronto con la portanza del piolo allo S.L.U.:

$$v_{L,Ed}(x) = V_{Ed}(x) S/J$$

$$v_{L,Ed}^{ULS} \leq 1.1 N_i/l_i P_{Rd}$$

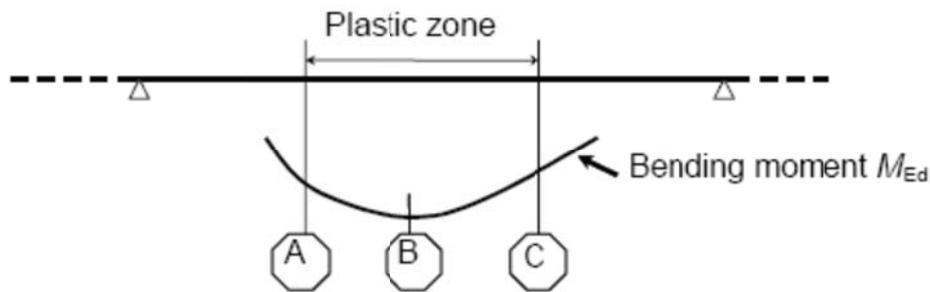
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

Tale approccio risulta ovviamente valido solamente per le sezioni che non attingono alle proprie risorse extra elastiche ($\eta_1 \leq 1$). Per sezioni di classe 1-2, qualora il rapporto di sfruttamento elastico η_1 risulta maggiore di 1, non risulta più valido l'approccio di calcolo dello scorrimento ($v = VS/J$), ed è quindi necessario tenere conto in maniera non lineare della relazione tra azione tagliante V_e scorrimento v_L mediante l'approccio non lineare indicato al punto seguente.

Verifica plastica S.L.U. (obbligatorio per sezioni con $\eta_1 > 1$)

Nelle zone plasticizzate (in generale a momento negativo) non risulta più valido l'approccio di calcolo dell'azione nei pioli basata sul flusso elastico: in questo caso, infatti, il legame fra il taglio per unità di lunghezza, le forze interne della soletta ed il momento flettente non è più lineare (EN 1994-2 cap. 6.6.2.2).

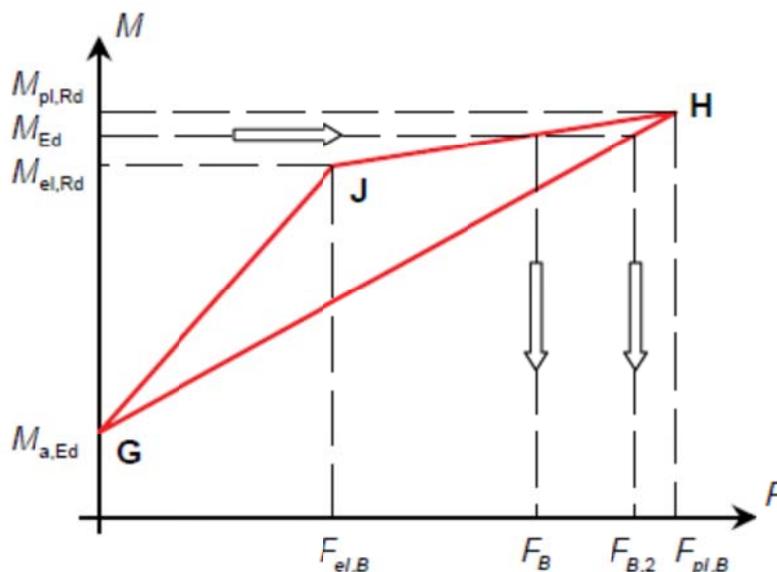
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati nello schema seguente. I punti di boundary sono individuate dalle sezioni nelle quali la massima tensione è pari allo snervamento del materiale.



La verifica è di tipo "globale", e comprende la valutazione dello scorrimento in maniera diretta, mediante considerazioni di equilibrio del concio dei conci di soletta compresi tra la boundary ed il punto di minimo momento (concio di soletta compreso tra A e B e concio di soletta compreso tra B e C).

L'azione assiale insistente ai confini della zona plastica (punti A / B) è pari all'integrale delle tensioni rilevate lungo la soletta in calcestruzzo; a tale azione va aggiunta l'effetto del ritiro primario.

L'azione assiale N_B è la risultante delle azioni in soletta, da valutarsi con riferimento all'effettivo stato, parzialmente "plastico" della sezione. Per il calcolo, si fa riferimento ai criteri di "non linear resistance to bending" contenuti in EN 1994-2 cap. 6.2.1.4.(6), con l'ausilio della costruzione riportata nel diagramma seguente, che riporta in un sistema d'assi M/N, i possibili stati della sezione di minimo momento flettente.



Si indica con:

$M_{a,Ed}$	momento flettente agente sulla sola trave metallica
$M_{el,Rd}$	momento flettente elastico
M_{Ed}	momento flettente di progetto
$M_{pl,Rd}$	momento plastico della sezione
$F_{el,B}$	azione assiale agente nella soletta, al raggiungimento del momento elastico (N_B)

Il diagramma è caratterizzato dai seguenti punti notevoli:

G punto corrispondente al momento flettente della trave in fase 1

H punto che individua il raggiungimento dello stato plastico della sezione, caratterizzato da $M_{pl,Rd}$ ed $F_{pl,B}$ (azione assiale plastica in soletta).

J punto corrispondente allo yielding del prima fibra della sezione, caratterizzato da $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$ (risultante tensioni in soletta sotto l'azione di $M_{el,Rd}$).

Come si nota dal diagramma, l'effettiva azione assiale F_B insistente in soletta nel reale stato della sezione è rappresentato dalla linea verticale che interseca la retta JH all'ordinata corrispondente al momento di progetto M_{Ed} . In alternativa, operando in maniera semplificata, risulta possibile stabilire un limite superiore a N_B , intercettando direttamente la retta GH.

In linea generale, si segue l'approccio "rigoroso" che, pur comportando la necessità di valutare $M_{el,Rd}$, comporta una stima più accurata di N_B .

Per il calcolo di $M_{el,Rd}$ ed $F_{el,B}$, viene valutato il fattore "k" (≤ 1) che, applicato al momento flettente agente sulla sezione composta $M_{c,Ed}$ (derivante da fase 2 e fase 3) comporta un quadro tensionale al limite di snervamento, e che implica pertanto l'espressione:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,ED}$$

Si avrà pertanto, con riferimento alle fibre estreme della sezione:

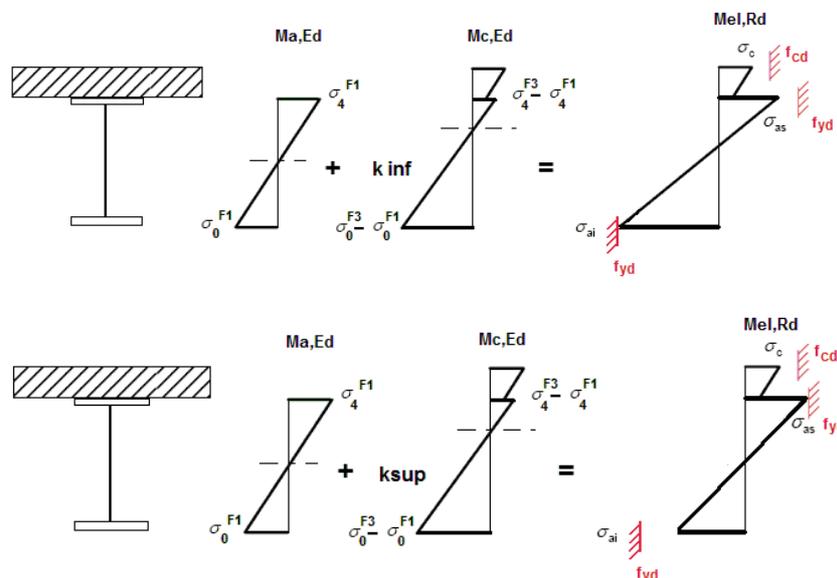
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

i = 1 o 4 (lembi inferiore/superiore trave metallica)

σ_{if1} = tensione alla fibra "i" della sezione in fase 1

$\Delta\sigma_i$ = variazione di tensione alla fibra "i" tra la fase 3 e la fase 1

Si utilizza uno dei due schemi di calcolo riportati nelle figure sottostanti, a seconda che la tensione di snervamento sia stata superata nella fibra inferiore oppure in quella superiore.



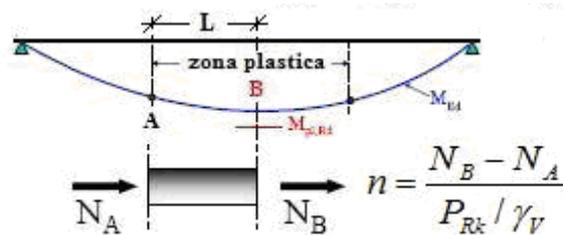
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

Noto k è immediato valutare $M_{el,Ed}$ e la corrispondente azione assiale di soletta, tramite integrazione delle tensioni:

$$N_{el,Ed} = k \cdot (\sigma_5 + \sigma_8) / 2 \cdot A_{soletta}$$

Essendo σ_5 e σ_8 le tensioni normali nella soletta in fase 3, calcolate a partire da M_{Ed} .

Il numero di pioli necessario nella zona plastica è infine calcolabile, con riferimento allo schema ed alla formula seguente.



Si evidenzia che, per il caso in esame, non risultano sfruttate le risorse plastiche di alcuna sezione, pertanto, questa verifica non risulta necessaria.

Verifica tensioni S.L.E.

Deduzione del massimo scorrimento "elastico" a taglio allo S.L.E. sul singolo piolo, nell'ambito delle condizioni M_{max}/M_{min} , V_{max}/V_{min} , e confronto con la portanza del piolo allo S.L.E..

Il criterio di confronto dello scorrimento con la portanza della piolatura è identico a quello visto per la verifica delle tensioni S.L.U. , con ovvia sostituzione delle grandezze.

$$V_{L,Ed}^{SLS}(x) \leq N_i / l_i \cdot (k_s P_{Rd})$$

Verifica a S.L.fatica

Per la verifica a fatica si seguono i criteri generali contenuti in EN 1994-2. Vengono presi in esame i seguenti dettagli (EN 1993-1-9- cap. 8.):

Saldatura piolo - rottura piatt. categoria/dettaglio: 80/9 (*) tab. 8.4 EN 1993-1-9

Saldatura piolo - rottura piolo categoria/dettaglio: 90/10

Il ciclo di verifica segue quanto previsto in EN 1994-2 cap. 6.8.7.2.(2), comprendendo la verifica separata per rottura del piolo e per rottura della piattabanda.

Per le piattabande in tensione si tiene conto dell'interazione dei due fenomeni, sfruttando la relazione:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.0$$

1.8 Caratteristiche e proprietà sezioni

1.8.1 Stato della soletta

Ai fini della valutazione delle proprietà delle sezioni, l'effetto del cracking della soletta viene valutato con riferimento ai criteri contenuti in EN 1994-2, 5.4.2.3..

Ai fini dell'analisi globale, le sezioni ove la massima tensione nella fibra estrema della soletta, in combinazione S.L.E. caratteristica, supera il valore $\sigma_{c,lim}$ verranno considerate "cracked", e pertanto, ai fini del calcolo delle proprietà delle sezioni, si terrà conto delle sole armature longitudinali presenti.

Il valore limite di riferimento risulta (EN 1994-2, 5.4.3.2(2)):

$$\sigma_{c,lim} = 2 f_{ctm} = 6.4 \text{ MPa}$$

Operativamente verrà quindi effettuata una valutazione della tensione rilevata alla fibra estrema, sotto l'effetto dei carichi afferenti alla combinazione S.L.E. rara.

Alle sezioni, od alle parti di struttura ove si riscontrasse il superamento del valore $\sigma_{c,lim}$, verranno quindi assegnata le rispettive proprietà "cracked", valutate con riferimento alla presenza delle sole armature metalliche.

Per il caso in esame, lo studio dello stato tensionale in soletta sotto la combinazione S.L.E. caratteristica riporta i valori indicati nel diagramma seguente, ricavati dal programma Ponti EC4.

La massima tensione rilevata nella fibra estrema, sotto la combinazione Mmax è risultata:

$$\sigma_{max} = 3.198 \text{ MPa} < 2 f_{ctm} = 6.4 \text{ MPa}$$

L'analisi strutturale verrà pertanto effettuata con riferimento alle proprietà "Uncracked" delle sezioni.

1.8.2 Larghezze collaboranti

L'effettiva larghezza di soletta collaborante viene valutata in accordo a quanto esposto nella norma UNI EN 1994-2 al punto 5.4.1.2.

1.8.3 Larghezze collaboranti alle travi longitudinali

Per semplicità, l'analisi strutturale viene condotta considerando l'ampiezza di soletta lorda, staccata dalla trave tipo, caratterizzata da larghezza complessiva pari a $11200/4 = 2800 \text{ mm}$.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considerano le effettive larghezza collaboranti previste da EN 1994-2.

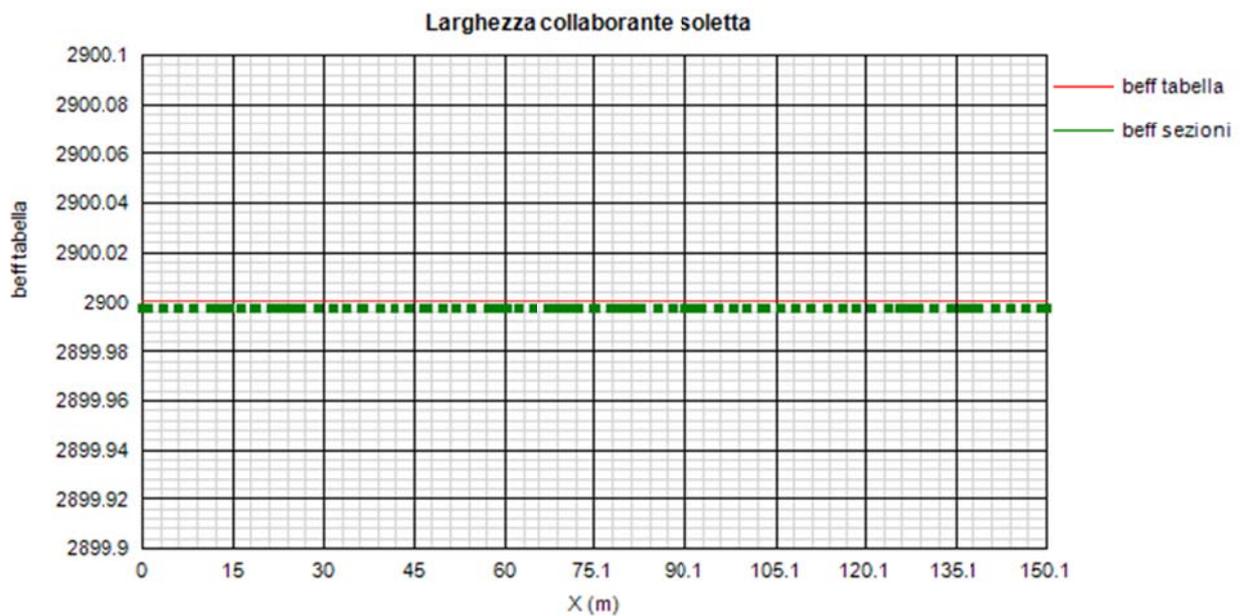
Con riferimento alle travi di bordo, la larghezza lorda effettiva risulta:

$$b_{tot} = 1350 + 1550 = 2900 \text{ mm}$$

si considera inoltre:

$$b_0 = 400 \text{ mm} \quad \text{larghezza impegnata dal sistema di connessione}$$

L'andamento della larghezza collaborante viene valutato mediante il programma PontiEC4, che restituisce una larghezza costante per l'intero sviluppo dell'opera ($\beta_1 = \beta_2 = 1$), pari a 2900 mm.



1.9 Caratteristiche dimensionali sezioni

L’impalcato risulta suddiviso in 7 tipologie di conci di caratteristiche variabili. Per ragioni di economia si è cercato di ottimizzare le larghezze e gli spessori dei vari piatti di acciaio costituenti le piattabande e le anime delle travi principali, modulando lo spessore in base all’effettivo impegno statico.

La lunghezza complessiva della trave, valutata in asse impalcato, è pari a 146.6 m.

I conci sono individuati dalla lettera A, B, C, ..., G, e le rispettive lunghezze (in asse opera) sono variabili da un minimo di 11,00 m a un massimo di 12.1 m. Per completezza si rimanda alla tavola della carpenteria metallica.

Le caratteristiche costituenti le lamiere delle travi principali di ciascun concio sono riportate nella tabella seguente (valori espressi in mm).

		concioA	concioB	concioC	concioD	concioE	concioF	concioG
Sezione metallica	h_{tot}	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	b_{bot}	900.00	900.00	900.00	900.00	900.00	900.00	900.00
	t_{bot}	40.00	50.00	50.00	80.00	40.00	40.00	40.00
	b_{top}	900.00	900.00	900.00	900.00	900.00	900.00	900.00
	t_{top}	35.00	40.00	40.00	60.00	40.00	35.00	35.00
	h_{web}	1925.00	1910.00	1910.00	1860.00	1920.00	1925.00	1925.00
	t_{web}	18.00	18.00	18.00	24.00	18.00	18.00	16.00
soletta	h_{ols}	260	260	260	260	260	260	260
	h_{oop}	60	60	60	60	60	60	60
Armatura	ϕ_{sup}	16.00	16.00	20.00	20.00	20.00	16.00	16.00
	passo _{sup}	200.00	200.00	200.00	100.00	200.00	200.00	200.00
	C_{sup}	55.00	55.00	57.00	57.00	57.00	55.00	55.00
	ϕ_{inf}	16.00	16.00	20.00	20.00	20.00	16.00	16.00
	passo _{inf}	200.00	200.00	200.00	100.00	200.00	200.00	200.00
	C_{inf}	14.00	14.00	14.00	28.00	14.00	14.00	14.00

Nella tabella precedente, si è indicato con:

b sup	larghezza piattabanda superiore
t sup	spessore piattabanda superiore
b inf	larghezza piattabande inferiore
t inf	spessore piattabande inferiore
h_w	altezza anime
t_w	spessore anime

L'impalcato risulta collegato trasversalmente mediante 26 traversi intermedi reticolari, e traversi di pila e di spalla formati da una trave a doppio T.

I traversi reticolari sono così composti:

corrente inferiore: 2L 120x12

corrente superiore: 2L 80x8

diagonale: 2L 100x10

I traversi di pila e spalla presentano le dimensioni riportate nella tabella seguente.

		traversoPila	traversoSpalla
Sezione metallica	h_{tot}	1000	1000
	b_{bot}	600	600
	t_{bot}	20	20
	b_{top}	600	600
	t_{top}	20	20
	h_{web}	960	960
	t_{web}	20	20

1.10 Sistema di irrigidimento (stiffeners e ribs)

Le caratteristiche dimensionali degli irrigidimenti d'anima vengono predefinite sulla base dei criteri contenuti in EN 1993-1-5, cap. 9.

Le anime delle travi vengono irrigidite mediante un sistema irrigidimenti così composto:

- Irrigidimenti verticali d'appoggio

Formati da un piatto 350x20, posto simmetricamente rispetto all'anima

- Irrigidimenti verticali intermedi

Formati da un piatto semplice 350x20 mm, disposto lato giunzione con i traversi (la larghezza di tale piatto, per ragioni costruttive potrà eventualmente essere incrementata).

- Irrigidimenti longitudinali

non sono stati previsti irrigidimenti longitudinali.

2. Analisi dei carichi

Nel presente capitolo si riportano i contributi di carico presi in esame fase per fase.

L'analisi dei carichi viene fatta in accordo a quanto previsto dalla norma UNI EN 1990.

2.1 Carichi agenti in fase 1

2.1.1 Pesì propri acciaio (g_{k1}')

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 78.50 kN/m^3 .

Il peso complessivo a metro lineare di trave per ciascuna tipologia di concio è risulta

concio tipo	A (mm ²)	Ltot	P _{netto} (kN/m)	P _{lordo} (kN/m)	P _{tot} (kN)	g _{k1'} (N/m)	
concioA	102150	98.31	8.02	9.01	886.00	9012.34	
concioB	115380	92.05	9.06	10.05	925.18	10050.89	
concioC	115380	92.05	9.06	10.05	925.18	10050.89	
concioD	170640	87.93	13.40	14.39	1265.21	14388.80	
concioE	106560	88.04	8.36	9.36	823.92	9358.52	
concioF	102150	88.04	8.02	9.01	793.45	9012.34	
concioG	98300	40.00	7.72	8.71	348.40	8710.11	
traversoPila	43200	16.20	3.39	3.56	57.68	3560.76	
traversoSpalla	43200	16.20	3.39	3.56	57.68	3560.76	
2L120x120x12	5508	140.40	0.43	0.45	63.74	0.90	
2L100x100x10	3840	250.95	0.30	0.32	79.43		
2L80x80x10	3020	140.40	0.24	0.25	34.95		
Peso complessivo struttura in acciaio:					totale	6260.84 kN	
					i. (kg/mq)	381.31 kg/mq	

I valori indicati tengono conto, per le travi principali, del peso della vestizione indicato in tabella:

Calcolo contributo vestizione

Su travi principali		kN/m	forf.
1)	saldature	0.17	2%
2)	piastrame bull.	0.00	0%
3)	irrigidenti an.	0.34	2%
5)	pioli	0.15	2%
6)	ctrv. montaggio	0.13	
7)	rib. lg	0.20	2%

Per i traversi intermedi e di spalla, si è assunto, per la vestizione un incremento di peso forfetario pari al 5%.

I pesi indicati vengono computati automaticamente dal programma ad elementi finiti a partire dalle dimensioni geometriche degli elementi strutturali modellati, tramite applicazione di un opportuno valore di densità equivalente.

2.1.2 Peso proprio soletta (g_{k1}'')

La soletta viene realizzata con l'ausilio di predalla metallica dello spessore di 4 mm. Per semplicità, il peso proprio viene valutato con riferimento allo spessore lordo della soletta, par a 26 cm, come segue:

$$g_{1,\text{getto}}'' = 25.0 \times 0.26 = 6.5 \text{ kN/m}^2$$

Per le coppelle prefabbricate, si ha:

$$g_{1,\text{coppelle}}'' = 25.0 \times 0.06 = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

I contributi di carico dovuti al peso del calcestruzzo della soletta vengono applicati sotto forma di "patch load", come pressioni/mq sulla superficie di competenza della soletta, ed automaticamente ripartiti sulle travi longitudinali.

La massa complessiva dell'impalcato, per effetto dei pesi propri risulta:

$$M(G_{k,acciaio}) = 626084 \text{ kg}$$

$$M(G_{k,cls}) = 1067248 \text{ kg}$$

2.1.3 Peso proprio sottostrutture (g_{k1})

Si considera direttamente nell'analisi il peso proprio delle pile intermedie e delle rispettive fondazioni.

Il contributo viene valutato automaticamente dal programma di calcolo E.F. , a partire dalle dimensioni dei rispettivi elementi, con riferimento ad un peso specifico del calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$.

La massa complessiva di tali elementi risulta:

$$M_{st} = 754912 \text{ kg}$$

Si evidenzia che la massa delle fondazioni dei sostegni non risulta sostanzialmente attivata dal punto di vista sismico, e pertanto tale contributo verrà escluso nella valutazione del complesso delle masse attivate nell'analisi modale.

La massa afferente i plinti di fondazione ($b_{pl} = 8.6 \times 6 \times 1.8$) risulta:

$$M_{pl} = 2 \times 8.6 \times 6 \times 1.8 \times 2500 = 464400 \text{ kg}$$

2.2 Carichi agenti in fase 2

2.2.1 Sovraccarichi permanenti (g_{k2})

Si sono considerati i seguenti contributi:

- Manto asfaltatura carreggiata $g_2^I = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- Marciapiedi (spessore 0.15 m) $g_2^{II} = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$ (*)
- Guardavia $g_2^{IV} = 1.5 \text{ kN/m}$ (*)
- Ringhiera laterale $g_2^{IV} = 1.0 \text{ kN/m}$ (*)
- Veletta $g_2^{IV} = 2.0 \text{ kN/m}$ (*)

(*) I carichi, linearmente distribuiti, dovuto a barriere, ringhiera laterale e veletta vengono per semplicità implementati come carico uniformemente distribuito con riferimento alle seguenti larghezze di distribuzione:

marciapiede sinistro: 2.50 m

marciapiede destro: 0.70 m

Anche in questo caso, tutti i contributi vengono implementati nel modello E.F. come patch load, insistente sulle rispettiva aree di competenza (piano viabile e marciapiedi).

La massa complessiva dovuta ai sovraccarichi permanenti risulta:

$$M(G_k) = 637710.0 \text{ kg}$$

2.2.2 Reologia calcestruzzo ($g_{sh,k}$)

Gli effetti dovuti alle reologia del calcestruzzo (ritiro, viscosità) hanno influenza unicamente sul quadro tensionale dei traversi.

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri presentati nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1.

Viscosità

Le deformazioni viscosive subite dalla soletta per effetto dei carichi di tipo permanente generano all'interno della sezione una redistribuzione delle tensioni con generale migrazione delle tensioni dal calcestruzzo all'acciaio e conseguente nascita, sulle strutture iperstatiche, di sollecitazioni "parassite". Come d'uso, si terrà conto di tale redistribuzione, eseguendo l'analisi della struttura sotto l'effetto dei carichi di lunga durata (fase 2a-b) tenendo conto di un modulo elastico ridotto della soletta.

Di seguito si riporta il calcolo della deformazione finale da ritiro e il calcolo dei coefficienti di viscosità valutati con l'aiuto di un foglio elettronico con riferimento ai carichi di fase 2, ossia permanenti, cedimenti e ritiro.

Soletta impalcato adibito al traffico veicolare:

Dati soletta cls per valutazione effetti ritiro/viscosità		
t	260	mm - Spessore complessivo soletta
tcalc	256	mm - spessore per calcolo az. ritiro (escl. coppella)
b	1'000	mm Larghezza reale soletta
Ac	260'000	mm ² - Area per calcolo spessore eq
u	1000.00	mm - Perimetro di calcolo (intradosso+laterali+marciapiedi)
ho	520.00	mm - Spessore fittizio
Dati e parametri per valutazione ritiro		
h _o	520.00	mm
t _s	2	
α _{ds1}	4	cemento tipo N
α _{ds2}	0.12	cemento tipo N
βRH	0.7564	(1992-1-1- B.12)
ε _{od} (0)	2.533E-04	ε _{sh} essiccamento (EN1992-1-1 B.11)
ε _{ca} (∞)	6.250E-05	ε _{sh} autogeno (EN1992-1-1 - 3.11)
k _n	0.70	EN 1992-1-1 - prospett 3.3
ε_{cs} (∞)	-2.366E-04	
Azione compl. da ritiro		
Nr (kN)	-833.92	Azione complessiva gravante sull'intera soletta
nr	-833.92	Azione unitaria (per metro in trasversale della soletta)

Valutazione coefficienti di viscosità (annex B EN 1992-1-1)				
α_1	0.866			B.8c
α_2	0.960			B.8c
α_3	0.902			B.8c
α	0			B.9
$\beta(f_{cm})$	2.56			B.4
β_h	1353.29			B.8a / B.8b
φ_{RH}	1.169			B.3a / B.3b
	t_{01}	t_{02}	t_{03}	
t_0	30	1	50	
$t_{0,mod}$	30	1	50	B.5
$\beta(t_0)$	0.482	0.909	0.437	B.2
φ_0	1.444	2.723	1.310	B.2
$\varphi(t_0, t_{\infty})$	1.422	2.681	1.290	B.1
Coefficienti di omogeneizzazione				
	mE	mG	$E_{cm(t)}$	
n_1	0.00	0.00	0.00	
n_{2a}	15.80	14.59	13289.88	per calcolo effetto sovr. perm.
n_{2b}	15.25	14.08	13769.61	per calcolo effetto ritiro
n_{2c}	18.09	28.57	11611.28	per calcolo effetto ced. differenziali
n_3	6.16	5.69	34077.15	

Il calcolo e l'applicazione degli effetti primari del ritiro (azione assiale e momento flettente su sezione composta) viene effettuato in automatico dal programma di calcolo PontiEC4 in fase di verifica sezione; il calcolo degli effetti secondari da ritiro (dovuti all'iperstaticità della struttura) viene effettuato applicando sui traversi il sistema di variazioni termiche equivalenti di seguito riportato in tabella.

Valutazione azioni termiche equivalenti al ritiro									
concio tipo	$\Delta c/s/omcg$	$\eta (b_{eff}/b)$	Nr (kN)	A	J	ϵ_{unif}	ϵ_{grad}	Δt uni	Δt grad
concioA	775.15	1.00	-2334.97	1.55E+05	1.23E+11	-7.184E-05	-6.979E-05		
concioB	828.12	1.00	-2334.97	1.68E+05	1.40E+11	-6.618E-05	-6.585E-05		
concioC	813.12	1.00	-2334.97	1.71E+05	1.42E+11	-6.496E-05	-6.372E-05		
concioD	891.74	1.00	-2334.97	2.35E+05	1.99E+11	-4.727E-05	-4.984E-05		
concioE	743.92	1.00	-2334.97	1.62E+05	1.27E+11	-6.848E-05	-6.524E-05		
concioF	775.15	1.00	-2334.97	1.55E+05	1.23E+11	-7.184E-05	-6.979E-05		
concioG	766.11	1.00	-2334.97	1.51E+05	1.22E+11	-7.367E-05	-6.993E-05		
concioA						-7.184E-05	-6.979E-05	-5.99	-5.82
concioB						-6.618E-05	-6.585E-05	-5.52	-5.49
concioC						-6.496E-05	-6.372E-05	-5.41	-5.31
concioD						-4.727E-05	-4.984E-05	-3.94	-4.15
concioE						-6.848E-05	-6.524E-05	-5.71	-5.44
concioF						-7.184E-05	-6.979E-05	-5.99	-5.82
concioG						-7.367E-05	-6.993E-05	-6.14	-5.83

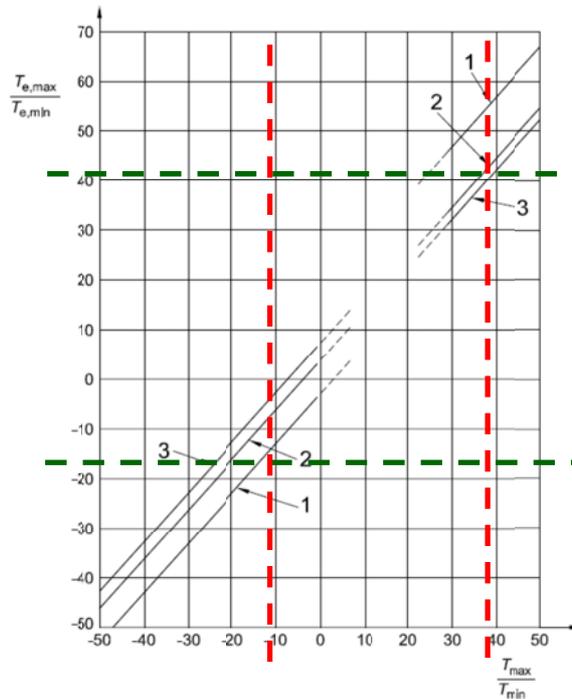
2.3 Carichi agenti in fase 3

2.3.1 Variazioni termiche (T_k)

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5/NTC-08, cap. 3.5, unitamente all'annesso nazionale, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo.

2.3.1.1 Variazioni termiche uniformi (Δt_N)

Per l'Italia, il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori (NTC-08 cap. 3.5 – EN 1991-1-5+N.A.D.):



$T_{min} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$

$T_{max} = +38 \text{ }^\circ\text{C}$

Per strutture da ponte di gruppo 2 (EN 1991-1-5, 6.1.1.), la temperatura della struttura risulta pertanto:

$T_{e,min} = -7 \text{ }^\circ\text{C}$

$T_{e,max} = +42 \text{ }^\circ\text{C}$

Fissando T_0 a $15.0 \text{ }^\circ\text{C}$ (N.A.D.), si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$q_{TN,cool} = -22 \text{ }^\circ\text{C}$

$q_{TN,heat} = +27 \text{ }^\circ\text{C}$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$\Delta T_N = 49.0 \text{ }^\circ\text{C}$

2.3.1.2 Variazioni termiche lineari (Δt_M)

Relativamente alle metodologie proposte in EN 1991-1-5, cap. 6.1.4, si adotta l'approccio 1 (cfr. cap. 6.1.4.1.) confermato dal N.A.D., che prevede l'applicazione di un gradiente equivalente di temperatura.

Per ponti di gruppo 2 (composite deck), i valori caratteristici delle variazioni lineari di temperatura (gradiente tra intradosso ed estradosso) risultano:

$q_{TM,heat} = 15.0 \text{ }^\circ\text{C}$

estradosso piú caldo dell'intradosso

$q_{TM,cool} = -18.0 \text{ }^\circ\text{C}$

estradosso piú freddo dell'intradosso

A valle dell'applicazione di k_{sur} ($t = 100.0 \text{ mm}$), si ha pertanto:

$q_{TM,heat} = 0.7 \times 15.0 = 10.5 \text{ }^\circ\text{C}$

estradosso piú caldo dell'intradosso

$q_{TM,cool} = -18.0 \text{ }^\circ\text{C}$

estradosso piú freddo dell'intradosso

2.3.1.3 Combinazione degli effetti uniformi e lineari

Con riferimento a EN 1991-1-5 6.1.5(1), la combinazione degli effetti uniformi con i lineari verrà effettuata nel seguente modo:

C1: $q_{TM} + 0.35 q_{TN}$

C2: $0.75 q_{TM} + q_{TN}$

2.3.2 Carichi mobili (Q_k)

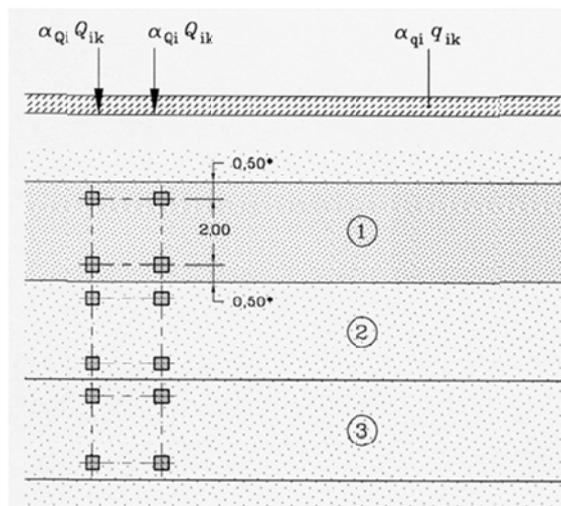
2.3.2.1 Azioni da carico veicolare

I carichi da traffico transitanti sui ponti sono definiti nella norma UNI EN 1991-2. Si fa riferimento in particolare ai ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata presenta larghezza utile pari a 8.0 m, ed è in grado quindi di ospitare un minimo di 2 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m ed una remaining area di larghezza pari a 2 m.

Modelli di carico per S.L. esercizio

Per le verifiche globali dell’impalcato si ricorre al Modello di carico 1 (LM1), mostrato in figura, composto da due sistemi accoppiati: un tandem system (TS) formato da un veicolo a due assi, avente ciascuno un peso pari a Q_{ik} , e un carico uniformemente distribuito (UDL system), avente un peso per unità di superficie pari a q_{ik} . In funzione del numero di corsie di volta in volta caricate, i valori di Q_{ik} e q_{ik} sono quelli riportati in tabella.



Location	Tandem system TS	UDL system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_k) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Ai fini della massimizzazione/minimizzazione delle sollecitazioni per carico mobile, si predispongono specifici patterns di carico, corrispondenti a vari schemi organizzazione trasversale delle corsie, che vengono fatti “muovere” longitudinalmente lungo l’impalcato. In questo modo è possibile ottenere la massimizzazione/minimizzazione di tutte le caratteristiche di sollecitazione sui vari elementi strutturali.

In particolare, si predispongono i seguenti patterns:

Pattern TS

TS: formato dai 3 veicoli (TS1, TS2, TS3) affiancati, con veicolo TS1 posto lato bordo.

Pattern UDL

Si considera in questo caso un pattern di carico distribuito, di lunghezza pari a 1 m, viaggiante sulla traiettoria di carico. La massimizzazione/minimizzazione viene ottenuta combinando i soli pattern in grado di fornire un effetto di volta in volta sfavorevole.

Il pattern UDL elementare è formato da:

1 una stesa da 9 kN/m^2 , larga 3 m, disposta lato bordo esterno.

n. 1 una stesa da 2.5 kN/m^2 , larghe 3 m ciascuna

n. 1 una stesa da 2.5 kN/m^2 , larga 2 m

Si considera inoltre il sovraccarico sui marciapiedi, assimilandolo ad una ulteriore stesa da 2.5 kN/m^2 , di larghezza 2 m, disposto a centro marciapiede.

In via preliminare, si considera la simultaneità di tutte le corsie di carico, nell'ambito di due condizioni principali, caratterizzate rispettivamente da massima eccentricità della corsia 1, rispettivamente in sinistra e in destra.

Le eccentricità considerate per dette stese, rispetto all'asse soletta, sono le seguenti:

corsia 1 (TS1 e UDL1): 3.4 m / -1.6 m

corsia 2 (TS2 e UDL2): 0.4 m / 1.4 m

remaining (UDL) -2.1 m / 3.9 m

su marciapiede: -4.4 m / -4.4 m

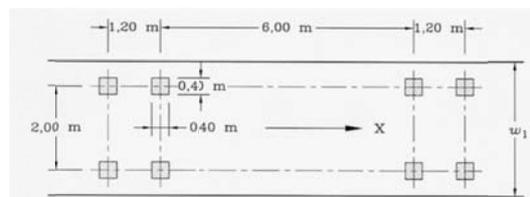
(*) Il patch load risultante agisce solamente sul piano viabile e pertanto la parte eccedente non viene conteggiata.

Modelli di carico per verifica a fatica

Le verifiche a fatica vengono effettuate con riferimento al metodo dei coefficienti λ , approccio "safe life", considerando quale modello di carico base il veicolo FLM3 previsto da EN 1991-2, cap. 4.6.4.

Il veicolo a 4 assi da 120 kN, viene fatto viaggiare in asse alla carreggiata effettiva, alternativamente nelle due direzioni di marcia, incrementando la posizione longitudinale di 1 m.

Di seguito si riporta la configurazione in pianta e la disposizione trasversale del veicolo FLM3.



Si considerano trasversalmente due posizioni di carico, afferenti alle due traiettorie individuate, lungo cui viene fatto viaggiare il veicolo FLM3. In ambedue i casi il veicolo viaggia al centro della corsia "reale", avente asse posizionato a distanza $b = 0.5 + 3.75/2 = 2.375 \text{ m}$ rispetto al filo interno marciapiede rispettivamente sinistro e destro.

Pertanto, l'eccentricità della linea di transito del FLM3 risulta pari a:

$$e = 2.9 / -1.1 \text{ m}$$

Il $\Delta\sigma$ di progetto viene dedotto involupando separatamente i risultati del transito sulle due traiettorie.

2.3.2.2 Azioni associate ai carichi mobili

Di seguito si riportano le azioni che, associate ai carichi veicolari, concorrono a formare l'azione multicomponente di carico mobile.

Frenatura (Q_{fk})

La forza di frenatura, valutata in accordo alla norma UNI EN 1991-2, è data da un'azione longitudinale funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1. La sua intensità è pari a:

$$Q_{fk} = 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \quad 180 \leq Q_{fk} \leq 900 \text{ kN}$$

con:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.0 \text{ m}$$

$$L = 146.60 \text{ m} \quad \text{lunghezza totale}$$

Si ha pertanto

$$Q_{fk} = 0.6 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 9 \times 3 \times 146.6 = 755.82 \text{ kN}$$

L'azione viene uniformemente ripartita sulle 4 travi, con intensità per metro lineare pari a: $q_{fk} = 1288.92 \text{ N/m}$

2.3.2.3 Gruppi di azioni da traffico

Le azioni da traffico vengono definite, in base a quanto specificato nella norma EN 1991-2 al paragrafo 4.5, come azioni multi-componenti che combinano tra loro i singoli carichi agenti sulla carreggiata, ed in particolare i modelli di carico mobile (LM1 e LM2), il carico da folla sui marciapiedi, l'azione di frenatura e la forza centrifuga.

Nel presente caso, i gruppi di azioni da traffico presi in esame risultano quelli indicati nella seguente tabella.

	LM1	LM2	LM4	Frenatura
Gruppo 1a	Val. caratt.			
Gruppo 1b		Val. caratt.		
Gruppo 2	Val. frequente			Val. caratt.
Gruppo 4			Val. caratt.	

In particolare i valori dei coefficienti di combinazione adottati per il modello LM1 sono i seguenti:

LM1	ψ_0	ψ_1
TS	0.75	0.75
UDL	0.40	0.40

mentre quelli relativi al modello LM2 e al carico da folla LM4 risultano i seguenti:

	ψ_0	ψ_1
LM2	0.00	0.75
LM4	0.00	0.75

2.3.3 Azione del vento (F_w)

L'azione del vento viene valutata in accordo alla norma UNI EN 1991-1-4 e all'Annesso Nazionale.

Al fini del calcolo dell'azione del vento, si considerano i seguenti parametri di base:

Categoria sito: II

Zona: 7

Le caratteristiche della struttura riportano quanto segue:

$b_{imp} = 11.2 \text{ m}$ (larghezza media)

$d_{carico} = 5.41 \text{ m}$ altezza sagoma impalcato carico

Per semplicità il calcolo dell'azione del vento verrà effettuato sempre con riferimento all'impalcato carico.

La tabella seguente riporta il calcolo della pressione del vento (si adottano le medesime notazioni previste dalla EN).

Calcolo parametri di base		Caratteristiche impalcato	
Categoria sito	II III-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)	b_{imp}	11.2 m (cfr. figura)
Zona	7 UNI EN 1991-1-4	z	10 m quota baricentri struttura da p.c.
a_g	50 m - quota sito	d_{sagoma}	3 (m) EN 1991-1-4 §8.1. (5) + NAD
v_{b0}	28 4.1.(1) P	$d_{scarico}$	5.4 (m) d_{sc} A ponte scarico (cfr. figura)
a_0	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	d_{carico}	5.4 (m) d_{sc} a ponte carico (cfr. figura)
k_s	0.015 1/s (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	ψ_0	0.6 coefficiente di combinazione (EN 1990)
v_{b0}	28 4.1.(1) P	$C_{fx, scarico}$	1.83 EN 1991-1-4 - cap. 8.3.1 fig. 8.3
v_b	31.5 velocità di base del vento	$C_{fx, carico}$	1.83
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2	$b/d_{scarico}$	2.07
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3	b/d_{carico}	2.07
C_r	1.01 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)	$f_{w, scarico}$	2675 (N/m²) pressione specifica nominale
C_{sod}	1.00 fattore di struttura	$f_{w, carico}$	2675
k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	F_w	2304 (N/m²) pressione specifica nominale (EN 1991-1-4 cap. 8.1 (4))
C_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3	$F_{w, scarico}$	14444 (N/m) Risultante a ponte scarico, caratteristico
T_r	200 periodo di ritorno	$F_{w, carico}$	14444 (N/m) Ris. a ponte carico, caratteristico
k_1	0.14	$\min(\psi_0 F_w; F_w^*)$	12439 (N/m) Ris. a ponte scarico, valore di combinazione ($\min \psi_0 F_w; F_w^*$)
n	1		
α_v	1.13		
z_0	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2		
z_{0II}	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1		
z_{min}	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2		
z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2		
k_e	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)		
$v_m(z)$	31.7 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)		
σ_v	5.99 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)		
ρ	1.25 densità aria (4.1 nota 2 e N.A.D.)		
$I_v(z)$	0.19 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)		
$C_g(z)$	2.35 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione		
$Q_b(z)$	1461.91 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)		
v_D	28.38 EN 1991-1-4 §8.1 (4) + NAD		
$v_m^*(z)$	28.57 EN 1991-1-4 cap. 4.3.1 (4.3)		
$I_v^*(z)$	0.21 EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)		
$c_e^*(z)$	2.50 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9) => per deduzione		
$Q_p^*(z)$	1259.03 EN 1991-1-4 cap. 4.5 (4.9)		

L'altezza della sagoma in transito non sarebbe a rigore oggetto di decisione nazionale

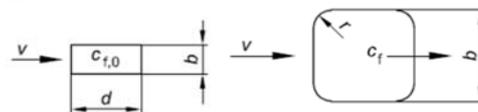
Esempi di calcolo di dtot per impalcato con barriera e con sagoma stradale

EN 1991-1-4 - figura 8.3

Ai fini dell'implementazione nel modello E.F., l'azione orizzontale di 14444 N/m viene ripartita sulle uniformemente sulle quattro travi.

L'azione del vento sulle pile è valutata con le metodologie appropriate considerando i contenuti della tabella seguente.

Calcolo parametri di base		Caratteristiche sezione	
Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)	b	2 m (cfr. figura)
Zona	7 UNI EN 1991-1-4	d	2 (m) EN 1991-1-4 §8.1.(5) + NAD
a_s	50 m - quota sito	r	1 raggio smusso (m)
v_{b0}	28 4.1.(1) P	Z_{max}	12 m quota testa pila
a_0	1000 m (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)	d/b	1.000
k_a	0.015 1/s (cfr. tab N.A. 1 parametri nazionali)	l/b	6.00
v_{b0}	28 4.1.(1) P	r/b	0.5000
v_b	31.5 velocità di base del vento	λ	70.00 snellezza effettiva EN 1991-1-4 cap. 7.13(2) prosp. 7.16 caso 4
C_{dir}	1.00 4.2.(2) P - nota 2	$C_{r,0}$	2.10 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.23
C_{season}	1.00 4.2.(2) P - nota 3	Ψ_r	0.50 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.24
C_r	1.04 Coeff. Rugosità terreno (EN 1991-1-4 §4.3.2)	Ψ_s	1.00 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) fig. 7.36
$c_r(0)$	0.83 Coeff. Rugosità terreno, q_0 (EN 1991-1-4 §4.3.2)	C_r	1.05 EN 1991-1-4 cap. 7.6(1) (7.9)
C_{sod}	1.00 fattore di struttura	$f_{w,0}$	1174.95
k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)	$f_{w,(zmax)}$	1611.36
c_o	1.00 coeff. orografia EN 1991-1-4 §4.3.1 e Annex A3		
T_r	200 periodo di ritorno		
k_1	0.14		
n	1		
α_r	1.13		
z_0	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2		
z_{0II}	0.05 EN 1991-1-4 §4.3.2 prosp. 4.1		
z_{min}	4.00 EN 1991-1-4 §4.3.2		
z_{max}	200 EN 1991-1-4 §4.3.2		1393.16
k_r	0.19 fattore di terreno EN 1991-1-4 §4.3.2 (4.5)		
$v_m(z)$	32.8 Velocità media del vento quota z max		
$v_m(0)$	26.3 Velocità media del vento quota p.c.		
σ_v	5.99 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)		
ρ	1.25 densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)		
$I_v(z)$	0.18		
$I_v(0)$	0.23		
$C_s(z)$	2.4693		
$Q_s(z)$	1534.63		
$Q_s(0)$	1119.00		



2.3.4 Attrito appoggi (Q_{frict})

Data la tipologia di appoggi, il contributo di tale azione non è pertinente.

2.3.5 Azione sismica (E_d)

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 e relative istruzioni. In particolare si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera in sé:

- o Vita utile dell'opera 50 anni
- o Classe d'uso IV $C_u = 2.0$
- o Vita di riferimento 100 anni

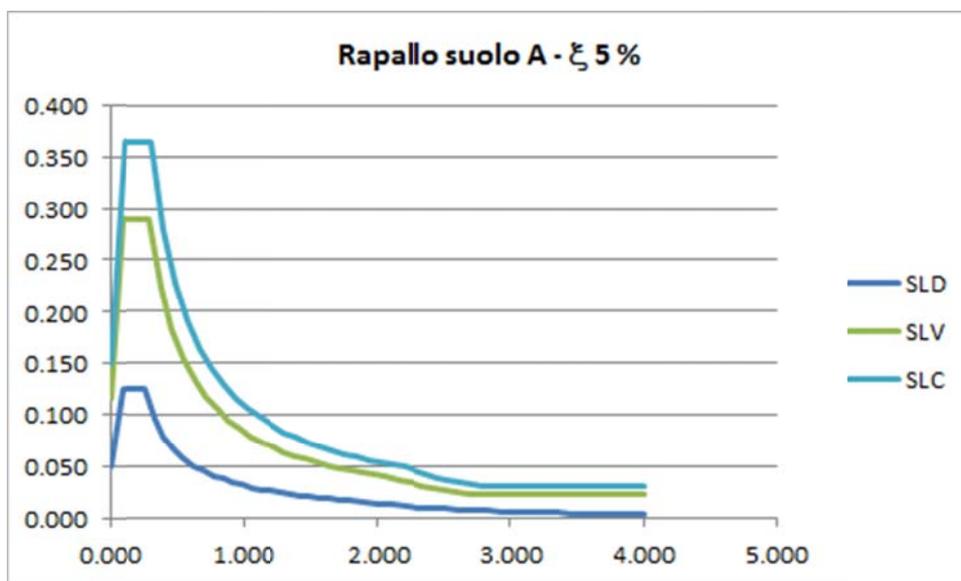
I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- o Comune: Rapallo (GE)

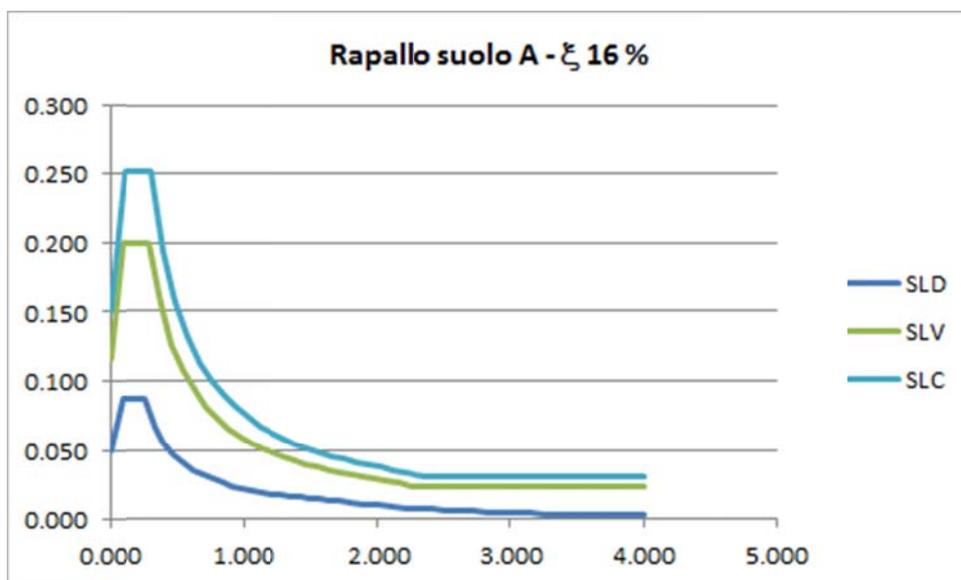
- Categoria di sottosuolo: A
- Condizione topografica: T1

Per la definizione dello spettro elastico di progetto si adotta la procedura di calcolo "Spettri-NTCver.1.0.3.xlsx" messo a punto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Le figure seguenti riportano gli spettri orizzontali di base, rispettivamente per le diverse per dei vari S.L. (SLD, SLV, SLC).



L'utilizzo di isolatori elastomerici per vincolare l'opera alle sottostrutture, fanno sì che la dinamica sia essenzialmente dominata da questi dispositivi. Appare pertanto lecito riferirsi, nel prosieguo, agli spettri di progetto estratti sulla base dello smorzamento degli isolatori stessi, di seguito riportati.



I parametri identificativi degli spettri di progetto sono i seguenti.

	SLD	SLV	SLC
ag	0.050	0.116	0.151
F0	2.535	2.492	2.417
Tc	0.253	0.291	0.298
Ss	1.000	1.000	1.000
Cc	1.000	1.000	1.000
St	1.000	1.000	1.000
q	1.449	1.449	1.449
S	1.000	1.000	1.000
eta	0.690	0.690	0.690
Tb	0.084	0.097	0.099
Tc	0.253	0.291	0.298
Td	1.799	2.063	2.205

2.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Per il particolare tipo di struttura, le azioni variabili dominanti di interesse sono le seguenti:

- carichi mobili Q_k (gruppo 1 e 2) per impalcato, sottostrutture ed apparecchiature di appoggio.
- azione del vento F_{wk} limitatamente alle sottostrutture ed apparecchiature di appoggio.

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

Di seguito si riepilogano le combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche.

S.L.U. - STR

Si considera, nell'ambito dello S.L.U. (STR) l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} Q_{frict,k} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,gr1/2} + \gamma_{q,2} 0.6 T_k + \gamma_{q,3} 0.6 F_{w,k}$$

(*) Per $Q_{kgr1/2}$ si intende l'involuppo delle sollecitazioni, elaborato sulla base dei carichi di gruppo 1 e 2

S.L.U. - F_{wk} dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_k + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} Q_{frict,k} + \gamma_{sett.} G_{ksett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,3} F_{wk} + \gamma_{q,1} (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + \gamma_{q,2} 0.6 T_{,k}$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

γ_{G1}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.35 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1.5 - -1.5	coefficiente moltiplicativo per le azioni di attrito
γ_{shLT}	1.2 - 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro

$\gamma_{\text{settl.}}$	0 - 1.2	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	1.35 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.2	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.
γ_{Q3}	1.5	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. – STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

γ_{G1}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio e di pretensione stralli
γ_{G2}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1 - -1	coefficiente moltiplicativo per le azioni di attrito
γ_{shLT}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro, nell'analisi long term
γ_{shST}	0	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro, nell'analisi short term
$\gamma_{\text{settl.}}$	0 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	1.15 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.0 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.
γ_{Q3}	1.3	coefficiente moltiplicativo per i carichi da vento

S.L.E. – fondamentale

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k\text{sett.}} + G_{\text{sh}} + Q_{k,gr1/2} + 0.6 T_k + 0.6 F_{w,k}$$

S.L.E. fond. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k\text{sett.}} + G_{\text{sh}} + T_k + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.6 F_{w,k}$$

S.L.E. fond. - F_{wk} dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k\text{sett.}} + G_{\text{sh}} + F_{wk} + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.6 T_k$$

S.L.E. - frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k\text{sett.}} + G_{\text{sh}} + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.5 T_k$$

S.L.E. freq. - F_{wk} dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k\text{sett.}} + G_{\text{sh}} + 0.2 F_{wk} + 0.5 T_k$$

S.L.E. - quasi permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k\text{sett.}} + G_{\text{sh}} + 0.5 T_k$$

S.L.U. - fatica

L'approccio scelto per le verifiche a fatica è quello relativo alla "vita illimitata", per i cui criteri di base si rimanda alle Istruzioni NTC-08 cap. C.4.2.4.1.4.6.1..(EN 1991-1-9 cap. 3(1)/(7)b)

Per la modellazione della parte ciclica dei carichi si adotta il modello di carico per fatica n.3 (FLM3), unitamente al metodo dei coefficienti λ , i cui criteri generali sono contenuti in EN1993-1-8 cap. 6.3/EN1993-2 cap. 9.5.2 (istr. NTC-08 C.4.2.4.1.4.6.3).

L'elaborazione della combinazione di verifica a fatica viene effettuata con riferimento a quanto previsto in EN 1992-1-1 6.8.3(1), sovrapponendo le sollecitazioni indotte dalla parte ciclica dei carichi a quello indotto dalla parte non ciclica. Relativamente alla parte non ciclica, si fa riferimento alla combinazione S.L.E. frequente, in cui i carichi variabili sono costituiti dai contributi non dominanti significativi (T_k , F_{wk}), mentre la parte ciclica è costituita dalle sollecitazioni indotte dal transito del veicolo FLM3, alternativamente sulle corsie lente predisposte sul piano viabile.

Pertanto, l'ampiezza del Δ di tensione viene valutata sulla base di:

$$\Sigma G_{k,j} + G_{kp} \gamma_{sett.} G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k + 0.2 F_{wk} + Q_{fat(FLM3)}$$

Si evidenzia che, come necessario, si terrà conto, nell'ambito del calcolo del massimo/minimo effetto, dell'eventuale cambio di "stato" (cracked/uncracked) della soletta.

S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la combinazione derivata dalla somma degli effetti della S.L.E. quasi permanente e delle azioni, ovvero:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k + E_d$$

E_d rappresenta l'effetto sismico, in questo caso, valutato sulla base di una semplice analisi statica equivalente.

Tutte le combinazioni ed involuppi indicati vengono effettuati in automatico dal sistema ad elementi finiti Lusas, che provvede inoltre a selezionare, nell'ambito dei coefficienti di combinazione quello di volta in volta più gravoso.

3. Analisi strutturale

3.1 Analisi statica globale

La modellazione FEM predisposto è costituito da uno schema a grigliato composto da soli elementi beam. La ripartizione trasversale della soletta è schematizzata collegando trasversalmente le travi longitudinali con elementi beam che modellano la rigidità della soletta in direzione trasversale. Invece la rigidità della soletta in direzione longitudinale è considerata nelle caratteristiche della sezione mista delle singole travi.

Il piano nodale viene assunto convenzionalmente coincidente con l'estradosso delle travi metalliche principali. La formulazione degli elementi finiti consente di tenere conto implicitamente dell'offset delle effettive linee d'asse di tutti gli elementi strutturali. L'eccentricità del piano nodale rispetto al piano appoggi viene restituita attraverso elementi rigidi di opportuna lunghezza.

Il medesimo modello, previa opportuna implementazione delle rispettive caratteristiche geometriche, è impiegato per l'analisi di tutte le fasi.

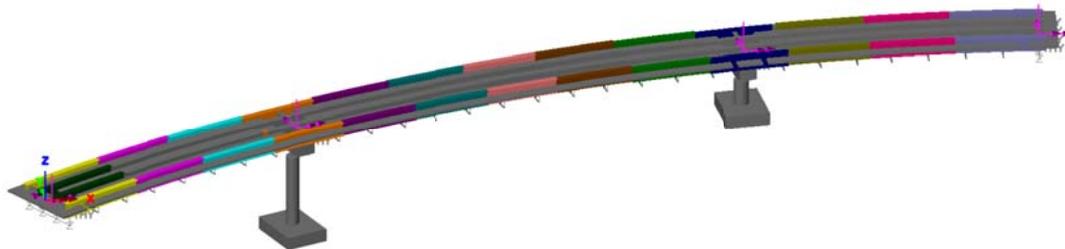
La discretizzazione prevede elementi tipo "beam" lineari a due nodi, di lunghezza massima pari a 1 m.

Di seguito si riporta il modello FEM predisposto.

Scale: 1: 384.934
Zoom: 86.9565
Eye: (-0.104947, -0.89647, 0.430497)
Analysis: 1 Fase1 g
Loadcase: 1: Fase1 g

Geometric Key
Analysis: 1 Fase1 g

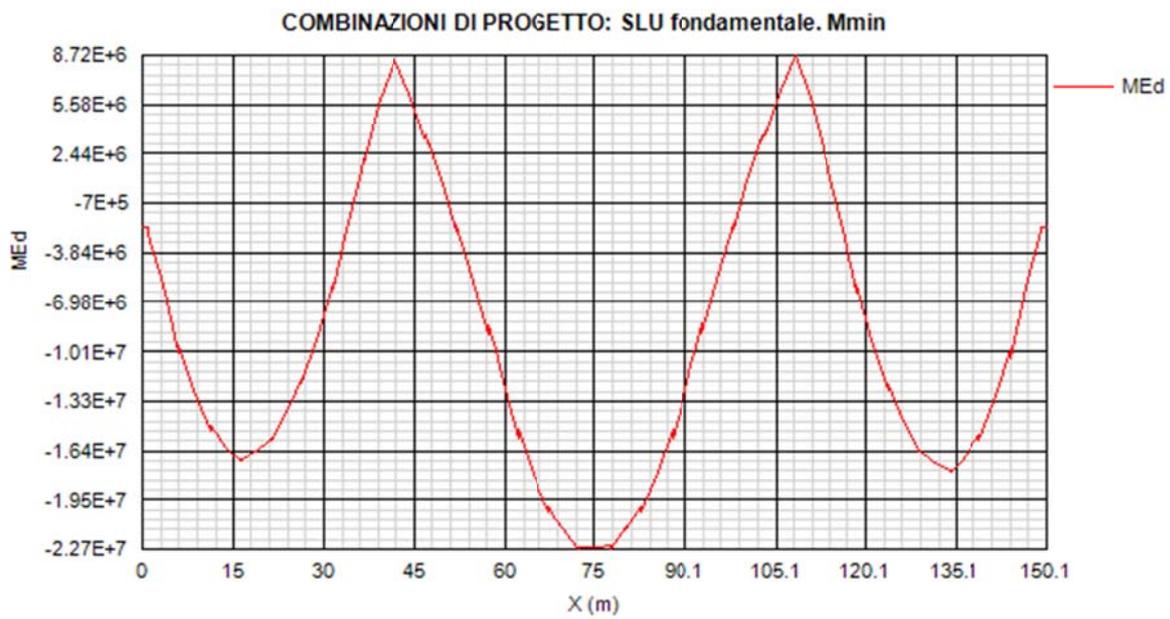
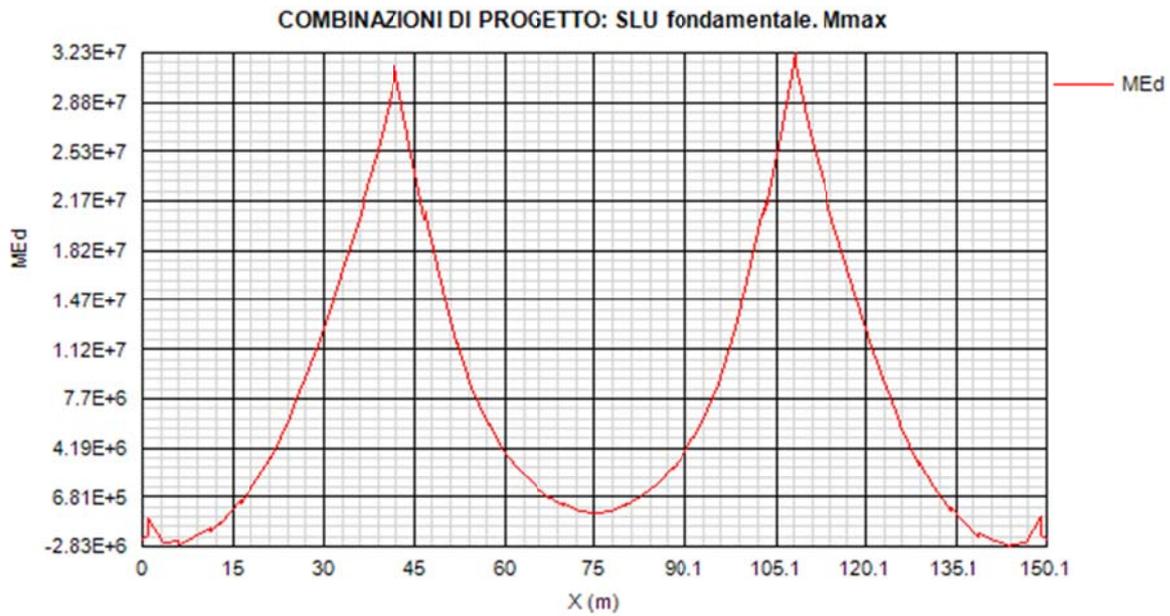
■	Rig
■	Rig_P1
■	Rig_P2
■	C1T1_F1
■	C2T1_F1
■	C3T1_F1
■	C4T1_F1
■	C5T1_F1
■	C6T1_F1
■	C7T1_F1
■	C8T1_F1
■	C9T1_F1
■	C10T1_F1
■	C11T1_F1
■	C12T1_F1
■	C13T1_F1
■	C112_F1
■	Others

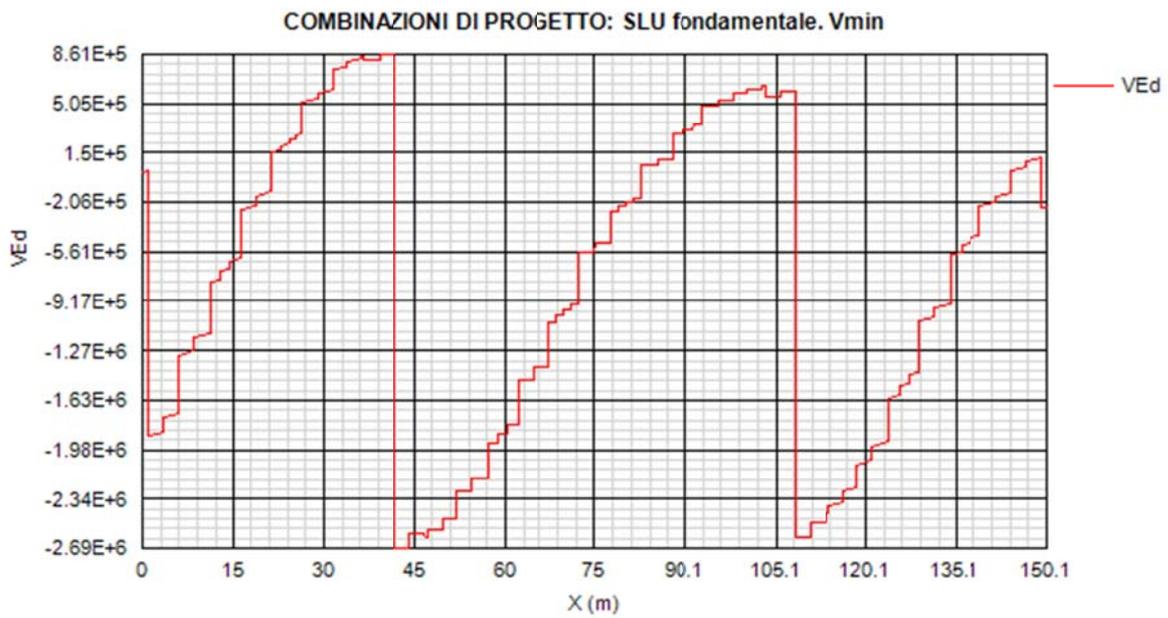
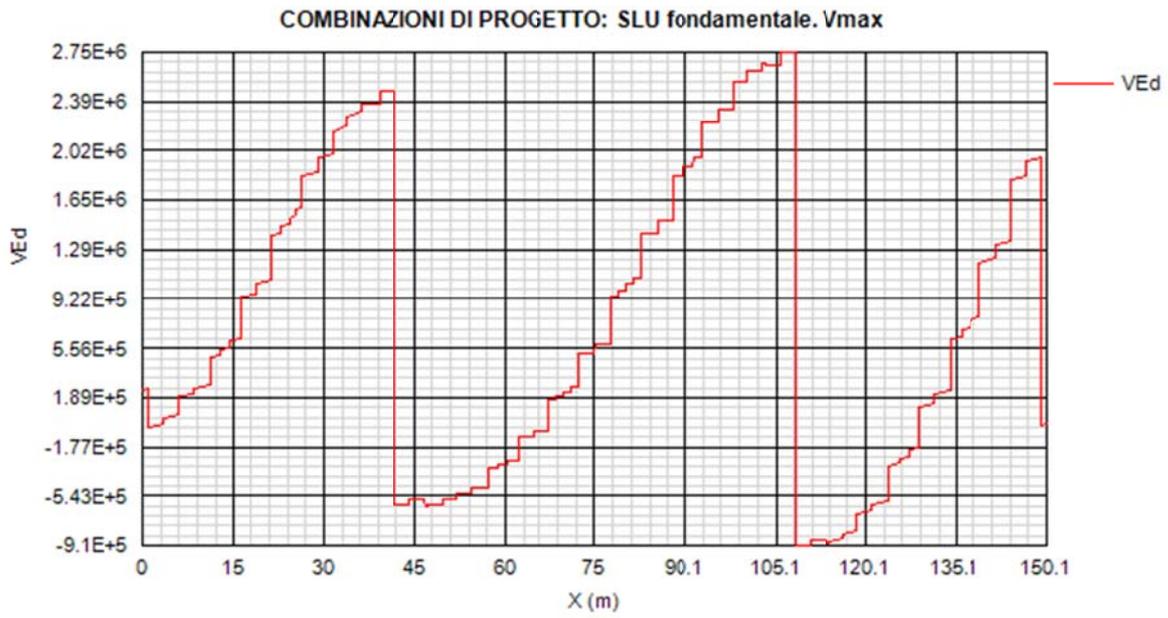


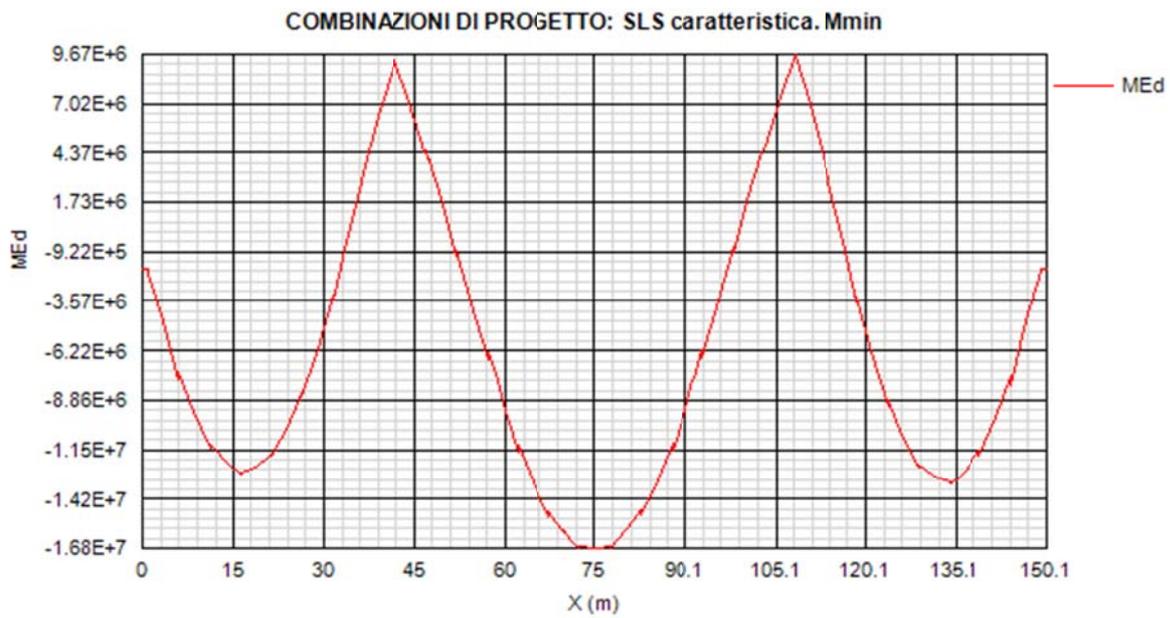
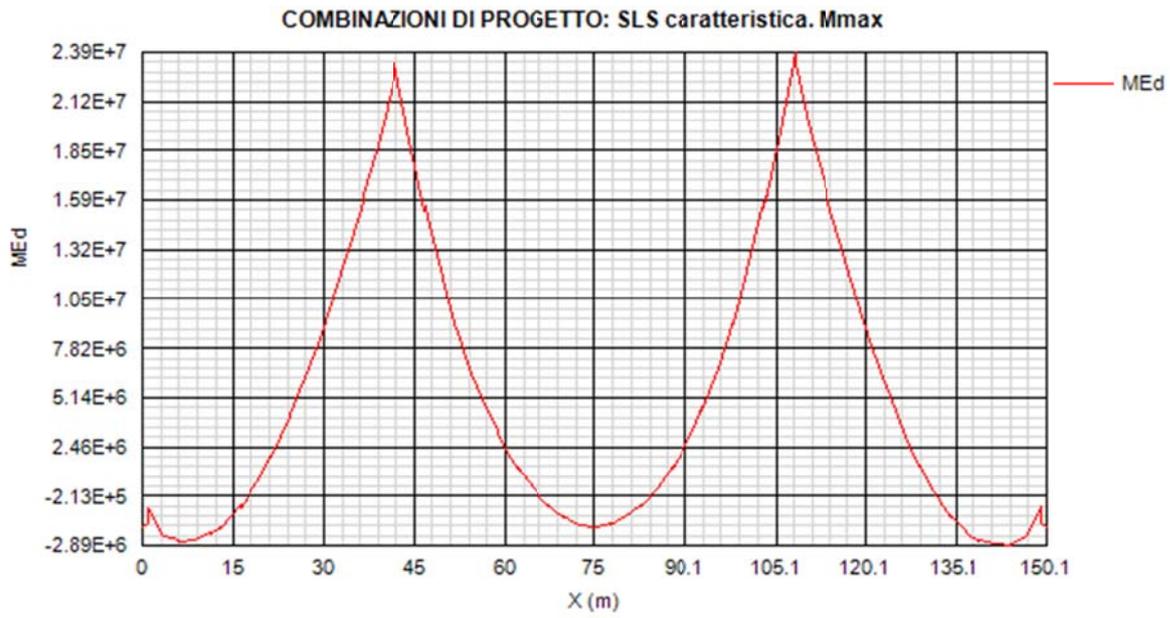
3.1.1 Risultati salienti

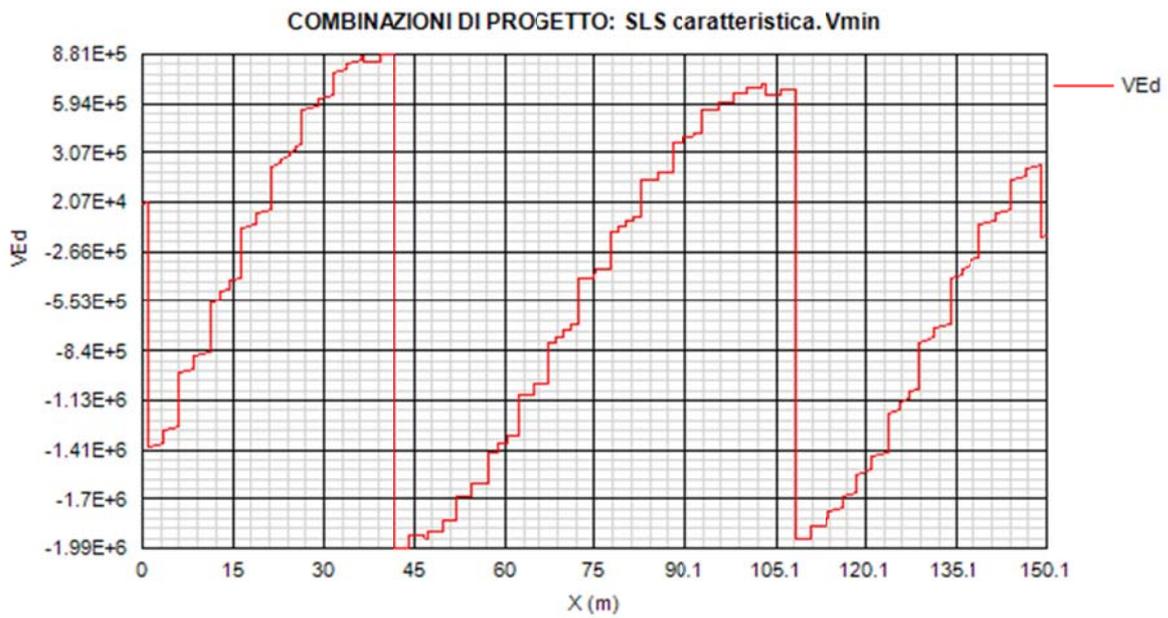
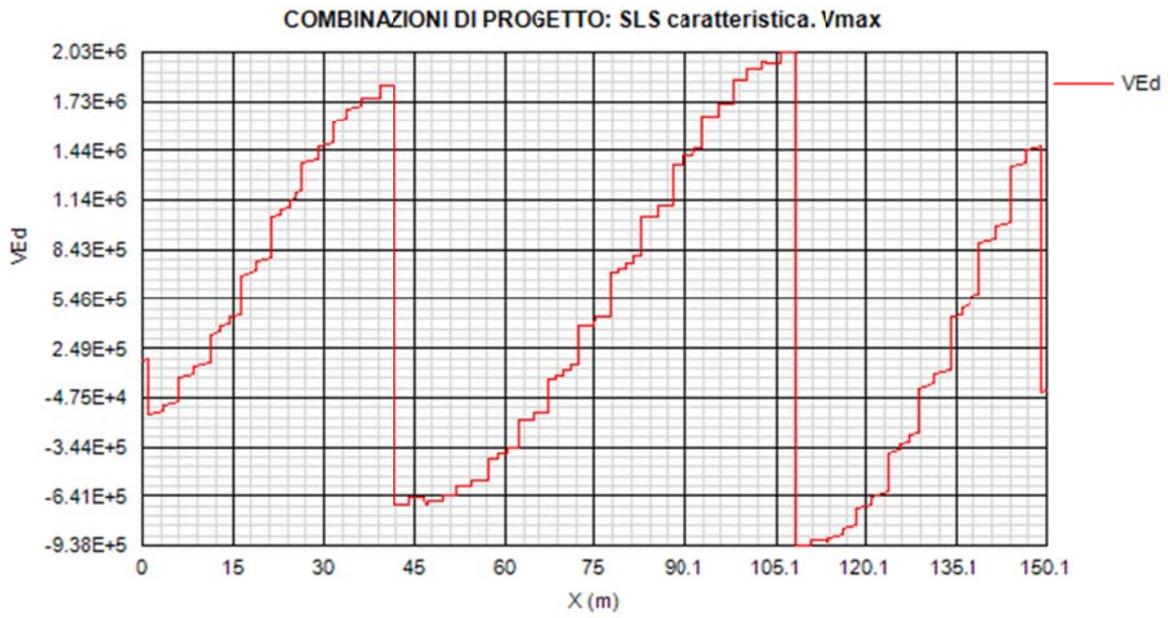
Di seguito si riportano i principali diagrammi di azione interna rilevati sulle travi, a valle delle combinazioni per max/min M e max/min V nei vari S.L. considerati. I diagrammi vengono estratti direttamente dal programma PontiEC4, nel quale vengono direttamente implementati i risultati dell'analisi E.F. ed i rispettivi valori sono espressi in N e Nm.

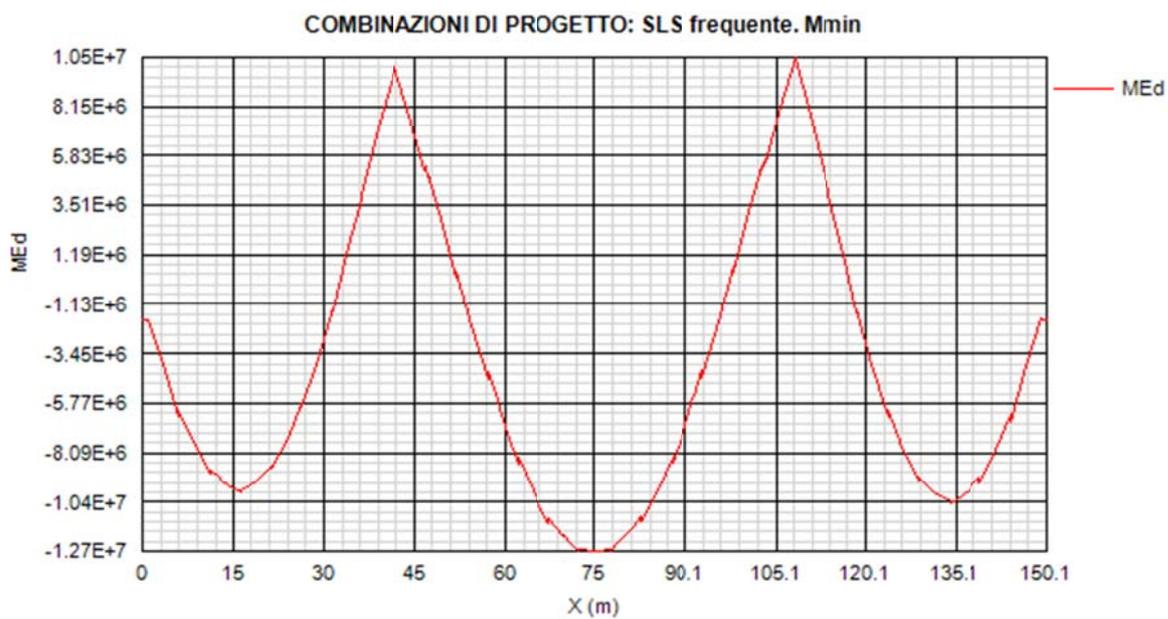
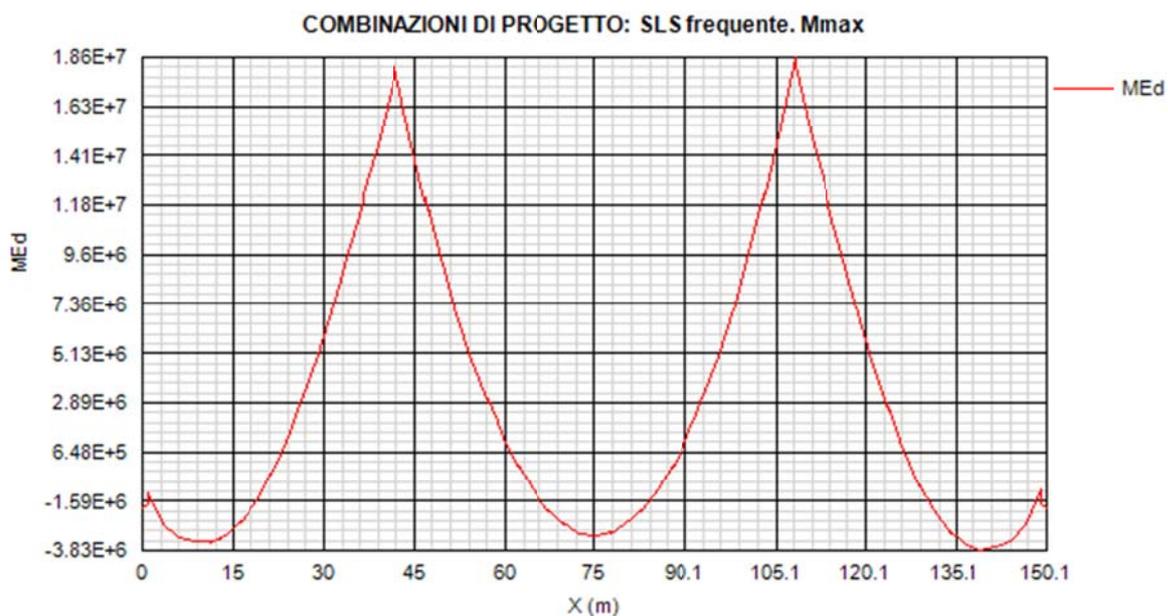
3.1.1.1 Quadro tensionale nella trave principale di bordo, lato esterno curva

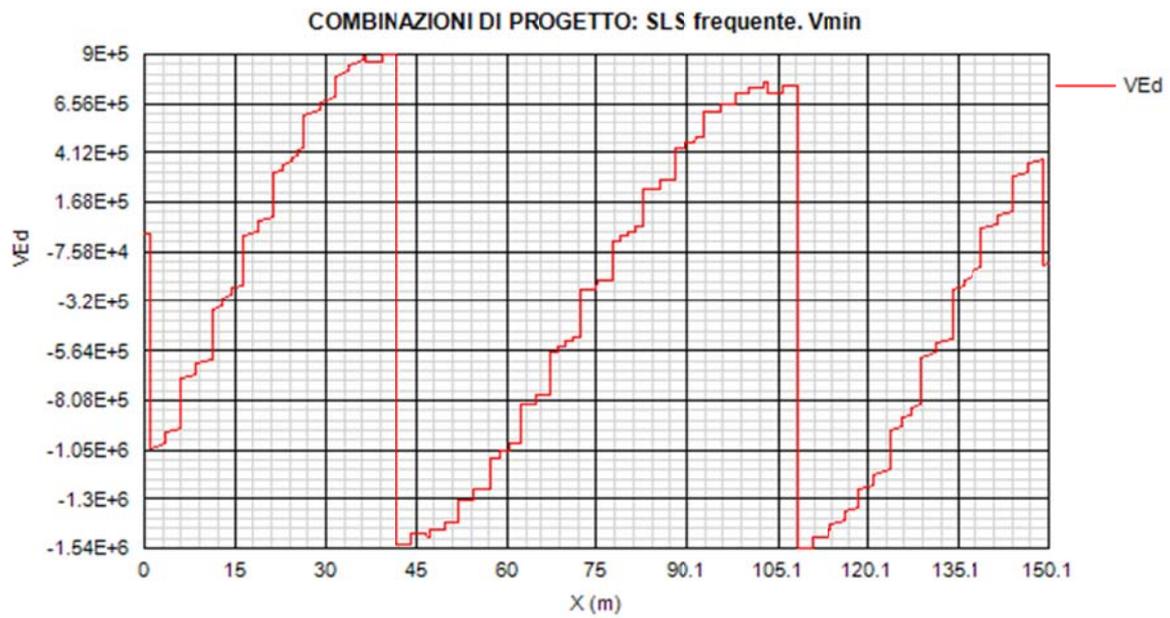
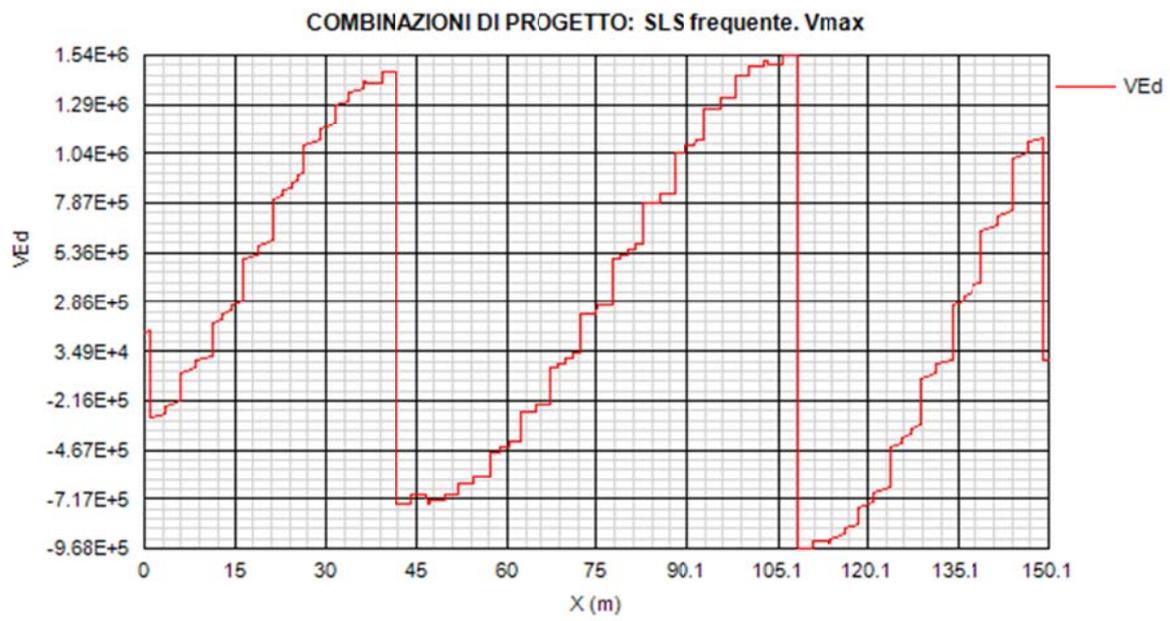


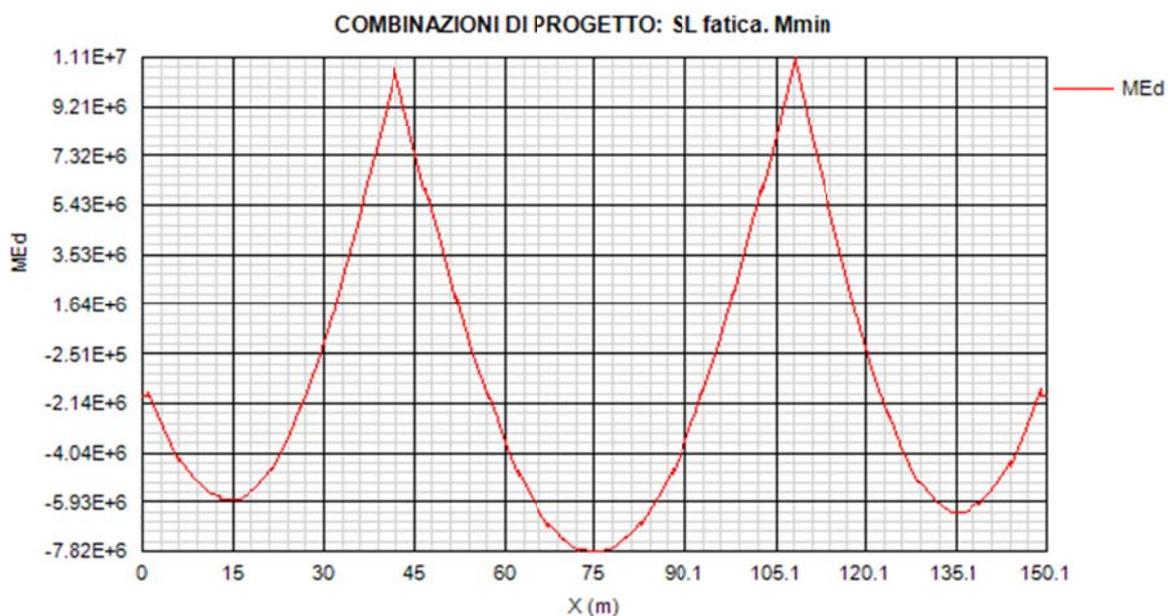
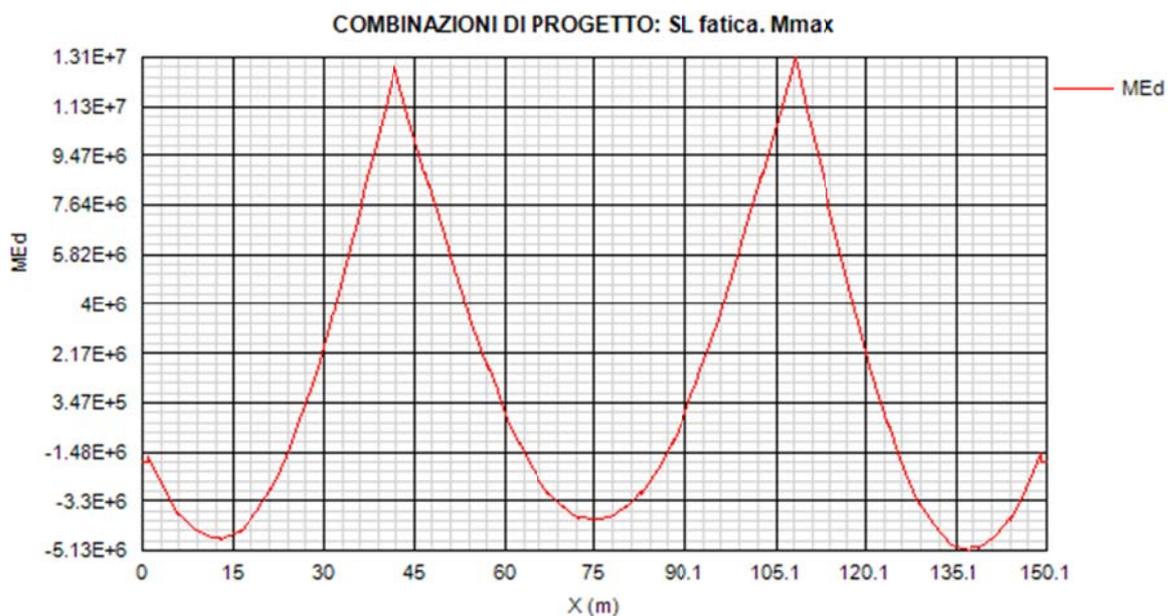


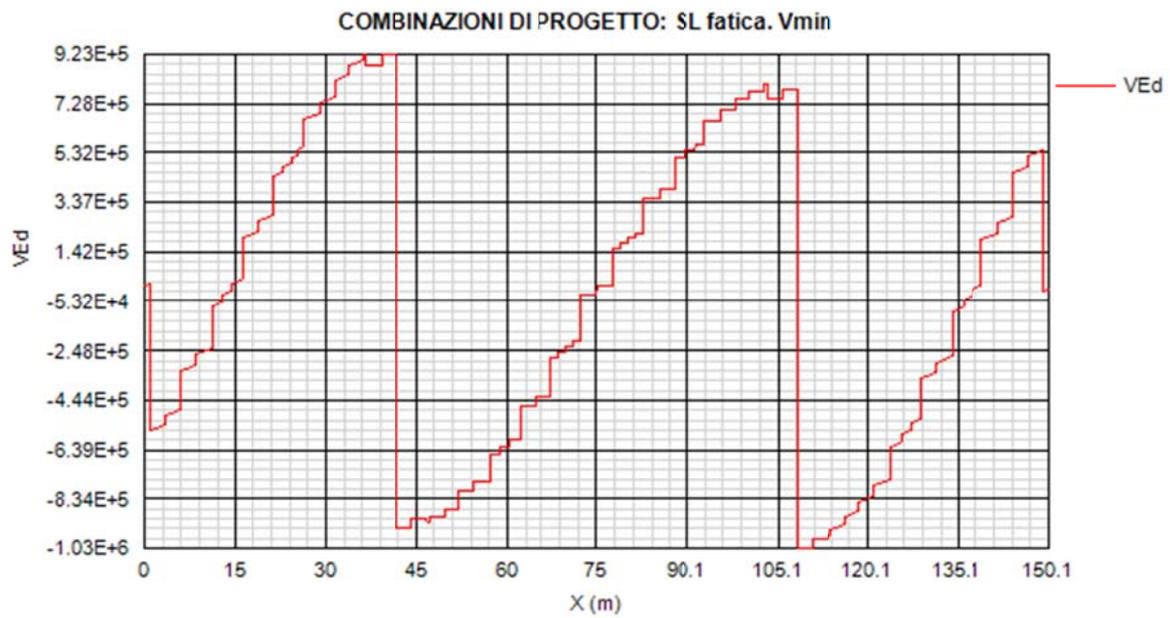
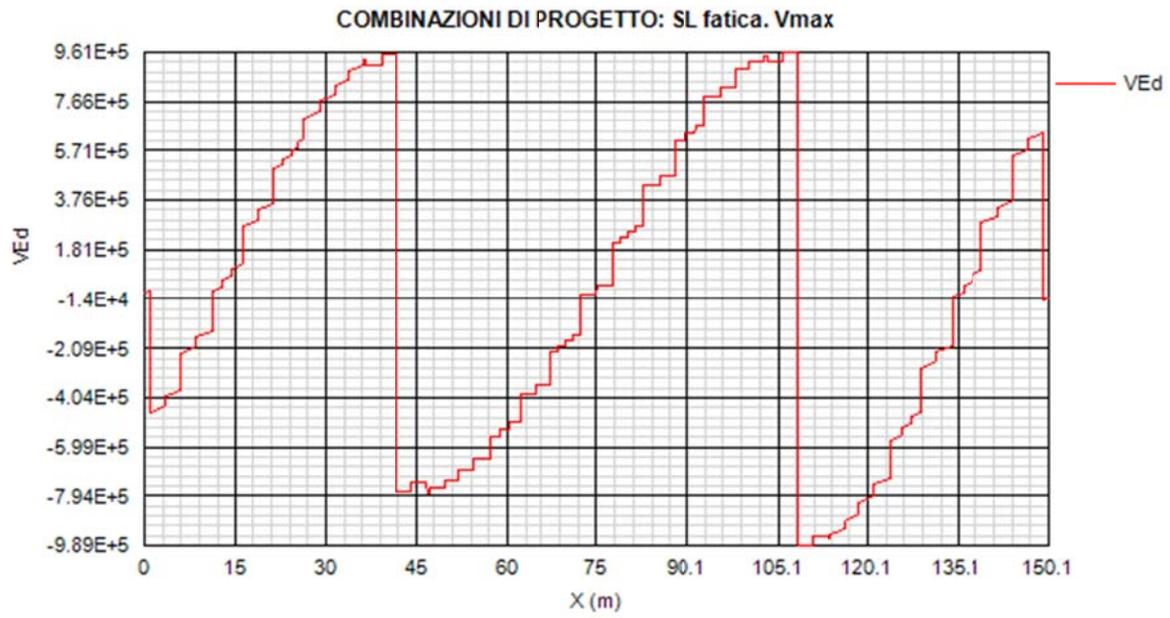


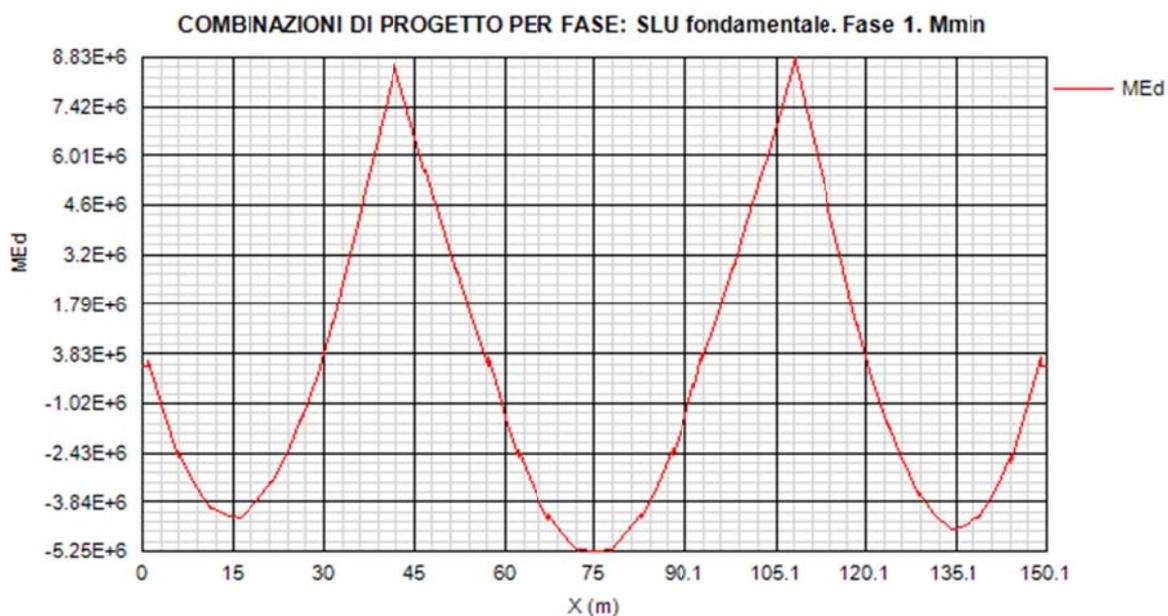
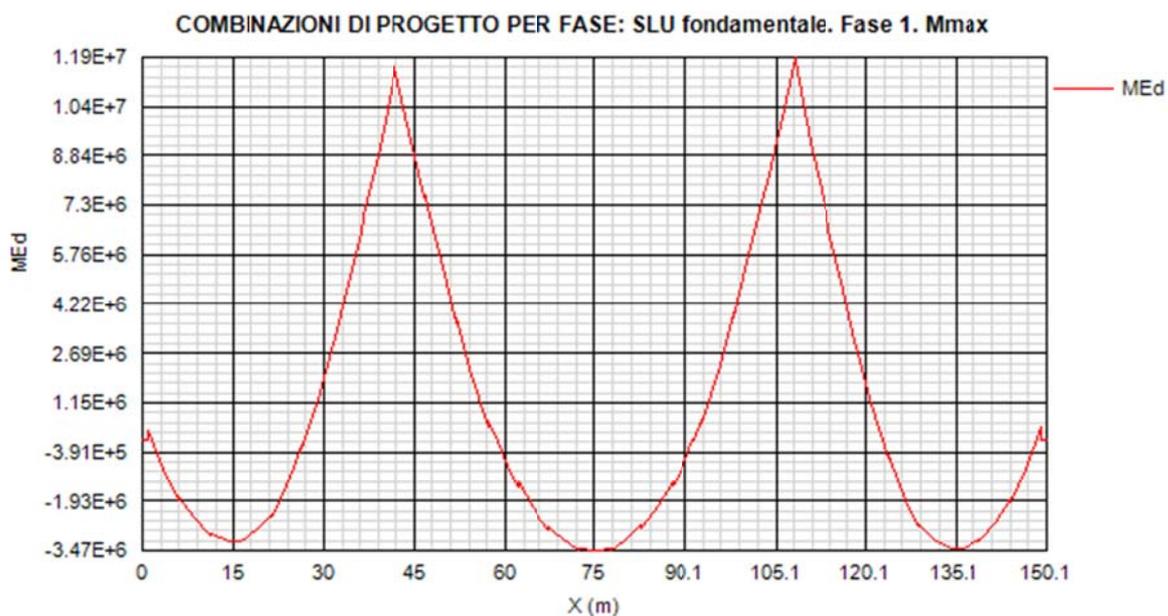




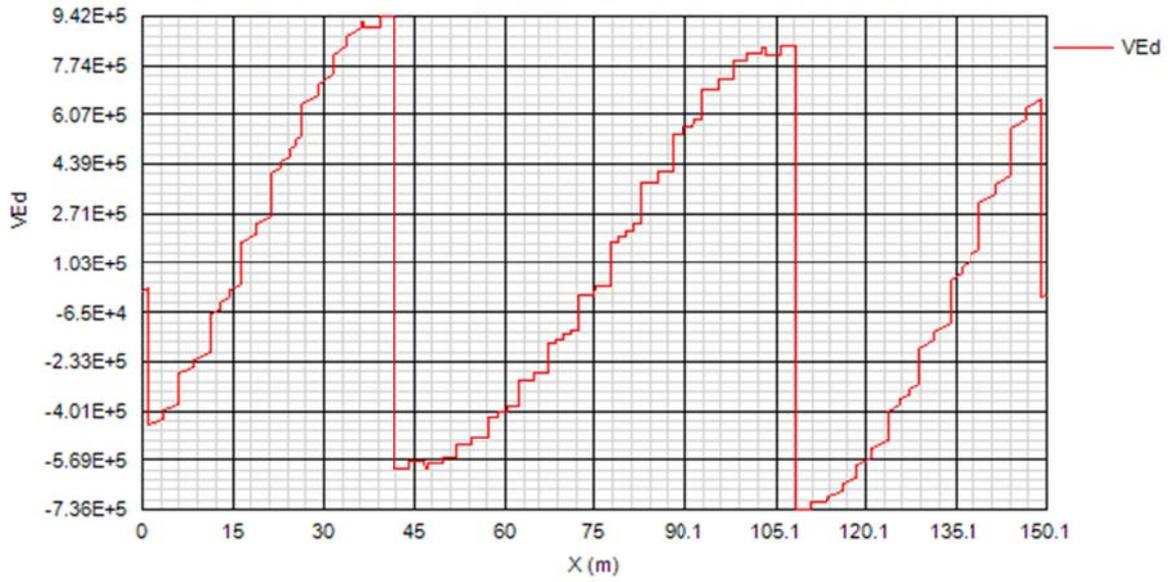




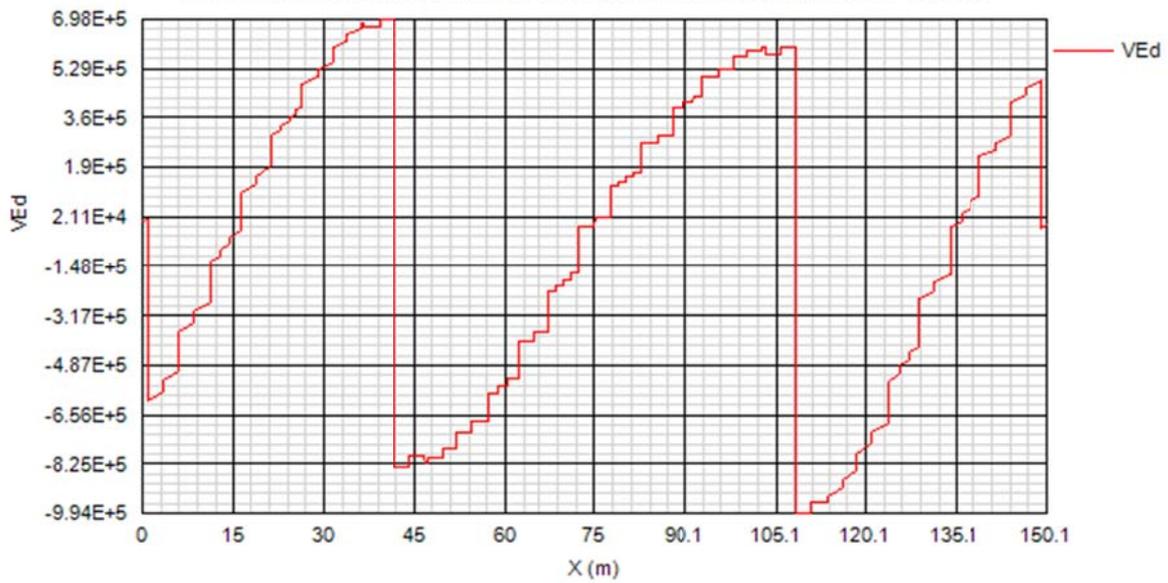


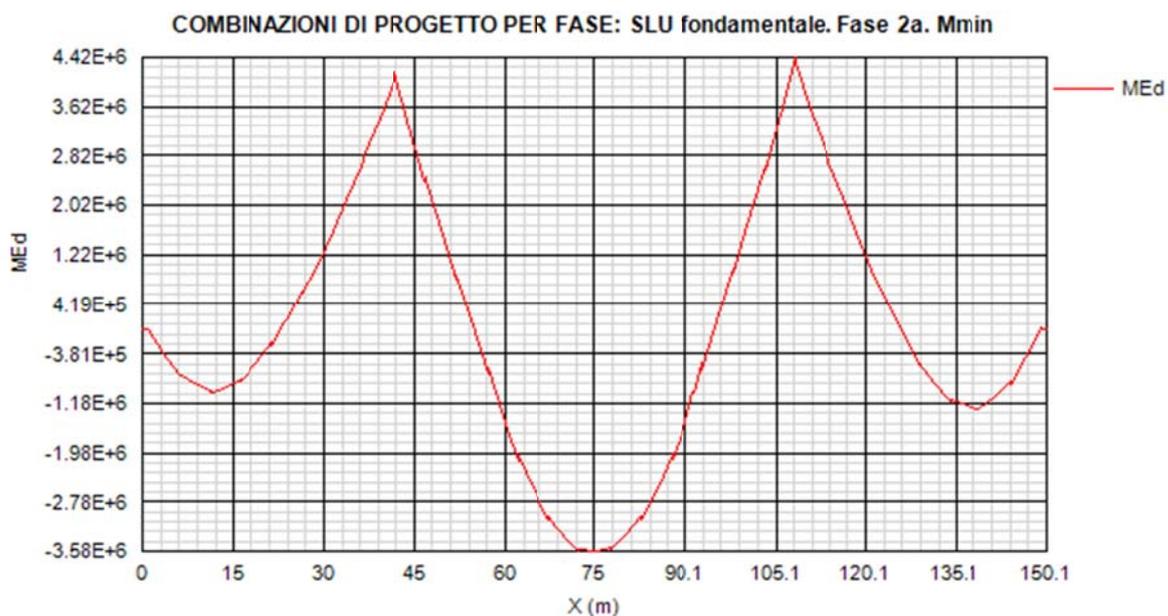
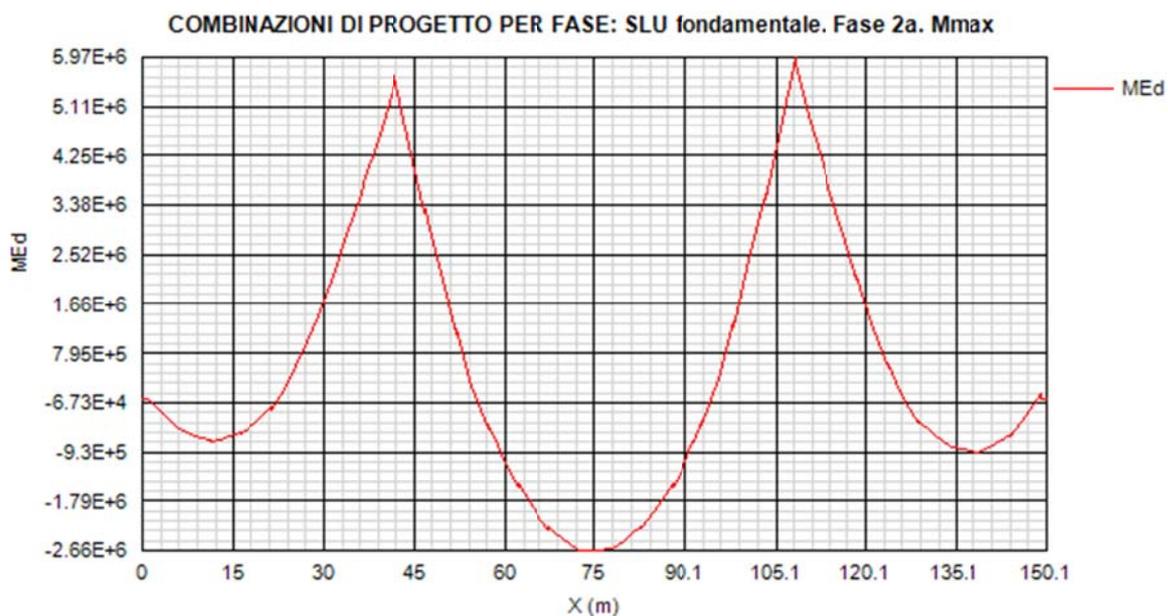


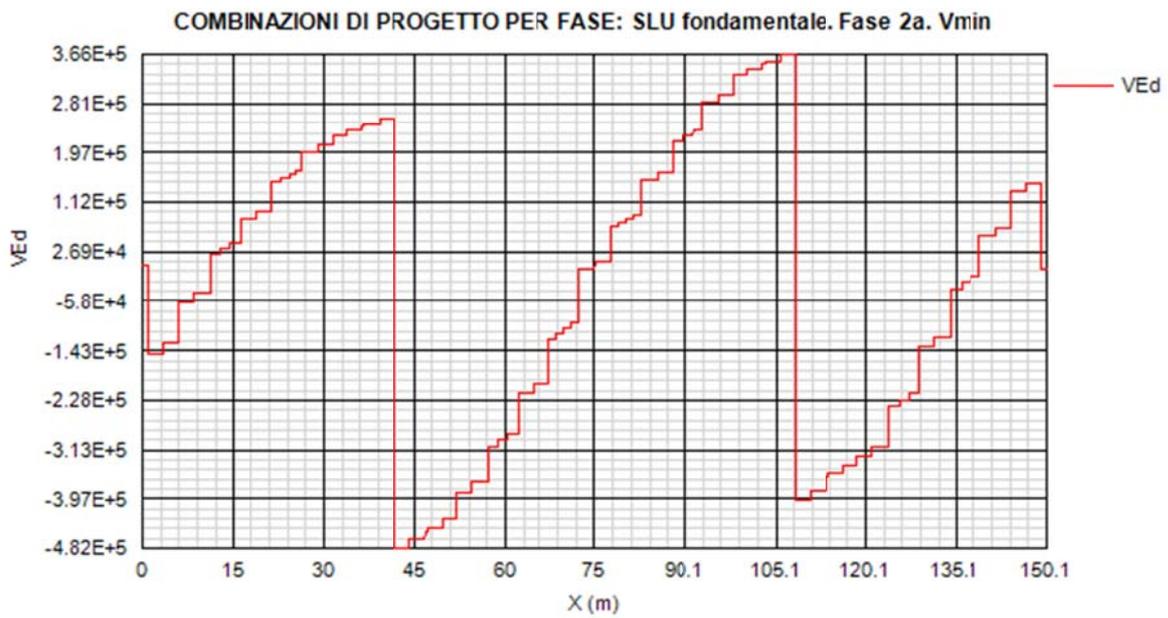
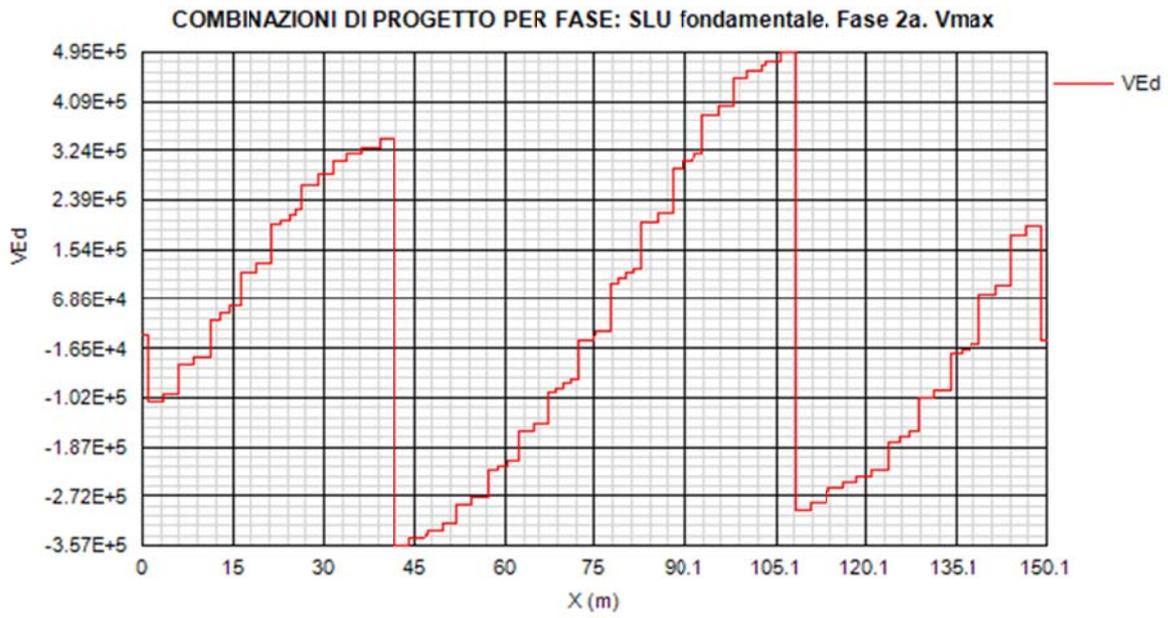
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmax

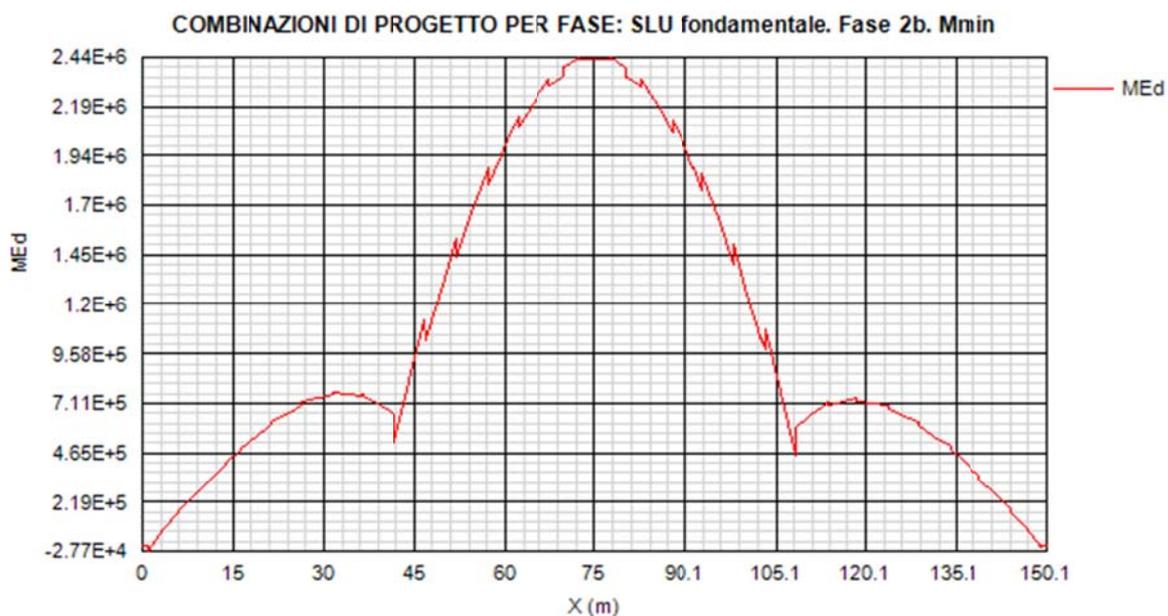
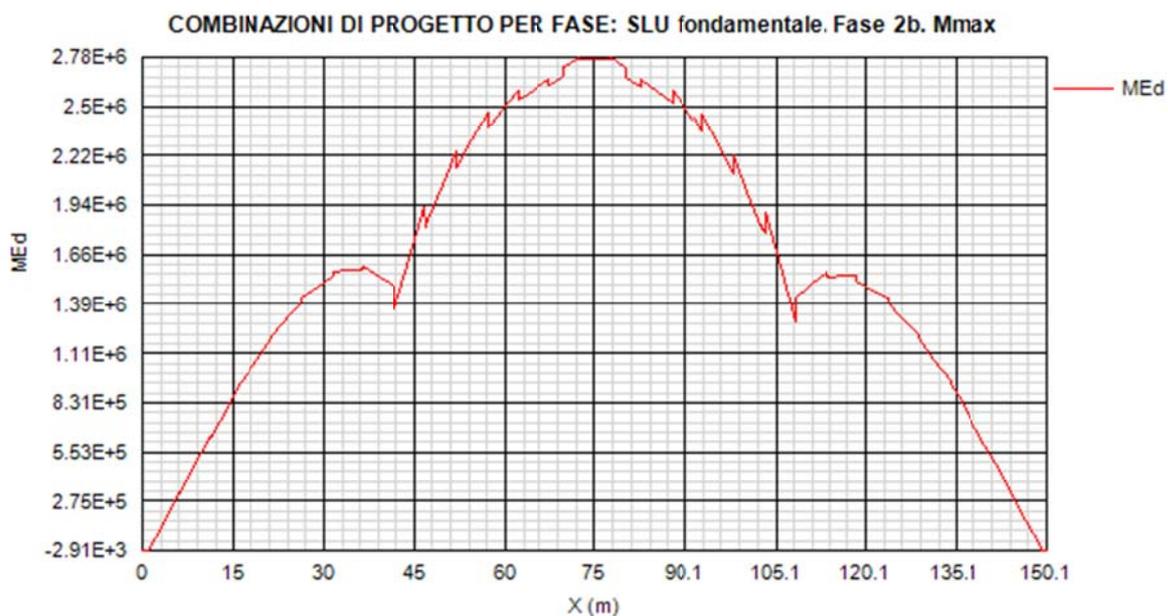


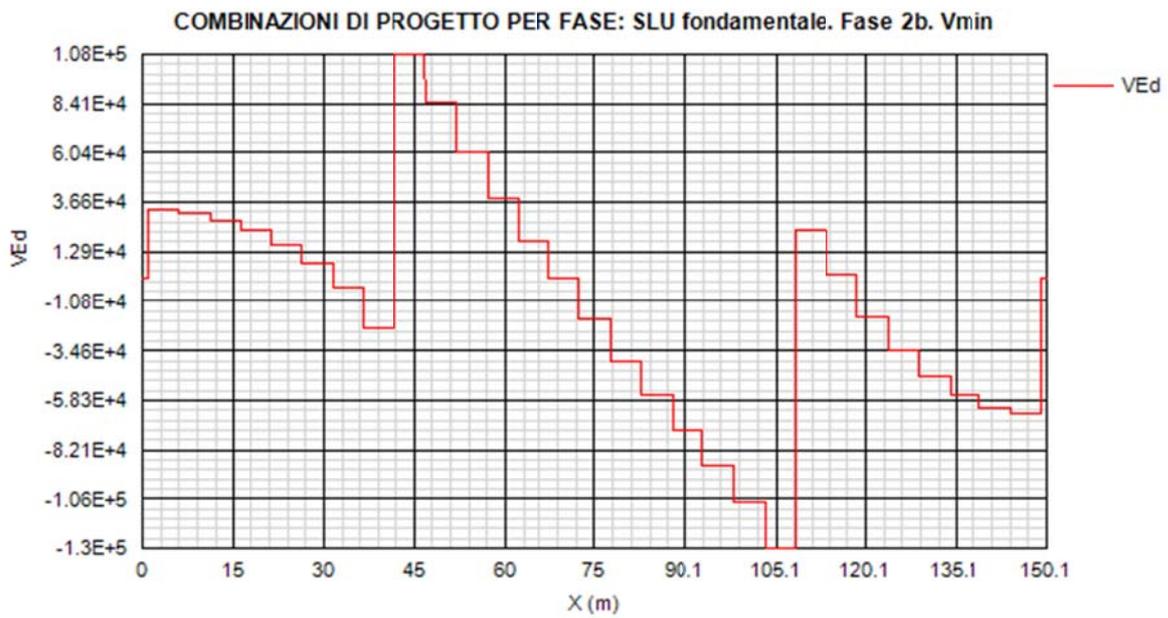
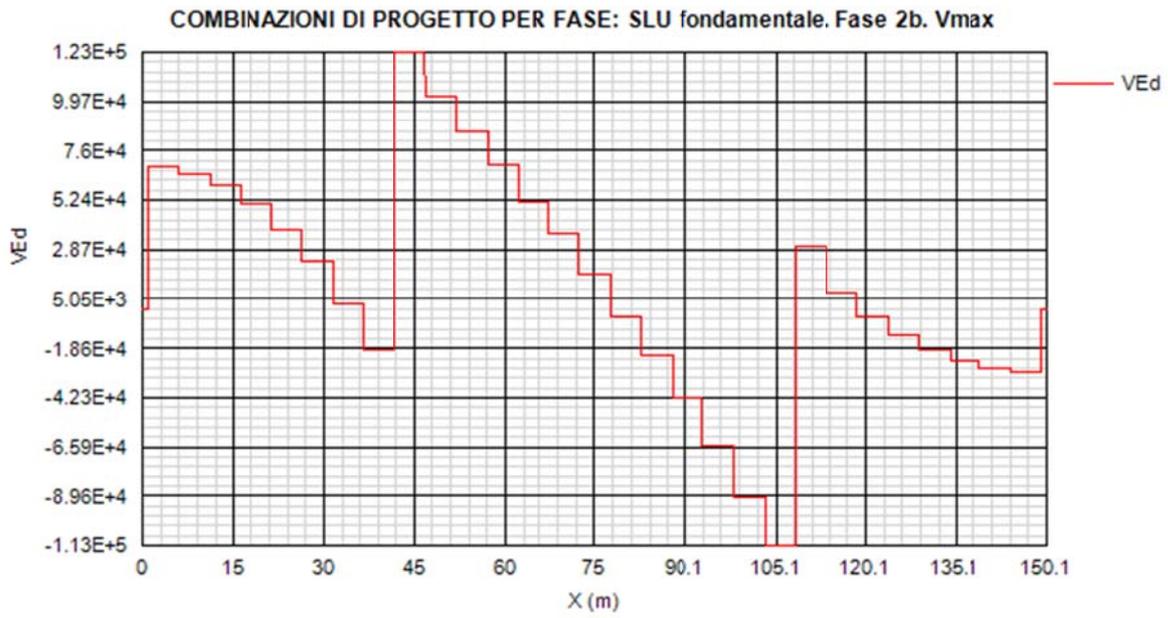
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 1. Vmin

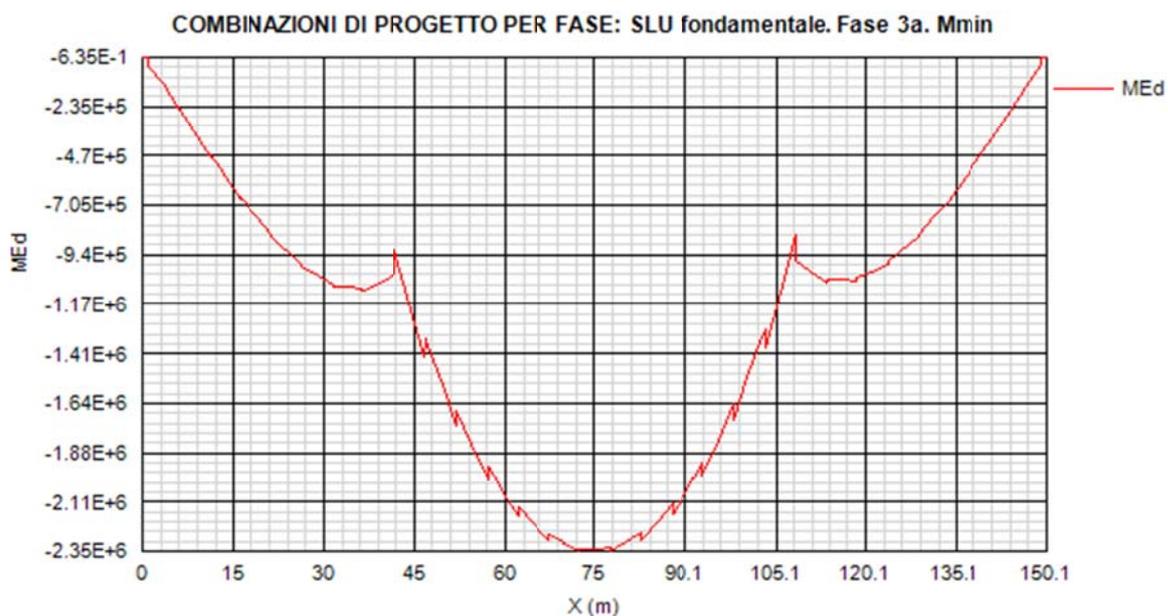
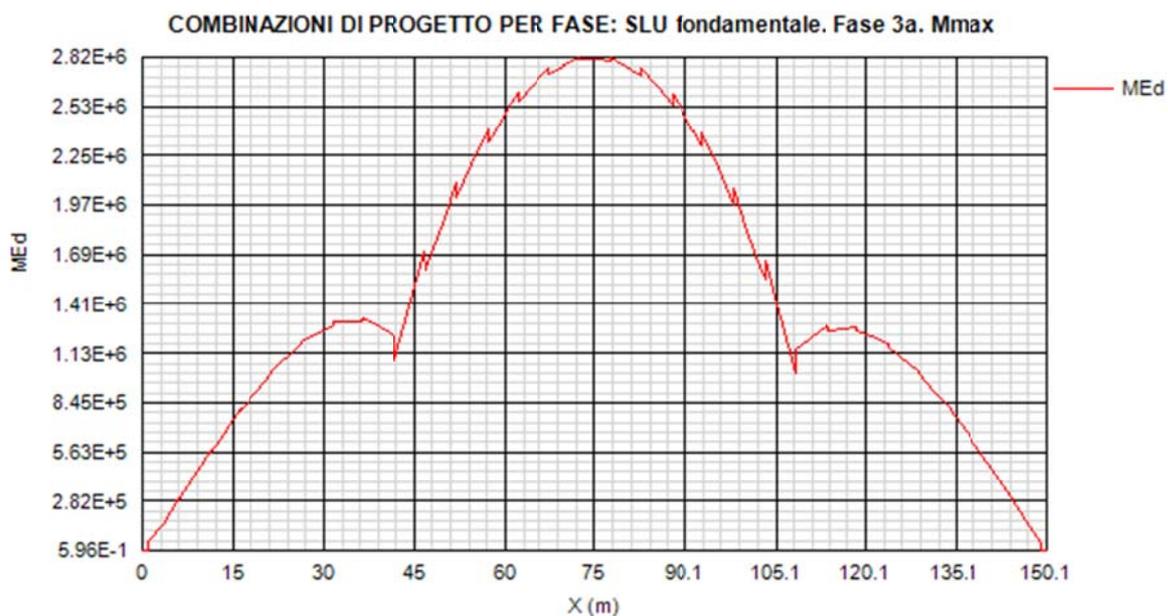




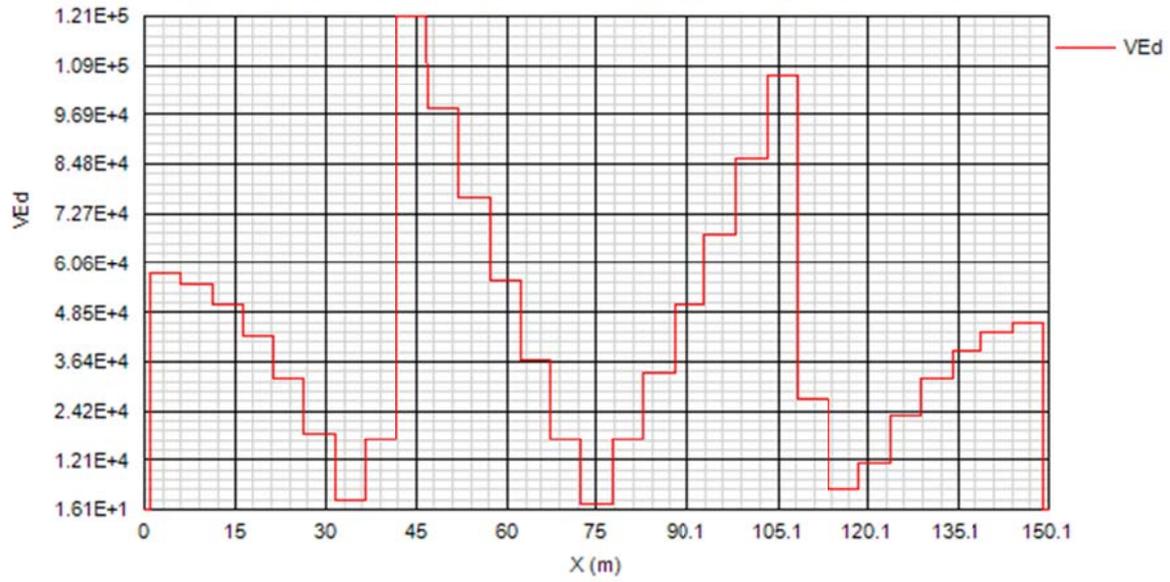




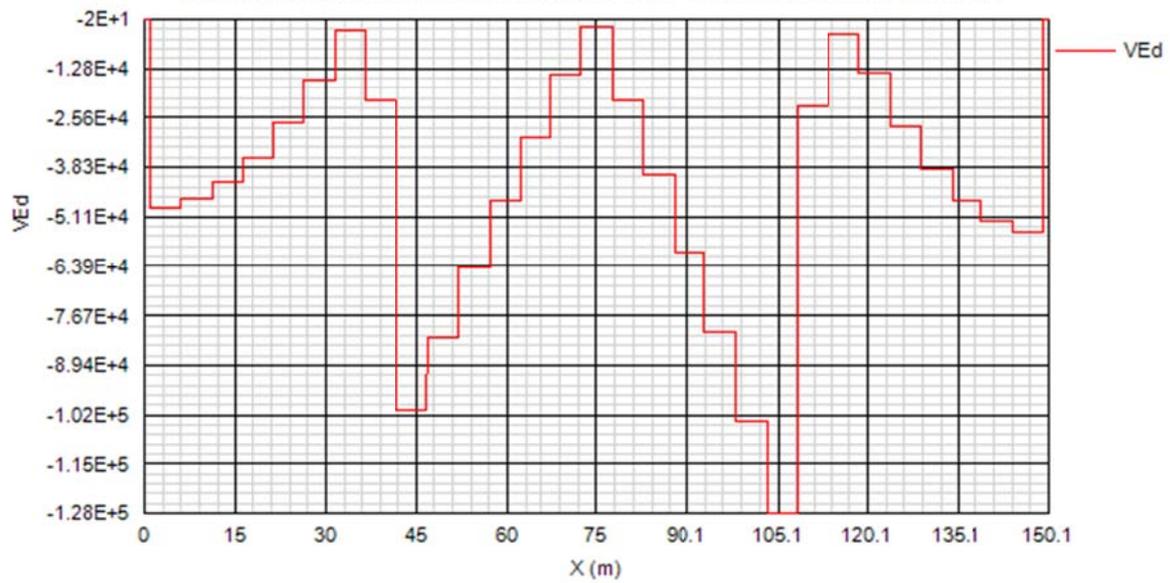


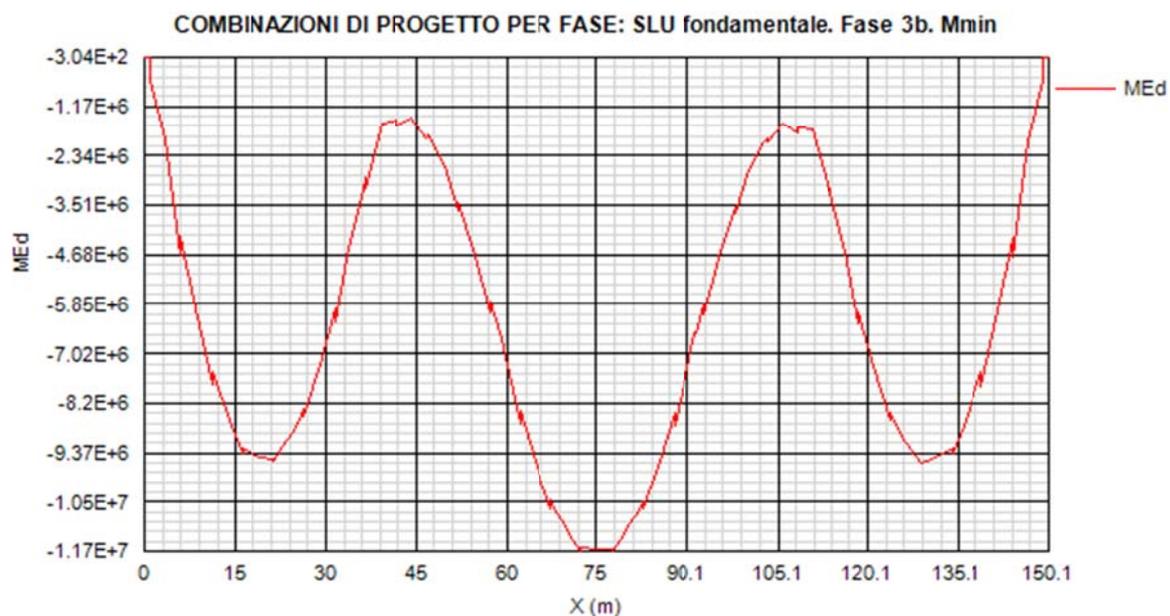
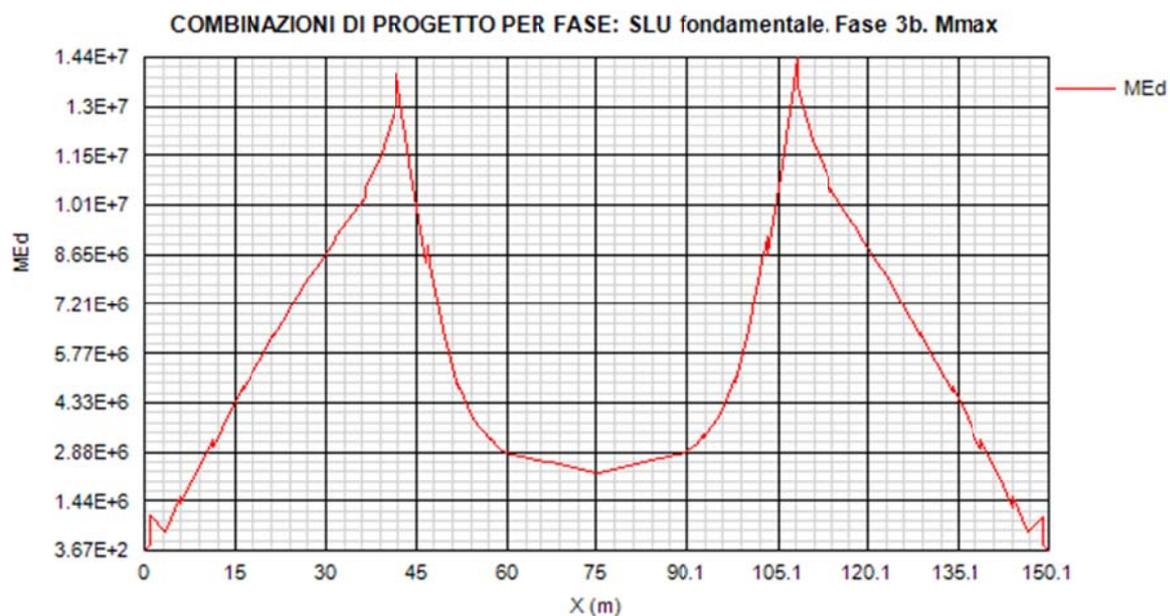


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Vmax

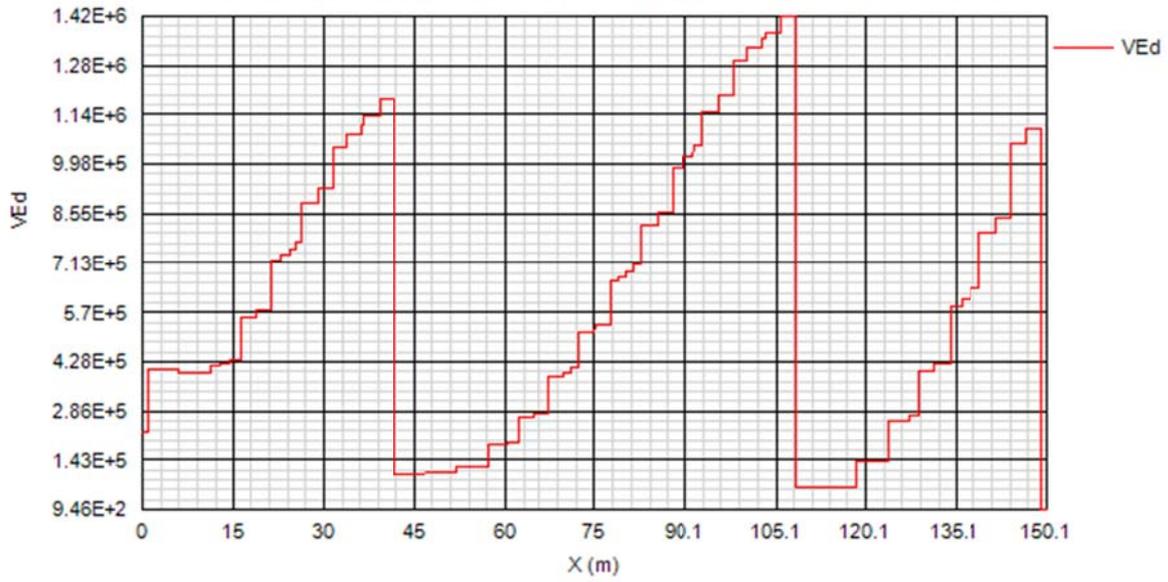


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3a. Vmin

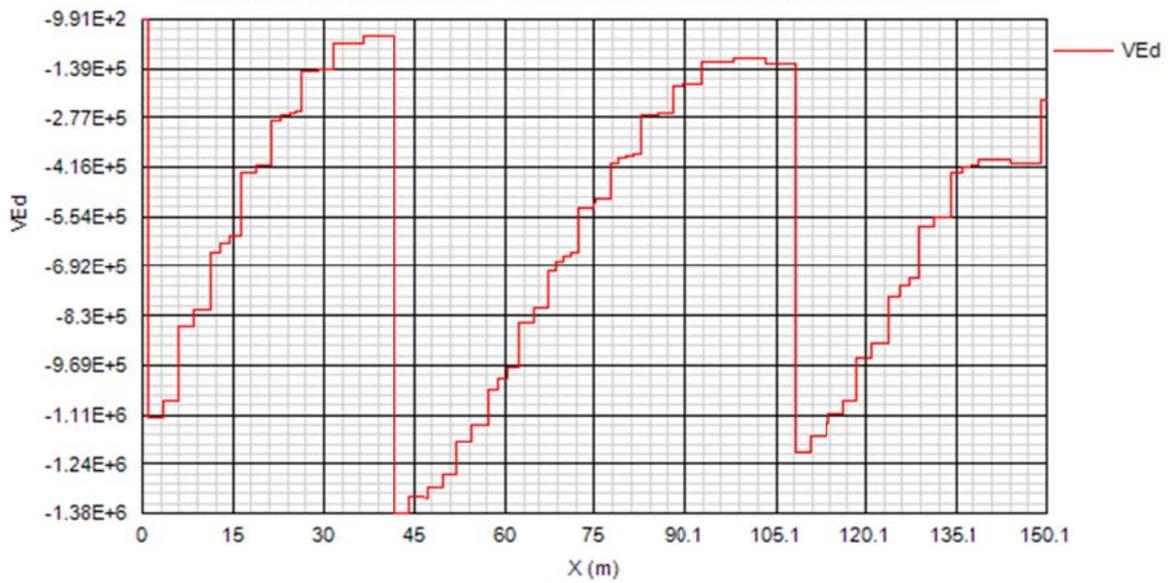


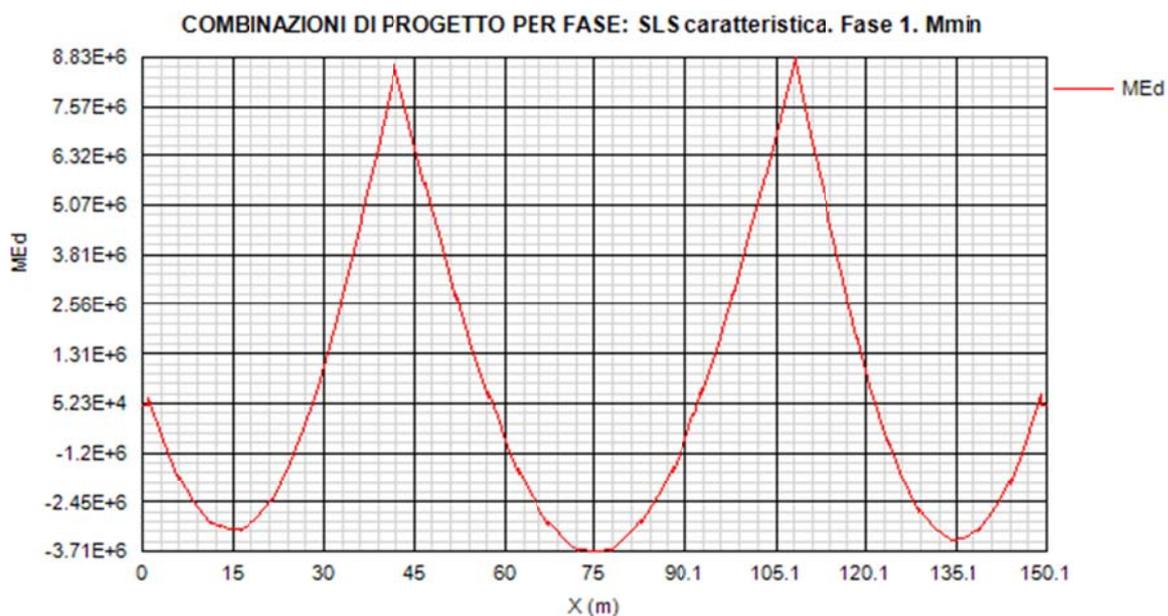
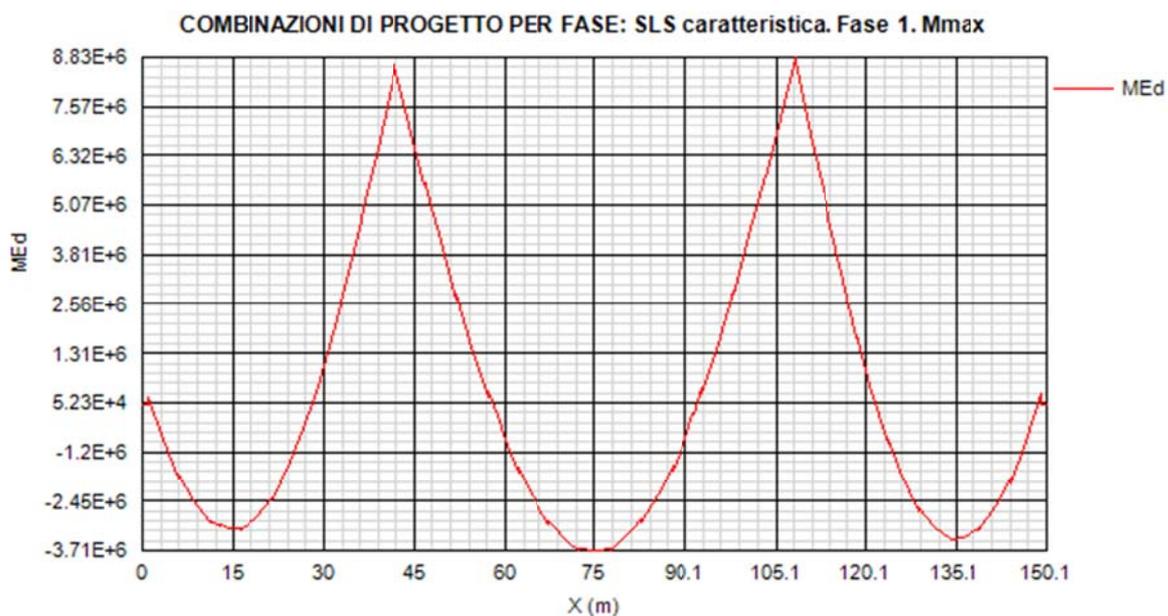


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmax

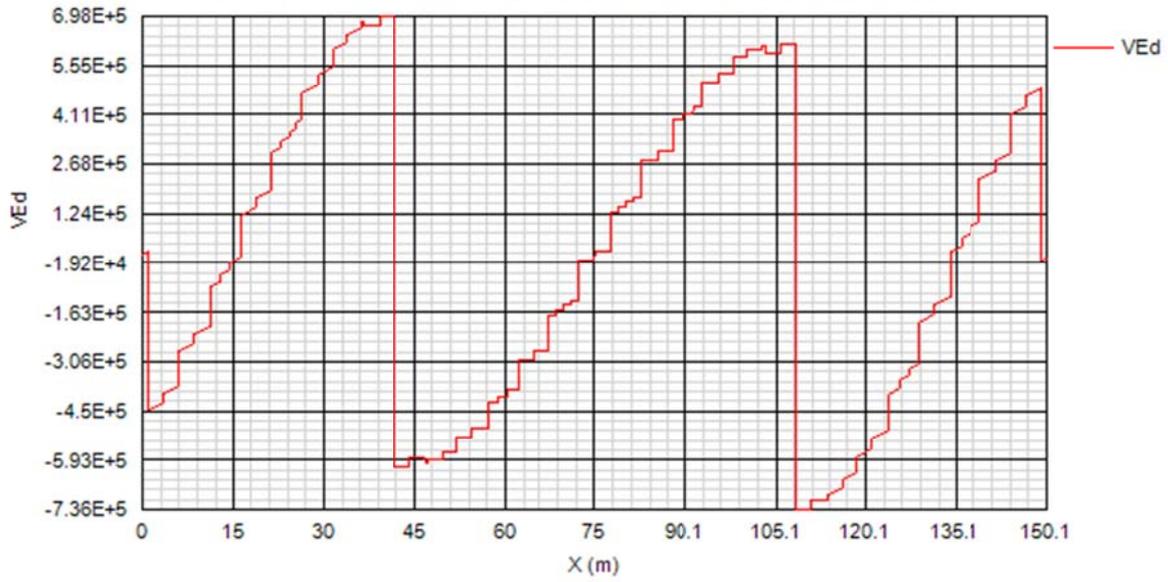


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLU fondamentale. Fase 3b. Vmin

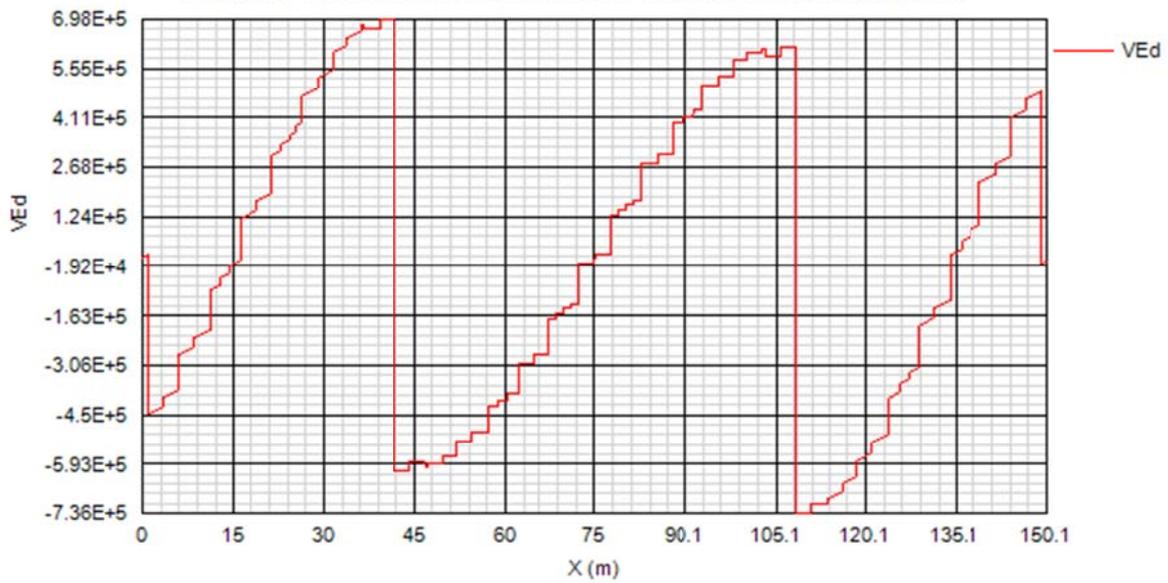


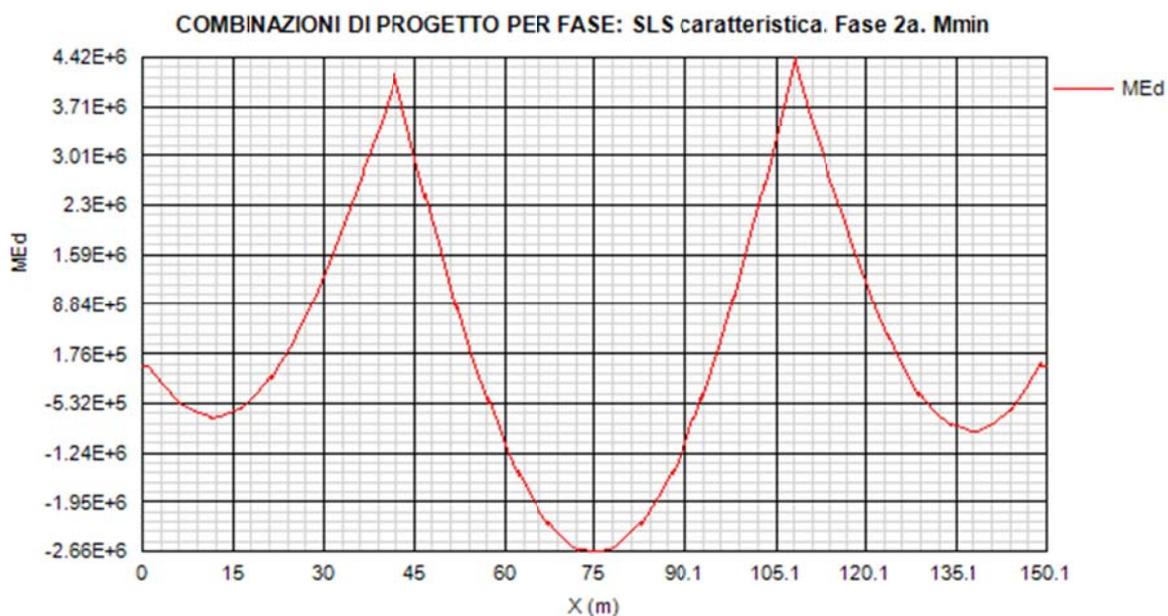
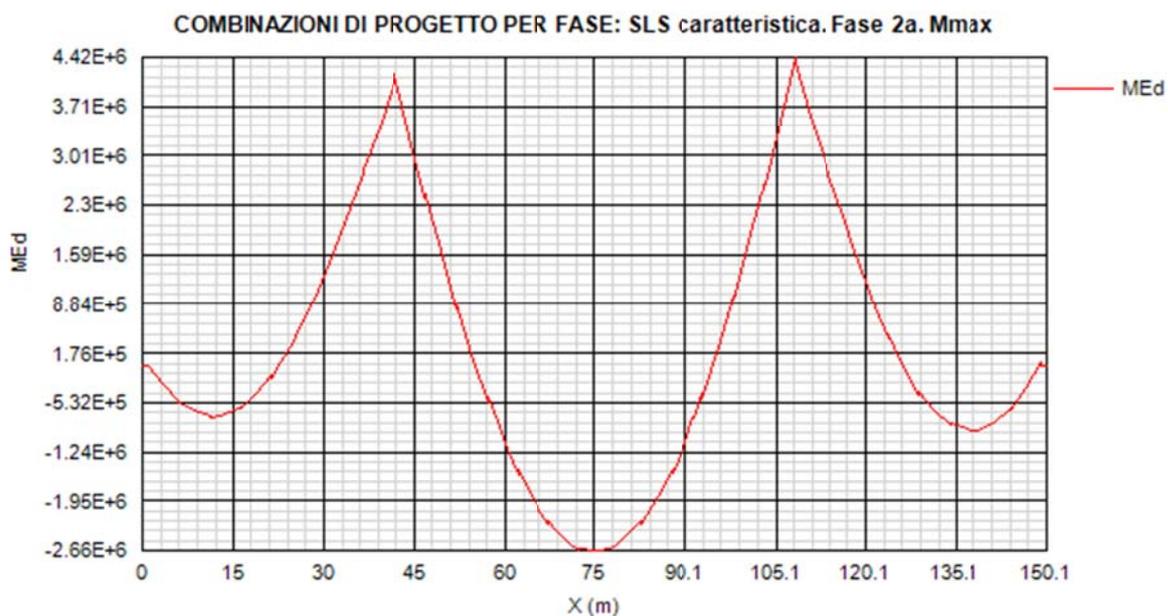


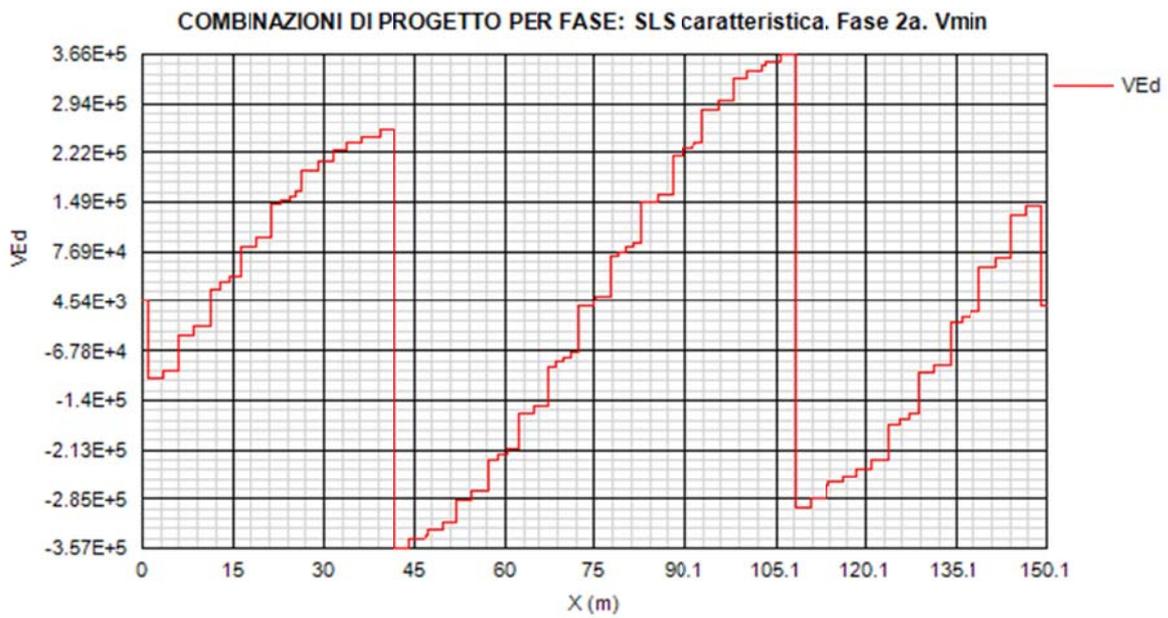
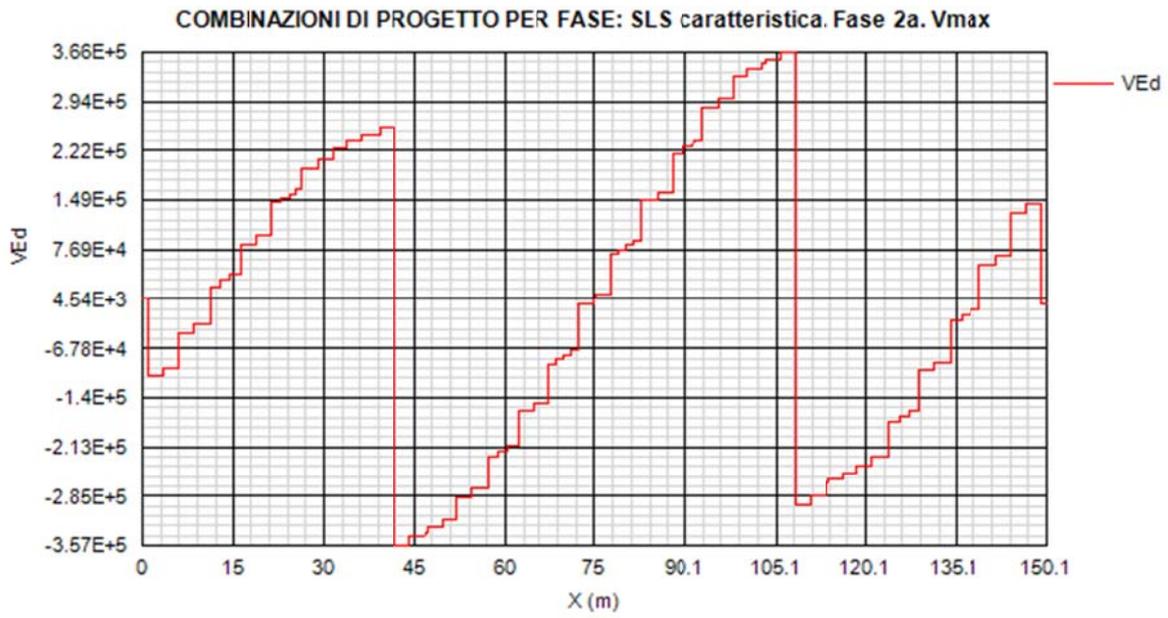
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmax

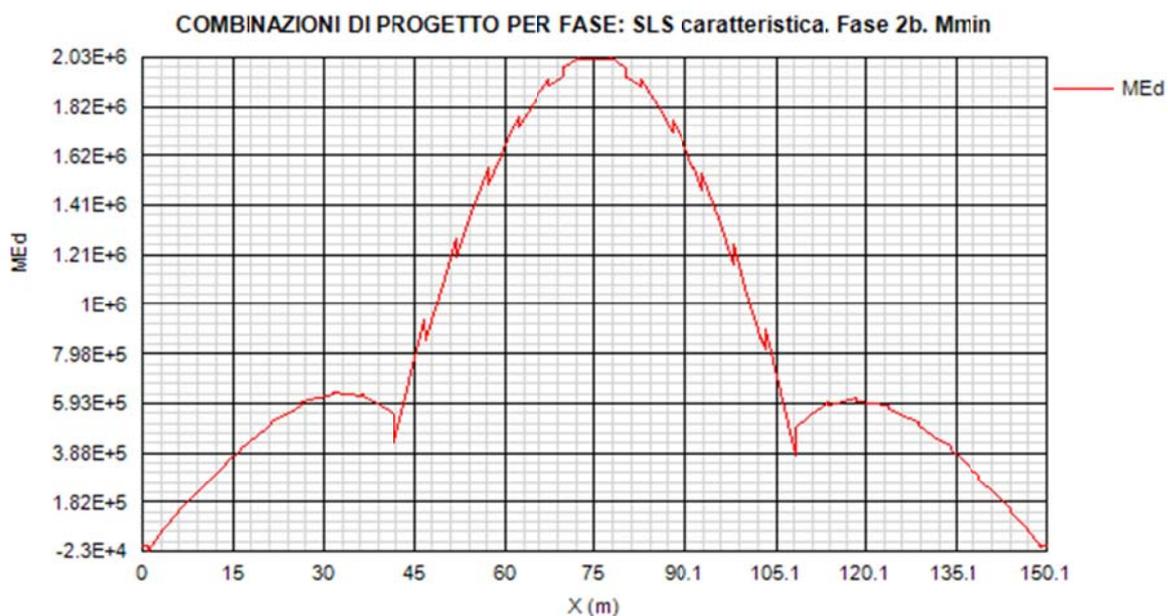
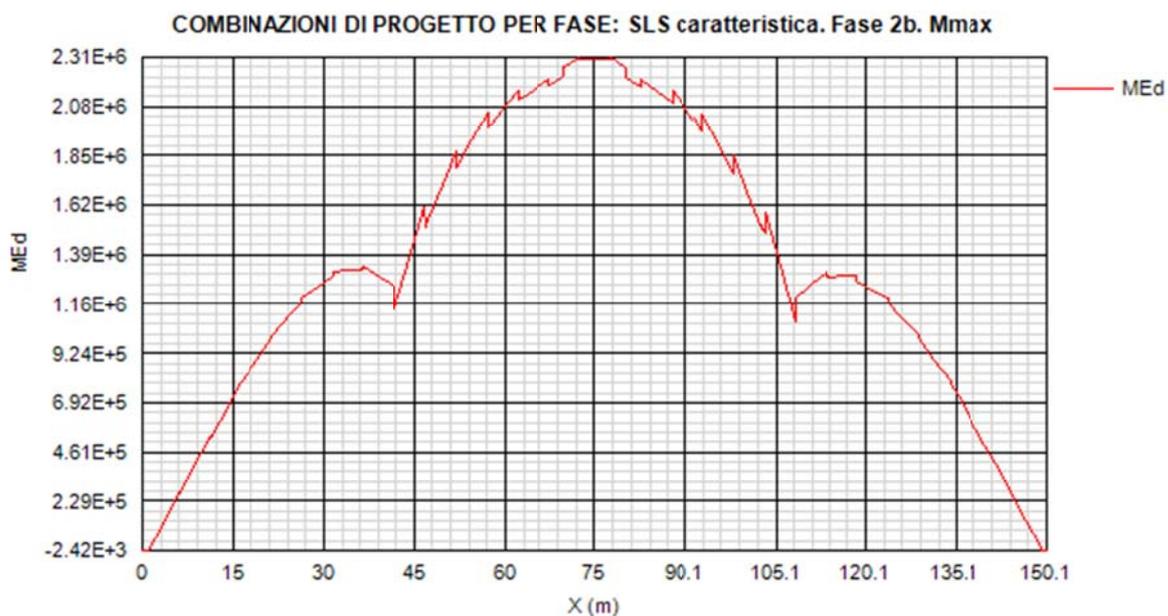


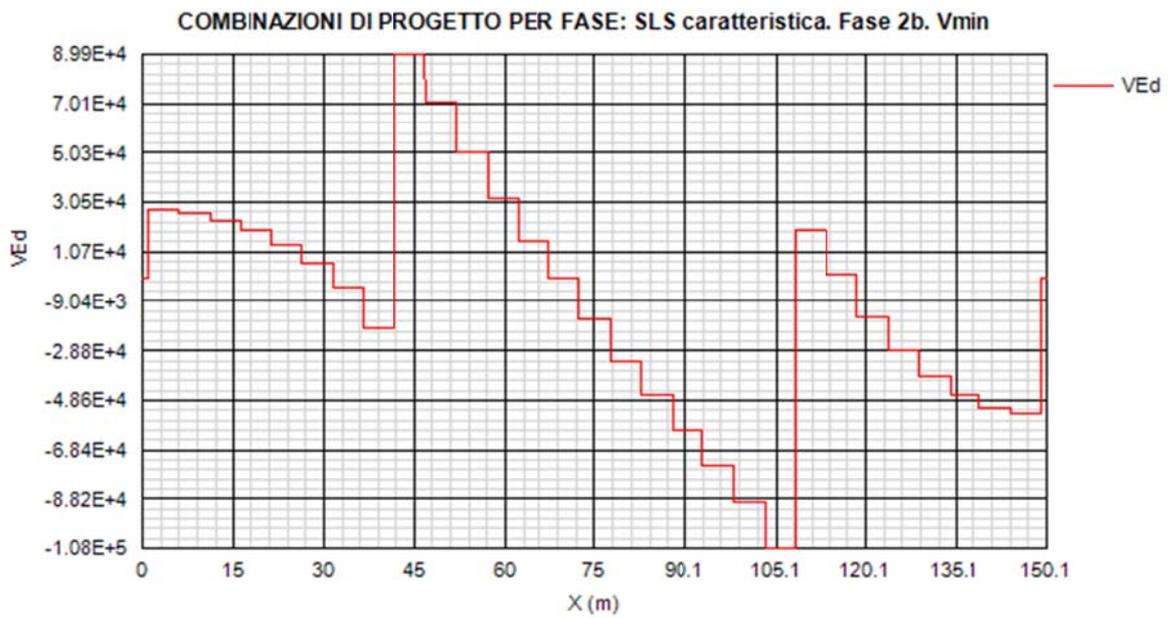
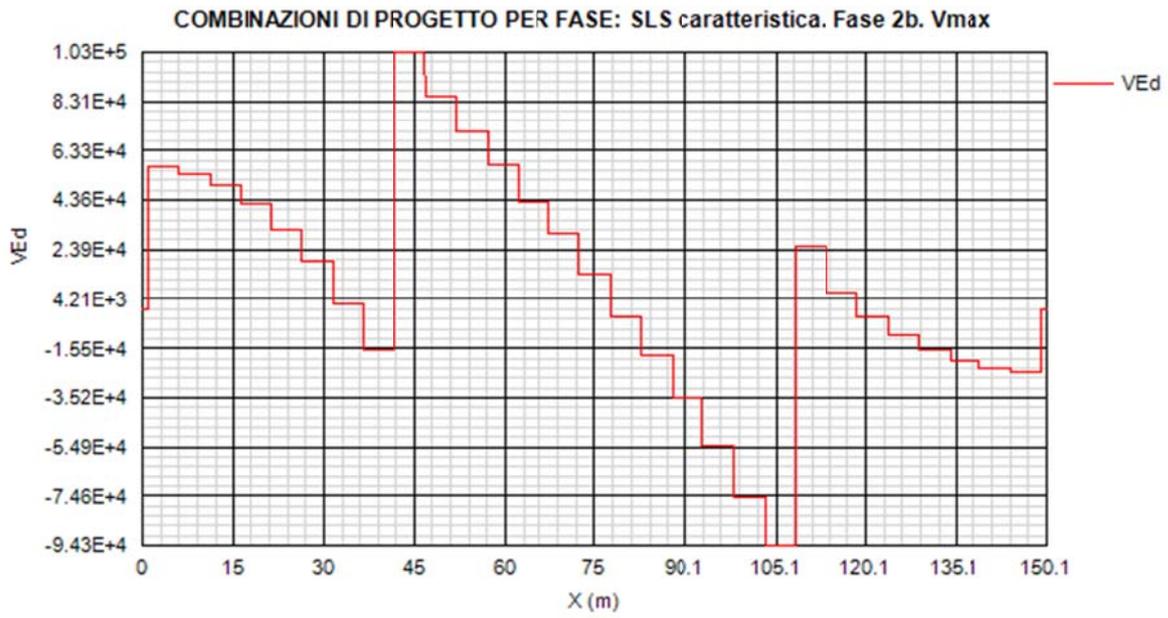
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 1. Vmin

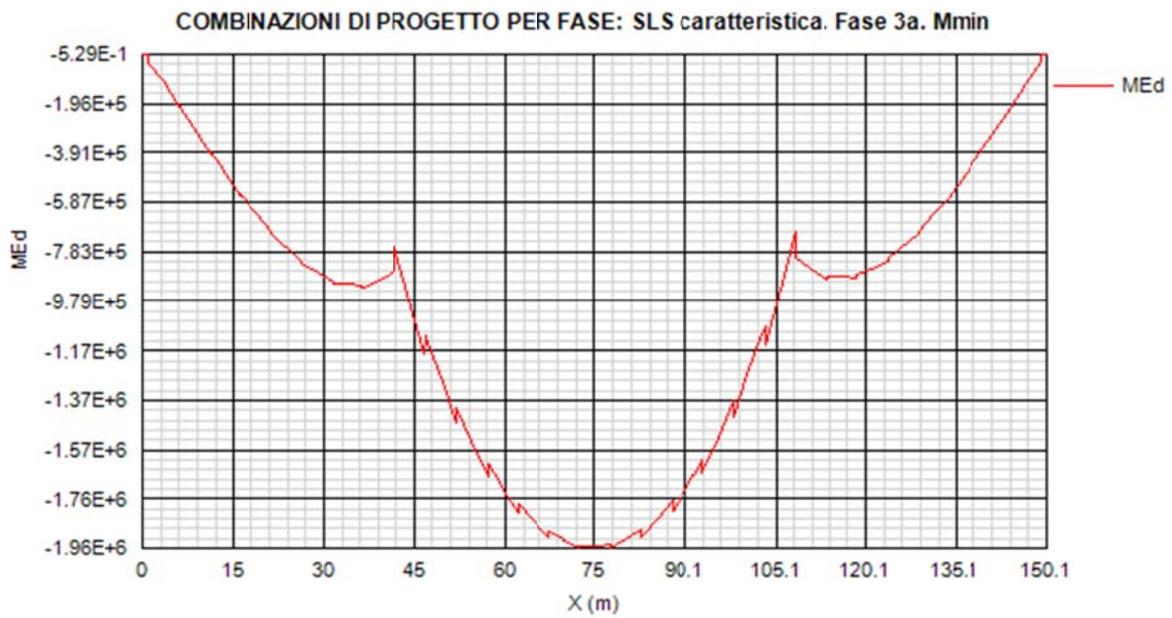
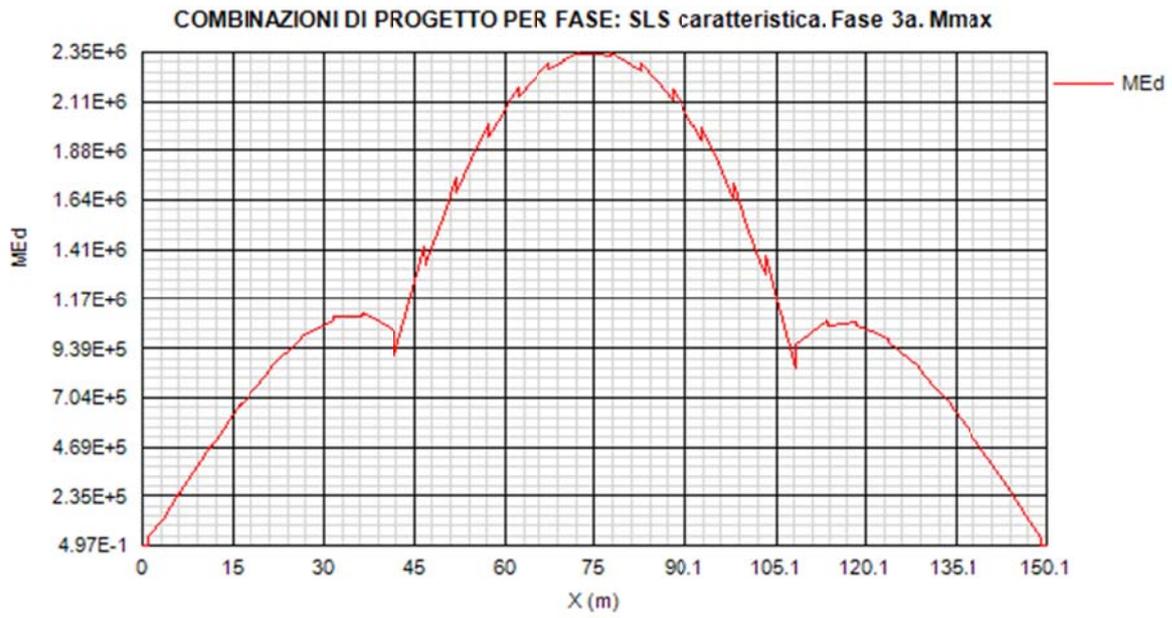




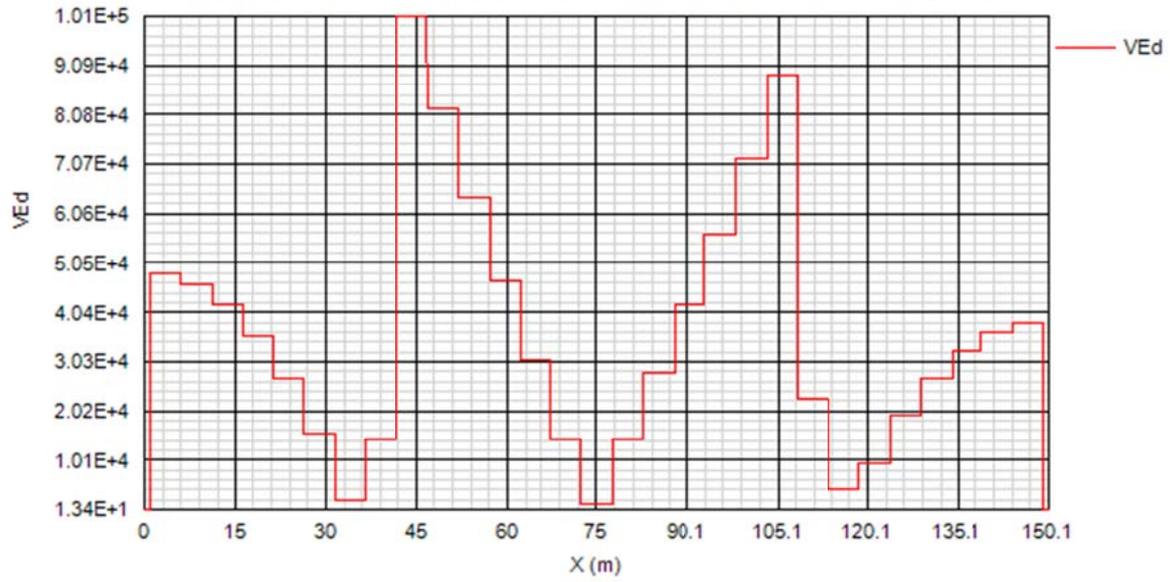




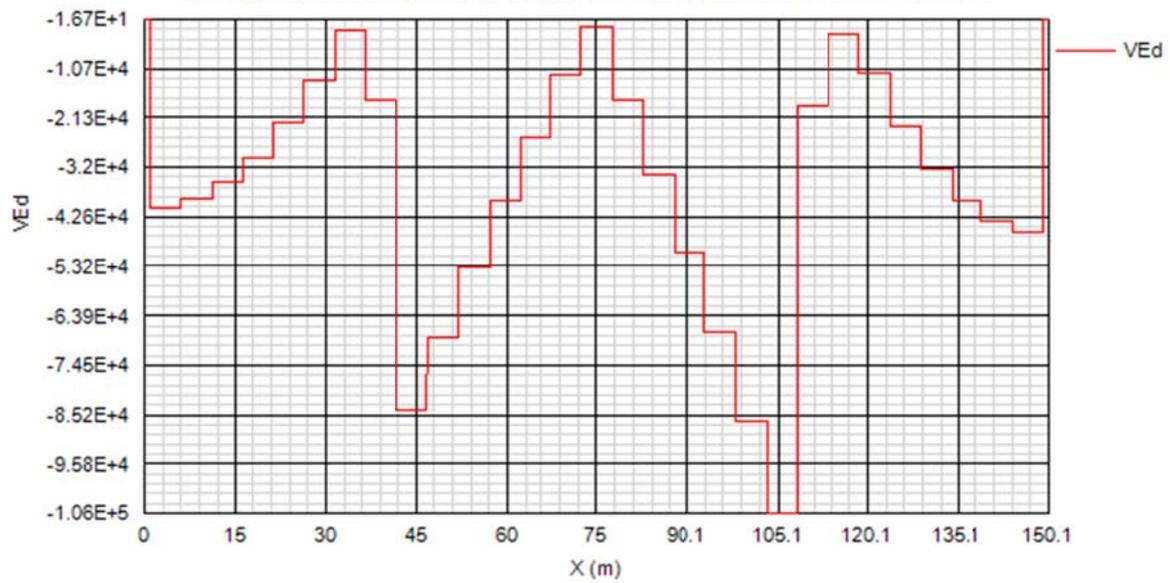


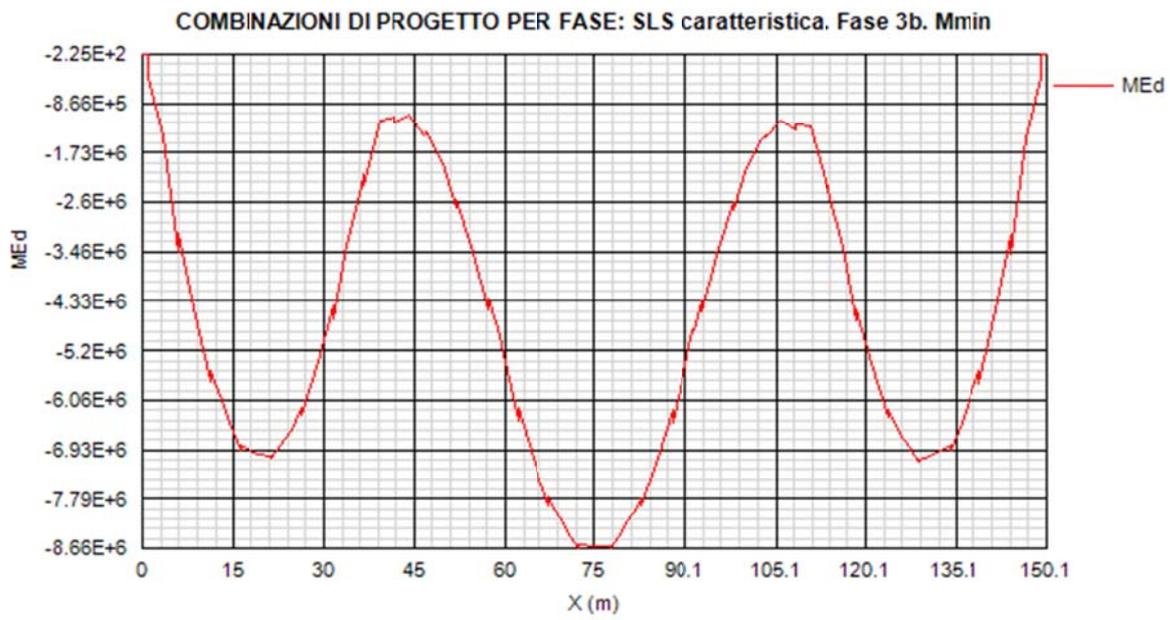
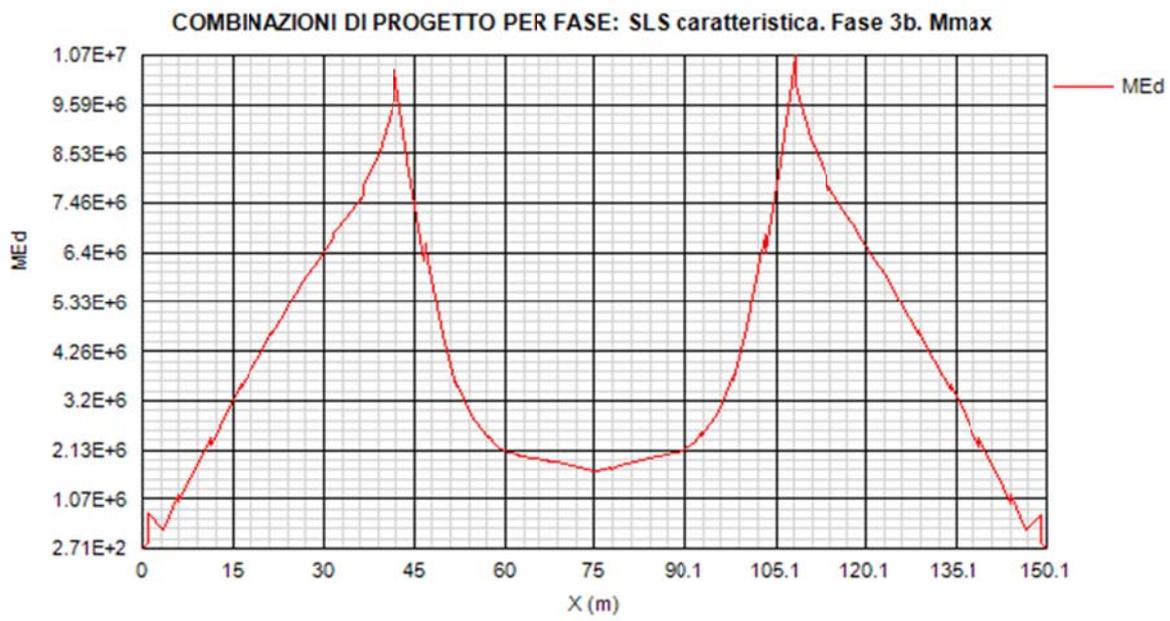


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Vmax

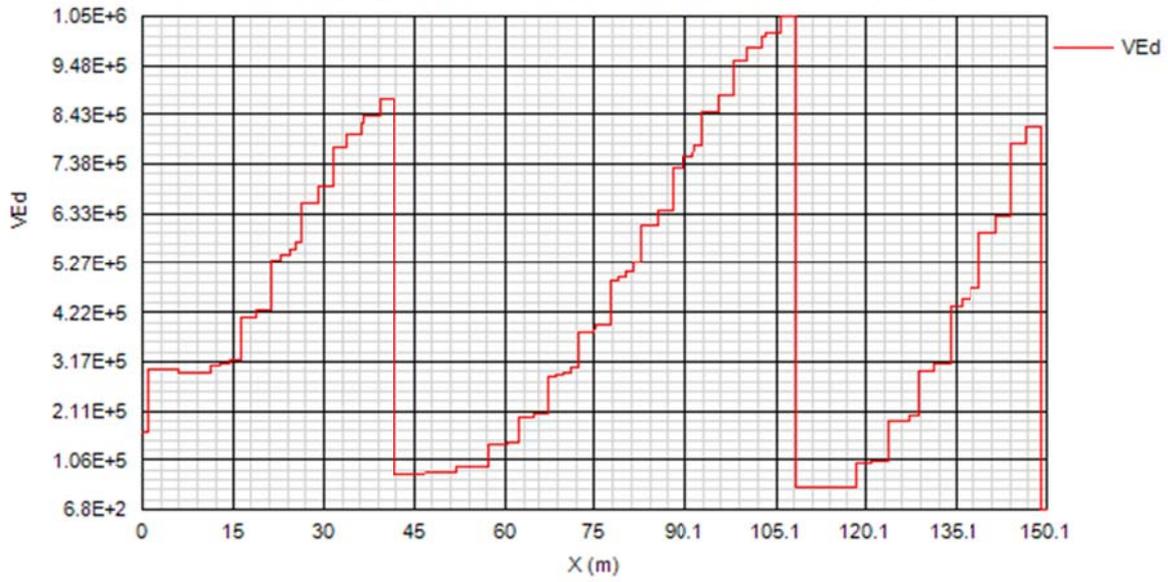


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3a. Vmin

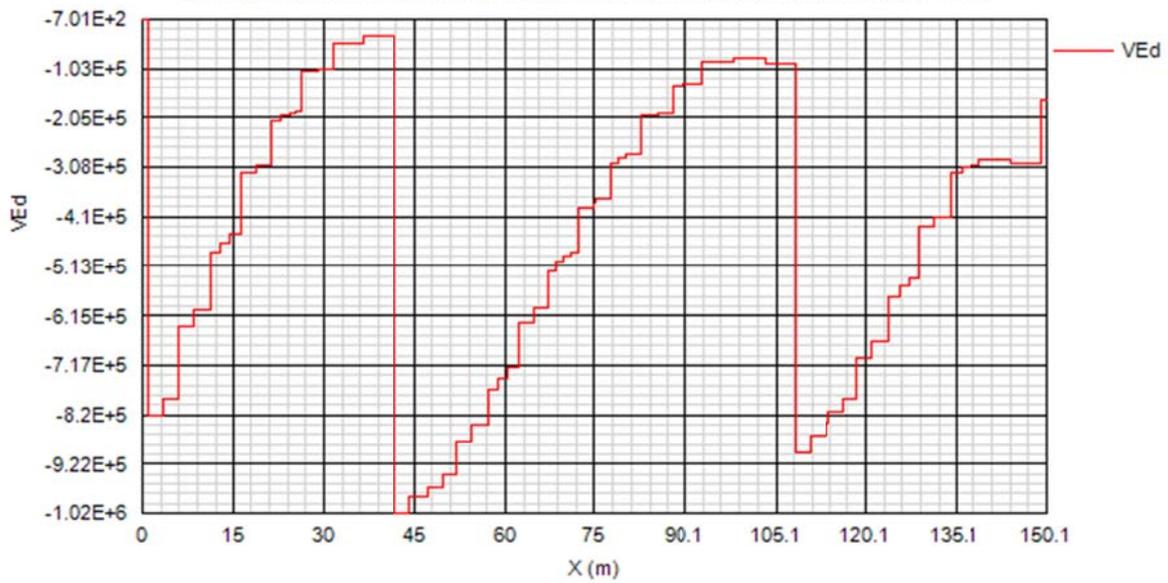


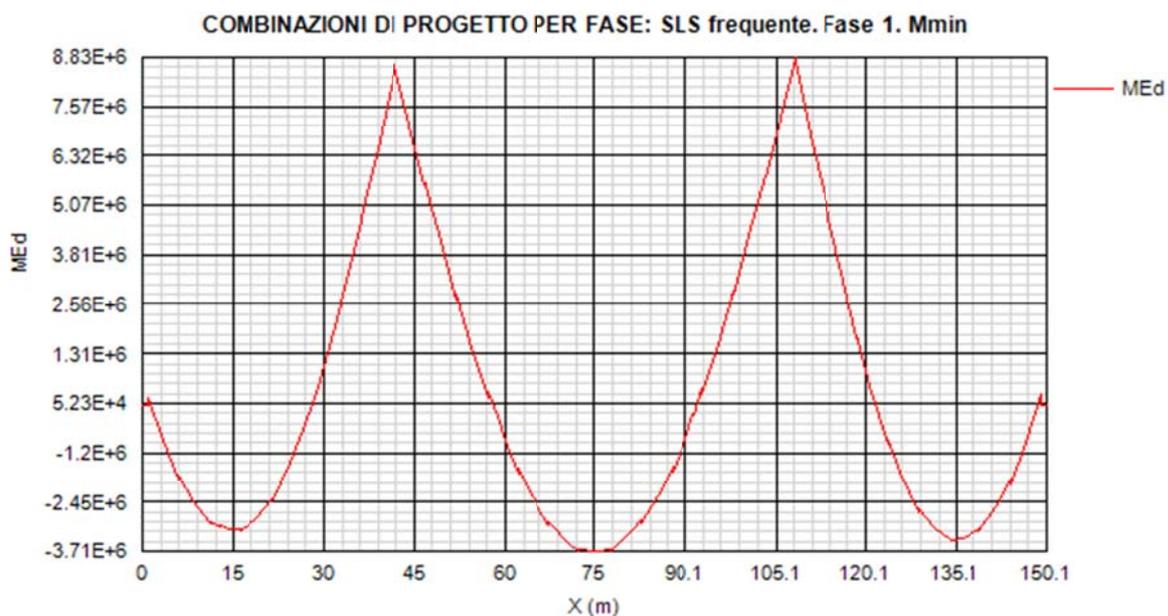
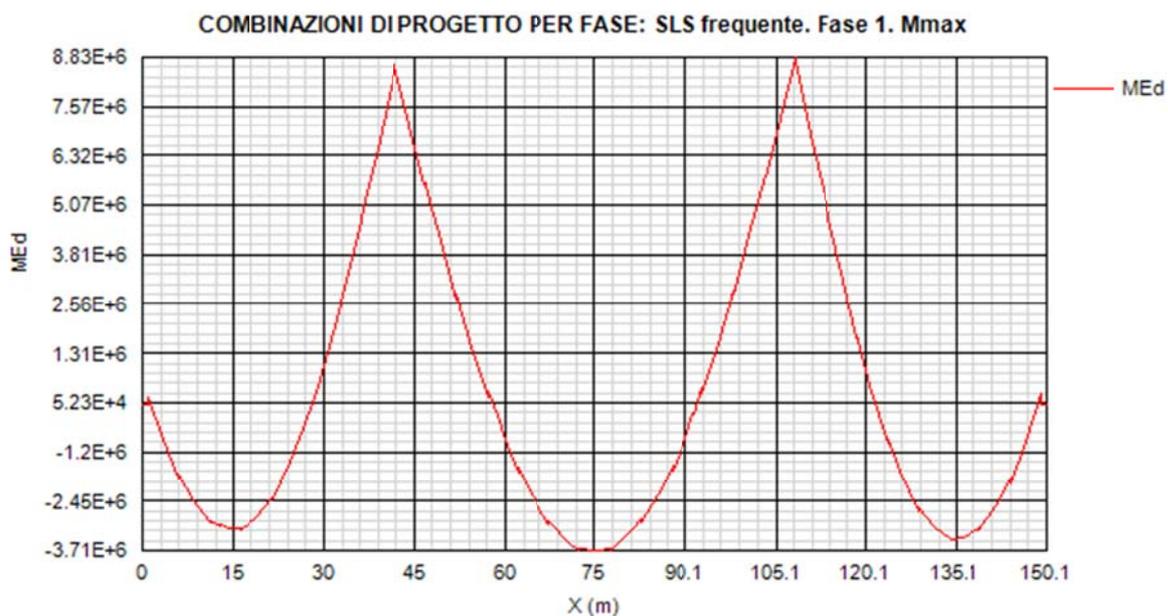


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmax

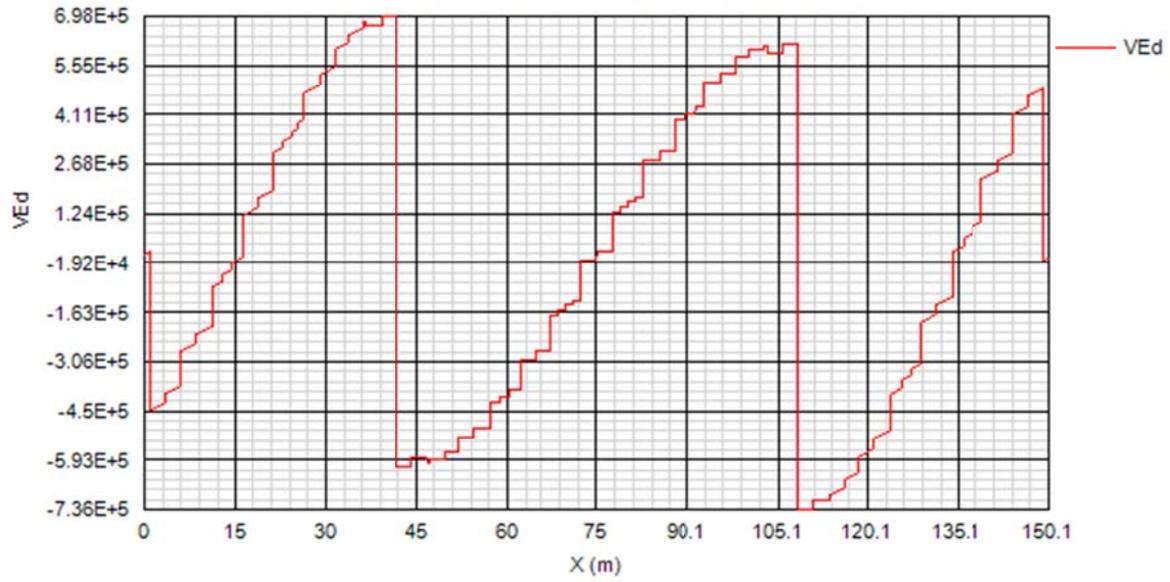


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS caratteristica. Fase 3b. Vmin

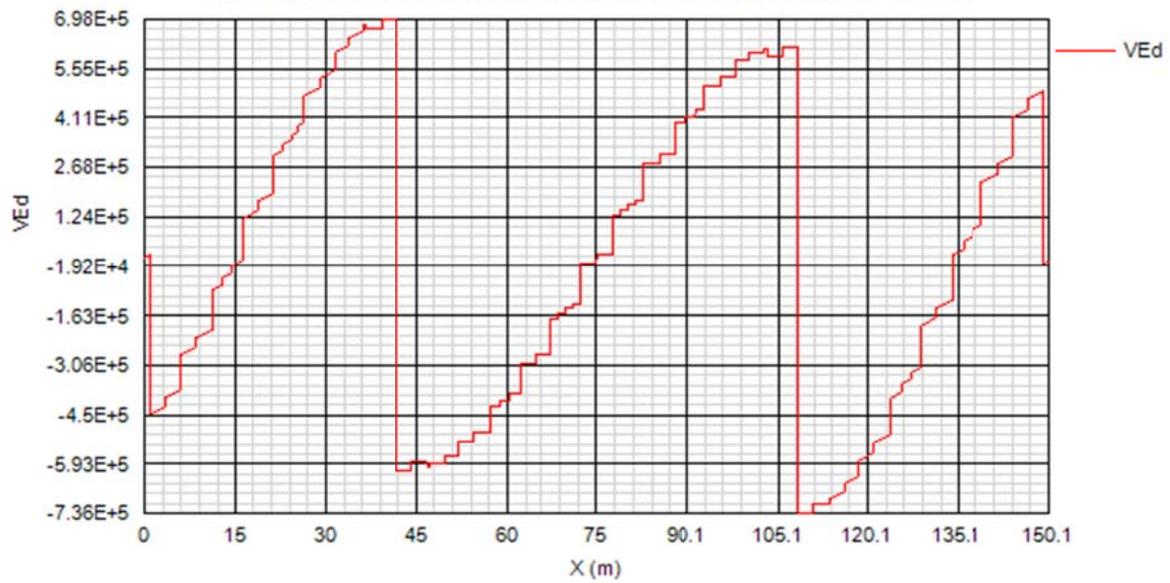


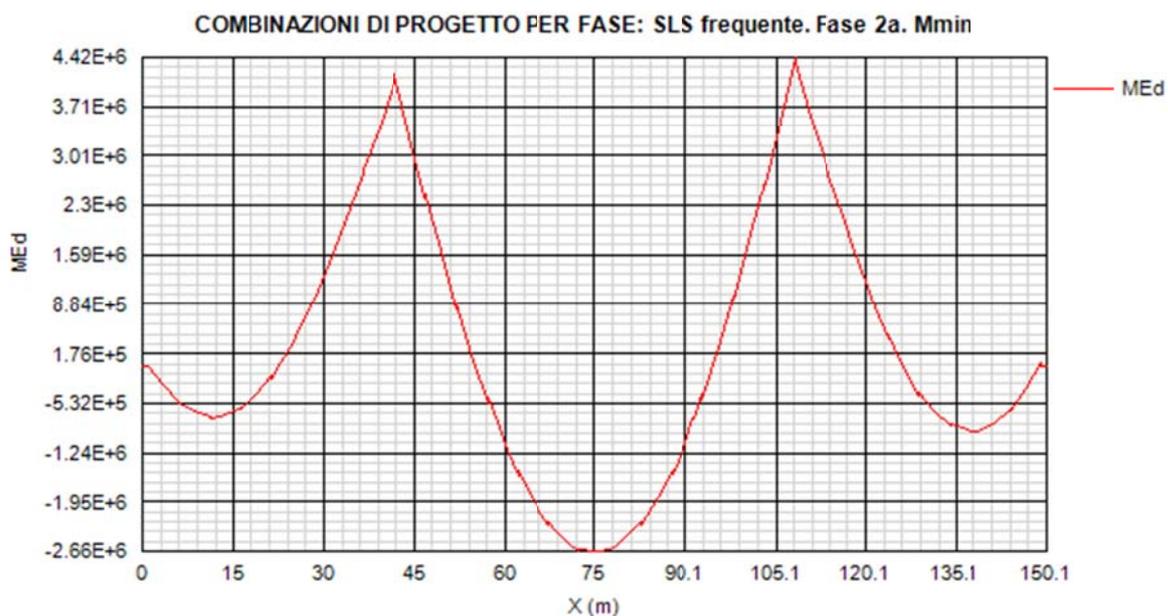
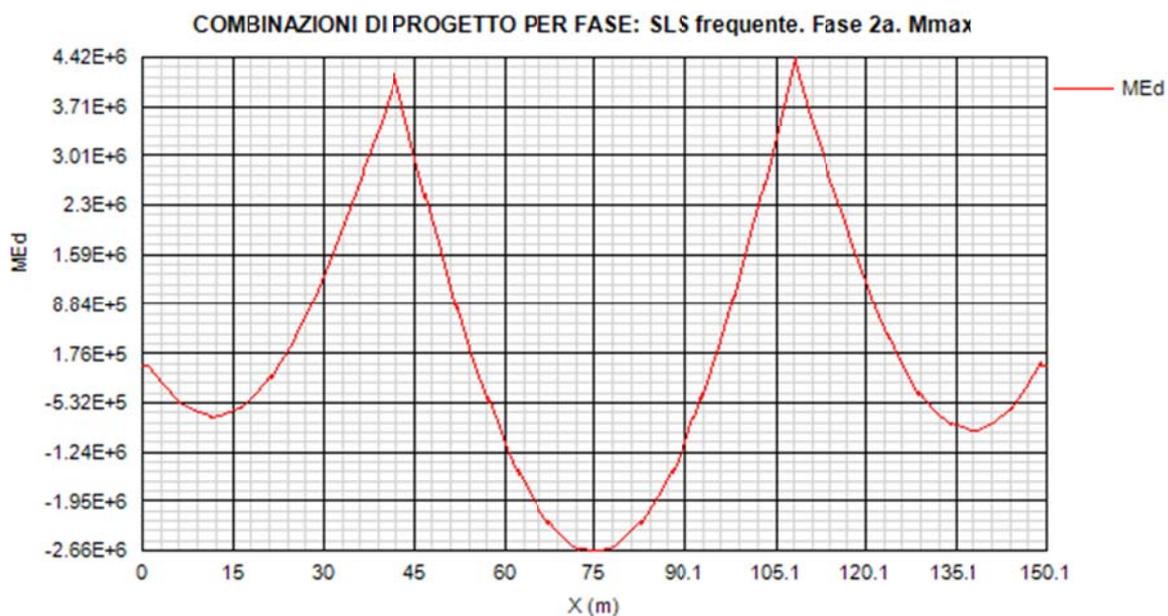


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmax

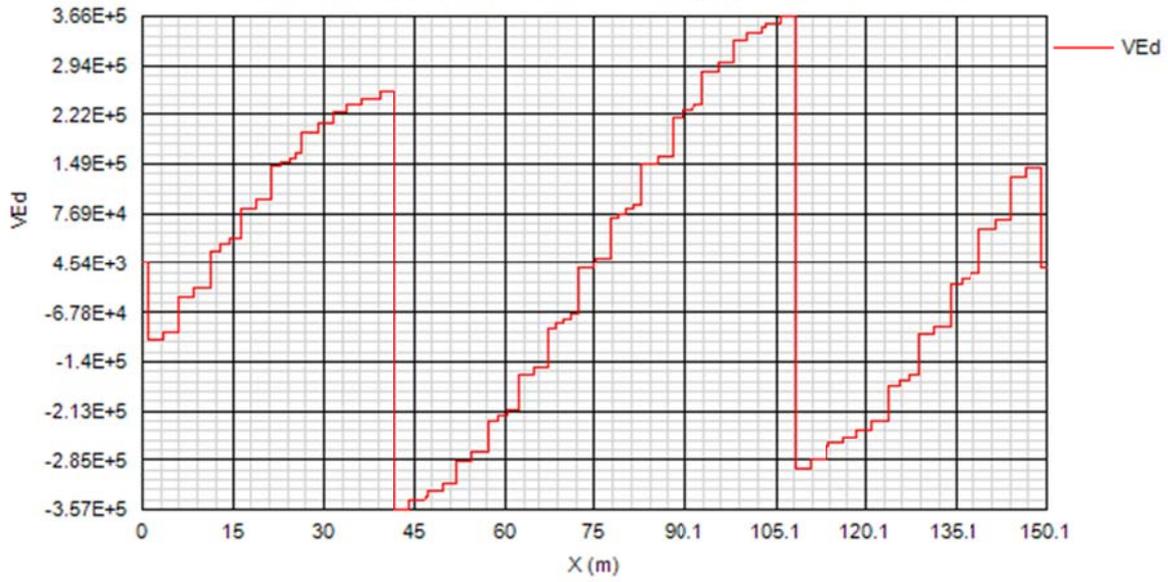


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 1. Vmin

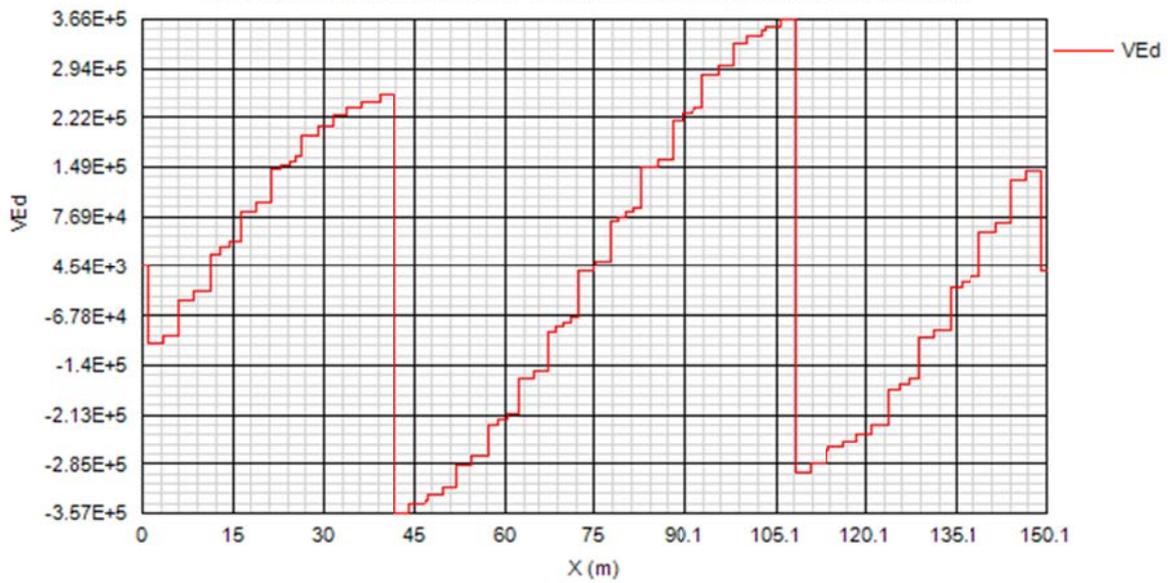


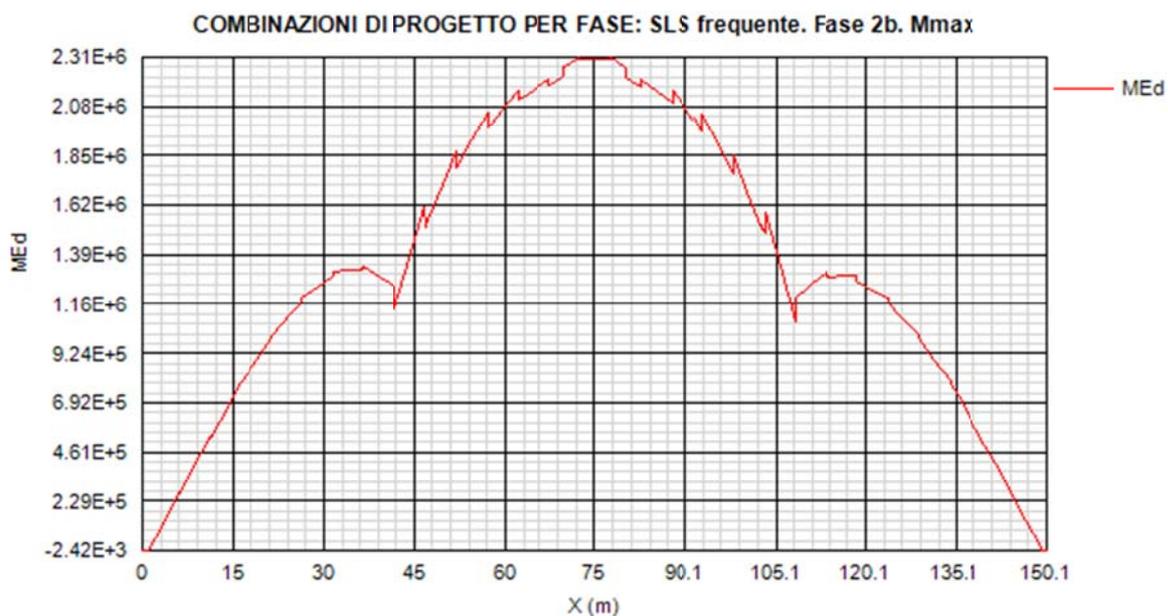


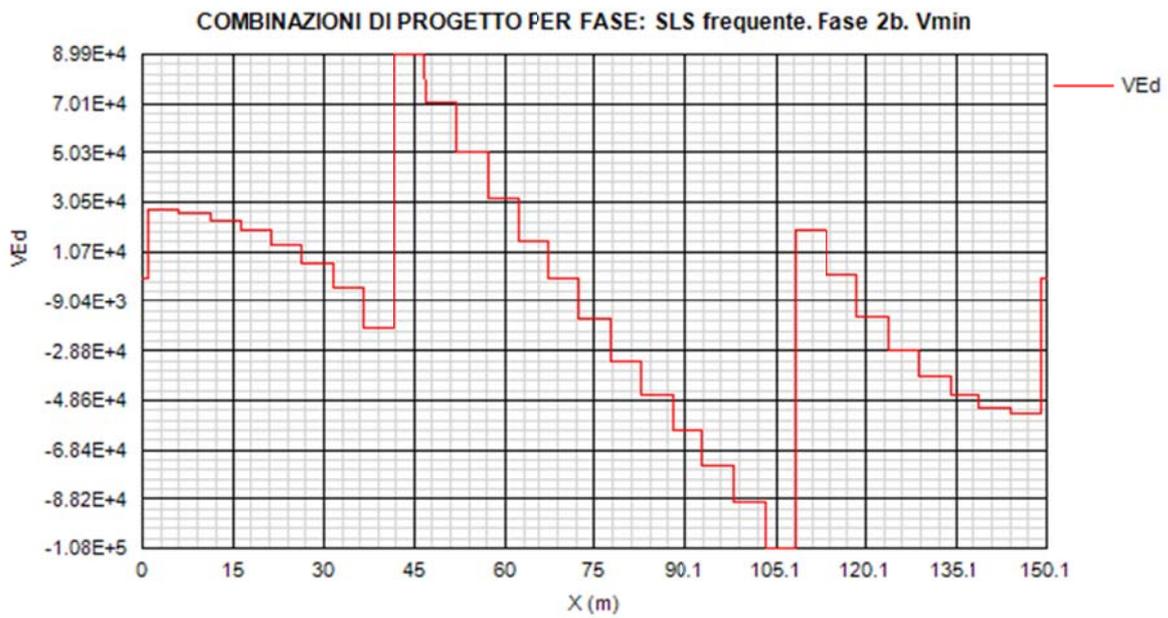
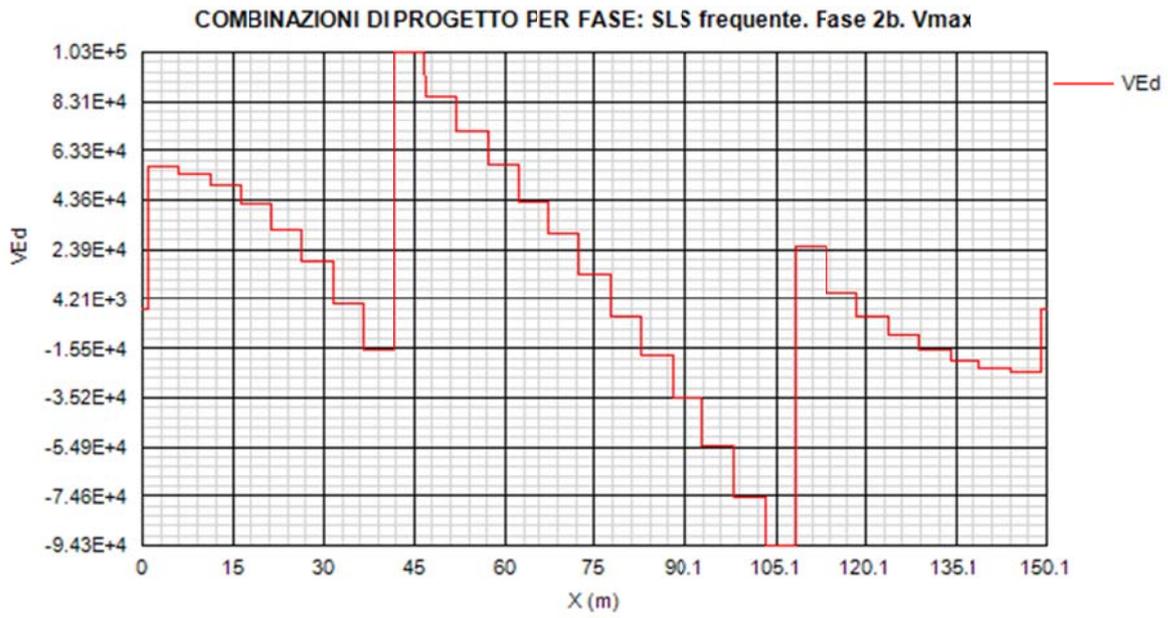
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmax

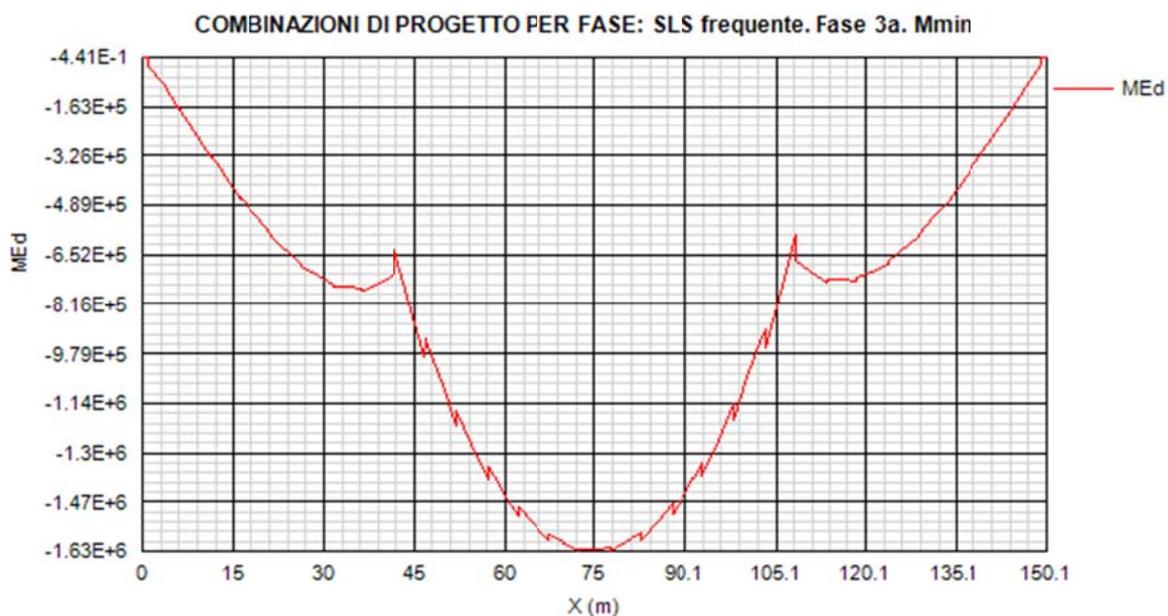
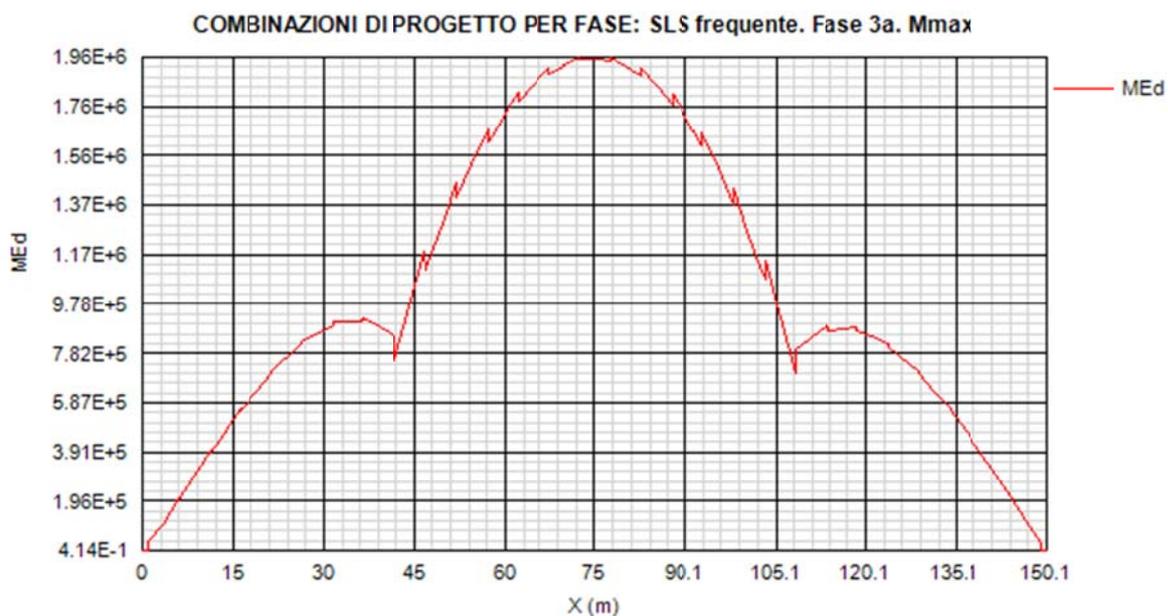


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 2a. Vmin

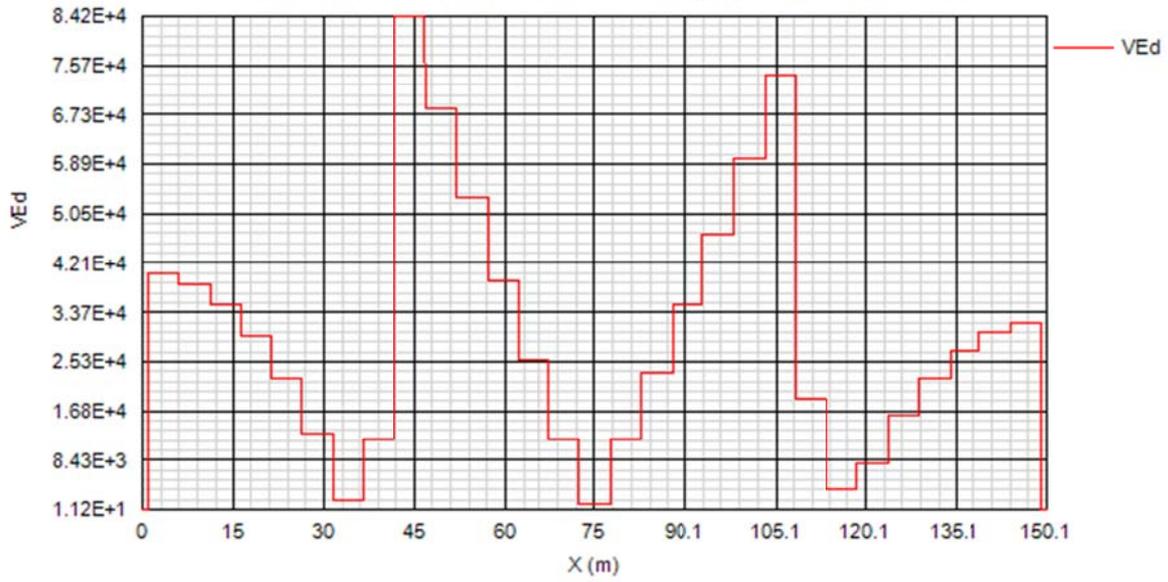




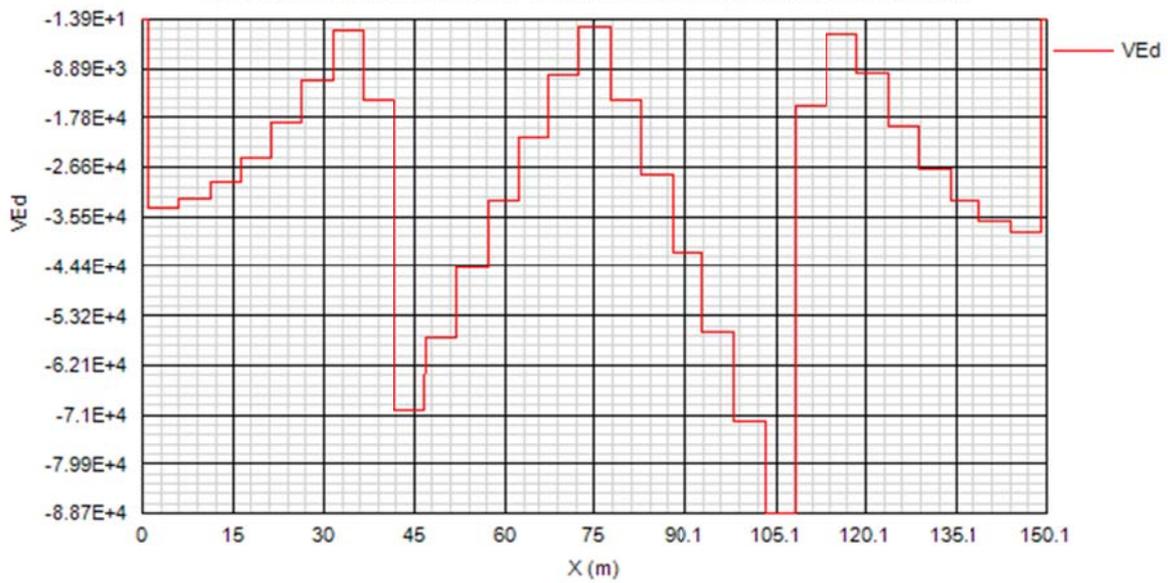


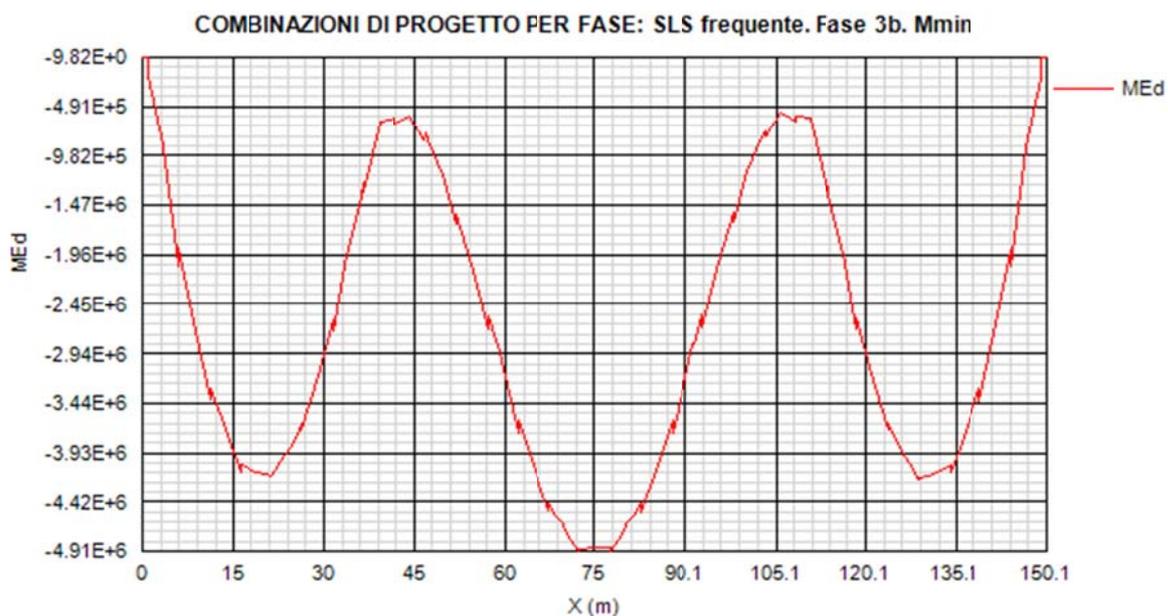
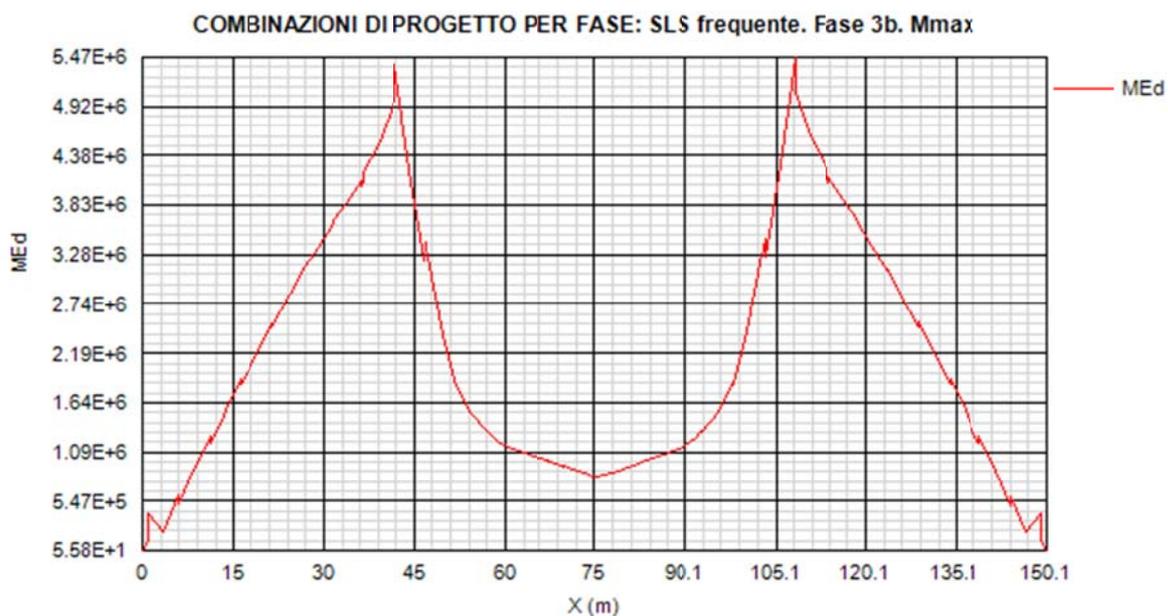


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Vmax

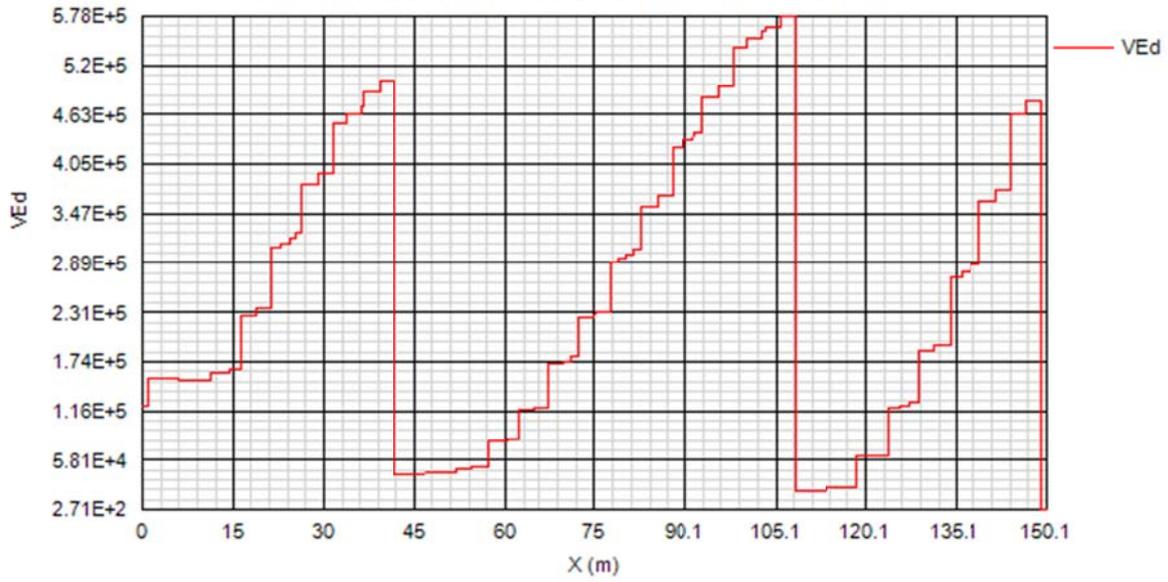


COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3a. Vmin

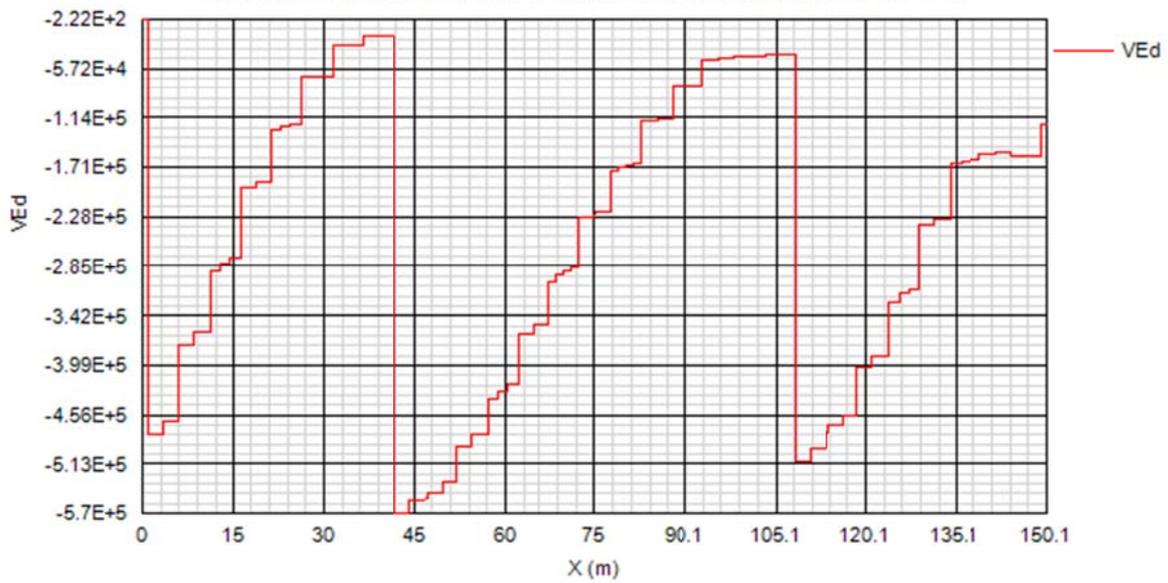


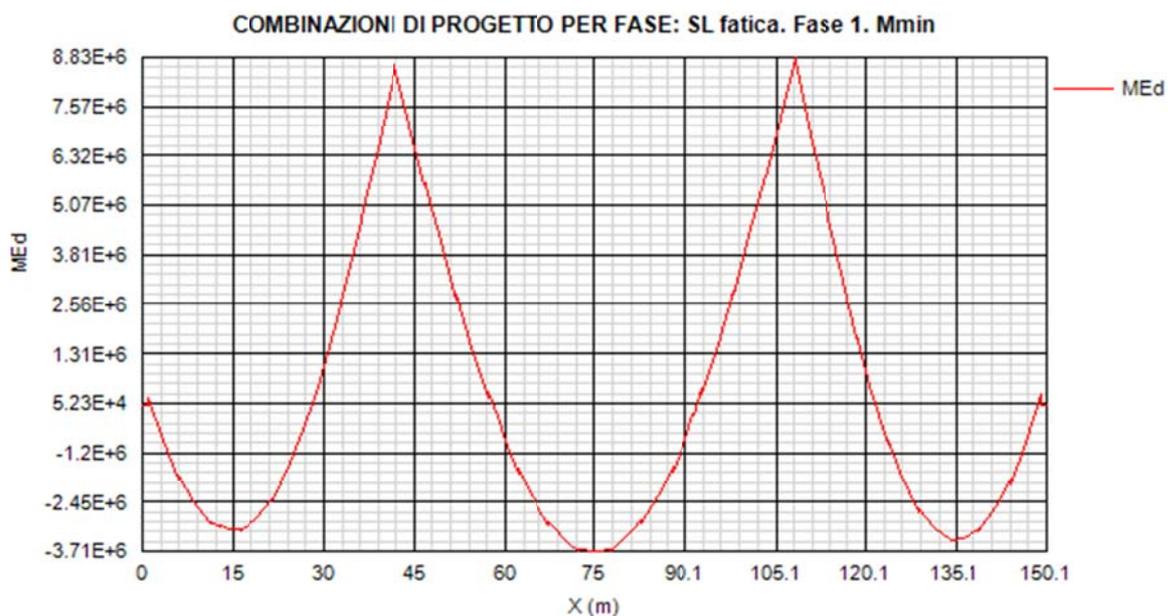
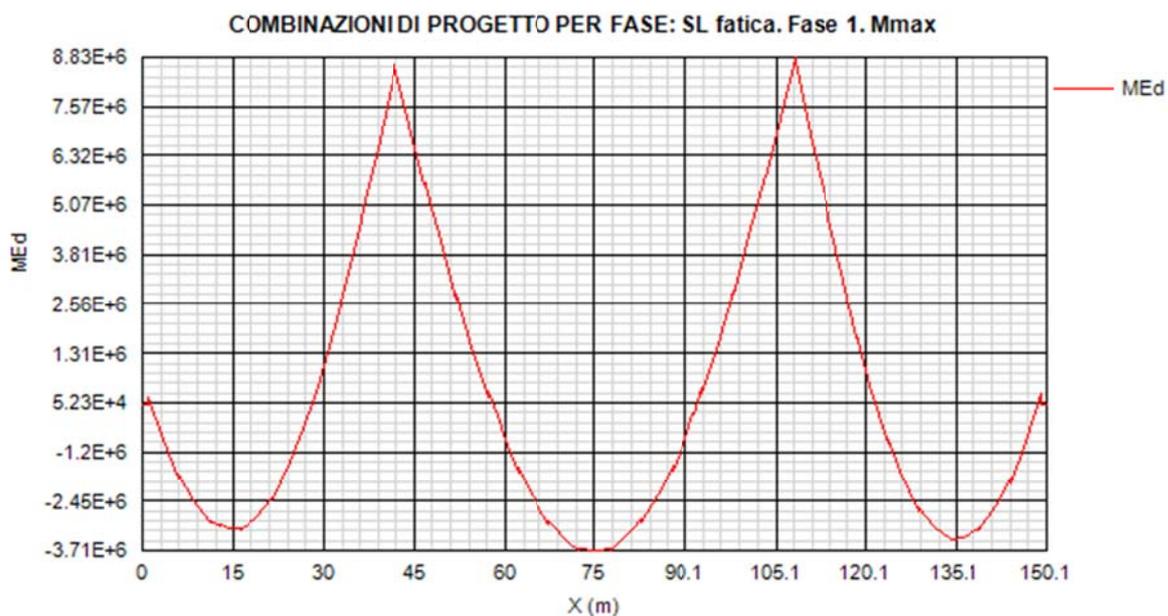


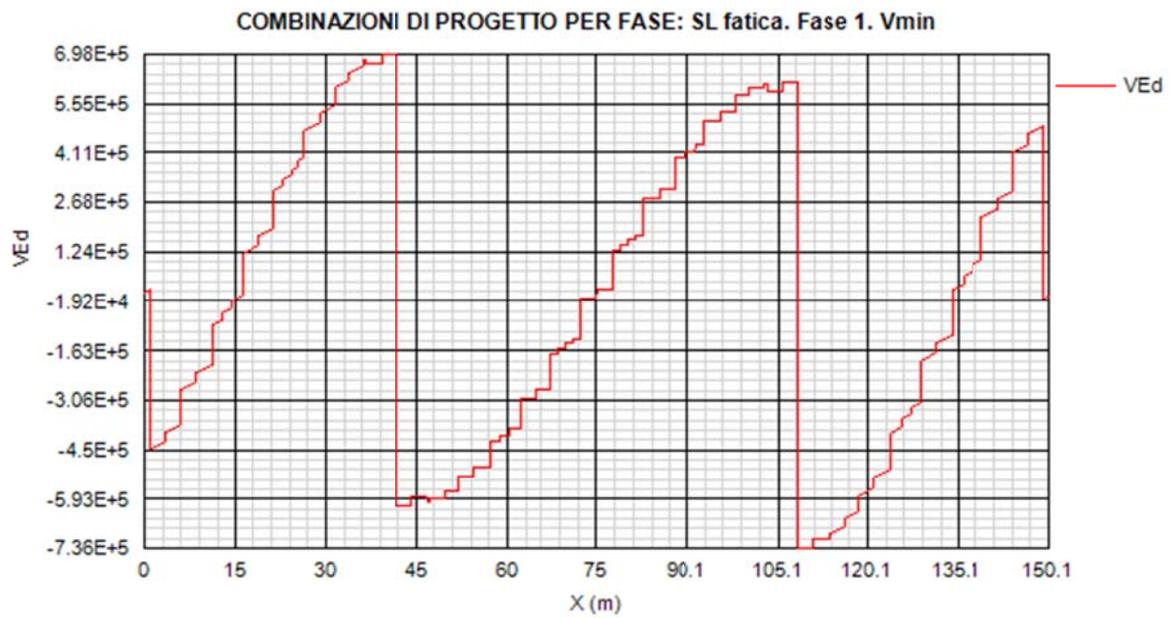
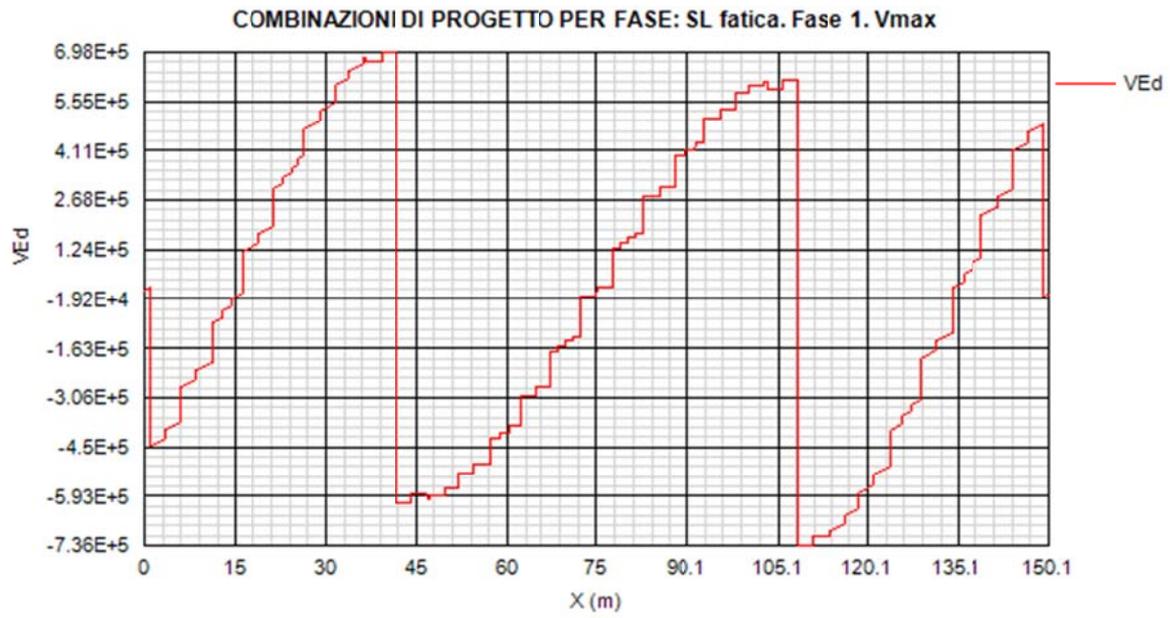
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmax

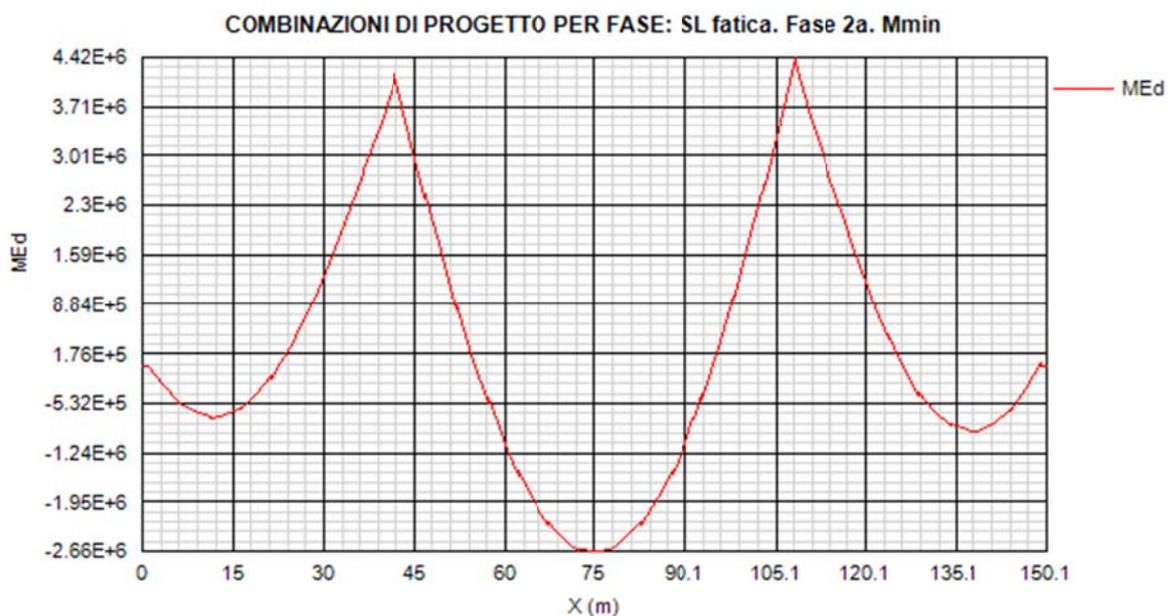
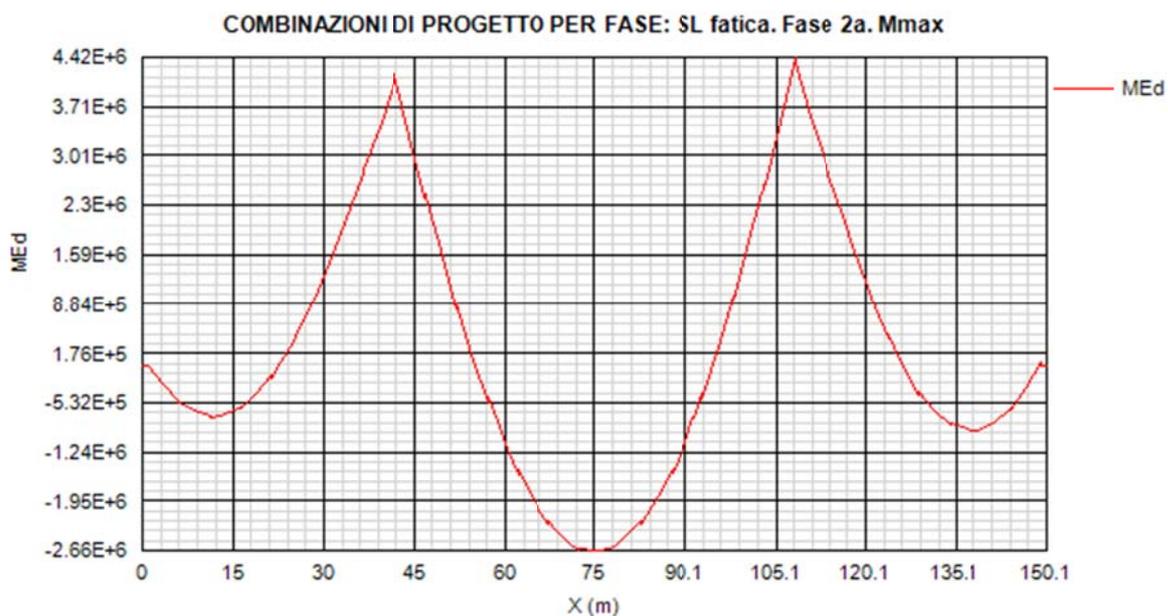


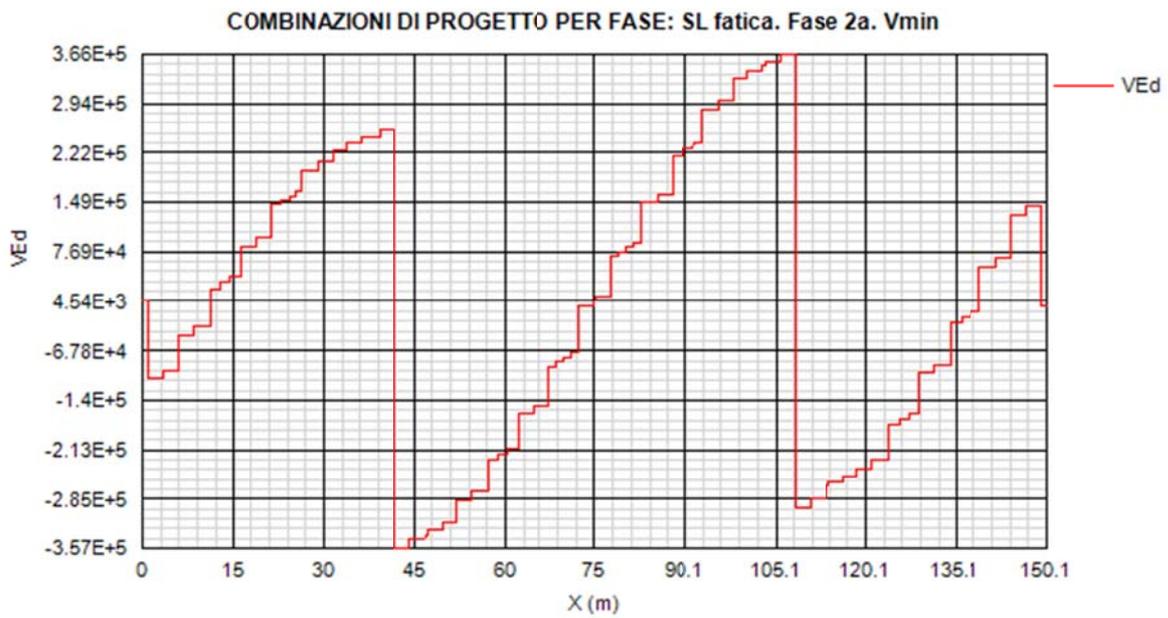
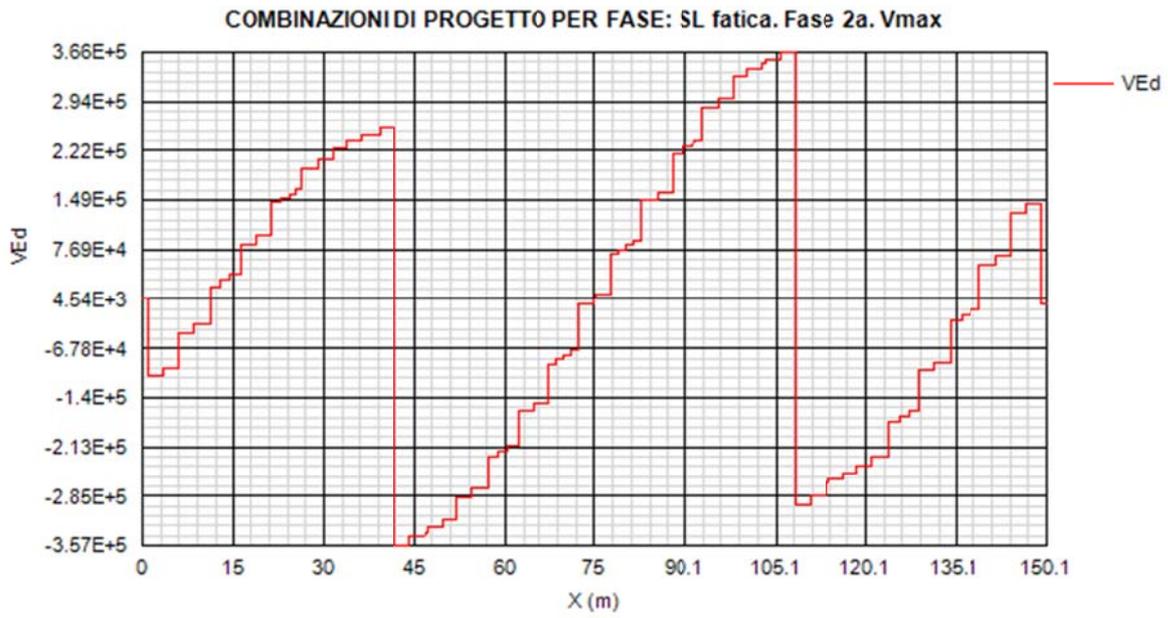
COMBINAZIONI DI PROGETTO PER FASE: SLS frequente. Fase 3b. Vmin

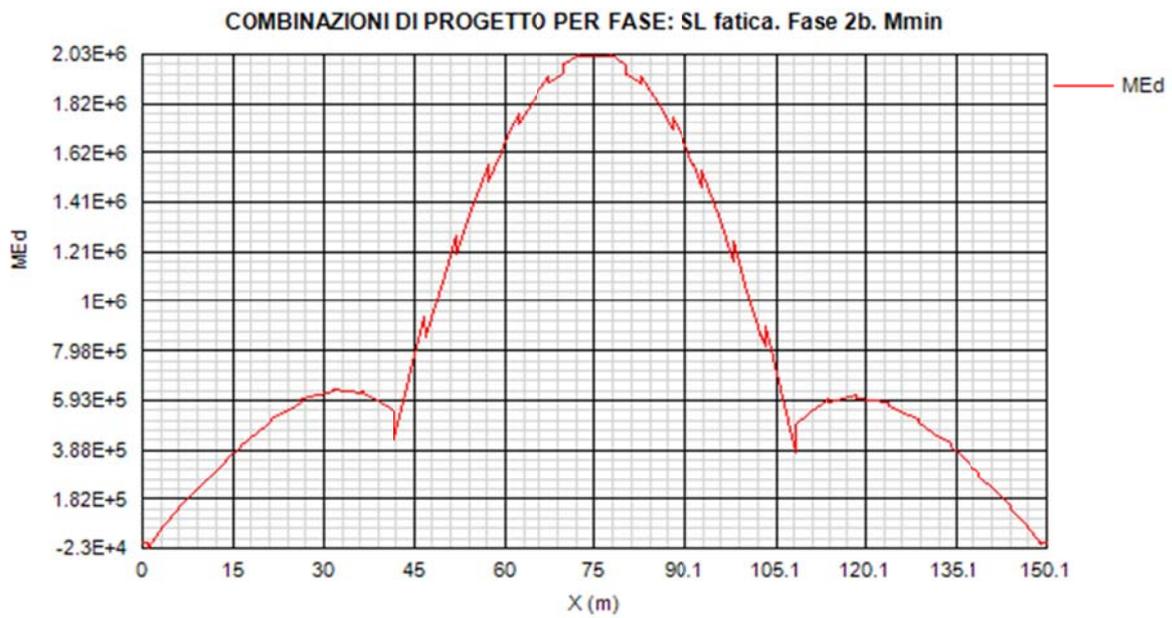


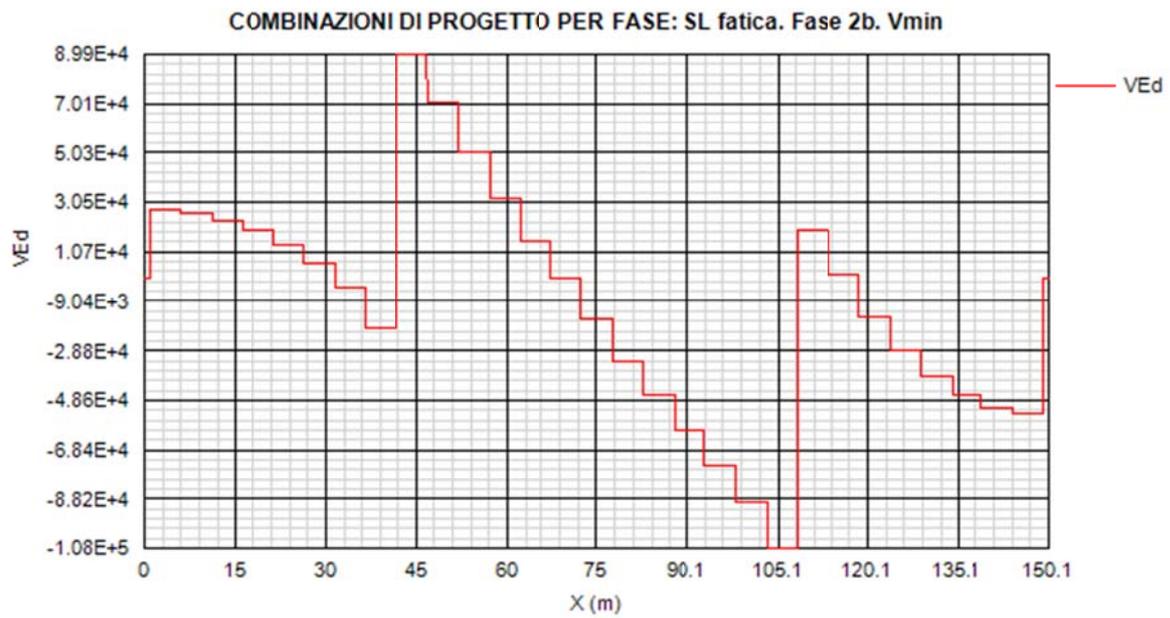
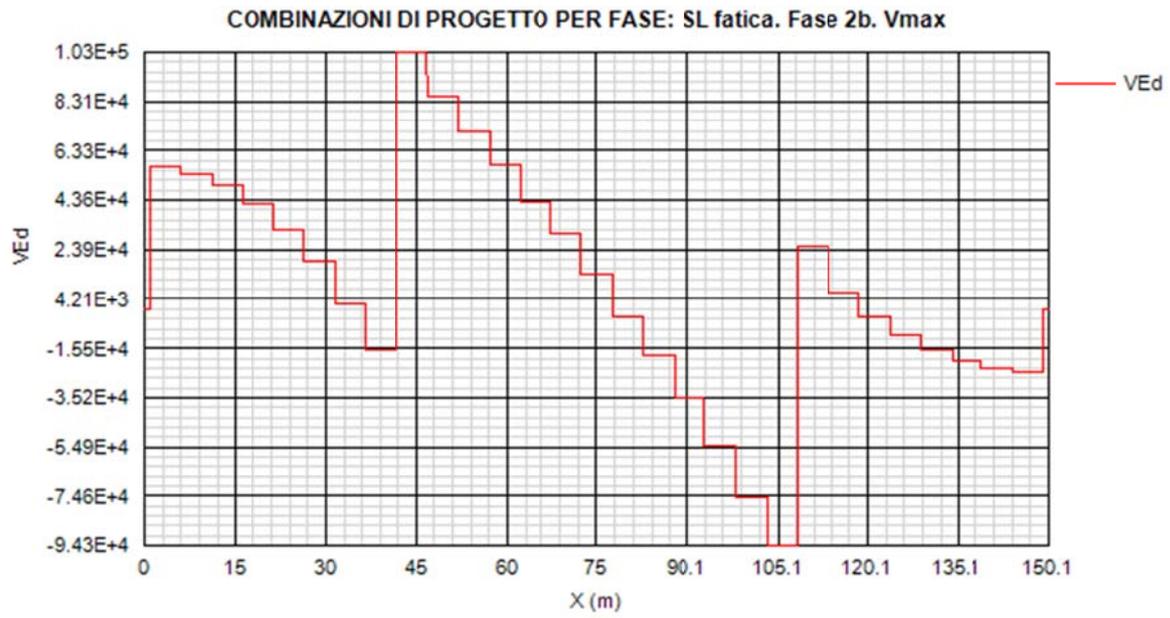


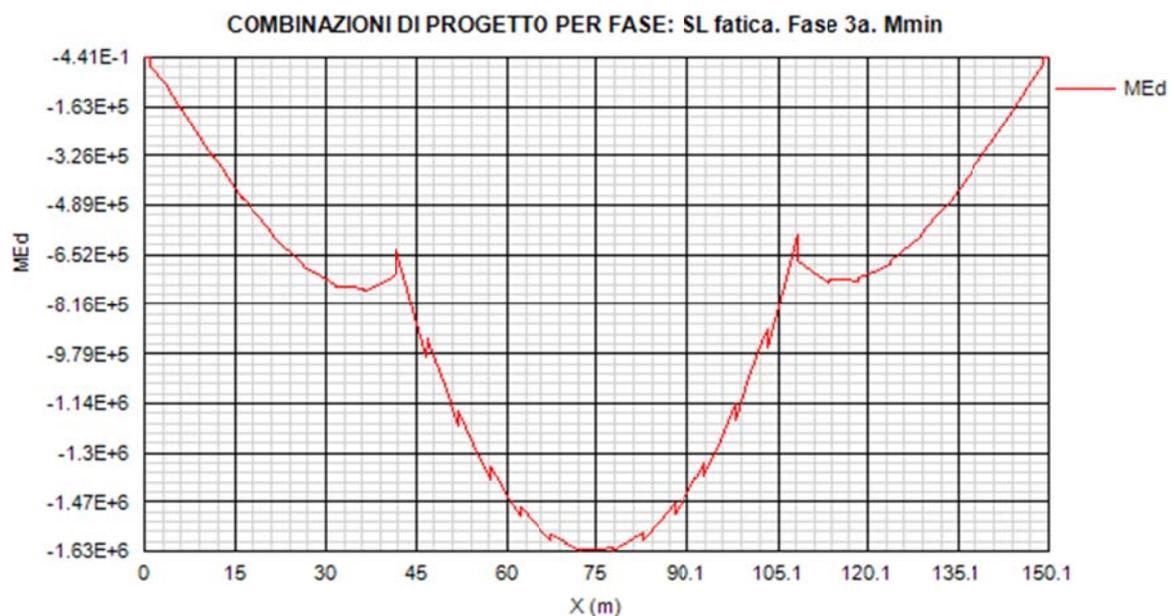
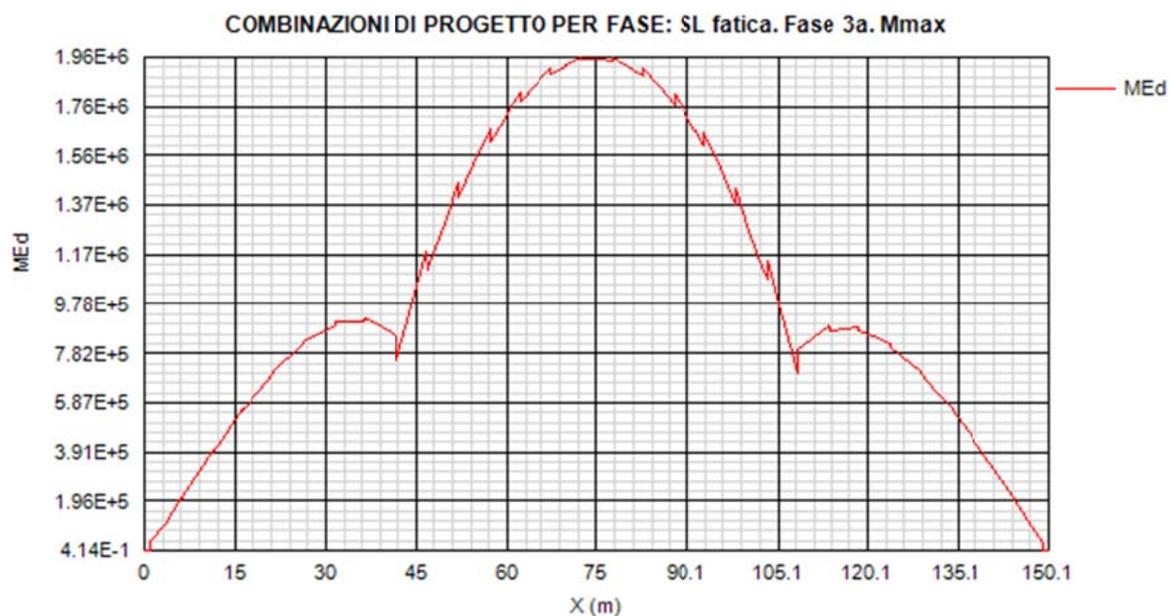


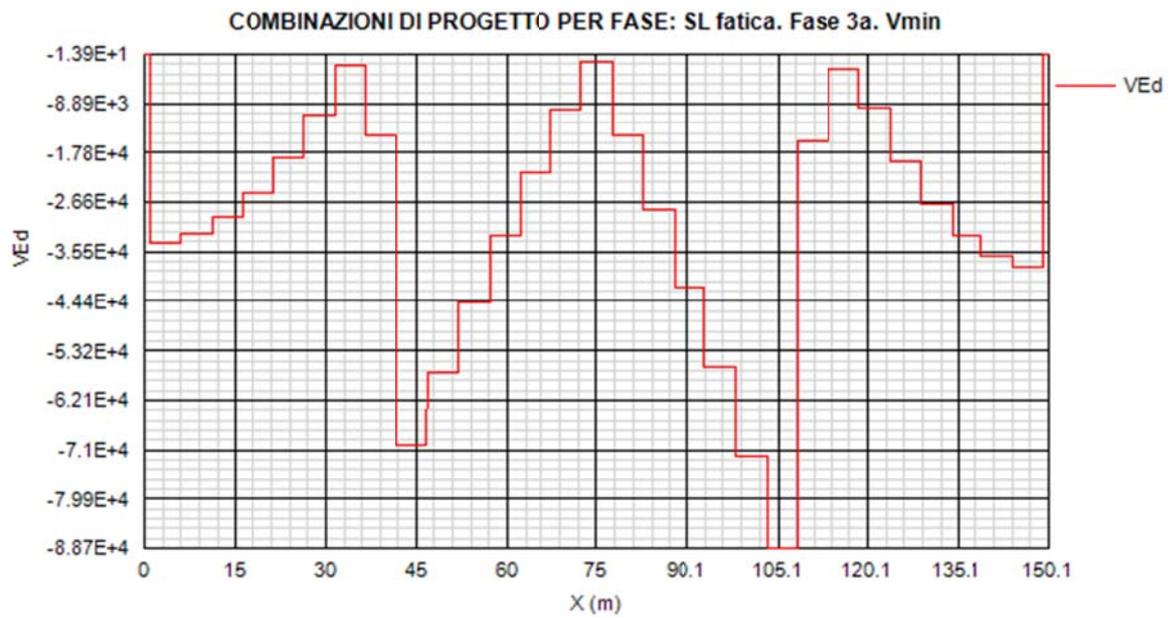
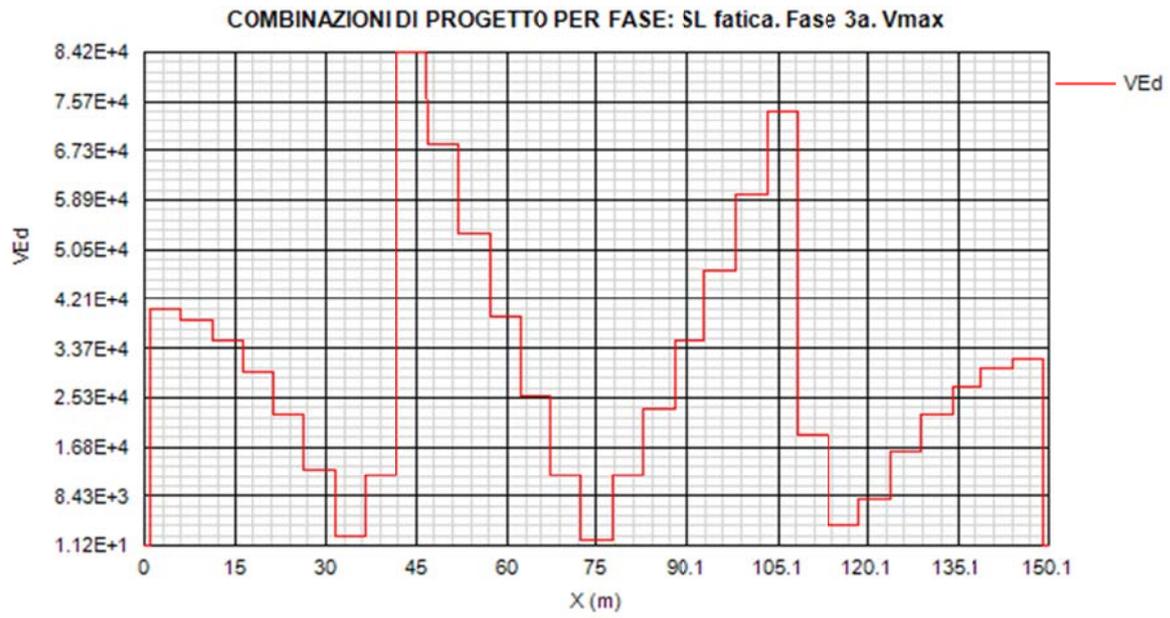


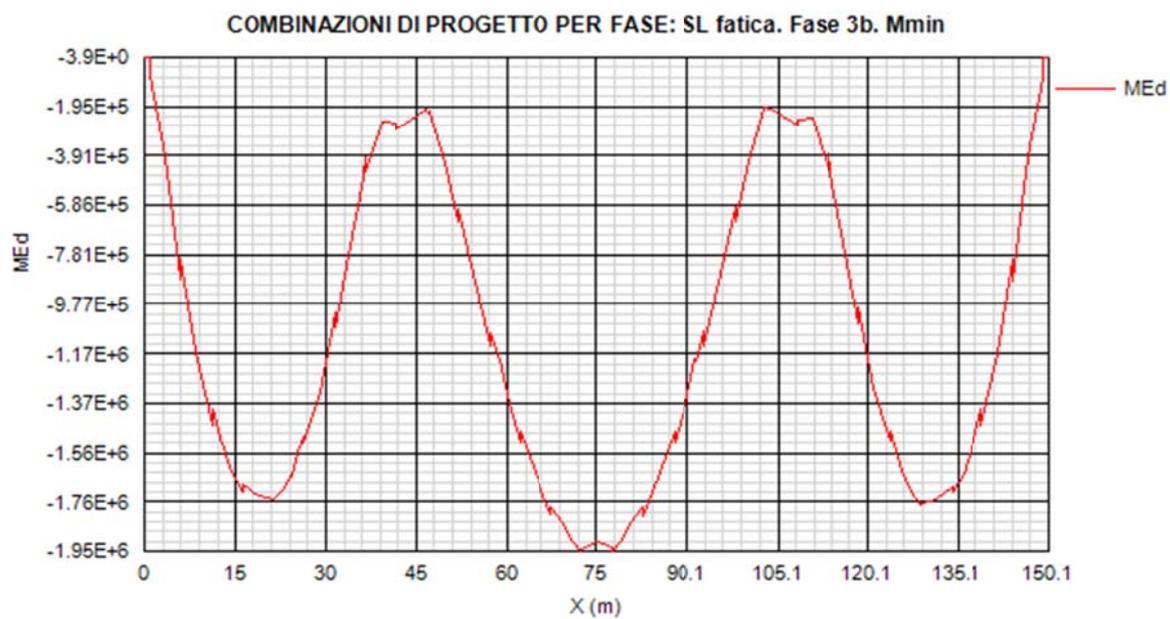
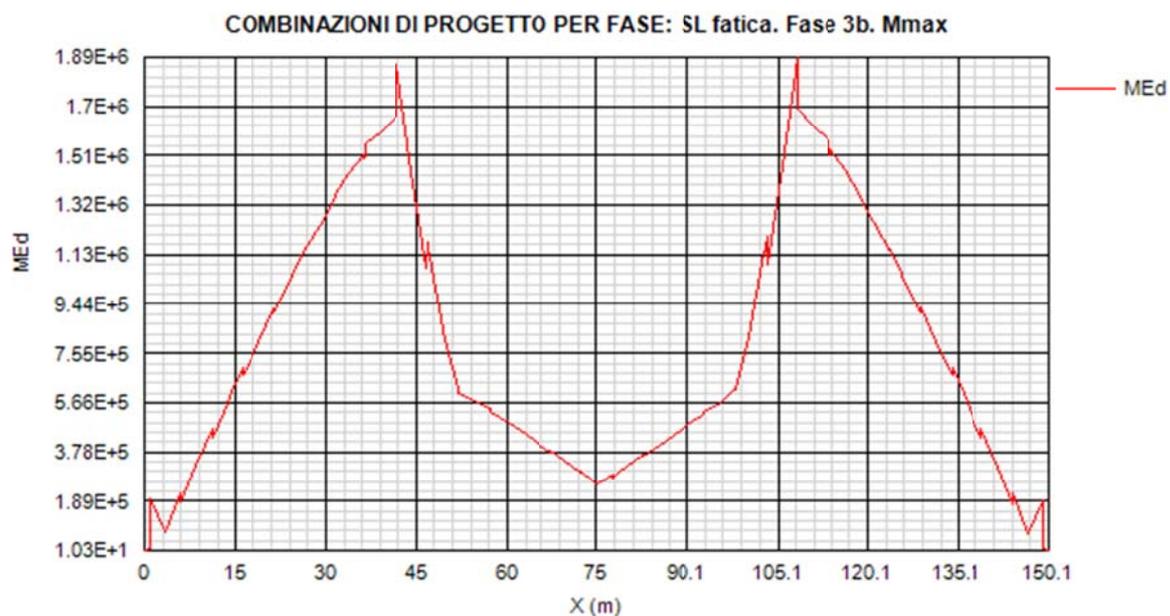


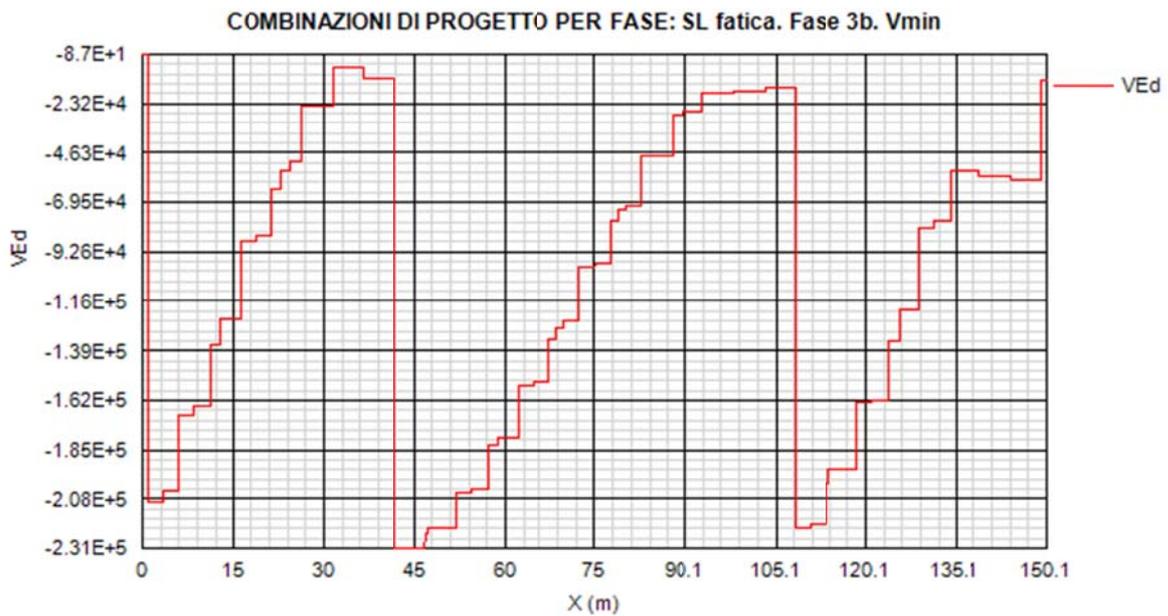
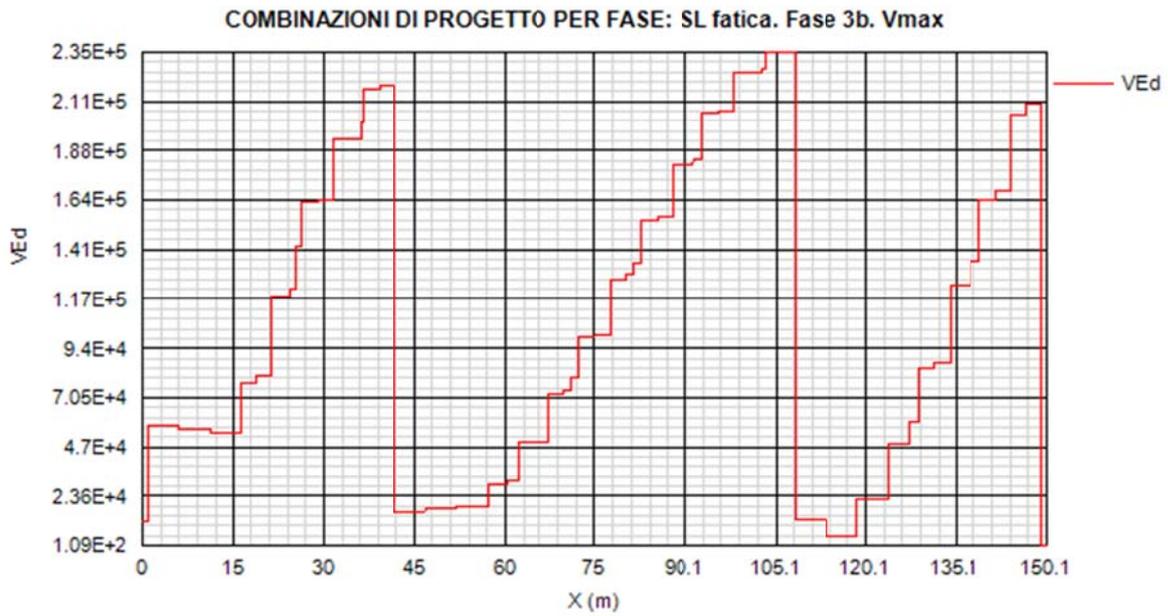












3.2 Analisi dinamica modale

La massa complessiva della struttura risulta così composta:

- M1 = 626084 kg struttura metallica
- M2 = 1704958 kg soletta in cls e sovraccarichi permanenti
- M3 = 754912 kg sostegni e fondazioni

Per un totale di:

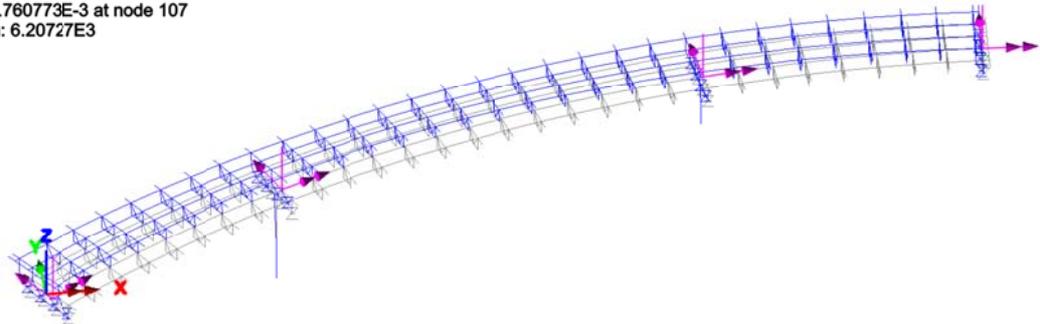
Mtot = 3085954 kg

L'analisi dinamica, ovviamente dominata dall'effetto degli isolatori, viene arrestata ai primi venti modi. Si evidenzia che risulta attivato circa l'80% della massa complessiva di impalcato, pile e fondazioni, corrispondente a pressochè il 100 % delle masse dinamicamente attive.

Nelle figure seguenti si riportano i modi principali orizzontali e verticali, risp. modo 1 trasversale e modo 2, trasversale.

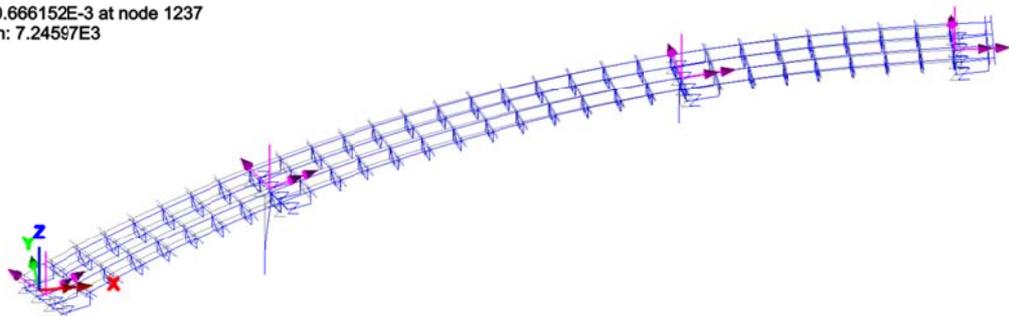
Modo 1 (f = 0.591 Hz)

Scale: 1: 787.054
Zoom: 100.0
Eye: (-0.107936, -0.769411, 0.629568)
Eigenvalue analysis
Analysis: fase3sismica
Loadcase: 7:base, Eigenvalue 1
Results file: LAVAGNA_impalcato1~fase3sismica.mys
Eigenvalue: 13.7869
Natural frequency: 0.590953
Error norm: 36.5452E-6
Maximum displacement 0.760773E-3 at node 107
Deformation exaggeration: 6.20727E3



Modo 2 (f=0.61 Hz)

Scale: 1: 804.486
Zoom: 100.0
Eye: (-0.107936, -0.769411, 0.629568)
Eigenvalue analysis
Analysis: fase3sismica
Loadcase: 7:base, Eigenvalue 2
Results file: LAVAGNA_impalcato1~fase3sismica.mys
Eigenvalue: 14.5975
Natural frequency: 0.608079
Error norm: 27.1856E-6
Maximum displacement 0.666152E-3 at node 1237
Deformation exaggeration: 7.24597E3



Di seguito i parametri identificativi dei modi analizzati.

PARTICIPATION FACTORS IN GLOBAL DIRECTIONS

MODE	X DIRECTION			Y DIRECTION			Z DIRECTION		
	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P.FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.
1	-284.7	0.2626E-01	0.2626E-01	1497.	0.7266	0.7266	-1.138	0.4194E-06	0.4194E-06
2	1513.	0.7420	0.7683	272.4	0.2405E-01	0.7506	0.9163	0.2721E-06	0.6915E-06
3	-88.43	0.2534E-02	0.7708	-224.5	0.1634E-01	0.7670	-0.5829	0.1101E-06	0.8016E-06
4	-22.14	0.1589E-03	0.7710	53.12	0.9143E-03	0.7679	244.5	0.1938E-01	0.1938E-01
5	10.38	0.3492E-04	0.7710	-29.30	0.2782E-03	0.7682	403.5	0.5276E-01	0.7214E-01
6	4.906	0.7800E-05	0.7710	-11.82	0.4525E-04	0.7682	175.5	0.9982E-02	0.8212E-01
7	-3.337	0.3608E-05	0.7710	-0.1826	0.1081E-07	0.7682	-165.3	0.8855E-02	0.9097E-01
8	14.63	0.6935E-04	0.7711	-43.52	0.6137E-03	0.7688	41.45	0.5568E-03	0.9153E-01
9	19.20	0.1194E-03	0.7712	-33.00	0.3528E-03	0.7692	-184.0	0.1097E-01	0.1025
10	2.143	0.1488E-05	0.7712	17.98	0.1048E-03	0.7693	58.76	0.1119E-02	0.1036
11	-2.083	0.1406E-05	0.7712	4.272	0.5913E-05	0.7693	134.9	0.5898E-02	0.1095
12	29.21	0.2764E-03	0.7715	-36.63	0.4349E-03	0.7697	-1027.	0.3420	0.4515
13	-262.0	0.2224E-01	0.7937	-119.8	0.4650E-02	0.7744	-45.28	0.6644E-03	0.4522
14	45.61	0.6740E-03	0.7944	-103.2	0.3450E-02	0.7778	446.6	0.6464E-01	0.5168
15	-5.145	0.8576E-05	0.7944	13.05	0.5517E-04	0.7779	-50.75	0.8346E-03	0.5176
16	24.23	0.1902E-03	0.7946	-55.37	0.9935E-03	0.7789	167.9	0.9134E-02	0.5268
17	10.05	0.3271E-04	0.7946	-5.418	0.9514E-05	0.7789	-111.4	0.4021E-02	0.5308
18	7.351	0.1751E-04	0.7946	-11.89	0.4583E-04	0.7789	-29.09	0.2742E-03	0.5311
19	-24.27	0.1908E-03	0.7948	50.43	0.8241E-03	0.7797	26.07	0.2203E-03	0.5313
20	-4.329	0.6073E-05	0.7948		0.1705	0.9421E-08	0.7797	6.286	0.1280E-04

sovrapposizione modale viene effettuata con riferimento agli spettri identificati ai paragrafi precedenti, adottando il metodo CQC.

I risultati vengono presentati direttamente nel prosieguo della relazione.

4. Verifica impalcato metallico

Per le modalità operative proprie del software di verifica, si rimanda ai capitoli introduttivi.

Nei capitoli seguenti si riportano i risultati salienti delle verifiche, espressi in generale in termini di rapporti di sfruttamento. Per le caratteristiche dei materiali si rimanda alle tabelle riportate nelle tavole.

4.1 Verifica travi longitudinali

L'impalcato è stato studiato per tutte e quattro le travi ma si è operata la scelta progettuale di verificare la trave più sollecitata rappresentata dalla trave esterna curva ed estendere i risultati in termini di spessori alle altre tre travi.

Le sollecitazioni di verifica sono direttamente ottenute dalle varie combinazioni predisposte sul modello FEM.

4.1.1 S.L.U. - resistenza delle sezioni – rapporti di sfruttamento

Si riportano di seguito i diagrammi dei seguenti rapporti di sfruttamento:

max η assoluto

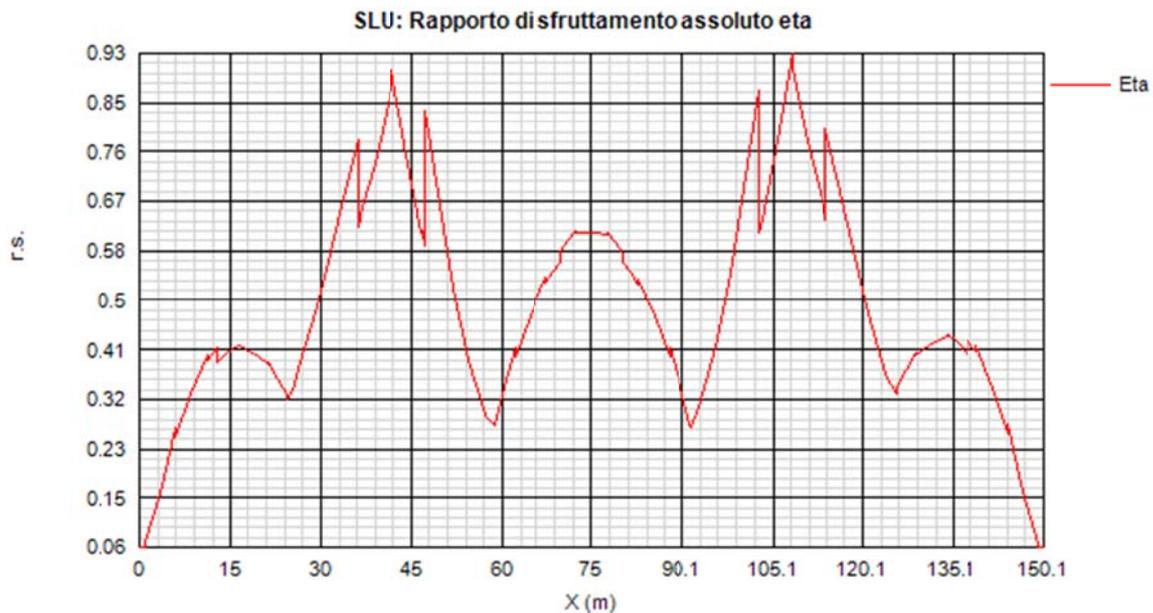
Derivante dall'interazione N/M/V (EN1993-1-5, 7.1.(1)); nei casi in cui non vi è interazione, tale valore coincide con il rapporto di sfruttamento a flessione η_1 .

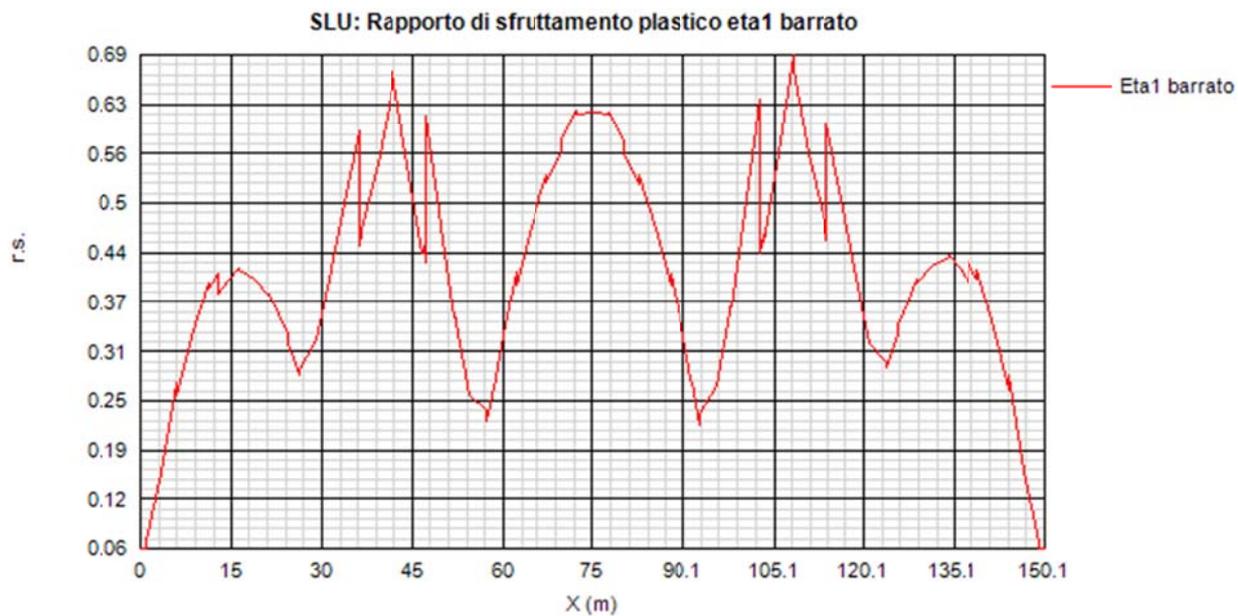
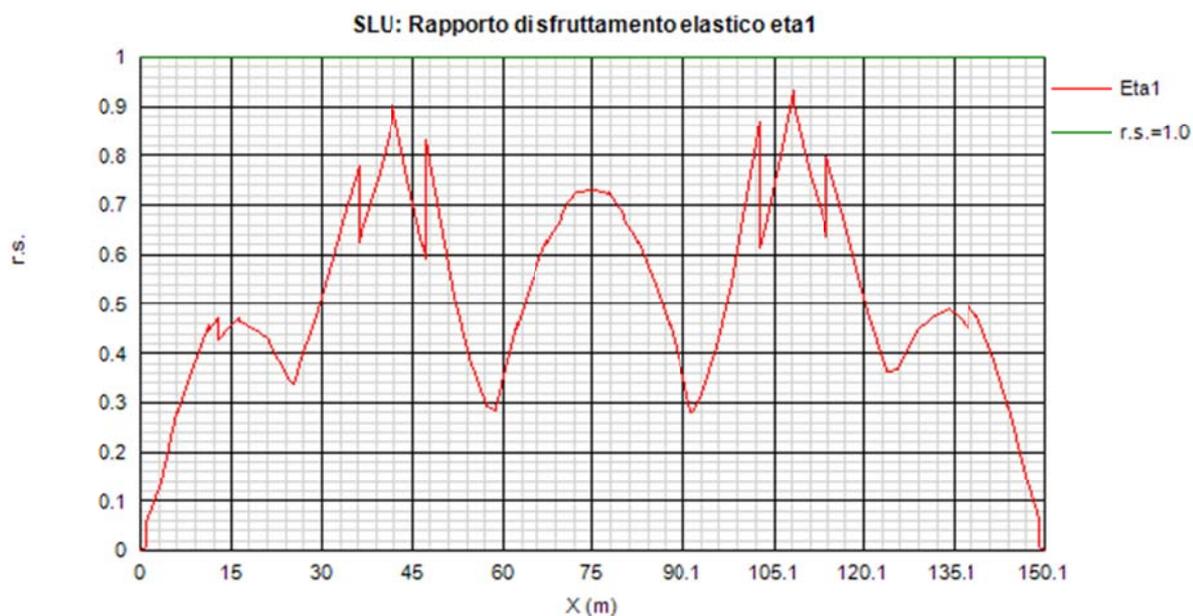
max η_1 / η_{1p}

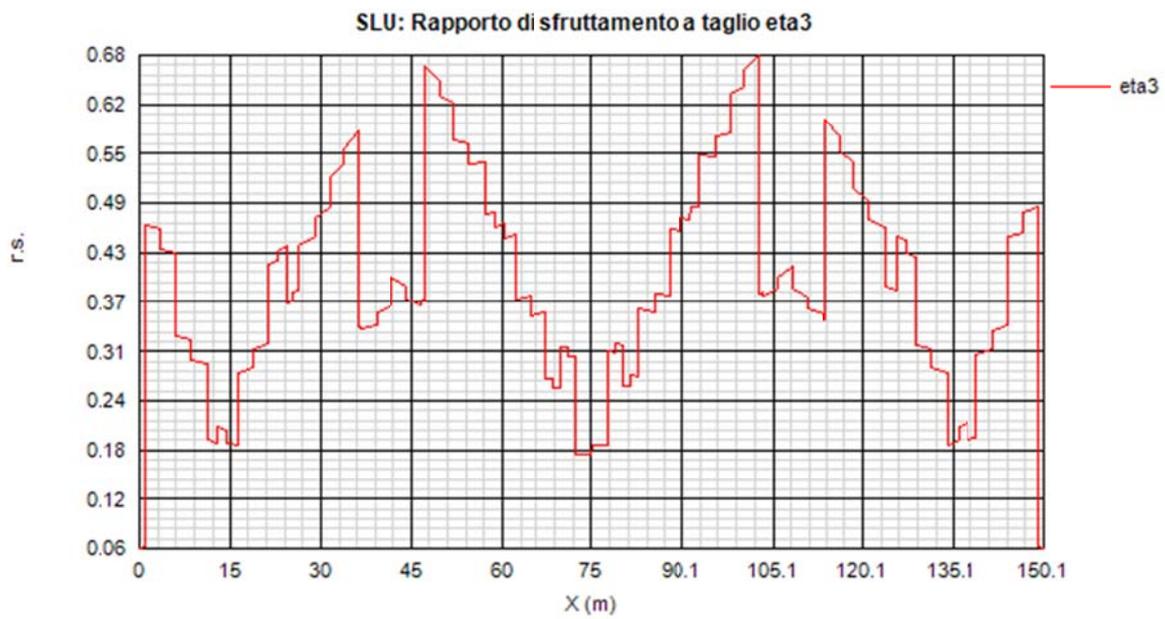
Rapporto di sfruttamento a flessione; nell'ambito delle condizioni di applicabilità dell'analisi plastica, esso coincide con il rapporto $\eta_{1p} = M_{Ed}/M_{pl}$ (rapporto di sfruttamento plastico); in tutti gli altri casi è pari a $\eta_1 = \sigma_{Ed}/(\gamma_{m0}f_{yk})$. I rapporti di sfruttamento a flessione, risp. elastici e plastici vengono tracciati indipendentemente dal campo di applicabilità; in ogni caso, il valore considerato nel calcolo del rapporto di sfruttamento assoluto considera di volta in volta il rapp. elastico/plastico in funzione degli effettivi limiti di applicabilità.

max η_3

Rapporto di sfruttamento a taglio $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd}$



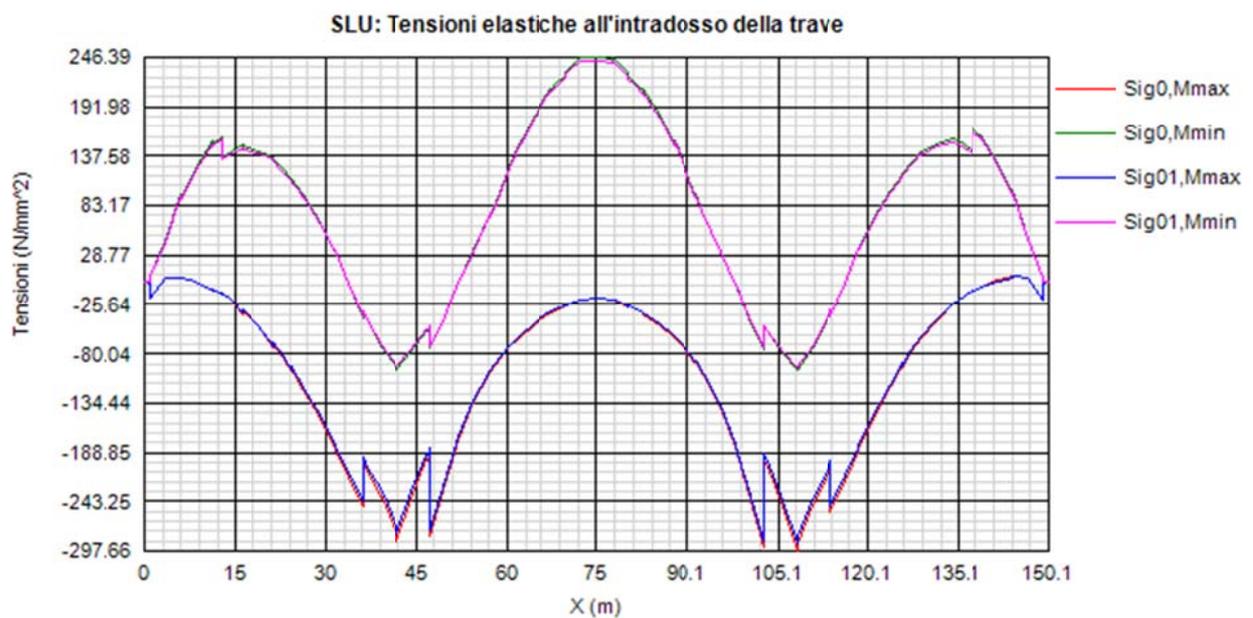


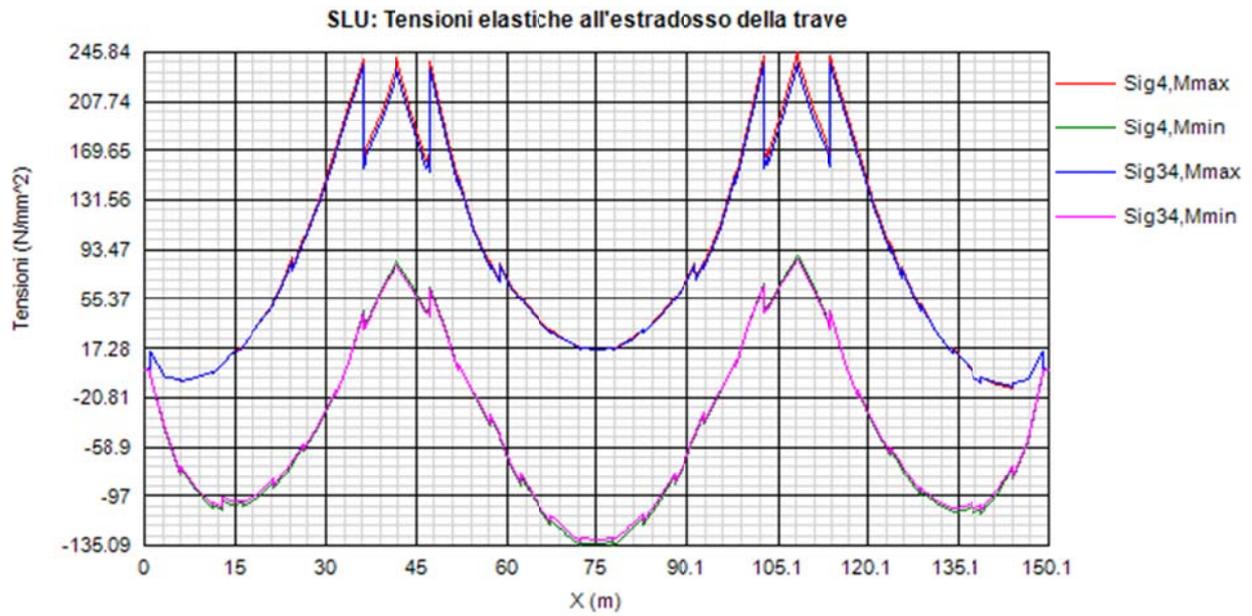


Come si nota, i rapporti di sfruttamento rilevati risultano soddisfacentemente al di sotto dell'unità.

Le sezioni metalliche permangono tutte in campo elastico.

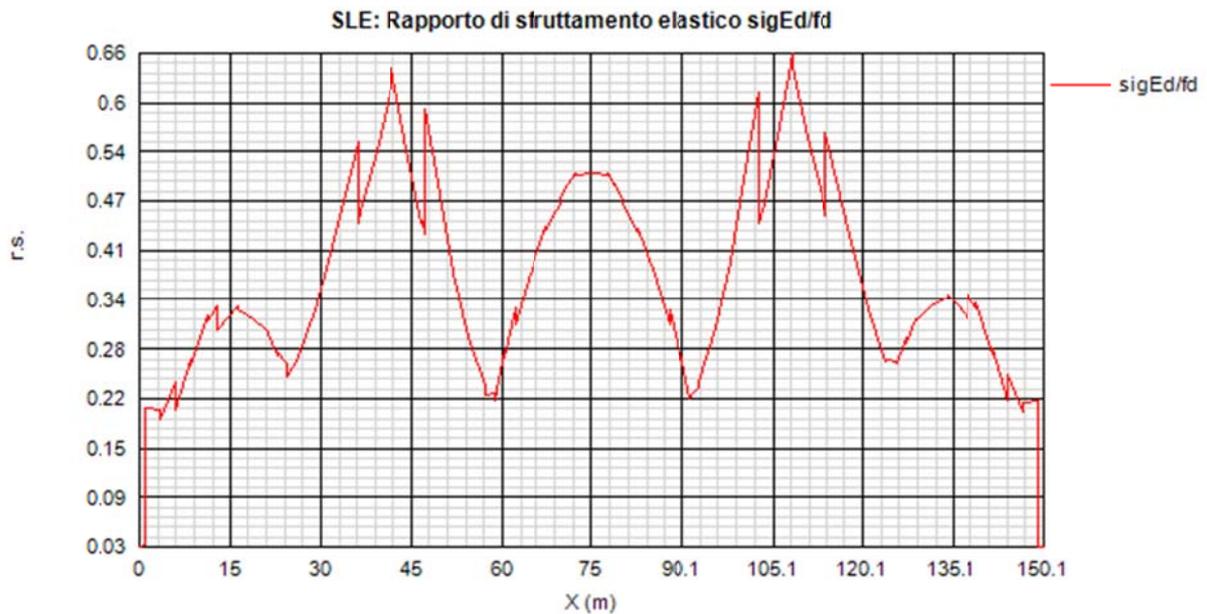
Si riportano anche i diagrammi relativi alle tensioni S.L.U. rilevate sulla piattabanda inferiore e superiore della trave (valori in MPa).





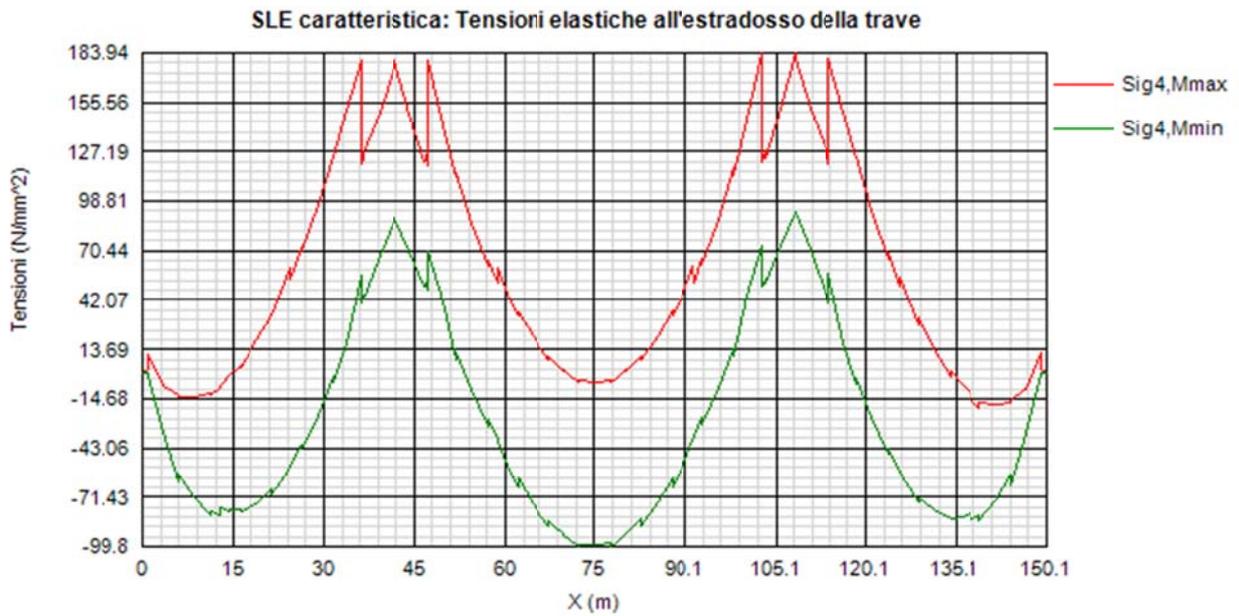
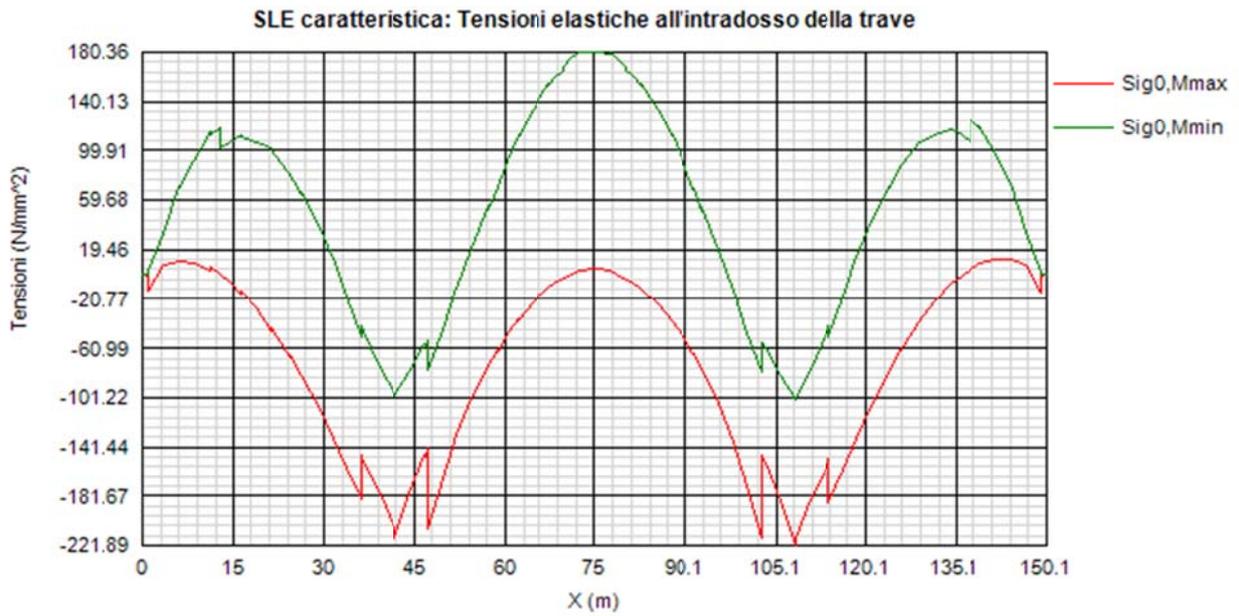
4.1.2 S.L.E. - limitazione delle tensioni – rapporti di sfruttamento

Di seguito si riporta l'andamento del rapporto di sfruttamento S.L.E. tra tensione di Von Mises e tensione di riferimento.



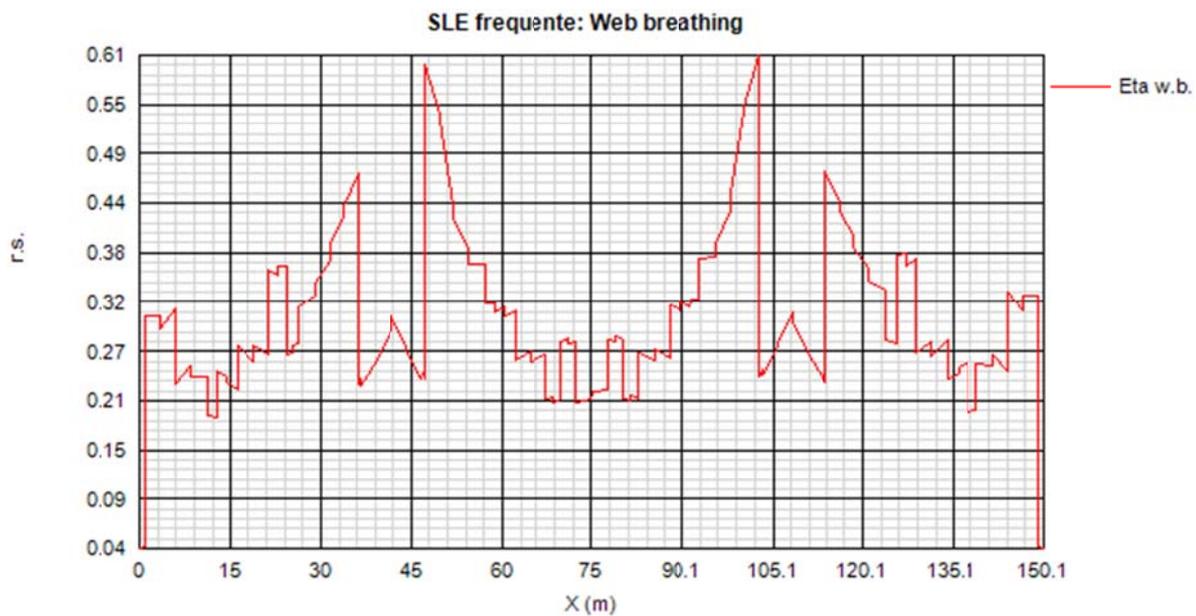
Come si può notare dall'esame dei diagrammi, i rapporti di sfruttamento S.L.E. sono inferiori all'unità.

Si riportano anche in questo caso i diagrammi relativi alle tensioni all'intradosso ed estradosso della trave. (MPa).



4.1.3 S.L.E. frequente- "web breathing" – rapporti di sfruttamento

Relativamente alla verifica di Web Breathing, i diagrammi seguenti riportano l'andamento del rapporto di sfruttamento.



4.1.4 Verifiche a fatica – calcolo $\Delta\sigma_E$

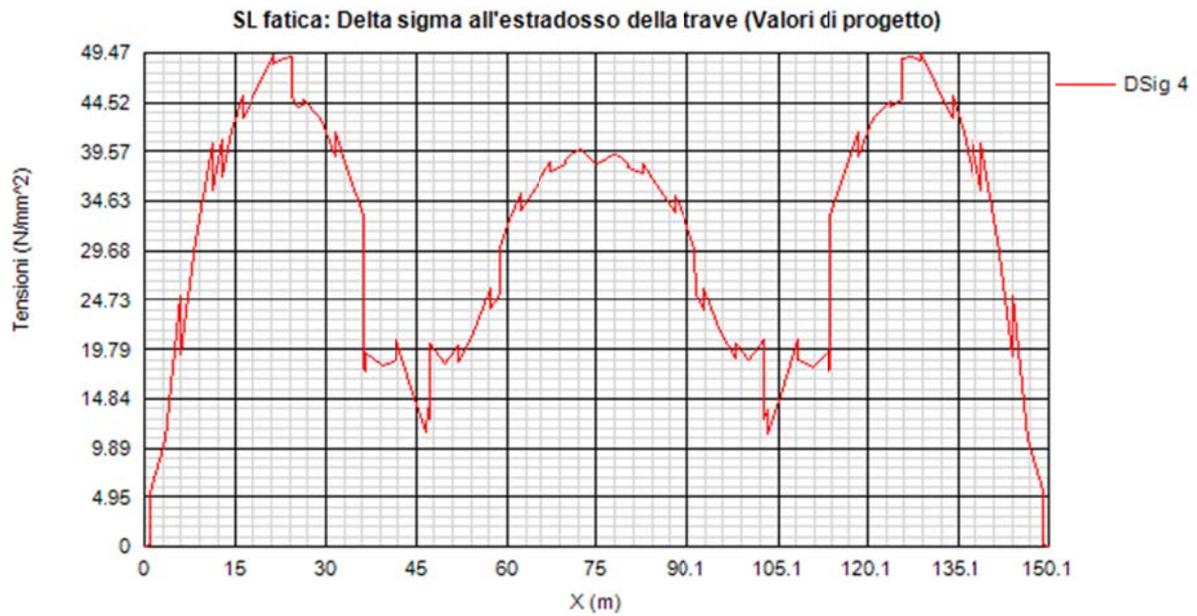
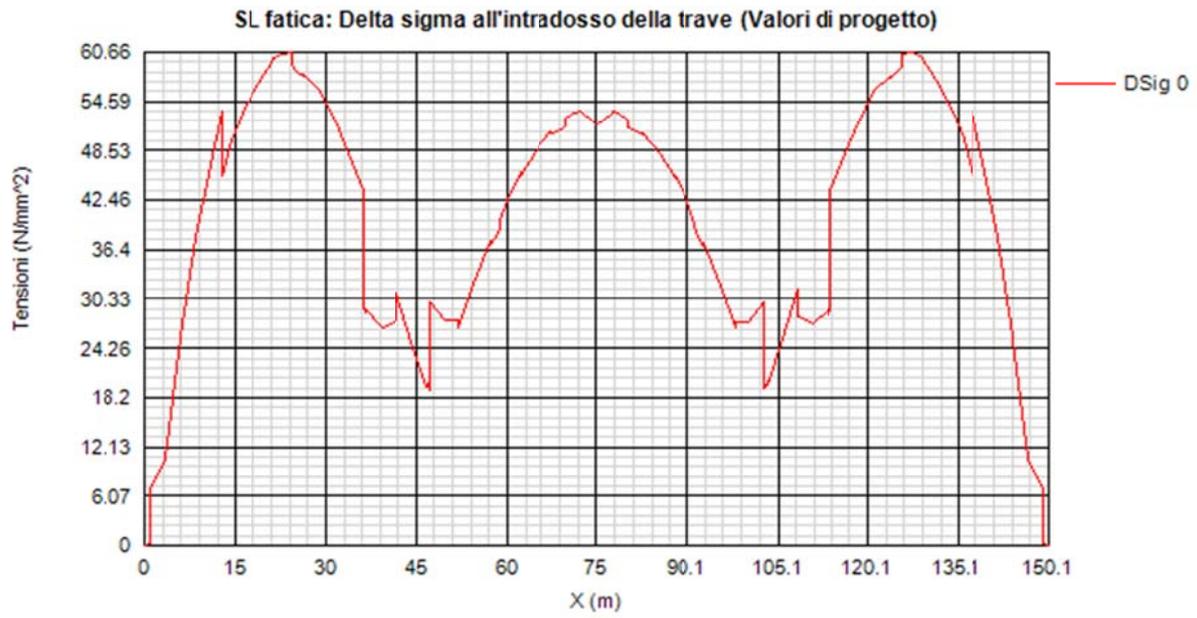
Per la verifica a fatica dei **dettagli di carpenteria**, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle di EN 1993-1-9:

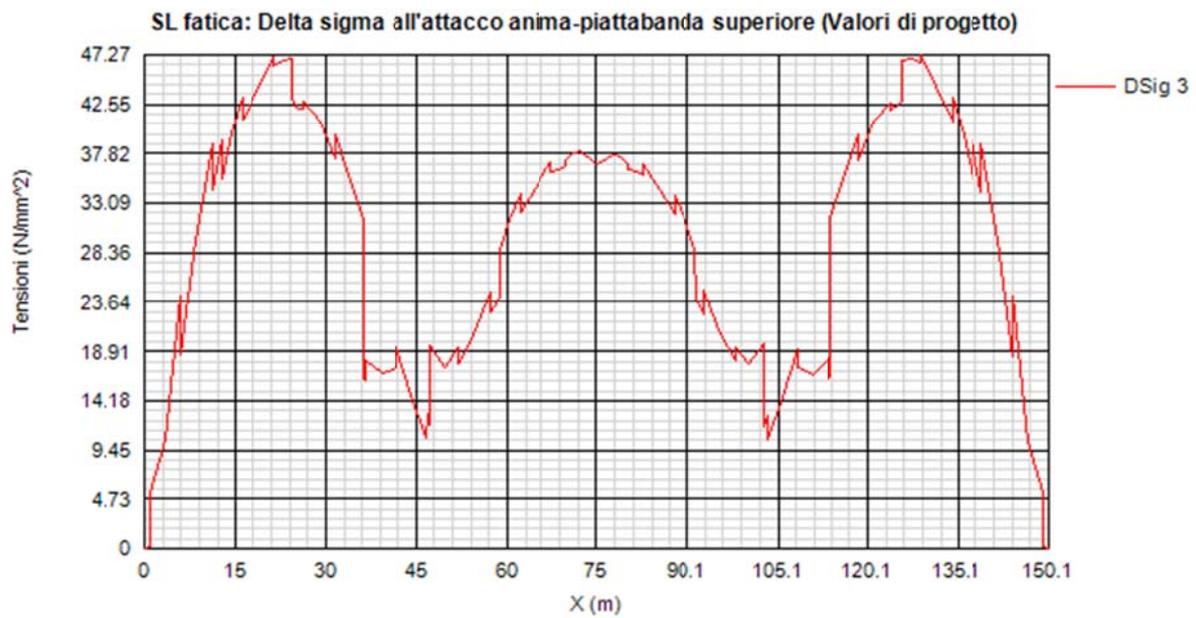
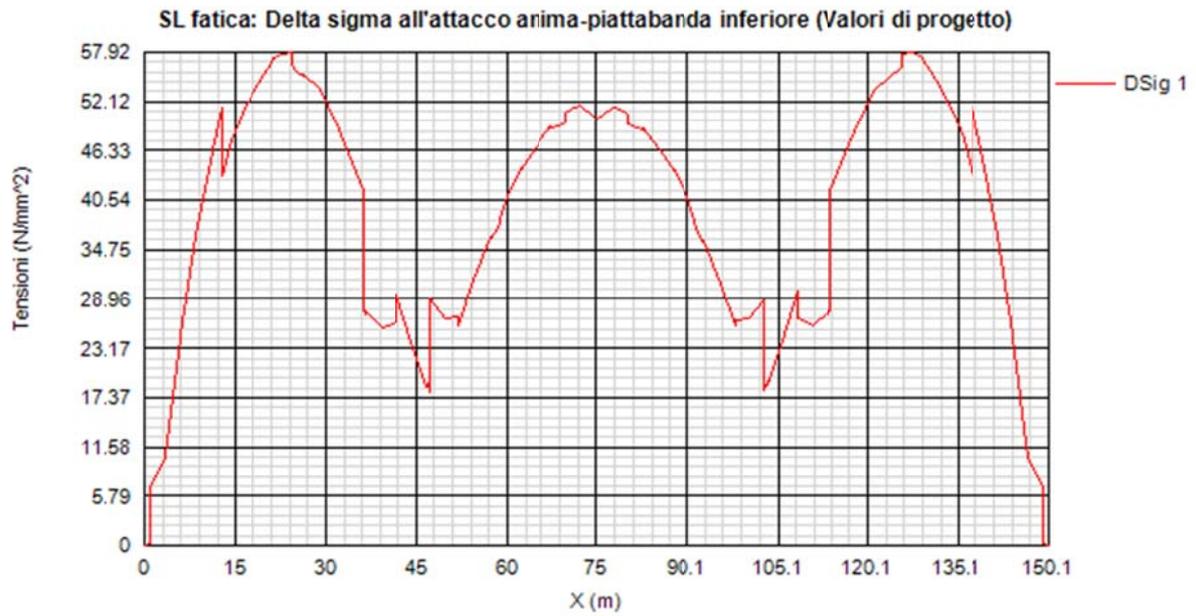
Piattabande - tensioni normali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Anima - tensioni tangenziali	categoria/dettaglio:	125/5	tab. 8.1 EN 1993-1-9
Saldatura composizione anima-piatt.	categoria/dettaglio:	125/1	tab. 8.2 EN 1993-1-9
Saldatura di testa piatt inf. e sup.	categoria/dettaglio:	112/6(*)	tab. 8.3 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - piattabande	categoria/dettaglio:	80/6(**)	tab. 8.4 EN 1993-1-9
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	80/7(**)	tab. 8.4 EN 1993-1-9

(*) si conteggia il size effect $k_s = (25/t)^{0.2}$

(**) $t < 50$ mm in tutti i casi

Di seguito si riporta l'ampiezza di $\Delta\sigma_E$ rilevati in corrispondenza della piattabanda inferiore e superiore e dell'attacco anima/piattabanda inferiore e superiore di ciascun concio.





Con riferimento al dettaglio relativo alla saldatura tra irrigidente e piattabanda, si ha:

$$\gamma_f \Delta \sigma_E = 57.92 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{Rs} / \gamma_m = 80 / 1.35 = 59.26 \text{ MPa}$$

$$\eta = 57.92 / 59.26 = 0.98$$

La verifica appare soddisfatta.

4.1.5 Verifica connessione trave/soletta

4.1.5.1 Caratteristiche piolatura e detailing

Il sistema di connessione trave/soletta è formato da pioli tipo Nelson elettrosaldati, di diametro ϕ 19 mm ed altezza pari a 200 mm.

La piolatura corrente è formata da:

5 pioli / 200 mm (25 pioli/m) per i conci "A"- "D";

4 pioli / 200 mm (20 pioli/m) per tutti gli altri conci

Per il singolo pioli, valori di riferimento nell'ambito delle verifiche S.L.U. e S.L.E. sono pertanto i seguenti:

$$P_{Rd,SLU} = 102.1 \text{ kN}$$

Ponendo $k_s = 0.75$, conformemente a quanto previsto dal N.A.D. di EN 1994-2 (cfr. Istruzioni della NTC-08) si ha

$$P_{Rd,SLE} = 0.6 \cdot 102.1 = 61.3 \text{ kN}$$

Per i limiti dimensionali da rispettare nel detailing delle piolature si fa riferimento ai contenuti di NTC-08 cap. 4.3.4.3.4/EN 1994-2 cap. 6.6.5.. Di seguito si evidenzia il riferimento specifico a quest'ultimo testo normativo, più puntuale.

Il massimo interasse longitudinale delle piolature dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_{max}/t_f \leq 22 \varepsilon$$

$$e_{max}/t_f \leq 22 \cdot 0.81 = 17.9$$

La distanza delle file longitudinali di pioli dal bordo dovrà rispettare le seguenti limitazioni (EN1994-2 6.6.5.5(2)):

$$e_d/t_f \leq 9 \varepsilon$$

$$e_d/t_f \leq 9 \cdot 0.81 = 7.29$$

$$e_{d,min} = 25.0 \text{ mm} \quad (1994-2 \text{ 6.6.5.6(2)})$$

La minima distanza misurata tra la parte inferiore della testa del piolo e lo strato inferiore di armatura dovrà essere > 40 mm.

I pioli dovranno rispettare le seguenti limitazioni dimensionali:

$$h_p \geq 3d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(1)} \quad h_p = \text{altezza piolo}$$

$$d_t \geq 1.5d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(2)} \quad d_t = \text{diametro testa}$$

$$h_t \geq 0.4d \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(2)} \quad h_t = \text{altezza testa}$$

$$d_p \geq 1.5t_{sup} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(3)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{sup} = \text{spessore flangia (*)}$$

(*) per piattabande in tensione, soggette a fatica

$$d_p \geq 2.5t_{sup} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(5)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{sup} = \text{spessore flangia (**)}$$

(**) per tutte le piattabande

$$d_p \geq 1.5t_{sup} \quad \text{EN 1994-2 6.6.5.7.(3)} \quad d_p = \text{diam. piolo, } t_{sup} = \text{spessore flangia}$$

L'interasse dei pioli dovrà rispettare le seguenti limitazioni dimensionali (EN1994-2 6.6.5.7.(4)):

$$s_{lg} \geq 5 d_p \quad \text{in direzione longitudinale}$$

$s_{tv} \geq 2.5 d_p$ in direzione trasversale

Nel rispetto delle limitazioni dimensionali esposte, per le tipologie previste di piolatura, la disposizione sulla piattabanda verrà organizzata come segue.

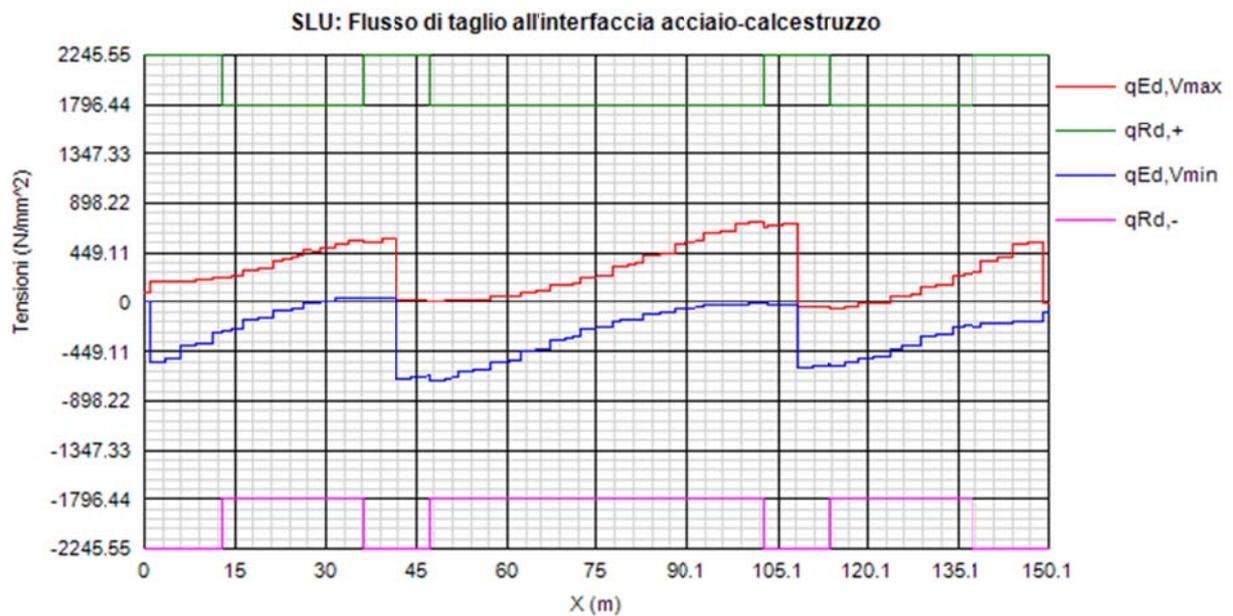
4.1.5.2 Riepilogo rapporti di sfruttamento verifica elastica S.L.U. - S.L.E. - fatica

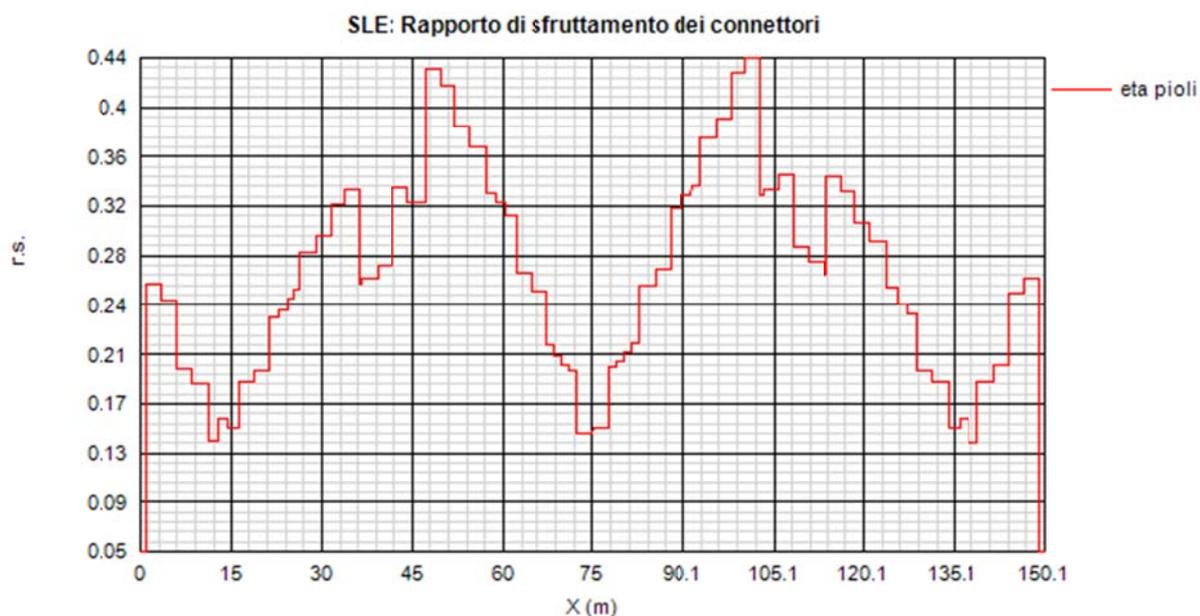
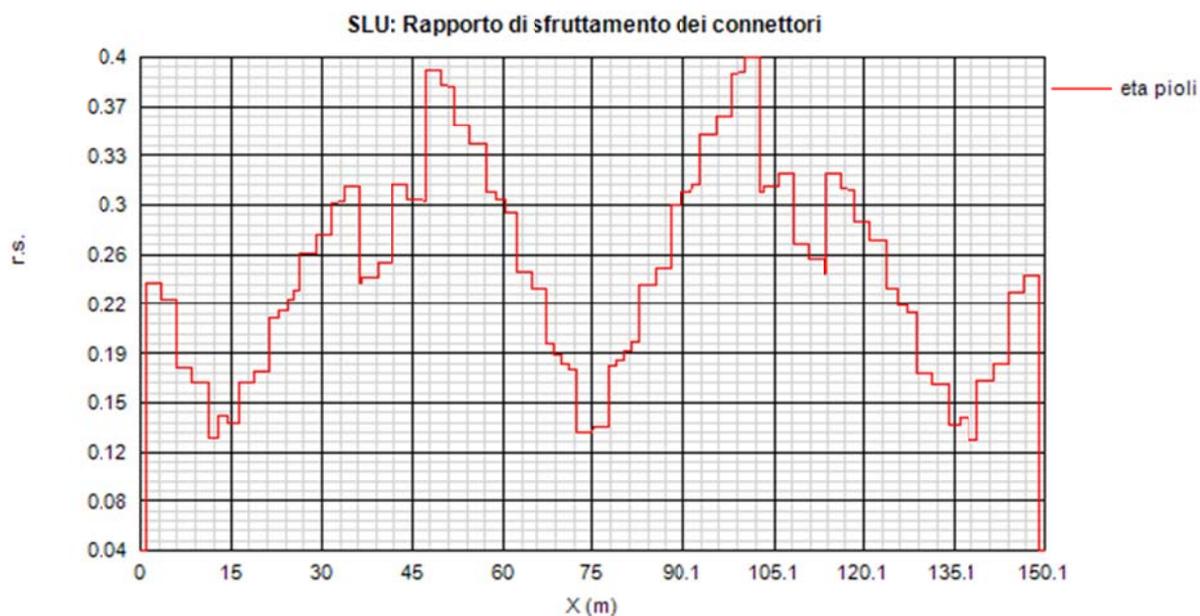
Le verifiche vengono effettuate con il programma PontiEC4, su tutti i traversi della struttura.

Per semplicità, è stata considerata una singola tipologia di piolatura di verifica, coincidente con quella presente nella sezione corrente (5 pioli / 200 mm).

Il calcolo dello scorrimento nelle varie sezioni di verifica ed il confronto con la piolatura di progetto viene effettuato in automatico dal programma PontiEC4 nell'ambito delle condizioni considerate ($M_{\max/\min}$ e $V_{\max/\min}$).

I diagrammi seguenti riportano, oltre alla copertura S.L.U. del flusso di taglio acciaio-calcestruzzo, l'andamento del rapporto di sfruttamento dei connettori allo S.L.U., S.L.E. e S.L.F.; in quest'ultimo caso, il rapporto di sfruttamento indicato è il maggiore relativo alle varie modalità di collasso.





4.2 Verifica buckling laterale – torsionale

4.2.1 Rigidezza traversi

Lo spostamento laterale dei traversi ai supporti ed intermedi, per effetto di azioni unitarie simmetriche ed antisimmetriche è riportato di seguito.

5. Deformazioni e controfrecce

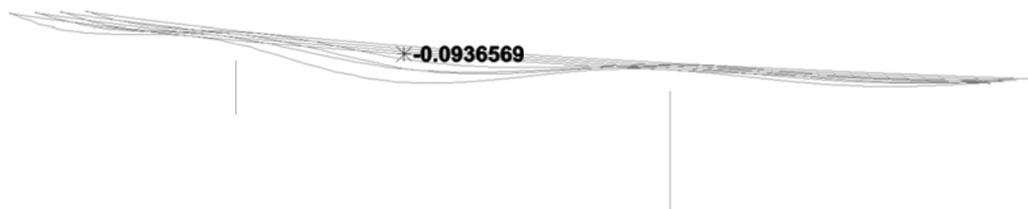
Nel presente paragrafo vengono riportate le massime deformazioni verticali subite dalle travi di impalcato e dai traversi in condizioni di esercizio.

Per la valutazione della deformabilità delle travi principali viene esaminato il contributo apportato dai seguenti carichi:

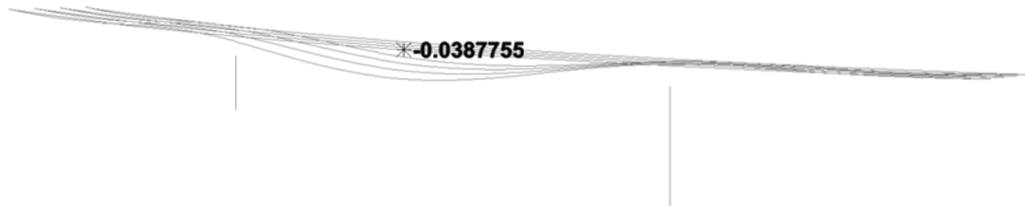
- Peso proprio acciaio + Peso getto soletta (fase 1);
- Sovraccarichi permanenti + Cedimenti + Ritiro (fase 2);
- Carichi mobili (val. caratteristico)
- Carichi mobili frequenti
- comb. S.L.E. caratteristica
- comb. S.L.E. frequente

Nel seguito vengono riportate le deformate relative ai sopraccitati carichi, con l'indicazione del valore massimo di freccia riscontrato.

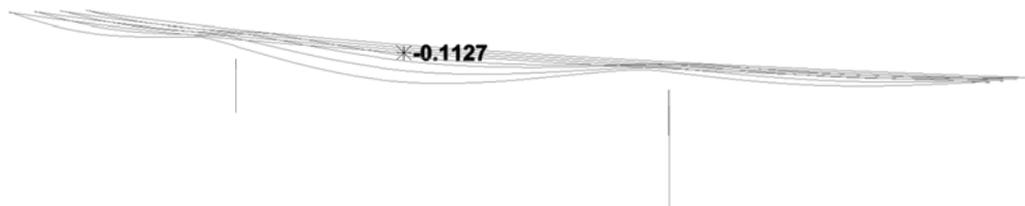
fase 1



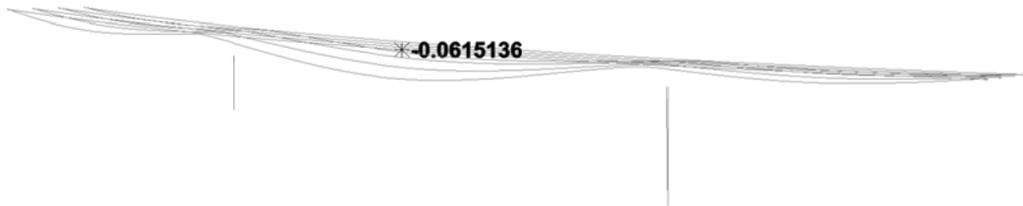
fase 2



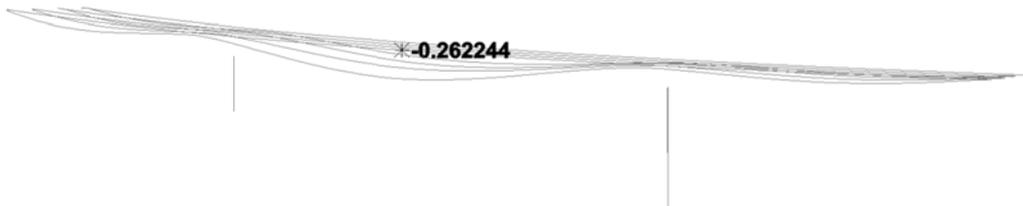
fase 3 – mobili caratteristici



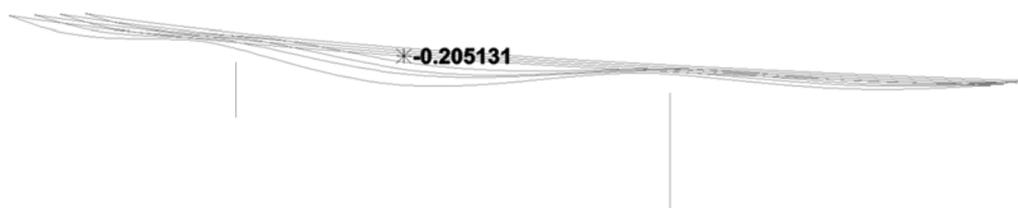
fase 3 – mobili frequenti



S.L.E. caratteristica



S.L.E. frequente



La tabella seguente riporta le frecce massime rilevate sulla luce centrale, completa dei rapporti freccia/luce convenzionale ($L=65$ m).

	δ_z (mm)	f/L lim
fase1	-93.65	1/700
fase2	-38.77	1/1680
fase3 - Mobili	-112.70	1/580
fase3 - Mobili frequenti	-61.51	1/1060
S.L.E. caratteristica	-262.24	1/250
S.L.E. frequente	-205.13	1/320

L'esame dei valori di tabella consente di appurare il pieno soddisfacimento dello S.L.E. per deformazione.

5.1 Contromonte di progetto

La contrefreccia da assegnare all'impalcato nella fase di montaggio è stata calcolata in modo da recuperare in maniera pressoché integrale la freccia di mezzera rilevata in corrispondenza della combinazione dei seguenti contributi:

- $g_{k1} + g_{k2}$: carichi di peso proprio e permanente
- ηQ_k : aliquota carichi mobili gr. 1

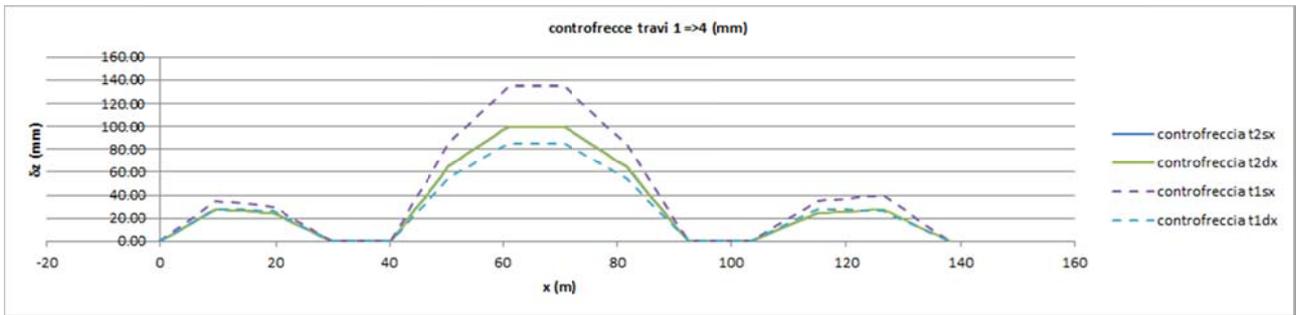
Il fattore η viene fissato in 0.2.

La massima freccia rilevata in corrispondenza della trave di bordo sinistra risulta:

$$\delta_z = 133.23 \text{ mm}$$

La curva induce un comportamento fortemente dissimmetrico.

Si prevede quindi di fornire a ciascun allineamento una diversa organizzazione delle contromonte, che viene rappresentato in figura e nella tabella a seguire.



contrefreccia tavi 1 => 4 (mm)

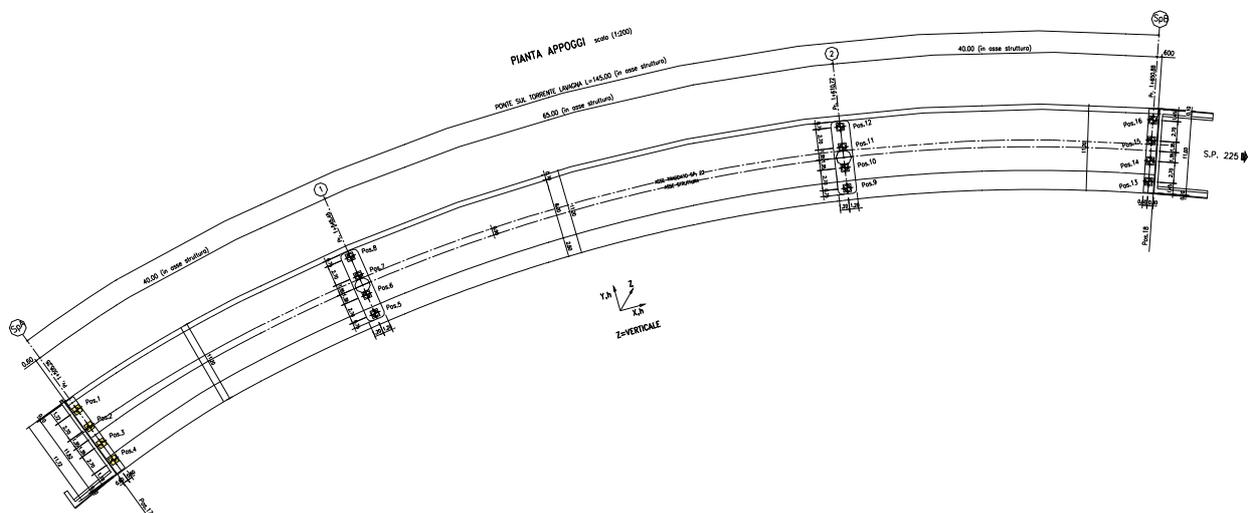
esterno curva =====> interno curva

giunzione	t1sx	t2sx	t2dx	t1dx
A-B	35.00	28.00	28.00	28.00
B-C	30.00	24.00	24.00	26.00
C-D	0.00	0.00	0.00	0.00
D-E	0.00	0.00	0.00	0.00
E-F	85.00	65.00	65.00	55.00
F-G	135.00	100.00	100.00	85.00
G-F	135.00	100.00	100.00	85.00
F-E	85.00	65.00	65.00	55.00
E-D	0.00	0.00	0.00	0.00
D-C	0.00	0.00	0.00	0.00
C-B	35.00	24.00	24.00	28.00
B-A	40.00	28.00	28.00	26.00

6. Apparecchiature di appoggio e giunto

6.1 Generalità

Come accennato in premessa, il sistema di vincolo prevede l'utilizzo di apparecchiature elastomeriche ad alto smorzamento.



schema planimetrico appoggi

Nel prosieguo le apparecchiature vengono individuate numerando le rispettive posizioni da 1 a 16, a partire dalle apparecchiature elastomeriche installate sulla spalla A.

Si richiamano qui le caratteristiche prestazionali dei dispositivi, valide per tutte le apparecchiature:

pos. 1 => 16:

Le caratteristiche indicative del sistema di vincolo sono le seguenti:

$k_h = 1.69 \text{ KN/mm}$ rigidità orizzontale dei dispositivi sulle spalle;

$k_h = 3.0 \text{ KN/mm}$ rigidità orizzontale dei dispositivi sulle pile;

$\xi = 16 \%$ smorzamento equivalente

6.2 Portate appoggi

Le sollecitazioni insistenti sulle apparecchiature di vincolo sono direttamente dedotte dall'analisi FEM nelle combinazioni di carico seguenti, ovvero:

S.L.U.

S.L.E. caratteristica

S.L.E. frequente

S.L.E. quasi permanente

Sisma SLD

Sisma SLV

Sisma SLC

Di seguito, raccolte in tabelle separate rispettivamente per la fase di esercizio e sismica, si riportano i valori di sollecitazione dedotte rispettivamente max/min F_x , F_y , F_z . Vista la tipologia delle apparecchiature, le sollecitazioni agenti sul piano vengono direttamente combinate in risultante, genericamente indicata con F_h .

Sollecitazioni apparecchiature di appoggio (kN) - fase esercizio

pos.	S.L.U.		S.L.E. car.		S.L.E. fr.		S.L.E. q.p.	
	Max F_h	Max F_z	Max F_h	Max F_z	Max F_h	Max F_z	Max F_h	Max F_z
1	176.12	1282.53	119.42	939.90	34.83	691.96	18.05	514.95
2	175.72	1770.33	119.18	1311.39	34.58	1026.48	18.45	591.24
3	175.29	1430.96	118.32	1059.96	34.40	797.12	18.78	400.76
4	174.87	2298.70	118.57	1695.74	34.31	1218.58	18.96	668.66
5	238.58	4272.57	162.51	3210.88	44.57	2700.42	18.50	2300.97
6	237.71	5109.38	161.96	3808.54	44.04	3059.77	17.91	2293.31
7	235.87	5025.87	160.51	3725.83	43.04	2955.39	16.94	2177.90
8	235.11	4202.64	160.09	3104.23	42.75	2378.57	16.65	1713.80
9	272.16	4468.88	182.55	3354.26	39.20	2753.52	12.04	2341.24
10	271.47	5185.27	182.06	3863.67	39.88	3082.80	12.93	2311.45
11	271.81	5086.17	182.70	3768.94	41.11	2977.65	14.33	2193.00
12	272.13	4433.32	182.93	3270.52	41.60	2477.23	15.36	1787.51
13	144.29	1202.25	96.75	883.46	28.38	662.51	16.89	486.66
14	143.83	1787.11	96.47	1324.47	28.16	1043.22	17.18	607.34
15	143.40	1398.79	96.23	1036.32	28.07	778.61	17.35	383.97
16	143.01	2344.30	96.00	1731.52	28.12	1274.66	17.32	725.39

Sollecitazioni apparecchiature di appoggio (kN) - fase sismica

pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
	Max Fh	Fz	Max Fh	Fz	Max Fh	Fz
1	35.57	533.75	66.93	575.72	82.08	595.23
2	35.45	584.47	66.95	590.35	82.17	593.11
3	35.43	392.72	67.07	399.25	82.35	402.31
4	35.54	673.80	67.31	709.89	82.66	726.70
5	39.29	2274.36	80.85	2294.12	100.94	2303.33
6	39.64	2272.15	81.52	2282.46	101.76	2287.29
7	39.73	2160.53	81.87	2171.80	102.25	2177.02
8	40.05	1720.58	82.40	1752.86	102.88	1767.86
9	41.58	2327.57	91.12	2370.46	115.12	2390.38
10	42.56	2291.61	92.28	2305.63	116.39	2312.15
11	44.01	2178.97	93.88	2194.56	118.06	2201.88
12	45.07	1800.88	95.04	1845.58	119.27	1866.39
13	33.76	492.45	62.49	514.83	76.42	525.22
14	34.07	598.35	62.85	602.84	76.82	604.96
15	34.27	376.15	63.12	381.04	77.12	383.34
16	34.27	721.25	63.19	742.21	77.23	751.95

Ai fini del dimensionamento, nell'intento di uniformare le caratteristiche, si farà riferimento ai seguenti dati prestazionali.

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase esercizio

sostegno	pos.	S.L.U.		S.L.E. car.		S.L.E. fr.		S.L.E. q.p.	
		max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz
Sp A-B	1/4 - 13/16	200.00	2400.00	200.00	1800.00	100.00	1300.00	100.00	800.00
P1-2	5 / 12	300.00	5200.00	200.00	3900.00	100.00	3100.00	100.00	2400.00

Portate apparecchiature di appoggio (kN) fase sismica

sostegno	pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
		max Fh	max Fz	max Fh	max Fz	max Fh	max Fz
Sp A-B	1/4 - 13/16	100.00	800.00	100.00	800.00	100.00	800.00
P1-2	5 / 12	100.00	2400.00	100.00	2400.00	200.00	2400.00

6.3 Deformazioni agli appoggi**6.3.1 Spostamenti orizzontali**

Di seguito si riportano gli spostamenti massimi rilevati in corrispondenza dispositivi, per i vari involucri.

Deformazioni massime dispositivi elastomerici (mm)

pos.	S.L.U. max δh	S.L.E. max δh	S.L.E. fr max δh	S.L.E. q.p. max δh	Sisma SLD max δh	Sisma SLV max δh	Sisma SLC max δh
1	104.21	70.66	20.61	10.68	21.05	35.60	48.57
2	103.98	70.52	20.46	10.92	20.98	35.62	48.62
3	103.72	70.37	20.35	11.11	20.97	35.69	48.73
4	103.47	70.22	20.30	11.22	21.03	35.83	48.91
5	79.53	54.20	14.86	6.17	13.10	26.95	33.65
6	79.24	53.99	14.68	5.97	13.21	27.17	33.92
7	78.62	53.54	14.35	5.65	13.24	27.29	34.08
8	78.37	53.36	14.25	5.55	13.35	27.47	34.29
9	90.72	60.85	13.07	4.01	13.86	30.37	38.37
10	90.49	60.69	13.29	4.31	14.19	30.76	38.80
11	90.60	60.90	13.70	4.78	14.67	31.29	39.35
12	90.71	60.98	13.87	5.12	15.02	31.68	39.76
13	85.38	57.25	16.79	10.00	19.98	36.97	45.22
14	85.10	57.08	16.66	10.16	20.16	37.19	45.46
15	84.85	56.94	16.61	10.27	20.28	37.35	45.64
16	84.62	56.80	16.64	10.25	20.28	37.39	45.70

Ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ai seguenti valori.

Deformazioni di progetto dispositivi elastomerici (mm) +/-

sostegno	pos.	S.L.U. max δh	S.L.E. max δh	S.L.E. fr max δh	S.L.E. q.p. max δh	Sisma SLD max δh	Sisma SLV max δh	Sisma SLC max δh
Sp A-B	1/4- 13/16	105.00	71.00	21.00	12.00	22.00	40.00	45.00
P1-2	5 / 12	104.00	71.00	21.00	12.00	22.00	40.00	45.00

6.4 Dimensionamento varchi e giunti

I valori adottati per il dimensionamento discendono direttamente dai valori di deformazione rilevata in corrispondenza delle apparecchiature di vincolo posizionate sulle spalle; in questo caso si considerano le deformazioni longitudinali (δx e δy) in luogo della risultante.

La tabella seguente riporta, per tutti gli S.L., il valore dell'escursione massima teorica in corrispondenza dei giunti, valutata cautelativamente come doppio del valore assoluto dell'escursione di progetto.

Escursione complessiva giunto (mm) - fase di esercizio

sostegno	pos.	S.L.U.		S.L.E. car.		S.L.E. fr.		S.L.E. q.p.	
		tot δx	tot δy	tot δx	tot δy	tot δx	tot δy	tot δx	tot δy
Sp A	17	150.00	210.00	110.00	150.00	40.00	50.00	30.00	20.00
Sp B	18	140.00	180.00	100.00	120.00	40.00	40.00	30.00	10.00

Escursione complessiva giunto (mm) - fase sismica

sostegno	pos.	Sisma SLD		Sisma SLV		Sisma SLC	
		max δx	max δy	max δx	max δy	max δx	max δy
Sp A	17	50.00	40.00	80.00	30.00	100.00	90.00
SpB	18	50.00	30.00	80.00	50.00	100.00	60.00

Il dimensionamento della corsa complessiva dei giunti (previsti in prima battuta privi di prerogolazione) viene effettuato con riferimento ai seguenti S.L.

S.L.E. caratteristico

Sisma SLD

La tabella seguente riporta quindi il valore di dimensionamento assegnato alle apparecchiature.

Escursione complessiva giunti (mm)

sostegno	pos.	S.L.E. car.		Sisma SLD	
		tot δx	tot δy	max δx	max δy
Sp A	17	110.00	150.00	50.00	40.00
SpB	18	100.00	120.00	50.00	30.00

Il dimensionamento del varco giunti viene effettuato con riferimento ai seguenti S.L.:

S.L.U.

sisma S.L.C.

Con riferimento alla massima escursione positiva in corrispondenza dei giunti, si rileva pertanto:

Varco giunti (mm)

sostegno	δ tot
Sp A	80
SpB	80

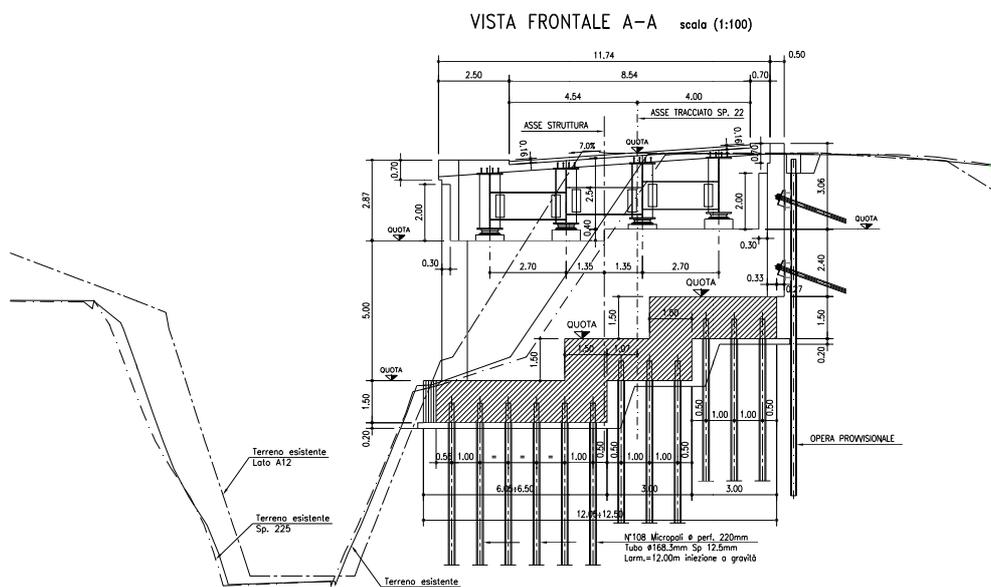
Si prevede pertanto, per ambedue le spalle, un varco complessivo di ampiezza minima pari a 100 mm.

7. Spalle

7.1 Generalità

Le spalle previste per il viadotto Lavagna sono con paramento un c.a. a getto monolitico. La zattera di fondazione di spessore 1.5 m è collegata con micropali in acciaio che concorrono a trasferire i carichi el terreno. Per la particolare morfologia del terreno la spalla A presenta una fondazione gradonata in direzione trasversale rendendo quindi la spalla ad altezza variabile. Le figure che seguono riportano le carpenterie principali delle opere. Per le caratteristiche dei materiali si rimanda alle tabelle riportate nelle tavole.

Spalla A



Le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali principali sono riepilogate nelle tabelle seguenti.

Spalla A

Definizione carpenterie [m]			
Largh. spalla (b_t)	12.20		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.97	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00
Paramento (t_3, h_3)	1.80	3.70	
Fondazione (b_4, h_4)	9.60	1.50	
Suola esterna (b_5)	1.25	1.50	
Suola interna (b_6)	6.55	1.50	
Piano app. impalcato (b_7)		0.40	
h media baggioli (h_8)		0.20	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.60		
γ_{cls}	25.00	[kN/m ³]	

Spalla B

Definizione carpenterie [m]			
Largh. spalla (b_t)	11.20		
	t_i/b_i	h_i	h_i
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.97	
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00
Paramento (t_3, h_3)	1.80	2.20	
Fondazione (b_4, h_4)	9.60	1.50	
Suola esterna (b_5)	1.25	1.50	
Suola interna (b_6)	6.55	1.50	
Piano app. impalcato (b_7)		0.40	
h media baggioli (h_8)		0.20	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.60		
γ_{cls}	25.00	[kN/m ³]	

Per la spalla A, che presenta paramento di altezza variabile, si è fatto riferimento, per semplicità, all'altezza media tra la massima e la minima.

7.2 Analisi dei carichi

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni lungo gli elementi strutturali principali, si considerano i seguenti contributi di carico

In condizioni statiche (S.L.E. e S.L.U.) le azioni da considerare agenti sulla spalla sono:

- Peso proprio spalla (calcestruzzo)
- Peso proprio del terreno sulla suola interna
- Sovraccarico accidentale sul rilevato a tergo spalla ($q = 20 \text{ kN/m}^2$)

- Spinta statica a riposo del terreno a tergo spalla
- Spinta del sovraccarico a tergo (a riposo)
- Carichi derivanti dall'impalcato

Per la determinazione dei vari effetti si considerano i seguenti parametri generali di calcolo:

- Peso specifico terreno rilevato: $\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$;
- Angolo attrito interno rilevato: $\phi_r = 35.0^\circ$;
- Attrito terreno-terreno (cautelativamente): $\delta = 0^\circ$;

In condizioni sismiche (SIS), le azioni da considerare agenti sulla spalla sono:

- Peso proprio spalla (calcestruzzo)
- Peso proprio del terreno sulla suola interna
- Spinta sismica del terreno a tergo spalla (formula Mononobe-Okabe)
- Azione inerziale del corpo spalla stesso
- Carichi permanenti derivanti dall'impalcato

Per la determinazione dei vari effetti sismici si considerano i seguenti parametri generali di calcolo:

- Accelerazione locale $a_g = 0.116 \text{ g}$ (Comune di Rapallo)
- Categoria di sottosuolo: A
- Condizione topografica: T1
- Accelerazione di aggancio spettro ($T=0$) $a_{\max} = 0.186 \text{ g}$
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0.045$
- Coefficiente sismico verticale $k_v = 0.022$

Le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato sono la somma delle sollecitazioni relative alla combinazione quasi permanente e delle azioni inerziali, valutate per $T=0$.

Il calcolo delle sollecitazioni lungo la spalla ed in fondazione viene effettuato mediante una semplice procedura implementata su foglio elettronico, basato sulla teoria dell'equilibrio limite focalizzando l'attenzione sul comportamento longitudinale del sistema.

Per semplicità, sia per la spalla A, sia per la spalla B, le sollecitazioni vengono dedotte considerando una porzione di spalla di larghezza pari a 1 m, trascurando, nell'analisi, la presenza dei contributi di carico dovuto ai muri laterali, e le sollecitazioni flettenti con asse momento longitudinale.

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle analisi condotte per la determinazione dei carichi gravanti sui pali di fondazione propri del corpo spalle; a tali addendi si sommano le azioni trasmesse dall'impalcato, rispettivamente valutate con riferimento alle combinazioni per max Fx (azione longitudinale) e concomitante Fz (azione verticale), e per la combinazione min Fz, con concomitante Fx. Si noti che in quest'ultimo caso, ad eccezione della combinazione sismica, le azioni longitudinali da impalcato sono rivolte verso il terrapieno, essendo il concomitante orizzontale generato quasi esclusivamente dalle azioni verticali dei carichi mobili.

La particolare configurazione dello schema di vincolo, basato su appoggi elastici, comporta la nascita di azioni orizzontali stabilizzanti (rivolte verso il rilevato) di significativa entità, dato lo schema statico di trave semplicemente appoggiata di grande luce.

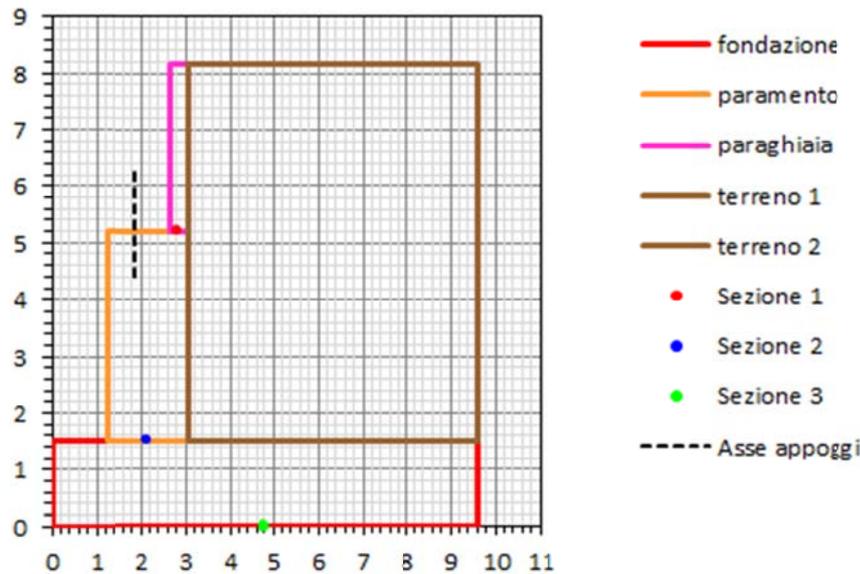
Per tale motivo, a favore di sicurezza, le azioni trasmesse dall'impalcato adottate per il dimensionamento della spalla vengono calcolate annullando l'effetto orizzontale dei carichi di fase 1 (pesi propri acciaio e soletta).

7.3 Calcolo sollecitazioni

Di seguito si riportano le tabelle recanti le generalità relative al calcolo delle sollecitazioni lungo le spalle, rispettivamente per le due condizioni di massima azione longitudinale e massima azione verticale.

Spalla A – generalità

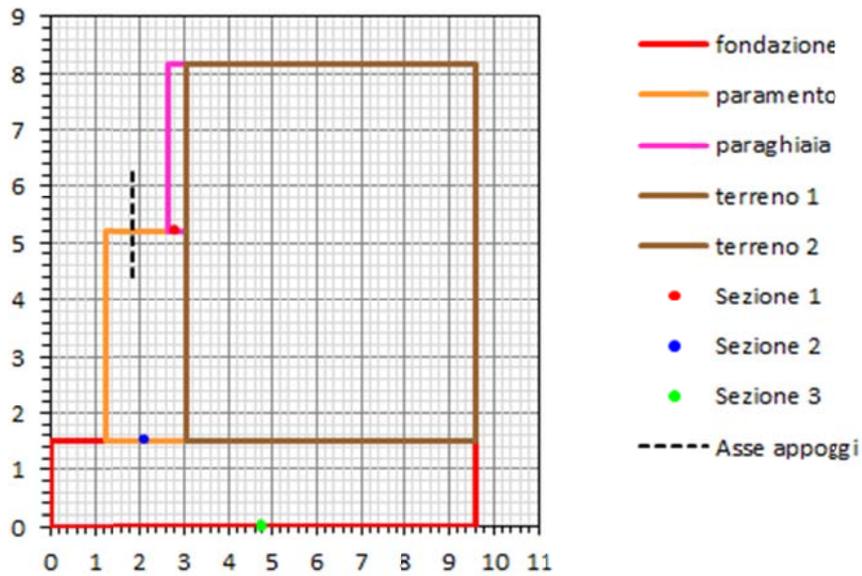
Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla			
Largh. spalla (b_1)	12.20			G_k	3.00	kN/m ²	
	t_i/b_i	h_i	h_i	Q_k	20.00	kN/m ²	Q_{Acc} sbalzo paraghiaia
Paraghiaia (t_1, h_1)	0.40	2.97		Carichi aggiuntivi			
Mensola parag. (t_2, h_2, h_2')	0.00	0.00	0.00	Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)			
Paramento (t_3, h_3)	1.80	3.70			V_x (kN)	N (kN)	
Fondazione (b_4, h_4)	9.60	1.50		S.L.U. Str	428.0	-1675.3	
Suola esterna (b_5)	1.25	1.50		S.L.U. Geo	364.1	-1754.3	
Suola interna (b_6)	6.55	1.50		S.L.U. Sisma	236.9	-2144.5	
Piano app. impalcato (b_7)		0.40		S.L.E. Fond.	316.3	-1801.2	
h media baggioli (h_8)		0.20		S.L.E. Freq.	93.5	-2079.0	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.60			S.L.E. Q. Per.	66.6	-1967.8	
γ_{ols}	25.00	[kN/m ²]			V_x (kN/m)	N (kN/m)	
Caratteristiche terreno				S.L.U. Str	35.1	-137.3	
	[°]	[rad]		S.L.U. Geo	29.8	-143.8	
$\phi_{rilevato}$ (M1)	35.0	0.6109		S.L.U. Sisma	19.4	-175.8	
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.E. Fond.	25.9	-147.6	
$\phi_{rilevato}$ (M2)	29.3	0.5106		S.L.E. Freq.	7.7	-170.4	
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Q. Per.	5.5	-161.3	
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708		Caratterizzazione sismica			
β Incl. scarpata	0.0	0.0000		a_{max} (g)	0.186	a_g	0.116
$\gamma_{t\ rilevato}$	20.00	[kN/m ²]		Cat. Suolo	Est. Topog.		T1
Coefficienti di spinta				F_0	2.492	T_c	0.291
	θ_A 0.0455	θ_B 0.0435		S_s	1.600	S_T	1.000
$k_{0,statico}$ (M1) 0.4264	$k_{0,statico}$ (M2) 0.5113			S	1.60		
$k_{a,statico}$ (M1) 0.2461	$k_{a,statico}$ (M2) 0.3105			β_m	0.240	<i>NTC-08 Table 7.11.II</i>	
$k_{a,din.1}$ (M1) 0.2716	$k_{a,din.1}$ (M2) 0.3394			k_h	0.045	<i>NTC-08 §7.11.6</i>	
$k_{a,din.2}$ (M1) 0.2705	$k_{a,din.2}$ (M2) 0.3381			k_v	0.022	<i>NTC-08 §7.11.7</i>	



Spalla B - generalità

Calcolo sollecitazioni Spalla B comb. Fxmax, Fz conc

Definizione carpenterie [m]				Carichi a tergo spalla			
Largh. spalla (b ₁)	11.20			G _k	3.00	kN/m ²	
	t _i /b _i	h _i	h _i	Q _k	20.00	kN/m ²	Q _{Acc. sbalzo parapet}
Parapet (t ₁ , h ₁)	0.40	2.97		Carichi aggiuntivi			
Mensola parap. (t ₂ , h ₂ , h _{2'})	0.00	0.00	0.00	Azioni accidentali (quota p. appoggio imp.)			
Paramento (t ₃ , h ₃)	1.80	2.20			V _x (kN)	N (kN)	
Fondazione (b ₄ , h ₄)	9.60	1.50		S.L.U. Str	445.6	-3587.0	
Suola esterna (b ₅)	1.25	1.50		S.L.U. Geo	379.1	-3058.6	
Suola interna (b ₆)	6.55	1.50		S.L.U. Sisma	241.3	-1927.4	
Piano app. impalcato (b ₇)		0.40		S.L.E. Fond.	328.7	-2623.8	
h media baggioli (h ₈)		0.20		S.L.E. Freq.	98.7	-1928.7	
dist. Ax appoggi da filo param.	0.60			S.L.E. Q. Per.	69.2	-1918.9	
γ _{ols}	25.00	[kN/m ²]			V _x (kN/m)	N (kN/m)	
Caratteristiche terreno				S.L.U. Str	39.8	-320.3	
		[°]	[rad]	S.L.U. Geo	33.8	-273.1	
φ _{rilevato} (M1)	35.0	0.6109		S.L.U. Sisma	21.5	-172.1	
δ Attrito terra-muro (M1)	17.5	0.3054		S.L.E. Fond.	29.3	-234.3	
φ _{rilevato} (M2)	29.3	0.5106		S.L.E. Freq.	8.8	-172.2	
δ Attrito terra-muro (M2)	14.6	0.2553		S.L.E. Q. Per.	6.2	-171.3	
ψ Incl. Paramento	90.0	1.5708		Caratterizzazione sismica			
β Incl. scarpata	0.0	0.0000		a _{max} (g)	0.186	a _g	0.116
γ _{t rilevato}	20.00	[kN/m ²]		Cat. Suolo		Est. Topog.	T1
Coefficienti di spinta				F ₀	2.492	T _c	0.291
	θ _A 0.0455		θ _B 0.0435	S _s	1.600	S _T	1.000
k _{0,statico} (M1) 0.4264		k _{0,statico} (M2) 0.5113		S	1.60		
k _{a,statico} (M1) 0.2461		k _{a,statico} (M2) 0.3105		β _m	0.240	NTC-08 Table 7.11.II	
k _{a,din.1} (M1) 0.2716		k _{a,din.1} (M2) 0.3394		k _h	0.045	NTC-08 §7.11.6	
k _{a,din.2} (M1) 0.2705		k _{a,din.2} (M2) 0.3381		k _v	0.022	NTC-08 §7.11.7	



Come accennato poco sopra, l'idealizzazione, effettuata per semplicità, della spalla A, prevede un paramento di altezza costante, pari all'altezza media dell'elemento.

Le azioni trasmesse dall'impalcato, per i rispettivi involucri (output limitate alle sole caratteristiche di interesse) sono le seguenti:

Spalla A

elemento 1015 gauss point 1

	max Fx (kN)	Fz conc (kN)
SLU STR max Fx	445.57	-3586.99
SLU GEO max Fx	379.09	-3058.59
Ed SLV max Fx	241.30	-1927.38
SLE RARA max Fx	328.69	-2623.82
SLE FREQUENTE max Fx	98.69	-1928.68
SLE Q.PERMANENTE max Fx	69.25	-1918.85
	Fx conc (kN)	Fzmin (kN)
SLU STR min Fz	-159.72	-5528.74
SLU GEO min Fz	-151.61	-4706.00
Ed SLV min Fz	-126.01	-2159.39
SLE RARA min Fz	-109.18	-4095.53
SLE FREQUENTE min Fz	-11.54	-3267.40
SLE Q.PERMANENTE min Fz	-7.07	-2174.45

Spalla B

elemento 1016 gauss point 1

	max Fx (kN)	Fz conc (kN)
SLU STR max Fx	427.96	-1675.34
SLU GEO max Fx	364.12	-1754.28
Ed SLV max Fx	236.92	-2144.49
SLE RARA max Fx	316.26	-1801.22
SLE FREQUENTE max Fx	93.46	-2079.03
SLE Q.PERMANENTE max Fx	66.61	-1967.83
	Fx conc (kN)	Fzmin (kN)
SLU STR min Fz	-148.36	-5542.37
SLU GEO min Fz	-140.93	-4721.99
Ed SLV min Fz	168.02	-2181.24
SLE RARA min Fz	-101.68	-4107.58
SLE FREQUENTE min Fz	-11.60	-3295.58
SLE Q.PERMANENTE min Fz	-6.85	-2202.88

7.3.1 Sollecitazioni lungo l'elevazione

Si riportano le tabelle recanti le sollecitazioni (valutate con riferimento alla striscia di larghezza unitaria) gravanti rispettivamente allo spiccato paraghiaia ed allo spiccato paramento. Per lo spiccato paraghiaia, le sollecitazioni sono identiche rispettivamente per la condizione Fx max ed Fzmin.

Spalla A - Condizione Fx max**Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-29.7	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	37.5	0.0	37.1
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	3.8	0.0	5.6
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	25.3	0.0	37.5
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.7	0.0	2.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.4	0.0	3.6
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.7	0.0	4.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.4	0.0	3.6
Eff. inerziale elem. cls	5.5	0.0	8.2
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	89.9	-52.4	108.2
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	50.9	-30.9	57.0
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	51.9	-30.9	58.4
S.L.E. fond. min N	66.6	-38.9	80.2
S.L.E. freq. min N	59.0	-36.5	68.9
S.L.E. q.p. min N	41.3	-30.9	42.7

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-196.2	-20.8
Sovraccarico acc.	0.0	-28.0	-5.6
Sovraccarico perm.	0.0	-4.2	-0.8
Spinta orizz. terreno (M1)	189.4	0.0	420.8
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	8.5	0.0	28.4
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	56.8	0.0	189.4
da spalla			
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	8.7	0.0	28.8
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	5.4	0.0	18.1
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	13.5	0.0	45.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	5.4	0.0	18.0
Eff. inerziale elem. cls	36.4	0.0	85.7
da impalcato			
S.L.U. STR min N	35.1	-137.3	178.0
S.L.U. Sisma min N	19.4	-175.8	128.5
S.L.U. GEO min N	29.8	-143.8	159.5
S.L.E. fond. min N	25.9	-147.6	145.4
S.L.E. freq. min N	7.7	-170.4	81.0
S.L.E. q.p. min N	5.5	-161.3	69.7

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	379.1	-445.6	1003.5
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	267.9	-376.1	688.8
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	272.7	-376.1	704.8
S.L.E. fond. min N	280.7	-376.0	756.9
S.L.E. freq. min N	245.4	-390.4	637.3
S.L.E. q.p. min N	203.4	-361.6	497.3

Spalla A - Condizione Fz min

Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-29.7	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	37.5	0.0	37.1
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	3.8	0.0	5.6
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	25.3	0.0	37.5
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.7	0.0	2.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.4	0.0	3.6
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.7	0.0	4.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.4	0.0	3.6
Eff. inerziale elem. cls	5.5	0.0	8.2
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	89.9	-52.4	108.2
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	50.9	-30.9	57.0
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	51.9	-30.9	58.4
S.L.E. fond. min N	66.6	-38.9	80.2
S.L.E. freq. min N	59.0	-36.5	68.9
S.L.E. q.p. min N	41.3	-30.9	42.7
totale (/m)			

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-196.2	-23.7
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	189.4	0.0	420.8
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	8.5	0.0	28.4
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	56.8	0.0	189.4
da spalla			
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	5.9	5.6
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	8.7	0.0	28.8
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	5.4	0.0	18.1
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	13.5	0.0	45.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	5.4	0.0	18.0
Eff. inerziale elem. cls	36.4	0.0	85.7
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-12.2	-454.3	88.9
S.L.U. Sisma min N	13.8	-178.8	107.3
S.L.U. GEO min N	-11.6	-387.0	71.1
S.L.E. fond. min N	-8.3	-336.7	68.5
S.L.E. freq. min N	-1.0	-270.1	77.3
S.L.E. q.p. min N	-0.6	-180.6	52.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	331.8	-751.5	916.6
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	262.2	-372.9	670.2
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	267.0	-372.9	686.2
S.L.E. fond. min N	246.5	-556.8	681.6
S.L.E. freq. min N	236.8	-482.4	635.6
S.L.E. q.p. min N	197.4	-374.7	482.2
totale (/m)			

Spalla B - Condizione Fx max**Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-29.7	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	37.6	0.0	37.2
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	3.8	0.0	5.6
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	25.3	0.0	37.6
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.7	0.0	2.6
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.4	0.0	3.6
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.7	0.0	4.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.4	0.0	3.6
Eff. inerziale elem. cls	5.5	0.0	8.2
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	90.1	-52.5	108.7
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	51.1	-30.9	57.2
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	52.0	-30.9	58.6
S.L.E. fond. min N	66.7	-38.9	80.5
S.L.E. freq. min N	59.1	-36.5	69.2
S.L.E. q.p. min N	41.4	-30.9	42.9
totale (/m)			

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-128.7	-20.8
Sovraccarico acc.	0.0	-28.0	-5.6
Sovraccarico perm.	0.0	-4.2	-0.8
Spinta orizz. terreno (M1)	114.0	0.0	196.4
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	6.6	0.0	17.1
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	44.1	0.0	114.0
da spalla			
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	0.0	0.0
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	5.2	0.0	13.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	4.2	0.0	10.9
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	8.1	0.0	21.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	4.2	0.0	10.8
Eff. inerziale elem. cls	23.9	0.0	40.5
da impalcato			
S.L.U. STR min N	39.8	-320.3	191.6
S.L.U. Sisma min N	21.5	-172.1	103.3
S.L.U. GEO min N	33.8	-273.1	163.2
S.L.E. fond. min N	29.3	-234.3	140.7
S.L.E. freq. min N	8.8	-172.2	72.8
S.L.E. q.p. min N	6.2	-171.3	66.2

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	262.1	-537.5	596.9
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	175.4	-305.0	360.1
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	178.3	-305.0	367.6
S.L.E. fond. min N	194.0	-395.2	441.0
S.L.E. freq. min N	160.3	-324.7	340.6
S.L.E. q.p. min N	126.8	-304.2	258.1
totale (/m)			

Spalla B - Condizione Fz min**Sezione 1 (spiccato parte superiore paraghiaia)**

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-29.7	0.0
Sovraccarico acc. sbalzo par.	0.0	-8.0	0.0
Sovraccarico perm. sbalzo par.	0.0	-1.2	0.0
Spinta orizz. terreno (M1)	37.5	0.0	37.1
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	3.8	0.0	5.6
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	25.3	0.0	37.5
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	1.7	0.0	2.5
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	2.4	0.0	3.6
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	2.7	0.0	4.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	2.4	0.0	3.6
Eff. inerziale elem. cls	5.5	0.0	8.2
da impalcato			
S.L.U. STR min N	0.0	0.0	0.0
S.L.U. Sisma min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. fond. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. freq. min N	0.0	0.0	0.0
S.L.E. q.p. min N	0.0	0.0	0.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	89.9	-52.4	108.2
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	50.9	-30.9	57.0
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	51.9	-30.9	58.4
S.L.E. fond. min N	66.6	-38.9	80.2
S.L.E. freq. min N	59.0	-36.5	68.9
S.L.E. q.p. min N	41.3	-30.9	42.7
totale (/m)			

Sezione 2 (spiccato paramento)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.0	-196.2	-23.7
Sovraccarico acc.	0.0	-26.0	-6.5
Sovraccarico perm.	0.0	-3.9	-1.0
Spinta orizz. terreno (M1)	189.4	0.0	420.8
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	8.5	0.0	28.4
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	56.8	0.0	189.4
Peso terreno 1 tergo spalla	0.0	5.9	5.6
da spalla			
Δ Sismico Sp. terreno - θ_1 (M1)	8.7	0.0	28.8
Δ Sismico Sp. perm. - θ_1 (M1)	5.4	0.0	18.1
Δ Sismico Sp. terreno - θ_2 (M1)	13.5	0.0	45.0
Δ Sismico Sp. perm. - θ_2 (M1)	5.4	0.0	18.0
Eff. inerziale elem. cls	36.4	0.0	85.7
da impalcato			
S.L.U. STR min N	-12.2	-454.3	88.9
S.L.U. Sisma min N	13.8	-178.8	107.3
S.L.U. GEO min N	-11.6	-387.0	71.1
S.L.E. fond. min N	-8.3	-336.7	68.5
S.L.E. freq. min N	-1.0	-270.1	77.3
S.L.E. q.p. min N	-0.6	-180.6	52.0

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	331.8	-751.5	916.6
S.L.U. Sisma min N (θ_1)	262.2	-372.9	670.2
S.L.U. Sisma min N (θ_2)	267.0	-372.9	686.2
S.L.E. fond. min N	246.5	-556.8	681.6
S.L.E. freq. min N	236.8	-482.4	635.6
S.L.E. q.p. min N	197.4	-374.7	482.2
totale (/m)			

7.3.2 Sollecitazioni in fondazione

Di seguito si riportano le sollecitazioni agenti alo spiccato fondazione per metro di larghezza di spalla e risp. sull'intera fondazione di larghezza pari 12.70 m per ambedue le spalle.

Spalla A

Spalla A - max Fx

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-556.15	499.04
Sovraccarico acc.	0.00	-159.00	-131.18
Sovraccarico perm.	0.00	-23.85	-19.68
Spinta orizz. terreno (M1)	284.28	0.00	773.73
Spinta orizz. terreno (M2)	340.86	0.00	927.71
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	10.45	0.00	42.64
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	69.63	0.00	284.28
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	12.52	0.00	51.13
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	83.49	0.00	340.86
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	0.00	0.00
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-873.12	-1331.50
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	12.98	0.00	53.01
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	6.65	0.00	27.17
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	20.26	0.00	82.70
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	6.63	0.00	27.05
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	14.26	0.00	58.21
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	8.31	0.00	33.94
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	13.40	0.00	54.70
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	8.28	0.00	33.81
Eff. inerziale elem. cls	103.22	0.00	190.41
Eff. inerziale terreno tergo spalla	162.05	0.00	783.11
S.L.U. STR min N	35.08	-137.32	594.53
S.L.U. Sisma min N	19.42	-175.78	623.41
S.L.U. GEO min N	29.85	-143.79	585.36
S.L.E. fond. min N	25.92	-147.64	575.52
S.L.E. freq. min N	7.66	-170.41	544.08
S.L.E. q.p. min N	5.46	-161.30	505.31

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	526.97	-2313.68	752.95
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	599.06	-1528.89	1641.34
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	606.31	-1528.89	1670.92
S.L.U. GEO min N	415.10	-1303.61	748.64
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	557.43	-1528.89	1625.38
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	659.76	-1528.89	1812.14
S.L.E. fond. min N	390.29	-1759.76	692.87
S.L.E. freq. min N	351.14	-1734.83	615.50
S.L.E. q.p. min N	300.19	-1514.41	469.55

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	6429.05	-28226.87	9185.94
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	7308.53	-19872.49	20024.32
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	7396.92	-19872.49	20385.19
S.L.U. GEO min N	5064.24	-22004.02	9133.37
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	6800.63	-19872.49	19829.66
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	8049.02	-19872.49	22108.11
S.L.E. fond. min N	4761.51	-21469.03	8453.03
S.L.E. freq. min N	4283.85	-21164.89	7509.08
S.L.E. q.p. min N	3662.32	-19695.83	5728.49

totale, b=12.2 m

Spalla A - min Fz

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-656.15	407.81
Sovraccarico acc.	0.00	-144.00	-144.00
Sovraccarico perm.	0.00	-21.60	-21.60
Spinta orizz. terreno (M1)	320.17	0.00	924.75
Spinta orizz. terreno (M2)	383.89	0.00	1108.79
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	11.08	0.00	48.03
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	73.90	0.00	320.17
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	13.29	0.00	57.58
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	88.61	0.00	383.89
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	5.93	-7.41
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-786.47	-1297.68
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	14.62	0.00	63.35
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	7.06	0.00	30.59
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	22.81	0.00	98.85
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	7.03	0.00	30.46
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	16.06	0.00	69.58
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	8.82	0.00	38.23
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	15.09	0.00	65.37
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	8.79	0.00	38.08
Eff. inerziale elem. cls	121.78	0.00	243.88
Eff. inerziale terreno tergo spalla	144.87	0.00	770.47
S.L.U. STR min N	-12.16	-454.29	1063.98
S.L.U. Sisma min N	13.77	-178.79	528.23
S.L.U. GEO min N	-11.55	-387.05	899.47
S.L.E. fond. min N	-8.33	-336.69	792.54
S.L.E. freq. min N	-0.95	-270.13	669.71
S.L.E. q.p. min N	-0.56	-180.56	448.10

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	534.80	-2517.38	1374.58
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	633.36	-1637.08	1690.43
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	641.52	-1637.08	1725.79
S.L.U. GEO min N	415.77	-2032.54	1182.39
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	580.70	-1637.08	1654.00
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	701.48	-1637.08	1893.52
S.L.E. fond. min N	396.82	-1938.98	1022.61
S.L.E. freq. min N	382.03	-1829.22	846.93
S.L.E. q.p. min N	330.69	-1538.85	502.00

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni complessive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	6524.50	-31932.09	16769.83
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	7726.98	-19972.37	20623.20
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	7826.56	-19972.37	21054.60
S.L.U. GEO min N	5072.40	-24796.97	14425.10
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	7084.53	-19972.37	20178.83
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	8558.01	-19972.37	23100.99
S.L.E. fond. min N	4841.18	-23655.51	12475.88
S.L.E. freq. min N	4660.78	-22316.48	10332.54
S.L.E. q.p. min N	4034.43	-19994.02	6124.34

totale, b=12.2 m

Spalla B

Spalla B - max Fx

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-488.70	320.27
Sovraccarico acc.	0.00	-159.00	-131.18
Sovraccarico perm.	0.00	-23.85	-19.68
Spinta orizz. terreno (M1)	189.71	0.00	421.79
Spinta orizz. terreno (M2)	227.47	0.00	505.73
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	8.53	0.00	28.46
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	56.88	0.00	189.71
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	10.23	0.00	34.12
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	68.21	0.00	227.47
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	0.00	0.00
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-677.27	-1032.84
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	8.66	0.00	28.90
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	5.44	0.00	18.13
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	13.52	0.00	45.08
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	5.41	0.00	18.05
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	9.52	0.00	31.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	6.79	0.00	22.65
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	8.94	0.00	29.82
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	6.77	0.00	22.56
Eff. inerziale elem. cls	90.70	0.00	126.47
Eff. inerziale terreno tergo spalla	125.70	0.00	513.49
S.L.U. STR min N	39.78	-320.27	1099.94
S.L.U. Sisma min N	21.54	-172.09	591.68
S.L.U. GEO min N	33.85	-273.09	937.62
S.L.E. fond. min N	29.35	-234.27	805.55
S.L.E. freq. min N	8.81	-172.20	542.37
S.L.E. q.p. min N	6.18	-171.33	529.53

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	384.21	-2141.17	798.27
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	450.29	-1361.91	996.66
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	455.12	-1361.91	1012.77
S.L.U. GEO min N	306.04	-1569.61	731.71
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	401.25	-1361.91	967.16
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	491.35	-1361.91	1091.62
S.L.E. fond. min N	284.48	-1583.09	582.08
S.L.E. freq. min N	246.88	-1473.32	301.34
S.L.E. q.p. min N	204.43	-1361.15	247.53

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	4303.12	-23981.15	8940.58
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	5043.28	-15253.36	11162.62
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	5097.38	-15253.36	11343.05
S.L.U. GEO min N	3427.67	-18699.62	8195.20
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	4494.00	-15253.36	10832.22
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	5503.14	-15253.36	12226.17
S.L.E. fond. min N	3186.13	-17730.60	6519.35
S.L.E. freq. min N	2765.00	-16501.23	3375.04
S.L.E. q.p. min N	2289.58	-15244.84	2772.29

Spalla B - min Fz

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni per le singole condizioni elementari

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
Pesi propri cls spalla	0.00	-488.70	320.27
Sovraccarico acc.	0.00	-159.00	-131.18
Sovraccarico perm.	0.00	-23.85	-19.68
Spinta orizz. terreno (M1)	189.71	0.00	421.79
Spinta orizz. terreno (M2)	227.47	0.00	505.73
Spinta orizz. sovr. perm. (M1)	8.53	0.00	28.46
Spinta orizz. sovr. acc. (M1)	56.88	0.00	189.71
Spinta orizz. sovr. perm. (M2)	10.23	0.00	34.12
Spinta orizz. sovr. acc. (M2)	68.21	0.00	227.47
Peso terreno 1 tergo spalla	0.00	0.00	0.00
Peso terreno 2 tergo spalla	0.00	-677.27	-1032.84
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M1)	8.66	0.00	28.90
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M1)	5.44	0.00	18.13
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M1)	13.52	0.00	45.08
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M1)	5.41	0.00	18.05
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₁ (M2)	9.52	0.00	31.74
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₁ (M2)	6.79	0.00	22.65
Δ Sismico Sp. terreno - θ ₂ (M2)	8.94	0.00	29.82
Δ Sismico Sp. perm. - θ ₂ (M2)	6.77	0.00	22.56
Eff. inerziale elem. cls	90.70	0.00	126.47
Eff. inerziale terreno tergo spalla	125.70	0.00	513.49
S.L.U. STR min N	-14.26	-493.64	1400.61
S.L.U. Sisma min N	-11.25	-192.80	524.89
S.L.U. GEO min N	-13.54	-420.18	1186.74
S.L.E. fond. min N	-9.75	-365.67	1040.71
S.L.E. freq. min N	-1.03	-291.73	856.59
S.L.E. q.p. min N	-0.63	-194.15	570.27

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (/m)

	Vx (kN/m)	N (kN/m)	My (kNm/m)
S.L.U. STR min N	330.16	-2314.54	1098.94
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	417.50	-1382.62	929.87
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	422.33	-1382.62	945.98
S.L.U. GEO min N	258.66	-1316.70	980.83
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	368.45	-1382.62	900.37
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	458.66	-1382.62	1024.83
S.L.E. fond. min N	245.38	-1714.49	817.25
S.L.E. freq. min N	237.03	-1592.85	615.56
S.L.E. q.p. min N	197.61	-1383.97	288.27

Sezione 3 (spiccato fondazione)

Sollecitazioni compressive per le combinazioni di verifica (totali)

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
S.L.U. STR min N	3697.82	-25922.90	12308.09
S.L.U. Sisma min N (θ ₁)	4675.97	-15485.37	10414.53
S.L.U. Sisma min N (θ ₂)	4730.07	-15485.37	10594.97
S.L.U. GEO min N	2896.97	-20347.03	10985.33
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₁)	4126.69	-15485.37	10084.13
S.L.U. (Sisma) GEO min N (θ ₂)	5135.83	-15485.37	11478.09
S.L.E. fond. min N	2748.26	-19202.31	9153.19
S.L.E. freq. min N	2654.77	-17839.94	6894.32
S.L.E. q.p. min N	2213.26	-15500.43	3228.65

8. Pile

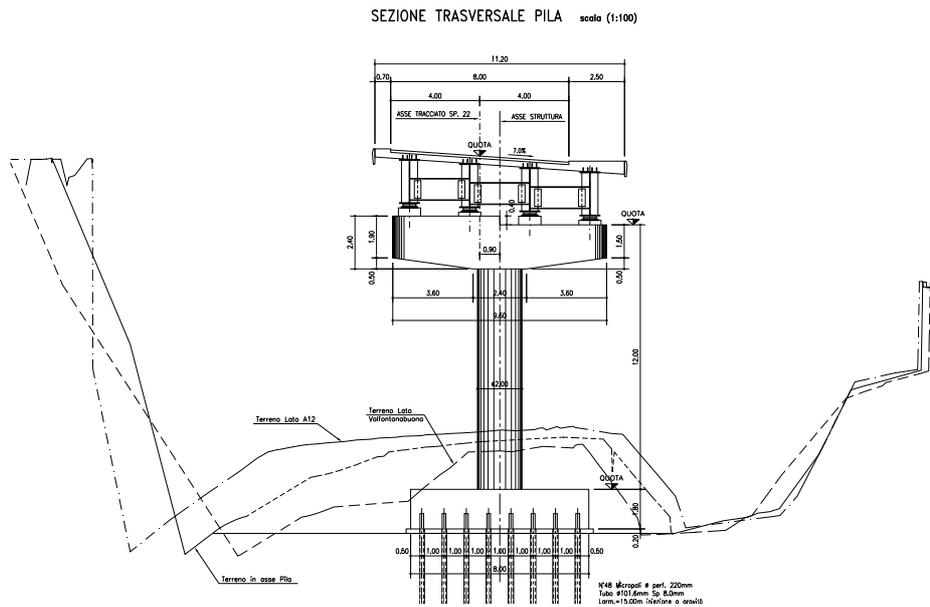
8.1 Generalità

La campitura del viadotto è stata scansita prevedendo due pile in c.a. che consentono così di scavalcare il corso d'acqua sottostante. Le pile previste hanno un fusto circolare pieno di diametro 2.0 m. In sommità alle pile è presente un pulvino a sezione rastremata in c.a.. Le dimensioni del pulvino sono:

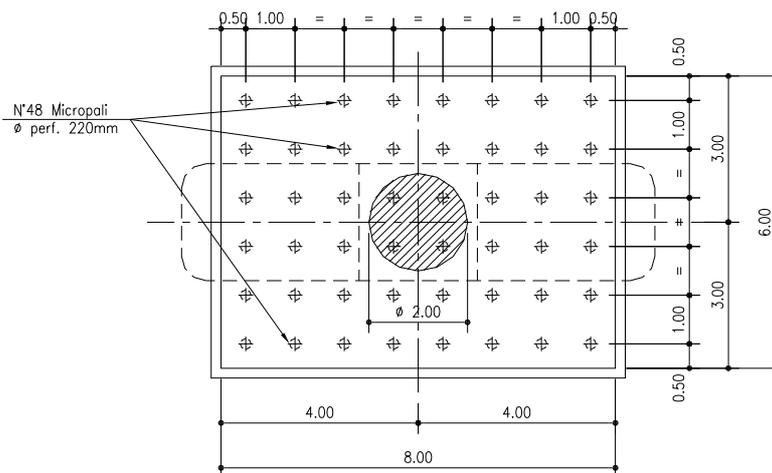
- altezza 2.4/1.9 m;
- larghezza 2.4 m;
- lunghezza 9.6 m.

Per le caratteristiche dei materiali si rimanda alle tabelle riportate nelle tavole.

Le figure che seguono riportano le principali carpenterie delle pile.



PIANTA FONDAZIONI scala (1:100)

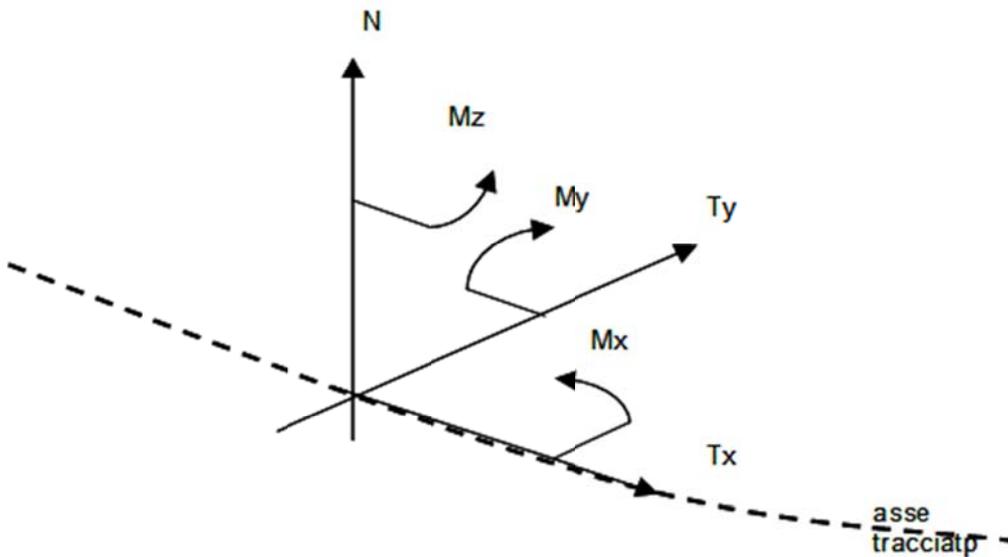


carpenterie pila 1

8.2 Sollecitazioni spiccato

Di seguito si riportano le sollecitazioni valutate in corrispondenza della sezione di spiccato pile, per gli involuipi caratteristici afferenti agli stati limite considerati.

Le sollecitazioni vengono estratte in automatico dal sistema E.F. Lusas, con riferimento alle convenzioni di seguito riportate.



Pila 1 - sollecitazioni spiccato
elemento 433 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
SLU STR max N	-9053.80	-81.15	-506.41	-7.17	7314.59	-958.54	7377.13
SLU STR min N	-18725.75	89.98	465.65	47.02	-8525.76	1044.67	8589.53
SLU STR max Mx	-12773.43	450.92	522.92	-53.16	-5062.98	5424.07	7419.86
SLU STR min Mx	-13028.65	-446.53	-524.43	71.10	5699.34	-5364.24	7826.72
SLU STR min My	-14909.72	-123.55	-781.96	-7.68	16088.47	-1403.32	16149.56
SLU STR max My	-12968.20	118.50	804.97	30.11	-14098.69	1368.80	14164.98
Ed SLV max N	-9518.01	-192.59	261.22	-1.41	4050.62	1944.93	4493.36
Ed SLV min N	-9886.11	208.91	-202.59	1.50	-577.43	-1700.74	1796.09
Ed SLV max Mx	-9761.69	-257.37	160.73	-14.43	4251.79	4030.92	5858.84
Ed SLV min Mx	-9636.07	267.85	-101.28	15.01	-844.60	-3857.36	3948.75
Ed SLV min My	-9777.37	-158.65	294.70	-16.09	6032.82	2379.76	6485.23
Ed SLV max My	-9626.75	174.98	-236.07	16.18	-2559.63	-2135.57	3333.53
SLE RARA max N	-9173.05	-57.15	-334.94	-2.36	5010.77	-673.60	5055.84
SLE RARA min N	-13912.94	64.80	311.54	32.34	-5511.77	756.34	5563.42
SLE RARA max Mx	-10802.11	332.49	353.73	-38.94	-2964.33	4004.07	4981.95
SLE RARA min Mx	-10818.24	-328.90	-347.96	52.75	3823.07	-3950.22	5497.29
SLE RARA min My	-11723.90	-77.52	-509.77	-7.22	11335.38	-868.62	11368.61
SLE RARA max My	-11434.95	74.88	533.61	24.29	-9465.30	861.99	9504.47
SLE FREQUENTE max N	-9338.72	-3.29	12.17	2.64	584.62	-31.06	585.44
SLE FREQUENTE min N	-11857.51	15.08	1.16	13.96	710.03	189.35	734.85
SLE FREQUENTE max Mx	-9817.84	65.53	149.61	-5.30	1086.90	819.51	1361.23
SLE FREQUENTE min Mx	-10884.48	-58.21	-1.66	46.10	-583.41	-705.54	915.51
SLE FREQUENTE min My	-9908.73	4.37	-65.85	-7.52	4381.98	94.21	4382.99
SLE FREQUENTE max My	-11392.65	-10.68	-42.03	17.51	-1644.16	-153.05	1651.27
SLE Q.PERMANENTE max N	-9472.90	-7.83	7.93	7.00	540.42	-86.63	547.32
SLE Q.PERMANENTE min N	-9921.92	22.21	49.85	-6.44	2854.27	306.45	2870.67
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-9804.65	47.69	33.91	-6.38	2614.61	607.27	2684.20
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-9583.81	-39.15	24.70	7.43	714.08	-458.07	848.38
SLE Q.PERMANENTE min My	-9921.92	22.21	49.85	-6.44	2854.27	306.45	2870.67
SLE Q.PERMANENTE max My	-9472.90	-7.83	7.93	7.00	540.42	-86.63	547.32

Pila 2 - sollecitazioni spiccato
elemento 439 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
SLU STR max N	-8676.94	101.25	-602.39	18.11	4929.60	575.78	4963.11
SLU STR min N	-18085.63	-111.67	598.55	-55.33	-7759.79	-665.09	7788.24
SLU STR max Mx	-13510.27	541.29	-587.74	-13.49	6540.17	3015.58	7201.92
SLU STR min Mx	-11405.89	-543.03	572.92	49.54	-3596.98	-2991.80	4678.58
SLU STR min My	-14540.55	165.83	-1051.91	39.83	13987.32	1006.92	14023.51
SLU STR max My	-14861.78	-79.34	613.31	-62.52	-12498.23	-540.85	12509.92
Ed SLV max N	-9098.25	-131.43	265.21	-20.42	2619.21	835.96	2749.38
Ed SLV min N	-9486.34	115.00	-275.69	32.35	1282.12	-881.90	1556.14
Ed SLV max Mx	-9134.44	-255.02	138.43	-13.30	1778.95	1838.91	2558.56
Ed SLV min Mx	-9443.17	244.82	-146.61	24.60	2044.32	-1851.34	2758.02
Ed SLV min My	-9379.73	-166.73	253.72	-0.79	5371.88	672.45	5413.80
Ed SLV max My	-9204.88	150.34	-264.20	12.71	-1470.55	-718.39	1636.64
SLE RARA max N	-8780.18	70.42	-399.59	10.29	3316.98	400.44	3341.06
SLE RARA min N	-13445.75	-79.23	395.77	-36.89	-4980.69	-467.64	5002.59
SLE RARA max Mx	-10514.97	397.55	-387.22	-10.95	4512.81	2214.31	5026.79
SLE RARA min Mx	-10342.31	-399.11	375.59	38.54	-1910.34	-2193.27	2908.58
SLE RARA min My	-11312.84	105.51	-703.23	30.20	10132.43	652.71	10153.43
SLE RARA max My	-12868.70	-47.71	408.29	-46.89	-8838.78	-337.84	8845.23
SLE FREQUENTE max N	-8913.65	1.72	8.91	-1.10	308.47	13.68	308.78
SLE FREQUENTE min N	-11440.98	-14.08	-16.32	-7.88	547.57	-71.83	552.26
SLE FREQUENTE max Mx	-9252.19	65.19	-124.57	-0.04	1979.73	373.63	2014.68
SLE FREQUENTE min Mx	-9315.41	-73.35	117.28	10.68	1739.94	-375.98	1780.10
SLE FREQUENTE min My	-9511.69	-0.68	-147.78	18.85	4580.30	39.76	4580.47
SLE FREQUENTE max My	-10950.14	13.47	-8.52	-17.00	-2718.72	42.67	2719.05
SLE Q.PERMANENTE max N	-9051.05	8.71	-1.52	-3.34	307.40	51.45	311.67
SLE Q.PERMANENTE min N	-9523.54	-23.10	-8.06	14.60	3490.33	-87.29	3491.42
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-9253.18	41.89	14.52	-3.92	890.23	241.68	922.45
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-9314.42	-50.05	-21.81	14.56	2829.44	-244.02	2839.94
SLE Q.PERMANENTE min My	-9512.69	-23.98	-8.70	14.97	3490.80	-92.20	3492.02
SLE Q.PERMANENTE max My	-9061.90	9.59	-0.89	-3.71	306.93	56.36	312.06

(*) La colonna Mr, riporta la risultante dei momenti Mx, My. I valori di Mr vengono adottati ai fini delle verifiche della sezione circolare del fusto.

8.2.1 Verifiche sezione di spiccato

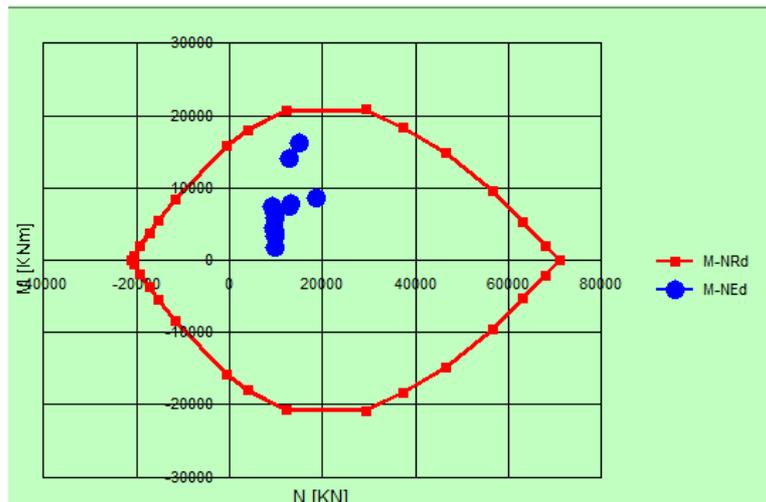
In prima battuta, si assume un'armatura corrente formata da doppie barre ϕ 24 perimetrali, disposte in numero di 40.

Per la pila 1, l'armatura viene integrata nella sezione di spiccato, con ulteriori 40 barre ϕ 24.

Di seguito le verifiche S.L.E. e S.L.U. , effettuate mediante il programma VCASLU

Pila 1

Lo S.L.U. per tensioni normali riporta il dominio di resistenza indicato di seguito, sul quale vengono tracciati i punti caratteristici delle sollecitazioni N_{Ed} , $M_{r,Ed}$ allo S.L.U. e S.L.V. sismico.



Per la verifiche S.L.E., limitazione delle tensioni, si fa riferimento alla combinazione S.L.E. caratteristica, min My, che riporta:

$$N_{Ed} = -11273.9 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 11368.61 \text{ kNm}$$

Si ottiene quanto segue:

$$\sigma_{c,min} = -15.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s,max} = 195.50 \text{ MPa}$$

La verifica S.L.E. fessurazione, effettuata con riferimento al medesimo involuppi, restituisce quanto segue:

$$N_{Ed} = -9908.73 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 4382.99 \text{ kNm}$$

Si ottiene quanto segue:

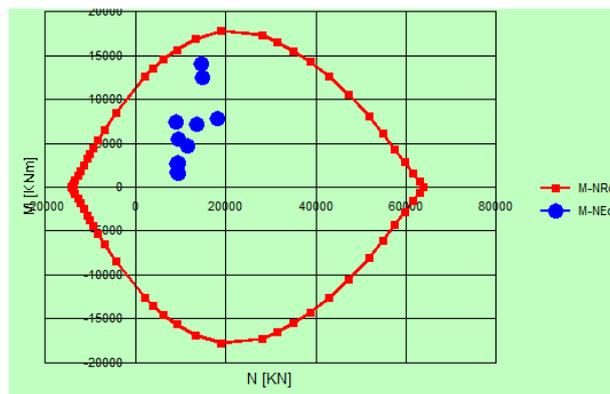
$$\sigma_{c,min} = -6.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s,max} = 20.6 \text{ MPa}$$

Il valore limitato della tensione consente di ritenere automaticamente soddisfatta la limitazione delle fessure.

Pila 2

Analogamente a quanto visto poco sopra, Lo S.L.U. per tensioni normali riporta il dominio di resistenza indicato di seguito, sul quale vengono tracciati i punti caratteristici delle sollecitazioni N_{Ed} , $M_{r,Ed}$ allo S.L.U. e S.L.V. sismico.



Per la verifiche S.L.E., limitazione delle tensioni, si fa riferimento alla combinazione S.L.E. caratteristica, min M_y , che riporta:

$$N_{Ed} = -11312.84 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 10153.43 \text{ kNm}$$

Si ottiene quanto segue:

$$\sigma_{c,min} = -15.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s,max} = 212.4 \text{ MPa}$$

La verifica S.L.E. fessurazione, effettuata con riferimento al medesimo involucro, restituisce quanto segue:

$$N_{Ed} = -9511.69 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 4580.47 \text{ kNm}$$

Si ottiene quanto segue:

$$\sigma_{c,min} = -7.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s,max} = 46.91 \text{ MPa}$$

Anche in questo caso, il valore limitato della tensione consente di ritenere automaticamente soddisfatta la limitazione delle fessure.

8.3 Sollecitazioni intradosso fondazioni

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni rilevate all'intradosso fondazioni per i vari S.L.(strutturale e geotecnico) considerati.

Pila 1 - sollecitazioni intradosso fondazione

elemento 644 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU STR max N	-11375.80	-81.16	-506.41	-7.17	8226.13	-1104.63
SLU STR min N	-21860.45	89.98	465.65	47.02	-9363.93	1206.63
SLU STR max Mx	-15095.43	450.92	522.92	-53.16	-6004.23	6235.74
SLU STR min Mx	-16163.36	-446.53	-524.43	71.10	6643.31	-6168.00
SLU STR min My	-17217.21	-122.46	-782.42	-8.05	17496.73	-1610.62
SLU STR max My	-16112.62	117.58	805.51	30.37	-15548.43	1569.59
SLU GEO max N	-11289.52	-92.90	-457.89	6.08	5980.58	-1285.00
SLU GEO min N	-17629.24	75.30	404.40	42.23	-8167.52	1008.22
SLU GEO max Mx	-13276.41	382.13	453.58	-43.14	-5332.31	5283.23
SLU GEO min Mx	-13958.02	-403.35	-473.66	72.76	4660.81	-5587.03
SLU GEO min My	-15083.91	-108.86	-679.33	-4.87	14990.59	-1435.71
SLU GEO max My	-13914.58	79.59	680.23	38.24	-14548.63	1037.09
Ed SLV max N	-11840.01	-192.59	261.22	-1.41	4475.32	2258.87
Ed SLV min N	-12208.11	208.91	-202.59	1.50	-1107.67	-1985.30
Ed SLV max Mx	-12083.69	-257.37	160.73	-14.43	4420.67	4660.00
Ed SLV min Mx	-11958.07	267.86	-101.28	15.01	-1120.50	-4467.57
Ed SLV min My	-12099.37	-158.66	294.70	-16.09	6397.26	2754.78
Ed SLV max My	-11948.75	174.98	-236.07	16.18	-3029.60	-2481.22
SLE RARA max N	-11495.05	-57.15	-334.94	-2.36	5613.67	-776.47
SLE RARA min N	-16234.94	64.80	311.54	32.34	-6072.53	872.98
SLE RARA max Mx	-13124.11	332.49	353.73	-38.94	-3601.05	4602.56
SLE RARA min Mx	-13140.24	-328.90	-347.96	52.75	4449.39	-4542.25
SLE RARA min My	-14033.93	-76.61	-510.15	-7.52	12253.58	-995.62
SLE RARA max My	-13765.37	74.11	534.04	24.50	-10426.45	986.17
SLE FREQUENTE max N	-11660.72	-3.29	12.17	2.64	562.72	-36.99
SLE FREQUENTE min N	-14179.51	15.08	1.16	13.96	707.94	216.50
SLE FREQUENTE max Mx	-12139.84	65.53	149.61	-5.30	817.61	937.46
SLE FREQUENTE min Mx	-13206.48	-58.21	-1.66	46.10	-580.43	-810.33
SLE FREQUENTE min My	-12219.76	5.25	-66.21	-7.80	4501.11	114.20
SLE FREQUENTE max My	-13723.07	-11.45	-41.59	17.73	-1569.16	-182.89
SLE Q.PERMANENTE max N	-11794.90	-7.83	7.93	7.00	526.14	-100.72
SLE Q.PERMANENTE min N	-12243.92	22.21	49.85	-6.44	2764.54	346.42
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-12126.65	47.69	33.91	-6.38	2553.58	693.11
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-11905.81	-39.15	24.70	7.43	669.62	-528.54
SLE Q.PERMANENTE min My	-12232.95	23.09	49.49	-6.72	2765.13	358.55
SLE Q.PERMANENTE max My	-11805.87	-8.71	8.29	7.28	525.55	-112.85

Pila 2 - sollecitazioni intradosso fondazione

elemento 645 gauss point 1

Combination	N (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mt (kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
SLU STR max N	-10998.94	101.25	-602.39	18.11	6013.91	758.02
SLU STR min N	-21220.33	-111.67	598.55	-55.33	-8837.18	-866.09
SLU STR max Mx	-15802.57	541.32	-587.94	-13.53	7582.52	3989.91
SLU STR min Mx	-14516.10	-543.08	573.07	49.65	-4597.15	-3969.29
SLU STR min My	-16854.32	165.68	-1052.20	40.05	15881.01	1304.29
SLU STR max My	-15365.79	-156.47	1033.55	-51.69	-14117.21	-1217.79
SLU GEO max N	-10895.28	111.31	-514.23	0.67	3538.80	810.36
SLU GEO min N	-17162.40	-94.00	519.69	-49.22	-7716.41	-730.91
SLU GEO max Mx	-13644.30	485.34	-502.32	-26.29	4790.50	3556.24
SLU GEO min Mx	-12794.55	-460.82	498.34	40.23	-4017.83	-3368.36
SLU GEO min My	-14702.97	146.42	-911.21	32.71	13546.40	1148.60
SLU GEO max My	-13355.43	-112.39	904.07	-59.47	-13816.52	-903.41
Ed SLV max N	-11420.26	-131.43	265.21	-20.42	3092.72	1106.57
Ed SLV min N	-11808.34	115.00	-275.69	32.35	827.46	-1182.08
Ed SLV max Mx	-11456.44	-255.02	138.43	-13.30	1982.87	2437.36
Ed SLV min Mx	-11765.17	244.82	-146.61	24.60	1855.13	-2468.16
Ed SLV min My	-11701.73	-166.78	253.72	-0.79	5866.07	879.43
Ed SLV max My	-11526.88	150.34	-264.20	12.71	-1945.89	-954.94
SLE RARA max N	-11102.18	70.42	-399.59	10.29	4036.24	527.19
SLE RARA min N	-15767.75	-79.23	395.77	-36.89	-5693.08	-610.25
SLE RARA max Mx	-12814.98	397.58	-387.38	-10.98	5198.27	2929.93
SLE RARA min Mx	-12646.17	-399.15	375.70	38.63	-2563.38	-2911.70
SLE RARA min My	-13628.74	105.40	-703.44	30.36	11398.43	841.79
SLE RARA max My	-13241.82	-99.67	688.67	-38.01	-9657.45	-780.73
SLE FREQUENTE max N	-11235.66	1.72	8.91	-1.10	292.44	16.78
SLE FREQUENTE min N	-13762.98	-14.08	-16.32	-7.88	576.94	-97.18
SLE FREQUENTE max Mx	-11574.19	65.19	-124.57	-0.04	2203.95	490.98
SLE FREQUENTE min Mx	-11637.41	-73.36	117.28	10.68	1528.84	-508.02
SLE FREQUENTE min My	-11833.69	-0.68	-147.78	18.85	4846.31	38.53
SLE FREQUENTE max My	-13262.51	13.05	-8.01	-16.81	-2703.82	63.84
SLE Q.PERMANENTE max N	-11373.05	8.71	-1.52	-3.34	310.14	67.12
SLE Q.PERMANENTE min N	-11845.54	-23.10	-8.06	14.60	3504.84	-128.87
SLE Q.PERMANENTE max Mx	-11575.18	41.89	14.52	-3.92	864.10	317.07
SLE Q.PERMANENTE min Mx	-11636.42	-50.05	-21.81	14.56	2868.69	-334.11
SLE Q.PERMANENTE min My	-11834.69	-23.98	-8.70	14.97	3506.46	-135.37
SLE Q.PERMANENTE max My	-11383.90	9.59	-0.89	-3.71	308.52	73.63