

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

AUTOSTRADA A14 / TANGENZIALE

GALLERIA ARTIFICIALE FONICA - SAN DONNINO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

GALLERIA FONICA PROGETTO DEFINITIVO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	AU	CF1	SI000	00000	R	S T R	0048	- 0	SCALA VARIE

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE		
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data	
	REDATTO:							0	DICEMBRE 2017
								1	-
								2	-
						3	-		
						4	-		

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade//per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

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

00	DM	FB	UM	15/10/2020	Relazione di calcolo – PROGETTO DEFINITIVO	Prima emissione
Rev	Redatto	Revisionato	Controllato	Data	Descrizione	Stato

Sommario

1. INTRODUZIONE.....	5
1.1 CARATTERISTICHE DELL’OPERA.....	5
1.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO	9
1.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
1.4 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE	11
1.5 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	12
1.5.1 Calcestruzzo	12
1.5.2 Acciaio di carpenteria	13
1.5.3 Terreno.....	15
1.6 SOFTWARE DI CALCOLO	15
1.7 CONVENZIONI GENERALI.....	16
2. IMPOSTAZIONI GENERALI ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI.....	18
2.1 VERIFICHE TENSIONALI ELEMENTI IN ACCIAIO	18
2.1.1 Verifica di resistenza a presso/tenso-flessione (S.L.U.).....	18
2.1.2 Verifica di instabilità locale a presso-flessione (S.L.U.).....	19
2.1.3 Verifica di resistenza a taglio (S.L.U.).....	20
2.1.4 Verifica di instabilità locale a taglio (S.L.U.).....	20
2.2 VERIFICHE ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO.....	20
2.2.1 Verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione (S.L.U.).....	21
2.2.2 Verifiche di resistenza a taglio (S.L.U.).....	21
2.3 VERIFICA SEZIONI MISTE IN ACCIAIO/CALCESTRUZZO	22
2.3.1 Verifica sezioni	22
2.3.2 Verifica connessione trave - soletta	25
2.4 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ (S.L.E.)	28
3. ANALISI DEI CARICHI	30
3.1 PESI PROPRI (Gk1).....	30
3.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI (Gk2)	30
3.2.1 Parco pubblico.....	30
3.2.2 Copertura solo fonica.....	32
3.3 REOLOGIA CALCESTRUZZO (Qsk)	32
3.4 AZIONI VARIABILI	34
3.4.1 Sovraccarichi accidentali (Qk).....	34
3.4.2 Resistenze passive dei vincoli (q9).....	34
3.4.3 Variazioni termiche (Tk).....	35
3.4.4 Carico da neve (Qsk)	36
3.4.5 Azione del vento (Fw).....	40
3.5 URTO (Ad).....	44
3.6 AZIONI SISMICHE (Ed)	45
3.6.1 Generalità	45
3.6.2 Sistema di isolamento su galleria a 2 canne - parco.....	47
3.6.3 Sistema di isolamento su galleria a 1 canna - parco.....	52
3.6.4 Sistema di isolamento su galleria a 1 canna – solo fonica.....	56
3.6.5 Masse sismiche partecipanti.....	61
3.7 COMBINAZIONI DI CARICO.....	62
4. ANALISI STRUTTURALE.....	64
4.1 GENERALITÀ	64

4.2	MODELLAZIONE.....	64
4.3	IMPOSTAZIONE ANALISI	69
4.3.1	Analisi statica.....	69
4.3.2	Analisi sismica.....	69
4.4	SISTEMA DI APPOGGI	70
5.	TRAVI CANNA NORD + CANNA SUD – TRAVI CONTINUE.....	72
5.1	SOLLECITAZIONI	72
5.2	VERIFICHE STATICHE SLU E SLE	75
5.3	VERIFICHE DEFORMABILITÀ SLE	78
6.	TRAVERSI METALLICI CANNA NORD + CANNA SUD – TRAVI CONTINUE	79
6.1	VERIFICA ALLO SLU.....	79
7.	BARRIERA FOA A SBALZO - TRATTA CANNA SUD.....	80
7.1	SOLLECITAZIONI	80
7.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE SLU	80
7.3	VERIFICA A TAGLIO SLU	80
7.4	DEFORMATA SLE – FOA.....	80
8.	TRAVI CANNA NORD + CANNA SUD_ TRAVI CONTINUE SPALTO	81
8.1	SOLLECITAZIONI	81
8.2	VERIFICHE STATICHE SLU E SLE	85
8.3	VERIFICHE DEFORMABILITÀ SLE	88
9.	TRAVI CANNA SUD_ TRAVI SEMPLICE APPOGGIO	89
9.1	SOLLECITAZIONI	89
9.2	VERIFICHE STATICHE SLU E SLE	93
9.3	VERIFICHE DEFORMABILITÀ SLE	96
10.	TRAVERSI METALLICI CANNA SUD_ TRAVI SEMPLICE APPOGGIO	97
10.1	VERIFICA ALLO SLU.....	97
11.	COPERTURA SOLO FONICA IN SUD	98
11.1	SOLLECITAZIONI	98
11.2	VERIFICHE STATICHE SLU E SLE	102
11.3	VERIFICHE DEFORMABILITÀ SLE	105
12.	TRAVERSI METALLICI COPERTURA SOLO FONICA IN SUD.....	106
12.1	VERIFICA ALLO SLU.....	106
13.	PORTATE, ESCURSIONI E VARCHI.....	107
14.	VERIFICA MURI.....	110
14.1	SPALLA LATO CHIESA/STECCA - SEZIONE “A 1 CANNA” ZONA PARCO	110
14.2	PIEDRITTO CENTRALE - SEZIONE “A 2 CANNE”	111
15.	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE	112
15.1	SEZIONE “A 2 CANNE”	113
15.2	SEZIONE “A 1 CANNA” ZONA PARCO.....	116
15.3	COPERTURA SOLO FONICA “A 1 CANNA”.....	118

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 - PLANIMETRIA GENERALE GALLERIA FONICA SAN DONNINO	6
FIGURA 1-2 - SEZIONE "A 2 CANNE"	7
FIGURA 1-3 - SEZIONE "A 1 CANNA" SISTEMAZIONE PARCO	7
FIGURA 1-4 - SEZIONE "A 1 CANNA" SOLO FONICA.....	8
FIGURA 1-5 - PLANIMETRIA IMPALCATO METALLICO	8
FIGURA 1-6 - SEZIONE TIPO IMPALCATO IN ACCIAIO.....	8
FIGURA 1-7 - SEZIONE TIPO IMPALCATO IN ACCIAIO – SOLO FONICA.....	8
FIGURA 1-8 - SEZIONE TRAVI PORTANTI IN ACCIAIO SOTTO SPALTO	9
FIGURA 3-1 - TRAVI E TRAVERSI IN ACCIAIO SPALTO.....	30
TABELLA 3-1 - PARTI IN ACCIAIO/CALCESTRUZZO	35
FIGURA 4-1 - MODELLO F.E.M. SEZIONE "A DUE CANNE "	65
FIGURA 4-2 - MODELLO F.E.M. SEZIONE "A DUE CANNE " ZONA SPALTO.....	66
FIGURA 4-3 - MODELLO F.E.M. SEZIONE A “1 CANNA” ZONA PARCO	67
FIGURA 4-4 - MODELLO F.E.M. SEZIONE A “1 CANNA” ZONA SOLO FONICA	68

1. INTRODUZIONE

Nel presente elaborato sono contenuti i calcoli statici relativi al progetto definitivo della **Nuova Galleria fonica San Donnino** nell'ambito dei lavori di potenziamento del sistema Tangenziale di Bologna.

In particolare la presente relazione prenderà in esame, come meglio descritto nel seguito, l'analisi e le verifiche per il dimensionamento delle strutture portanti della galleria fonica.

Il sistema tangenziale di Bologna è costituito dai due sensi di marcia autostradali (A14) al lato dei quali è localizzata la tangenziale di Bologna. Si formano così 4 vie di corsa:

1. tangenziale – dir. Nord
2. A14_dir. Nord
3. A14_dir. Sud
4. tangenziale – dir. Sud

1.1 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

La nuova galleria fonica San Donnino va a sostituire e prolungare una copertura fonica attualmente esistente tra il cavalcavia stradale di via San Donato alla pk 17+440 e il cavalcavia ferroviario alla pk 17+515.

La nuova galleria si estenderà dalla sezione in adiacenza al cavalcavia stradale San Donato fino in adiacenza al cavalcavia ferroviario con un prolungamento ulteriore di 103 m oltre quest'ultimo cavalcavia (v. Figura 1-1).

Nella tratta compresa tra i due cavalcavia, sulla copertura fonica sarà realizzato un parco pubblico accessibile da vari punti del contorno dell'opera. I dettagli relativi alla sistemazione dell'opera significativi dal punto di vista strutturale saranno riportati nel seguito.

La sezione trasversale della galleria, che ne determina la copertura, è estesa su tutte e 4 le vie di corsa dal cavalcavia San Donato per i primi 140 m circa (v. Figura 1-2). tale soluzione è individuata come **“a 2 canne”** poiché vede la compartimentazione della direzione Sud in 1 canna e 1 canna per la direzione Nord per A14 e tangenziale.

La galleria fonica prosegue verso il cavalcavia ferroviario con la copertura della sola direzione sud; soluzione **“a 1 canna”** sempre con sistemazione parco (v. Figura 1-3 - Sezione "a 1 canna" sistemazione parco).

Oltre il cavalcavia ferroviario è ancora coperta la direzione sud per 103 m circa (sezione **“a 1 canna-solo fonica”** – v. Figura 1-4).

La soluzione strutturale per la realizzazione della copertura fonica prevede dei setti verticali in c.a. a sostegno della copertura che sarà realizzata con travi continue nella zona a due canne e travi in semplice appoggio nella zona a singola canna. Nel seguito una breve descrizione:

- Direzione Nord (A14 e tangenziale) + direzione Sud (A14 e tangenziale) galleria a due canne e travi continue: impalcato misto in acciaio/calcestruzzo per un'altezza di 1.40+0.25 m su luce tra gli appoggi pari a 31.55 m (Nord) e 29.50 in (Sud) (v. Figura 1-5).

Le travi avranno interasse pari a 4.00 m e saranno collegate da traversi composti da travi IPE (v. Figura 1-6).

Le travi continue presenteranno appoggi scorrevoli sulla pila centrale e appoggi elastomerici sulle spalle, così da formare un sistema isolato sismicamente nella sola direzione longitudinale alle travi. Nella direzione trasversale alle travi l'impalcato è bloccato da ritegni sismici.

- Direzione Sud (A14 e tangenziale) galleria a una canna in semplice appoggio: impalcato misto in acciaio/calcestruzzo per un'altezza di 1.40+0.25 m su luce tra gli appoggi pari a 29.50 in (Sud).

Le travi avranno interasse pari a 4.00 m e saranno collegate da traversi composti da travi IPE (v. Figura 1-6).

Le travi in semplice appoggio presenteranno appoggi scorrevoli sulla pila centrale e appoggi elastomerici sulla spalla, così da formare un sistema isolato sismicamente nella sola direzione longitudinale alle travi. Nella direzione trasversale alle travi l'impalcato è bloccato da ritegni sismici.

- Direzione Sud oltre il CV ferroviario: copertura non caricata dal parco realizzata anch'essa con un impalcato in acciaio/calcestruzzo semplicemente appoggiato su di una luce di 31m Figura 1-7 - Sezione tipo impalcato in acciaio – solo fonica (v. Figura 1-7 - Sezione tipo impalcato in acciaio – solo fonica).

La struttura di copertura sarà rivestita da pannelli fonoassorbenti.

Le travi in semplice appoggio presenteranno appoggi scorrevoli sulla pila centrale e appoggi elastomerici sulla spalla, così da formare un sistema isolato sismicamente nella sola direzione longitudinale alle travi. Nella direzione trasversale alle travi l'impalcato è bloccato da ritegni sismici.

In Sud e oltre il CV ferroviario è presente verso la via di corsa della direzione Nord una barriera fonoassorbente a sbalzo di lunghezza totale pari a 7.00 m e inclinata di 60° sull'orizzontale.

In adiacenza al cavalcavia stradale di via San Donato è previsto un abbassamento delle strutture portanti per realizzare uno “spalto” che garantisca la continuità visuale dalla pista ciclabile del cavalcavia verso il parco sulla galleria (v. Figura 1-8 - Sezione travi portanti in acciaio sotto spalto).

Per quanto non specificato si rimanda alle tavole di progetto.

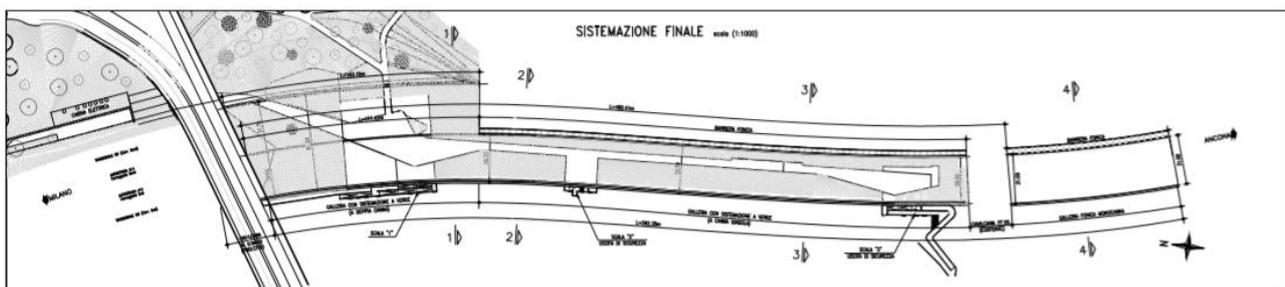


Figura 1-1 - Planimetria generale galleria fonica San Donnino

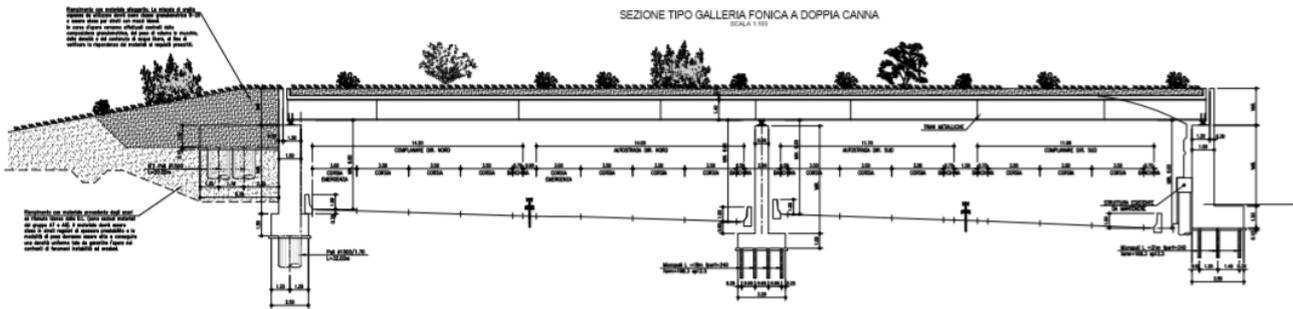


Figura 1-2 - Sezione "a 2 canne"

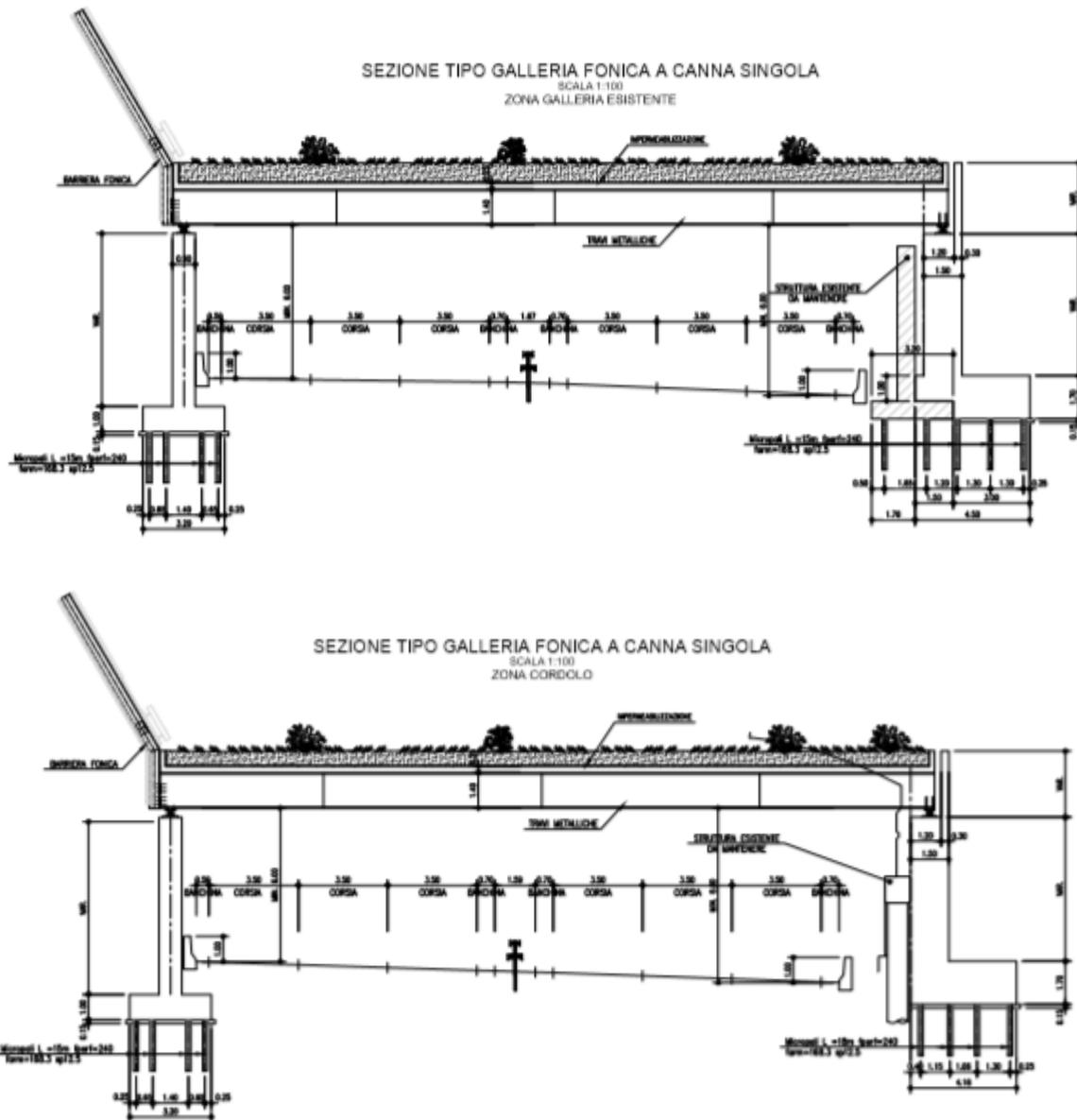


Figura 1-3 - Sezione "a 1 canna" sistemazione parco

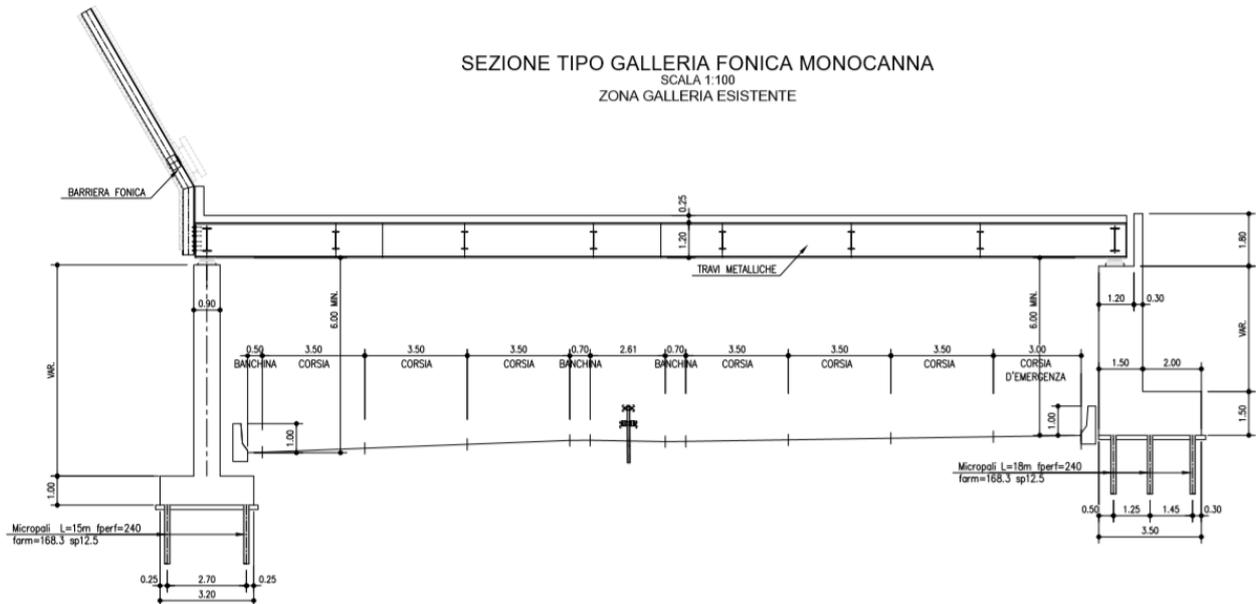


Figura 1-4 - Sezione "a 1 canna" solo fonica

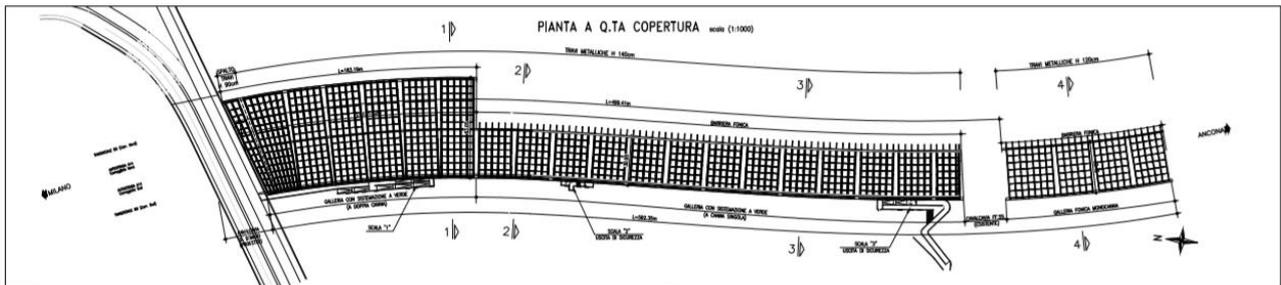


Figura 1-5 - Planimetria impalcato metallico

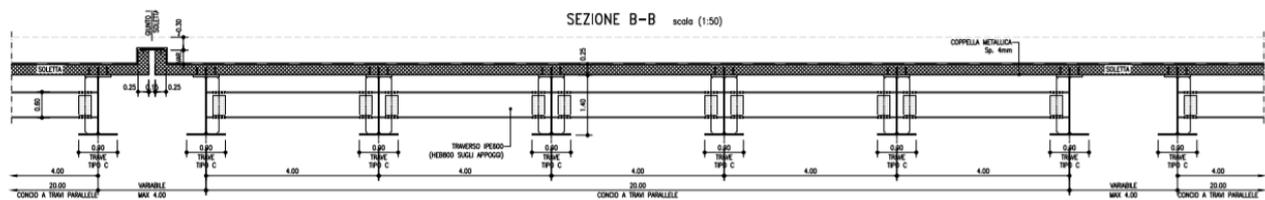


Figura 1-6 - Sezione tipo impalcato in acciaio



Figura 1-7 - Sezione tipo impalcato in acciaio – solo fonica

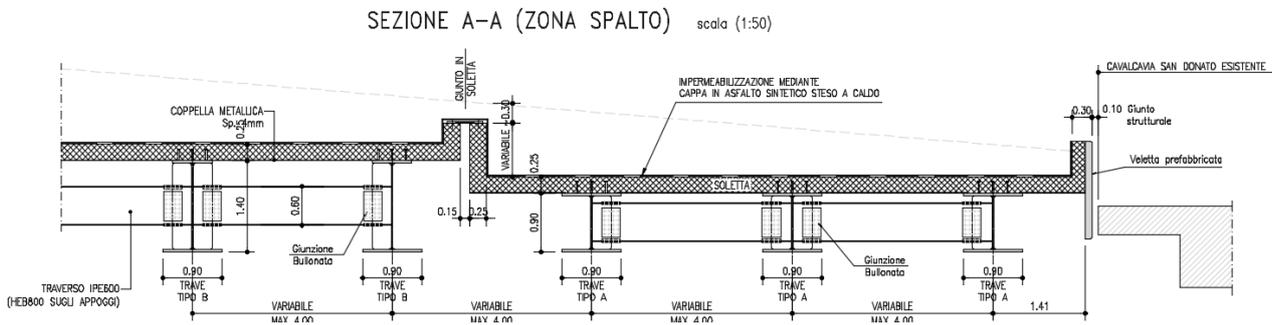


Figura 1-8 - Sezione travi portanti in acciaio sotto spalto

1.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Per le strutture in oggetto si fa riferimento ai seguenti elaborati grafici.

Commissa	Lotto	Fase	Cap	Par	Wbs	Parte d'Oper	Tipo	Disciplina	Progr.	Rev.	SPEA / CONSULENTI	PDF	Titolo2_Elaborato	Titolo1_Elaborato
111465	LL00	PD	AU	CF1										GALLERIA ARTIFICIALE FONICA - SAN DONNINO -
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0022	-2	SPEA		DISEGNI STRUTTURALI DI INSIEME	
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0023	-2	SPEA		Galleria fonica	Planimetrie e Sezioni Trasversali Tipo
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0025	-2	SPEA		Galleria fonica	Prospetto Piedritto 1
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0026	-2	SPEA		Galleria fonica	Prospetto Piedritto 2
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0027	-2	SPEA		Galleria fonica	Prospetto Piedritto 3
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0028	-2	SPEA		Galleria fonica	Pianta fondazioni - Tav. 1/2
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0030	-2	SPEA		Galleria fonica	Pianta fondazioni - Tav. 2/2
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0031	-2	SPEA		Galleria fonica	Sezioni tipo e partizioni
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0032	-2	SPEA		Galleria fonica	Impalcoso Metallico - Carpentaria - Tav. 1/2
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0033	-2	SPEA		Galleria fonica	Impalcoso Metallico - Carpentaria - Tav. 2/2
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0034	-2	SPEA		Galleria fonica	Impalcoso Metallico - Schema appoggi e giunti
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0035	-2	SPEA		Galleria fonica	Barriera fonica su piedritti in c.a. - Assieme carpenteria metallica e dettagli
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0036	-2	SPEA		Galleria fonica	Assieme carpenteria metallica e dettagli - Condo 1
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0037	-2	SPEA		Galleria fonica	Assieme carpenteria metallica e dettagli - Condo 2
111465	LL00	PD	AU	CF1	SI000	00000	D	STR	0037	-2	SPEA		Galleria fonica	Schema appoggi e giunti

1.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'analisi strutturale e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente normativa Europea (Eurocodici), in linea con il quadro normativo nazionale (DM 17 gennaio 2018). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, 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 prese in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

- D.M. 17 gennaio 2018: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-18")
- Circ. 21 gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018, circolare n.7 C.S.LL.PP.
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-1: Azioni sulle strutture – Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-2: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- UNI EN 1991-1-1: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azione del vento

UNI EN 1991-1-5:	Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni termiche
UNI EN 1992-1-1:	Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1993-1-1:	Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1994-1-1:	Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1998-1-1:	Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte Generale

1.4 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

$$T_{\min} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

Per l'umidità ambientale si assume:

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

Ai fini dell'individuazione di dettaglio delle proprietà dei materiali, si farà riferimento alle seguenti classi di esposizione, il cui significato è esplicitato nella tabella di seguito riportata:

prospetto 4.1 Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Mole fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

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.

1.5 CARATTERISTICHE MATERIALI

1.5.1 Calcestruzzo

In accordo alla tabella sotto riportata della norma UNI-EN 206, si prevede l'adozione di calcestruzzo delle seguenti classi di resistenza ed esposizione:

PALI:

Classe C25/30

Classe di esposizione XC2

MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI:

Classe C12/15

Classe di esposizione X0

FONDAZIONI ED ELEVAZIONI PIEDRITTI:

Classe C32/40

Classe di esposizione XF2

SOLETTE IN C.A., CORDOLI, BAGGIOLI:

Classe C35/45

Classe di esposizione XF4

COPPELLE E LASTRE PREFABBRICATE:

Classe C35/45

Classe di esposizione XF4

Per l'armatura lenta si prevede l'utilizzo di barre nervate in acciaio di classe B450C ($f_{yk} = 450$ MPa e $f_{tk} = 540$ MPa).

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto nelle tabelle seguenti.

Calcestruzzo

α_{cc}	0.85	carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50	S.L.U.

riferimenti:

NTC 18 cap. 4.1.2.1.1.1

NTC 18 cap. 4.3.3

EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio per armatura lenta

γ_s	1.15	resistenza S.L.U.
------------	------	-------------------

riferimenti:

NTC 18 cap. 4.1.2.1.1.3

NTC 18 cap. 4.3.3

1.5.2 Acciaio di carpenteria

(secondo D.M. 17.01.2018):

- Laminati a caldo per impieghi strutturali

(UNI EN 10025) S355J2

- Tubi senza saldatura (UNI EN 10210) S355J2

- Tubi saldati (UNI EN 10219-1) S355JR

- Angolari, piastre e larghi piatti S355JR

- Elementi di composizione saldata(*):

con spessore < 20mm S355J0

con 20mm < spessore < 40mm S355J2G3

con spessore > 40mm S355K2G3

(*) Tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ per spessori $\leq 40\text{mm}$

$f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$ per spessori $> 40\text{mm}$

$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ per spessori $\leq 40\text{mm}$

$f_{tk} = 470 \text{ N/mm}^2$ per spessori $> 40\text{mm}$

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti della UNI EN 10025.

Prima della tracciatura dei pezzi devono essere definiti gli eventuali interventi sulla carpenteria imposti dal sistema di montaggio e varo.

Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati dovranno rispettare i limiti prescritti dalla UNI EN 10029 con classe di tolleranza minima A.

BULLONERIA

Bulloni conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 così associati, secondo la norma UNI EN ISO 898-1:2001 e conforme alle pertinenti parti di EN 14399:

- Viti classe	8.8
- Dadi classe	8
- Rosette	C50

ACCIAIO PER TIRAFONDI DI ANCORAGGIO DELLE STRUTTURE METALLICHE ALLE FONDAZIONI:

- Barre di acciaio ad alta resistenza di classe 8.8
- Dadi classe 8
- Rosette in acciaio UNI 6592

Malta cementizia premiscelata espansiva:

Resistenza a compressione a 28 gg: $f_{ck} > 75 \text{ MPa}$

SALDATURE

Giunzioni realizzate mediante saldature a piena penetrazione di 1a cl., effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e soggette a controlli non distruttivi

(Circolare 02/02/2009 n 617 C.S.LL.PP. PAR C4.2.4.1.4.4, TAB. C4.2.XV DETT.8)

PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918 e DM 17/01/2018

Pioli tipo NELSON $\emptyset=22 \text{ H}=175$

Acciaio S235J2G3+C450

$f_y > 350 \text{ MPa}$

$f_u > 450 \text{ MPa}$

Allungamento > 15%

Strizione > 50%

COPPELLE METALLICHE

Acciaio S275J2

Classe di esecuzione ai sensi EN 1090-2 Annex B: EXC3

ZINCATURA

Solo per strutture esterne secondo capitolato tecnico.

VERNICIATURA (minio + antiruggine e successiva verniciatura intumescente)

Solo strutture interne secondo capitolato tecnico.

1.5.3 Terreno

Parametri scelti:

γ	18.0 kN/m ³
$\gamma' = 18.0 \text{ kN/m}^3 - 10.0 \text{ kN/m}^3 =$	8.0 kN/m ³
ϕ_k	38.0 °

1.6 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi strutturale si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "**SAP 2000 Ultimate**", fornito da C.s.i. America su piattaforma Windows. 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-clc sulla base dei criteri contenuti negli Eurocodici di riferimento (EN 1993, EN 1994), e in osservanza a quanto previsto da NTC-18.

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.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre a seconda del caso studiato ai seguenti programmi:

"**VCASLU**" – ver. 7.7 del 30 Agosto 2011, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici "**Microsoft® Office Excel**".

1.7 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 nelle membrature strutturali, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

- F11 azione assiale
- F33 azione tagliante agente nel piano orizzontale
- F22 azione tagliante agente nel piano verticale
- M11 momento torcente
- M33 momento flettente agente nel piano verticale
- M22 momento flettente agente nel piano orizzontale

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

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

2. IMPOSTAZIONI GENERALI ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI

2.1 VERIFICHE TENSIONALI ELEMENTI IN ACCIAIO

Le verifiche degli elementi in acciaio vengono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

Ai fini del dimensionamento/verifica delle strutture interne dell'edificio si prendono in esame le combinazioni di carico S.L.U.-STR e S.L.E., trascurando invece le combinazioni di carico sismiche che non risultano significative. Ai fini del dimensionamento delle elevazioni, invece, oltre a tutte le combinazioni di carico sopraccitate, si considerano anche le combinazioni sismiche.

Con riferimento alle verifiche strutturali, viene effettuato quanto segue:

- verifiche di resistenza (S.L.U.)
- verifiche a taglio (S.L.U.)
- verifiche di instabilità locale e globale (S.L.U.)

Per maggiore chiarezza di seguito si precisano in dettaglio le metodologie di verifica impiegate.

2.1.1 Verifica di resistenza a presso/tenso-flessione (S.L.U.)

Con riferimento alle verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione si esegue la verifica della seguente disequazione per le sollecitazioni allo S.L.U. come prescritto da EN1993-1-1 §6.2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

con:

- $N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ resistenza plastica di progetto (sezioni in classe 1-2-3)
- $M_{j,Rd} = \frac{W_{i,j} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ resistenza plastica di progetto ($W_{i,j} = W_{pl,j}$ per sezioni in classe 1-2
e $W_{i,j} = W_{el,j}$ per sezioni in classe 3)

Nello specifico si tratta di calcolare i seguenti contributi:

- per elementi in classe 1-2:

$$C.U. (N - M) = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{W_{p,y} \cdot f_{yk}} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{W_{p,z} \cdot f_{yk}} \leq 1$$

- per elementi in classe 3:

$$C.U. (N - M) = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{A_{eff} \cdot f_{yk}} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{W_{el,y} \cdot f_{yk}} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{W_{el,z} \cdot f_{yk}} \leq 1$$

Non è previsto l'utilizzo di sezioni in classe 4.

2.1.2 Verifica di instabilità locale a presso-flessione (S.L.U.)

Con riferimento alle verifiche di instabilità si esegue la verifica della seguente disequazione per le sollecitazioni allo S.L.U. come prescritto da (NTC'18 Metodo A delle Istruzioni C4.2.4.1.3.3.1):

$$C.U. (N - M) = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{\chi_{LT,y} \cdot M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,eq,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

con:

- $N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ resistenza a compressione ridotta (sezioni in classe 1-2-3)
- $M_{j,Rd} = \frac{W_{i,j} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,j}}\right)$ resistenza ridotta di progetto ($W_{i,j} = W_{pl,j}$ per sezioni in classe 1-2 e $W_{i,j} = W_{sl,j}$ per sezioni in classe 3)
- $N_{cr,j} = \frac{\pi^2 \cdot EJ_j}{l_{0,j}^2}$ carico critico euleriano in direzione j-esima
- $l_{0,j} = \beta_j \cdot L$ lunghezza di libera inflessione in direzione j-esima
- $\chi_i = \frac{1}{\Phi_i + \sqrt{\Phi_i^2 - \bar{\lambda}_i^2}} \leq 1$ coefficiente di riduzione della resistenza a compressione per fenomeni di instabilità legati alla presso-flessione
- $\Phi_i = \frac{1 + \alpha(\bar{\lambda}_i - 0.2) + \bar{\lambda}_i^2}{2}$
- $\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,i}}}$ snellezza adimensionalizzata per le classi 1, 2 e 3
- $\chi_{LT,i}$ coefficiente di riduzione della resistenza a flessione nella direzione i-esima per gli effetti di instabilità flesso-torsionali.

Nello specifico è necessario procedere come indicato di seguito:

- per elementi in classe 1-2:

$$C.U. (N - M) = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,i} \cdot f_{yk} \cdot W_{p,y} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,i} \cdot f_{yk} \cdot W_{p,z} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

- per elementi in classe 3:

$$C.U. (N - M) = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,i} \cdot f_{yk} \cdot W_{sl,y} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT,i} \cdot f_{yk} \cdot W_{sl,z} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

Come già detto, non è previsto l'utilizzo di sezioni in classe 4.

Nelle calcolo del coefficiente di utilizzo compare, oltre al fattore di penalizzazione della resistenza a compressione χ_{min} legato a fenomeni di instabilità per presso-flessione, anche il coefficiente $\chi_{LT,i}$ di penalizzazione del momento flettente resistente in direzione i per fenomeni di flessione-torsionale. Tale penalizzazione è da intendersi agente solo nel caso in cui $\chi_{LT,i}$ sia un numero positivo minore di 1.

2.1.3 Verifica di resistenza a taglio (S.L.U.)

Con riferimento alle verifiche di resistenza nei confronti dell'azione tagliante si esegue la verifica della seguente disequazione come prescritto da EN1993-1-1 §6.2.6:

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,c,Rd}} + \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,c,Rd}} \leq 1$$

con:

$$V_{i,c,Rd} = \frac{A_{vi} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

L'area di taglio A_{vi} è quella presente nelle caratteristiche geometriche dell'elemento esaminato.

Tenendo conto del fatto che, come anticipato, nel presente caso in esame la struttura non presenta elementi con sezione in classe 4, la verifica a taglio allo S.L.U. viene effettuata in tutti i casi confrontando il taglio agente con il taglio plastico resistente:

$$C.U. (V) = \frac{V_{y,Ed}}{V_{y,c,Rd}} + \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,c,Rd}} \leq 1$$

2.1.4 Verifica di instabilità locale a taglio (S.L.U.)

Partendo dalla disuguaglianza della verifica di resistenza a taglio, per tener conto dei fenomeni di instabilità per taglio in direzione $i=y$ e z (EN1993-1-1 §6.2.8), si riduce del fattore $(1-\rho_i)$ la tensione di snervamento caratteristica f_{yk} . Il coefficiente ρ_i risulta essere diverso da 0 se $V_{i,Ed} \geq 0.5V_{i,c,Rd}$. In questi casi ρ assume il valore seguente (EN1993-1-1 §6.2.8):

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{i,Ed}}{V_{i,c,Rd}} - 1 \right)^2$$

2.2 VERIFICHE ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

Le verifiche degli elementi in cemento armato (c.a.) vengono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

In questa fase progettuale, per le parti in c.a. si predispone un'armatura di incidenza caratteristica per la quale si demanda la verifica alla progettazione esecutiva.

Si eseguirà per taluni elementi un dimensionamento di massima allo Stato Limite Ultimo in base alle sollecitazioni agenti come riportato di seguito.

Con riferimento alle verifiche strutturali delle strutture in c.a. viene effettuato quanto segue:

- verifiche di resistenza a pressoflessione (S.L.U.) delle sezioni maggiormente sollecitate
- verifiche di resistenza a taglio (S.L.U.) delle sezioni maggiormente sollecitate

2.2.1 Verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione (S.L.U.)

La verifica di resistenza a presso/tenso-inflessione in condizioni ultime di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

dove:

M_{Ed} = momento flettente sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione SLU-STR;

M_{Rd} = momento flettente resistente associato all'azione assiale concomitante N_{Ed} .

In fase di verifica viene definito coefficiente di sicurezza γ il rapporto tra M_{Rd} e M_{Ed} . La verifica di resistenza può quindi ritenersi soddisfatta se risulta $\gamma \geq 1$.

2.2.2 Verifiche di resistenza a taglio (S.L.U.)

La verifica di resistenza a taglio in condizioni ultime di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

V_{Ed} = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione SLU-STR;

V_{Rd} = azione tagliante resistente.

In prima battuta V_{Rd} è associato al valore della resistenza a taglio dell'elemento privo di staffatura, basata sul contributo resistente a trazione del calcestruzzo e su quello fornito dalle armature longitudinali tese (EN 1992-1-1 §6.2.2)

$$V_{Rd} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \bar{n}_1 \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (N)$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 + \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

dove

A_c = area della sezione in calcestruzzo (in mm²)

b_w = larghezza minima della sezione in calcestruzzo in zona tesa (in mm)

d = altezza utile della sezione (in mm)

ρ_1 = rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa $\frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0.02$

σ_{cp} = tensione media di compressione nella sezione $\frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$

N_{Ed} = forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (in N)

Se il contributo resistente così calcolato risulta inferiore al valore del taglio sollecitante, risulta necessario procedere al dimensionamento di un'apposita armatura resistente a taglio. In tal caso, la verifica a taglio

risulta soddisfatta se l'azione tagliante sollecitante è inferiore al minimo valore tra quello dato dalla resistenza di calcolo a “taglio trazione”, riferita alla staffatura, e quello dato dalla resistenza a “taglio compressione”, associata al nucleo in calcestruzzo (EN 1992-1-1 §6.2.3).

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rd,max}\}$$

con

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot i_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

dove:

A_{sw} = area dell'armatura trasversale a taglio

s = passo delle staffe

z = braccio della coppia interna assunto pari a $z = 0.9 \cdot d$

α = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

θ = inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo (con $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$)

f_{ywd} = tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio

v_1 = coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio

α_{cw} = coefficiente che considera l'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale

2.3 VERIFICA SEZIONI MISTE IN ACCIAIO/CALCESTRUZZO

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

2.3.1 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-18 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 verifiche 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)

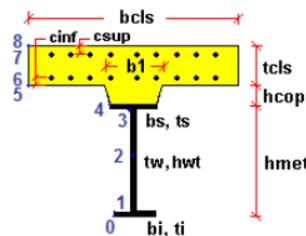
- Verifica plastica a pressoflessione (sezioni cl. 1 e 2):

Valutazione del massimo rapporto di sfruttamento plastico $\eta_{1,p}$; 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 $\eta_{1,e}$, 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 $\eta_{1,e}$ in luogo di quello plastico $\eta_{1,p}$, 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. NTC18, 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:

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

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

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 M_{max}/min e V_{max}/min , sovrapponendole alle sollecitazioni derivanti dall'involuppo per M_{max}/min V_{max}/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-18, cap. 5).

2.3.2 Verifica connessione trave - soletta

Ai fini delle verifiche, si fa riferimento a quanto contenuto in EN 1994-1/EN 1994-2/NTC-18, 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.:

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

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

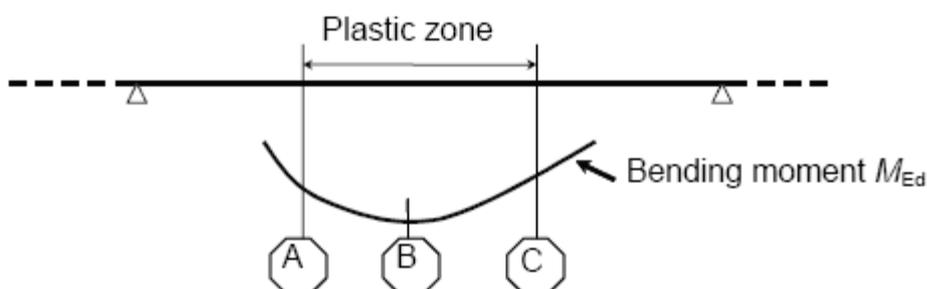
In cui S e J sono univocamente definite sulla base delle caratteristiche "uncracked"

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).

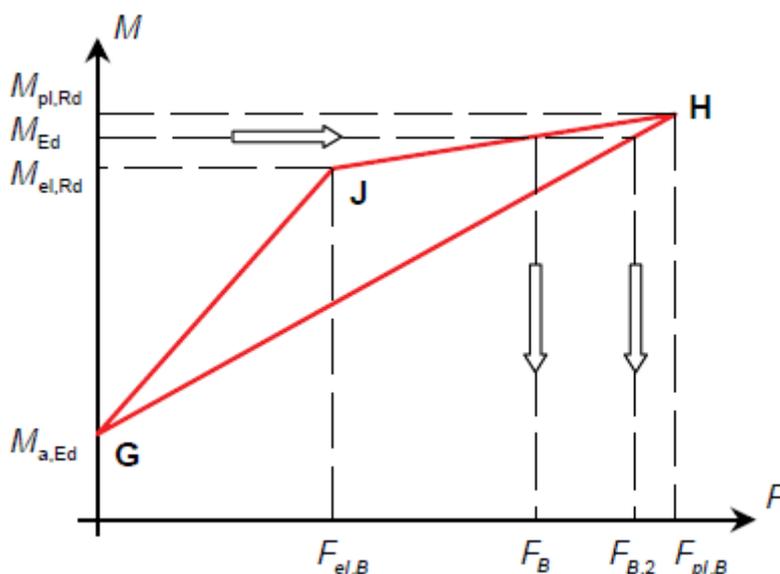
Il calcolo viene effettuato individuando, propedeuticamente, la regione entro la quale le sezioni attingono alle proprie risorse extra-elastiche. Tale regione (simmetrica nel caso in esame), è schematicamente rappresentata dai due punti di boundary A e C e dal punto di minimo momento (mezzeria) indicati 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 concio 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:

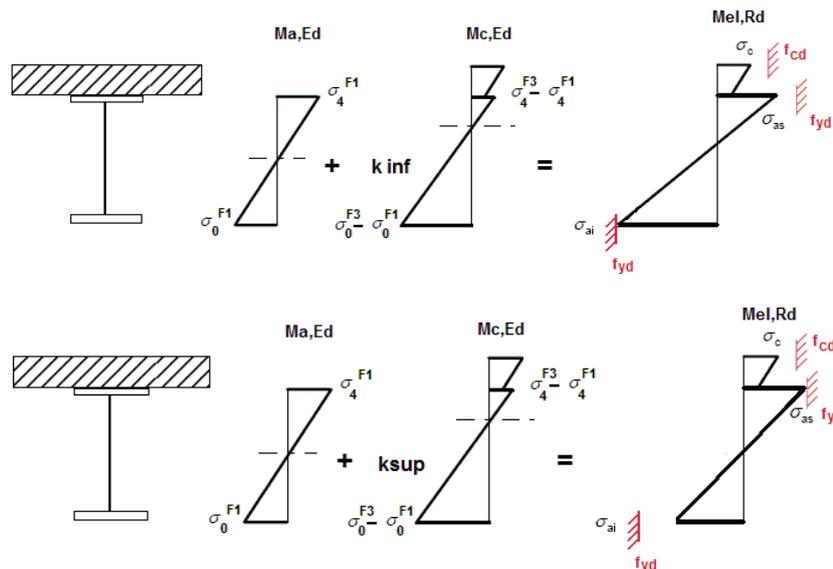
$$k = f_{yd} - \sigma_{if1} / \Delta\sigma_i$$

i = 1 o 4 (lembo 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.



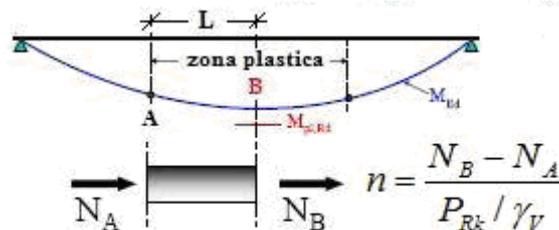
Quando la sezione è plasticizzata il coefficiente k risulta compreso fra 0 ed 1, e rappresenta il coefficiente moltiplicativo che riporta il diagramma di tensioni in fase 3 ad un diagramma al limite elastico.

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 $M_{el,Ed}$.

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:

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

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

2.4 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ (S.L.E.)

In generale risulta necessario verificare che la freccia degli elementi orizzontali non superi i limiti riportati nella seguente tabella 4.2.X, dove δ_2 rappresenta la freccia dovuta ai carichi accidentali e δ_{max} quella dovuta a tutti i carichi e comprensiva di eventuale contromonta di progetto.

Per quanto riguarda, invece, gli spostamenti orizzontali, alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni essi devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità

del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. In generale si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XI, dove Δ rappresenta lo spostamento in sommità e δ lo spostamento relativo di piano.

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Tabella 4.2.XI Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

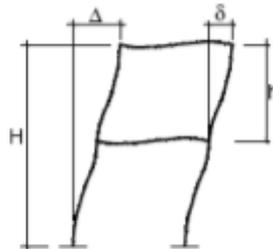


Figura 4.2.2 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

3. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano in dettaglio i vari contributi di carico considerati nell'analisi strutturale.

3.1 PESI PROPRI (GK1)

In linea generale, si fa riferimento ai seguenti pesi specifici dei materiali.

PP calcestruzzo	25.0 kN/m ³
PP acciaio	78.5 kN/m ³
Maggiorazione PP elementi acciaio bullonati/saldati	+15 %

Il peso complessivo delle parti strutturali in acciaio è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico dell'acciaio pari a 78.5 kN/m³ e ad un'aliquota aggiuntiva forfettaria del 15% associata a tutti i profili saldati, bullonati e al piastrame aggiuntivo. Tale contributo di carico è stato calcolato automaticamente dal programma in base alle caratteristiche sezionali dei profili adottati nel modello per ciascun elemento strutturale.

Di seguito si riporta l'incidenza dell'acciaio strutturale per la parte di copertura delle carreggiate direzione Nord e direzione Sud (travi continue) e per la parte di copertura in direzione Sud (singola canna con travi in semplice appoggio).

L'incidenza si attesta in circa 250 kg/m².

Per la struttura dello spalto, si considerano i pesi propri automatici come da criteri riportati in precedenza.

Le travi previste per questa zona sono riportate di seguito.

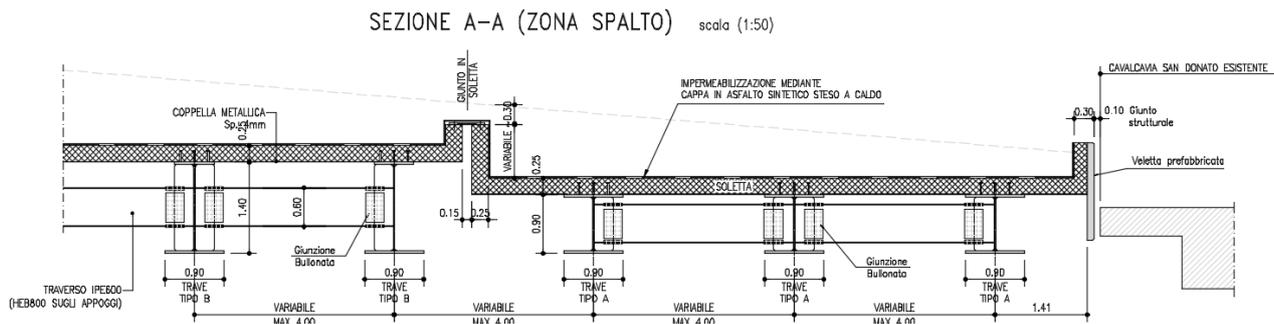


Figura 3-1 - Travi e traversi in acciaio SPALTO

3.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI (GK2)

3.2.1 Parco pubblico

Soletta gettata (sp=25 cm) = 25.0 kN/m³ x 0.25 m = 6.25 kN/m²

Coppella metallica (sp=4 mm) = $78.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.004 \text{ m} = \dots\dots\dots 0.35 \text{ kN/m}^2$

Strato di terreno (sistemazione a verde)

Si riporta di seguito il calcolo della stratigrafia più pesante tra quelle previste nella sistemazione del parco sopra la galleria fonica.

La stratigrafia considera anche la presenza della caldana di pendenza, necessaria per la sistemazione idraulica, il cui valore massimo (cautelativo) previsto è pari a 0.40 m.

Tale stratigrafia sarà cautelativamente distribuita uniformemente per tutta l'estensione del parco.

	spessore [m]	pp [kN/m ³]	p,distr [kN/m ²]
Strato colturale	0.300	11.00	3.30
Strato drenante	0.300	4.50	1.35
Terreno di riporto	0.500	18.00	9.00
Caldana (max)	0.400	25.00	10.00
TOTALE	1.500		23.65

È stato assunto cautelativamente assunto un carico uniformemente distribuito pari a $1.4 \times 18 = 25.2 \text{ kN/m}^2$.

Per la parte di spalto si applica un carico distribuito uniforme mediato tra il valore di stratigrafia massimo (spessore stratigrafia massimo = 1.50 m) e quello minimo (spessore stratigrafia minimo = 0.5 m):

Tipo 4(6) Spalto	Tipo 4(6) - SPALTO max	spessore [m]	pp [kN/m ³]	p,distr [kN/m ²]
	Strato colturale	0.200	11.00	2.20
	Strato drenante	0.100	4.50	0.45
	Terreno di riporto	1.200	18.00	21.60
	Caldana (max)	0.000	25.00	0.00
	TOTALE	1.500		24.25
	Tipo 4(6) - SPALTO min	spessore [m]	pp [kN/m ³]	p,distr [kN/m ²]
	Strato colturale	0.200	11.00	2.20
	Strato drenante	0.100	4.50	0.45
	Terreno di riporto	0.200	18.00	3.60
	Caldana (max)	0.000	25.00	0.00
	TOTALE	0.500		6.25
			Media	15.25

È stato assunto cautelativamente un carico uniformemente distribuito pari a $1 \times 18 = 18 \text{ kN/m}^2$.

MEP (impianti e vernice intumescente per acciaio) = 0.5 kN/m²

3.2.2 Copertura solo fonica

Pannelli FOA “rinforzati”	~0.60 kN/m ²
EVENTUALI Pannelli solari (su tutta la superficie)	~1.00 kN/m ²
Pannellatura totale	~1.60 kN/m ²

3.3 REOLOGIA CALCESTRUZZO (QSK)

Il calcolo delle deformazioni conseguenti alla viscosità e al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri contenuti nel cap. 3 e nell'Appendice B della norma EN 1992-1-1.

Gli effetti del creep vengono valutati con l'ausilio di coefficienti di omogeneizzazione opportunamente modificati, come esposto ai capitoli precedenti.

La tabella seguente, compilata in automatico dal foglio che effettua il calcolo delle proprietà delle sezioni, riporta il valore finale del ritiro, ed il calcolo dei vari parametri che influenzano il fenomeno.

Dati soletta cls per valutazione effetti ritiro/viscosità			
t	250	mm	- Spessore complessivo soletta
tcalc	246	mm	- spessore per calcolo az. ritiro (escl. coppella)
b	4 000	mm	- Larghezza reale soletta
Ac	1 000 000	mm ²	- Area per calcolo spessore eq
u	4000.00	mm	- Perimetro di calcolo (0.5 intradosso + 0.5 estradosso)
ho	500.00	mm	- Spessore fittizio
Dati e parametri per valutazione ritiro			
h _o	500.00	mm	
t _s	2		
α _{ds1}	4		cemento tipo N
α _{ds2}	0.12		cemento tipo N
β _{RH}	0.7564		(1992-1-1- B.12)
ε _{cd} (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 _h	0.70		EN 1992-1-1 - prospett 3.3
ε_{cs} (∞)	-2.368E-04		

Gli effetti del ritiro sulla struttura vengono effettuati secondo i criteri contenuti in EN 1994-2, cap. 5.4.2.2.

Vengono valutati separatamente gli effetti primari del ritiro e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura). Gli effetti primari vengono valutati con la formula:

$$N_r = \epsilon_{sh} \times E_s / n_f 2b \times b_{eff} \times t_{cls}$$

Gli effetti secondari vengono calcolati assegnando al modello E.F. delle variazioni termiche (var. unif. + gradiente) valutate in funzione della larghezza effettiva b_{eff} e del braccio della soletta rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata; per semplicità, si considera, a tale riguardo il braccio “medio” valutato con riferimento ai parametri delle sezioni di inizio e fine di ciascuna tipologia di concio.

La tabella seguente riporta il calcolo delle azioni termiche equivalenti.

$h_{tot, trave}$	1400 [mm]			
$sp_{coppella}$	4 [mm]			
$sp_{soletta} / 2$	125 [mm]			
yg	850 [mm]	da sez-met fase 2		
$b_{soletta}$	2500 [mm]			
A	1.08E+05 [mm ²]			
J	4.98E+10 [mm ⁴]			
E	210000 [Mpa]			
Δcl_s	679 [mm]			
η	1			
Nr	-2405.0 [kN]			
ϵ_{unif}	-1.06E-04 [-]	ΔT_{uni}	-8.84 [°C]	
ϵ_{grad}	-2.19E-04 [-]	ΔT_{grad}	-18.22 [°C]	

Nel seguito la valutazione dei coefficienti di viscosità e dei relativi coefficienti di omogeneizzazione:

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_{0i}	30	1	50	
$t_{0i, mod}$	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	13290	per calcolo effetto sovr. perm. Ψ_1 1.10
n_{2b}	15.25	14.08	13770	per calcolo effetto ritiro Ψ_2 0.55
n_{2c}	18.09	28.57	11611	per calcolo effetto ced. differenziali Ψ_3 1.50
n_3	6.16	5.69	34077	

3.4 AZIONI VARIABILI

3.4.1 Sovraccarichi accidentali (Qk)

3.4.1.1 Parco pubblico

Categoria C	“Ambienti suscettibili di affollamento”
Sottocategoria	C3
q_k (folla compatta)	5.00 kN/m ²
Mezzi di servizio	10.0÷20.0 kN/m ²

Si considera quindi un carico mediato ideale che tiene conto di tutti i contributi sopra riportati:

Accidentale <u>ideale</u> distribuito (folla + mezzi)	6.00÷7.00 kN/m ²
---	-----------------------------

Per quanto riguarda la zona di spalto, gli unici carichi di progetto ammissibili oltre i pesi permanenti sono rappresentati dalla manutenzione di servizio (0.5 kN/m²) e ovviamente dalla neve.

La zona di spalto dovrà essere opportunamente confinata in modo tale da evitare assembramenti di persone e/o l'accesso a mezzi di servizio non computati nel progetto.

3.4.1.2 Copertura solo fonica e zona di spalto

Manutenzione di servizio	0.50 kN/m ²
--------------------------------	------------------------

3.4.2 Resistenze passive dei vincoli (q9)

Gli appoggi utilizzati sono dei dispositivi di isolamento di tipo elastomerico. Le reazioni mutue fra sovrastruttura e la sottostruttura dovute alle azioni orizzontali agenti sull'impalcato e alle dilatazioni termiche sono tenute in conto attraverso la modellazione globale del sistema sovrastruttura, isolamento e sottostruttura.

Per quanto riguarda la pila centrale dotata di dispositivi di appoggio multidirezionali la movimentazione degli stessi produce effetti di attrito in relazione al carico permanente associato e da considerare pari al 2% del carico, valore compatibile con gli appoggi del tipo acciaio-teflon. Sarà cura di verificare in fase di acquisto e di mantenimento la tipologia di appoggi a basso coefficiente di attrito e comunque non superiore al valore fissato.

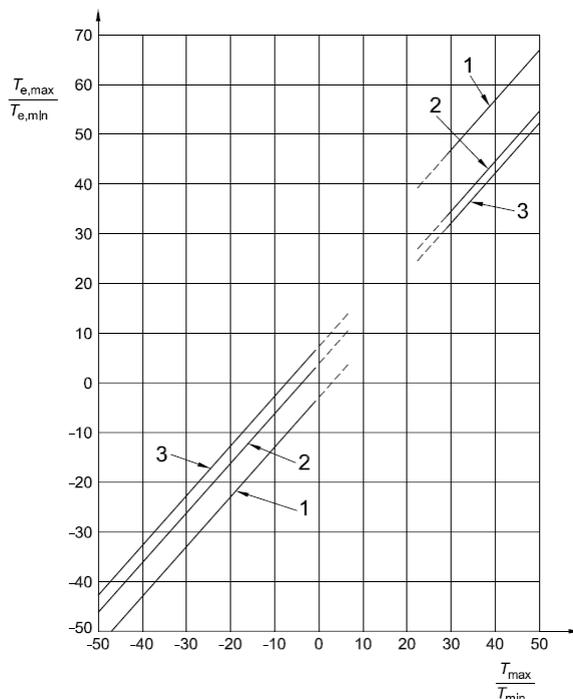
È importante sottolineare che tale condizione si verifica solo in caso di azione sismica in quanto in caso di dilatazioni termiche il punto centrale della trave (appunto l'appoggio sulla pila) è pressoché il centro di rigidità pertanto immobile.

3.4.3 Variazioni termiche (Tk)

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5/NTC-18, 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.

3.4.3.1 Variazioni termiche uniformi (Δt_N) e lineari (Δt_M)

Per l'Italia, il “range” di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori (NTC-18 cap. 3.5 – EN 1991-1-5+N.A.D.):



$$T_{\min} = -15 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = +42 \text{ °C}$$

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.

Si ottiene quanto segue.

Tabella 3-1 - Parti in acciaio/calcestruzzo

	Tipo ponte	2	1: acciaio 2: composto 3: calcestruzzo			
Componente uniforme			Componente differenziale			
	T min	-15.0 [°C]		$\Delta T_{M,heat}$	15.0 [°C]	
	T max	42.0 [°C]		$\Delta T_{M,cool}$	-18.0 [°C]	
	Te,min	-11.0 [°C]		Spessore rivestimento	5	1: non rivestito / 2: impermeabilizz 3: 50 mm / 4: 100 mm / 5: 150 mm 6: massicciata
	Te,max	46.4 [°C]				
	ΔT_N	57.4 [°C]				
				$k_{sur,heat}$	1.0 [-]	
	T_0	15.0 [°C]		$k_{sur,cool}$	1.0 [-]	
	$\Delta T_{N,con}$	-26.0 [°C]		$\Delta T_{M,heat}$	15.0 [°C]	
	$\Delta T_{N,exp}$	31.4 [°C]		$\Delta T_{M,cool}$	-18.0 [°C]	
Impalcato		<u>Sezioni</u>	<u>Altezze [m]</u>	$\Delta T_{M,heat}$ [°C/m]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C/m]	
Acciaio	Acciaio	Acciaio	1.650	9.09	-10.91	

Si sottolinea che tali azioni termiche sono molto cautelative, visto che le strutture principali in carpenteria metallica non sono direttamente esposte all'irraggiamento ma isolate dallo spesso strato di terreno posto all'estradosso. Nello sviluppo del progetto esecutivo potrebbero essere prese in considerazione ottimizzazioni riguardo l'effettiva distribuzione di temperatura.

3.4.3.2 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 (variazioni termiche lineari dominanti): $q_{TM} + 0.35 q_{TN}$

C2 (variazioni termiche uniformi dominanti): $0.75 q_{TM} + q_{TN}$

3.4.4 Carico da neve (Qsk)

Il carico da neve agente sulla copertura viene valutato sulla base dei criteri contenuti in EN 1991-1-3 + NAD, e risulta pari a:

$$Q_{sk} = \mu_1 \times C_e \times C_t \times S_k$$

Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
--	--	---

q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$	
μ_i (coefficiente di forma)	
q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])	
C_E (coefficiente di esposizione)	
C_t (coefficiente termico)	

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	56
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.50

Coefficiente termico

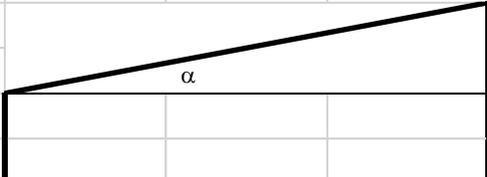
Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9

Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.35
--	------

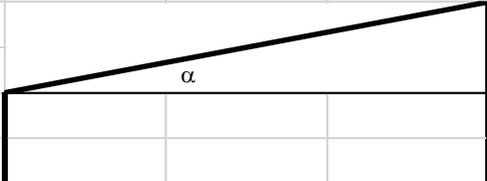
Copertura fonica ($\alpha = 0^\circ$):

<u>Coefficiente di forma (copertura ad una falda)</u>				
α (inclinazione falda [°])	0	1.08 kN/mq	μ	
μ	0.8			

$q_{s,S}$ 1 080 N/m²

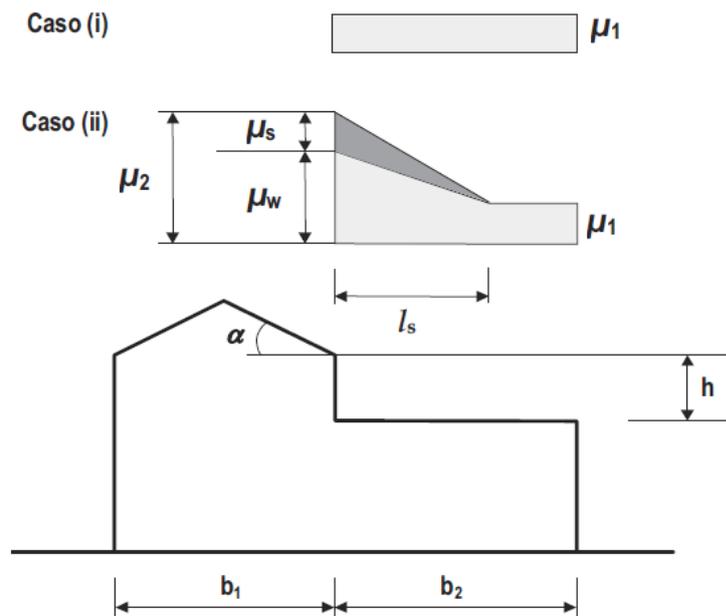
Barriera fonica a sbraccio ($\alpha = 60^\circ$):

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)					
α (inclinazione falda [°])	60		0.00 kN/mq	μ	
μ	0				



q_s 0 N/m²

ACCUMULO accanto alla FOA (cfr. NTC2018 § C.3.4.5.6)



$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

μ_s è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

per $\alpha \leq 15^\circ$, $\mu_s = 0$

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

$\mu_s = 0.15 \times 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ (FOA)}$

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

in cui:

γ è il peso dell'unità di volume della neve [kN/m^3], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a 2 kN/m^3

Il valore del coefficiente μ_w dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$.

$\mu_w = (3.50 \text{ m} + 13.70 \text{ m}) / (2 \times 6.06 \text{ m}) = \underline{1.42} \leq 2.0 \text{ kN/m}^3 \times 6.06 \text{ m} / 1.35 \text{ kN/m}^2 = 8.97$ -

$\mu_2 = 0.00 - + 1.42 - = \dots\dots\dots 1.42 -$

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da $l_s = 2h$, e comunque $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.

Nel caso in cui $b_2 < l_s$ il valore del coefficiente di forma al livello della fine della copertura posta a quota inferiore dovrà essere valutato per interpolazione lineare tra i valori di μ_1 e μ_2 .

$l_s = 2 \times 6.06 \text{ m} = \dots\dots\dots 12.12 \text{ m}$

Cautelativamente applichiamo μ_2 **ovunque**.

$q_s = 1.42 \times 1.35 \text{ kN/m}^2 = \dots\dots\dots \sim 1.92 \text{ kN/m}^2$

3.4.5 Azione del vento (Fw)

La pressione del vento viene valutata sulla base dei criteri contenuti in EN 1991-1-4 + NAD, e risulta pari a:

$$f_w = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

La quota di riferimento z_e viene posta pari alla quota da P.C. dell'estremo superiore della copertura (EN 1991-1-4, fig. 7.4).

Il calcolo della pressione di riferimento viene effettuato adottando una semplice procedura automatica implementata su foglio elettronico, di cui di seguito si riportano dati di base e parametri intermedi, valutati in base alle tabelle sotto richiamate.

3.4.5.1 Pressione dinamica

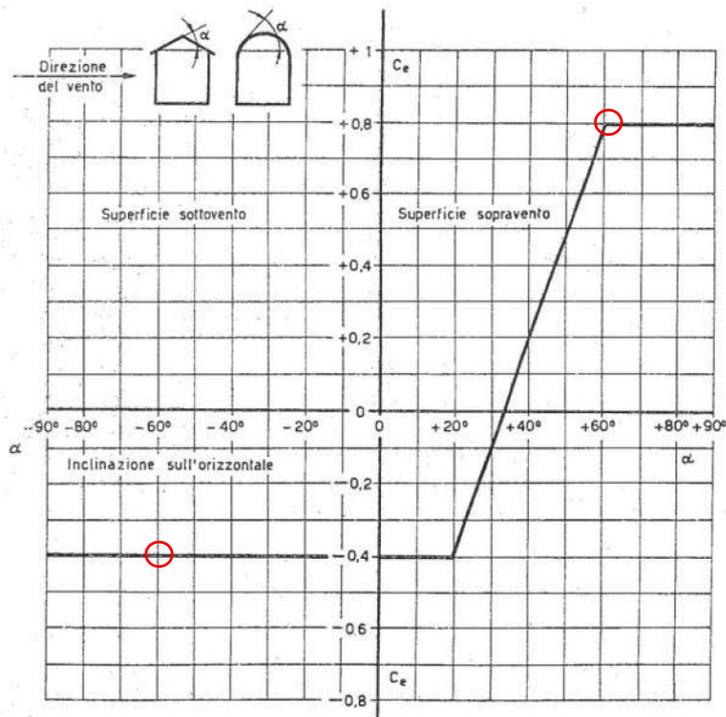
Caratteristiche sito		
h	10.00	[m] altezza oggetto
H	0.00	[m] altezza del rilevato
z_e	10.00	[m] altezza di riferimento per azione del vento § 7.4.1 (2)
Calcolo parametri di base		
Valore di base - § 4.1	Zona	2 UNI EN 1991-1-4
	a_s	56 [m] quota sito
	v_{b0}	25 [m/s] valore base della velocità fondamentale del vento § 4.1.(1) P
	a_0	750 [m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
	k_a	0.015 [1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
	v_{b0}	25 § 4.1.(1) P
	C_{dir}	1.00 [-] fattore di direzione § 4.2.(2) P - nota 2
	C_{season}	1.00 [-] fattore di stagionalità § 4.2.(2) P - nota 3
	T_r	50 [anni] periodo di ritorno
	k_1	0.138
	n	1.00
	C_{prob}	1.00 EN 1991-1-4 § 4.2 (Nota 4)
	v_b	25.0 [m/s] velocità di base del vento - § 4.2 (4.1)

Vento medio - § 4.2	Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
	z	0.00 [m] altezza dal suolo del sito
	z/H	1.00 [-]
	Lu	1E+50 [m] lunghezza (in orizzontale) del fronte del rilievo esposto al vento
	x	0 [m] distanza (in orizzontale) della costruzione dalla sommità del rilievo
	Φ	0.00 [-] pendenza media del fronte del rilievo esposto al vento
	Metodo semplificato [CNR 207/2008 § App. D - D.3]	
	β	0.40 [-] coefficiente funzione dell'altezza z sul suolo
	γ	0.00 [-] coefficiente funzione del rapporto Φ
	c _o (oppure c _t)	1.00 [-] coeff. orografia § 4.3.1 e Annex A3 (→ CNR 207/2008 § App. D - D.3)
	Versante esposto al vento di pendii e colline [CNR 207/2008 § App. D - D.2.1]	
	Le	1.00E+50 [m] lunghezza effettiva in orizzontale del fronte del pendio esposto al vento
	x/Lu	0.000 [-]
	z/Le	0.000 [-]
	A	1.012 [-]
	B	2.646 [-]
	s	1.012 [-] fattore di posizione orografica → CNR 207/2008 § App. D - D.2.1
	ct	1.00 [-] coeff. di orografia
	z ₀	0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2 prosp. 4.1
	z _{0,II}	0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2_COSTANTE
	z _{min}	4.00 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2 prosp. 4.1
	z _{max}	200 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2_COSTANTE
	k _r	0.19 [-] fattore di terreno § 4.3.2 (4.5)
	c _r	1.01 [-] coefficiente di rugosità del terreno § 4.3.2
v_m(z)	25.2 [m/s] velocità media del vento - EN 1991-1-4 § 4.3.1 (4.3)	
Turbolenza del vento - § 4.4	k _t	1.00 [-] fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
	σ _v	4.75 [m/s] scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 § 4.4 (4.6)
	I_v(z)	0.19 [-] Intensità di turbolenza - EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)
Valore di picco della pressione - § 4.5	ρ	1.25 [kg/m ³] densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
	q_p(z)	918.86 [N/m²] valore di picco della pressione dinamica a z[m] § 4.5 (4.9)
	c _e (z)	2.35 [-] fattore di esposizione - EN 1991-1-4 § 4.5 (4.9) => per deduzione

qp,calcolo ~920 N/m²

3.4.5.2 Coefficienti di pressione

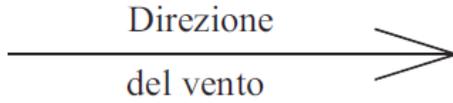
3.4.5.2.1 FOA



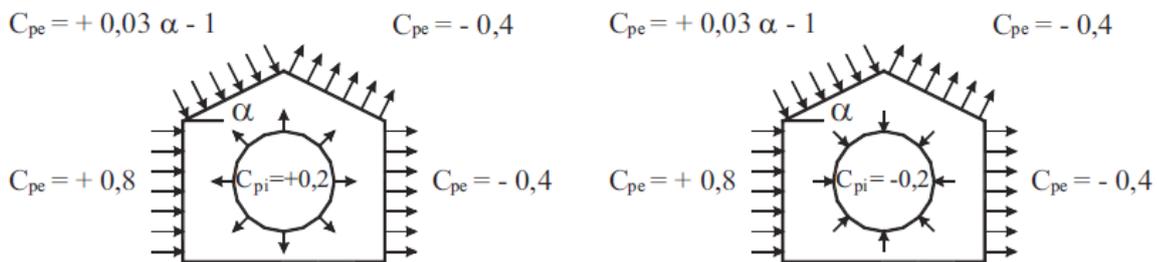
Cp,sopravento +0.80 -

Cp,sottovento -0.40 -

3.4.5.2.2 Pareti e copertura



Costruzioni aventi una parete con aperture
 di superficie < 33 % di quella totale



Cp,pareti	+0.80(sopravento) ÷ -0.40(sottovento)	-
Cp,copertura	-0.40	-
Cp,interna	±0.20	-

3.5 URTO (AD)

Su corpo rigido (cfr. NTC2018 § 3.6.3.3.1).

3.6.3.3 Urti da traffico veicolare

3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell’impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x} \tag{3.6.7}$$

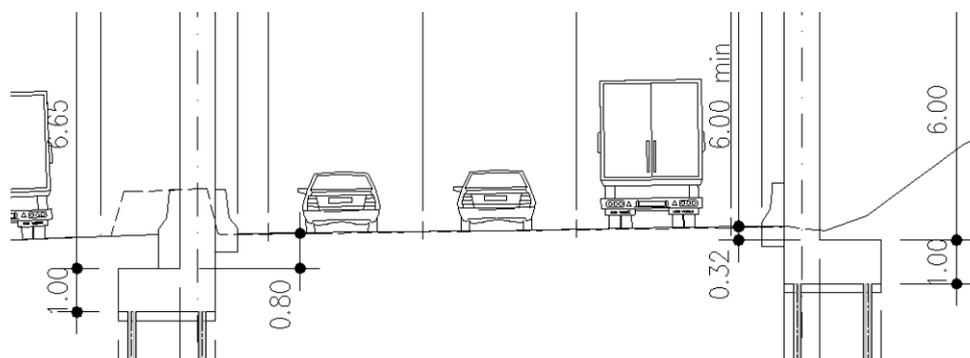
In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III.

Tabella 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Per urti di automobili su membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L’area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Per urti sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L’area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).



Urto (globale) su piedritto SINISTRO e DESTRO = 0.50 x 1 000 kN = 500 kN

3.6 AZIONI SISMICHE (ED)

3.6.1 Generalità

La caratterizzazione dell'azione sismica dell'opera in esame viene effettuata ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 (“*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*”) e relative istruzioni (Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “*Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”).

La definizione dello spettro è dettata dalla scelta di alcuni parametri che descrivono la tipologia dell'opera in esame (vita nominale V_N legata al tipo di costruzione e classe d'uso C_u) e di altri che individuano la probabilità di superamento P_{VR} che un determinato livello di intensità sismica venga superato in un assegnato periodo di tempo, detto Vita di riferimento V_R . L'intensità sismica viene specificata in termini di periodo medio di ritorno T_R , definito a sua volta in funzione di P_{VR} e V_R .

Di seguito si riportano i valori dei parametri sopra citati adottati nello specifico.

- Vita utile dell'opera: $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso IV: C.U. = 2 anni
- Vita di riferimento: $V_R = 100$ anni

Si ricavano pertanto la probabilità di superamento P_{VR} e il periodo medio di ritorno T_R

	S.L.O.	S.L.D.	S.L.V.	S.L.C.
P_{VR} [%]	0.81%	0.63%	0.10%	0.05%
T_R [anni]	60.2	100.6	949.1	1,949.6

L'azione sismica viene definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito della costruzione, specificata in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale. I parametri locali di sito necessari per la costruzione delle forme spettrali risultano i seguenti:

a_g = accelerazione orizzontale massima al suolo

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Nel caso specifico l'opera è situata alle coordinate:

Latitudine	45.36166667
Longitudine	11.79083333
Regione	Emilia Romagna
Provincia	BO
Comune	Bologna

ed è caratterizzata dalle seguenti categorie topografica e di sottosuolo:

Categoria di sottosuolo:

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180m/s e 360m/s.

Condizione topografica:

T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$

Ne derivano di conseguenza i seguenti parametri utili alla definizione dello spettro:

- Spettro orizzontale

	S.L.O.	S.L.D.	S.L.V.	S.L.C.
C _c [-]	1.608	1.588	1.539	1.529
S _t [-]	1	1	1	1
S _s [-]	1.5000	1.5000	1.3900	1.3083
S [-]	1.5000	1.5000	1.3900	1.3083

- Spettro verticale

S.L.O.S.L.D. S.L.V.S.L.C.				
S _t [-]	1	1	1	1
S _s [-]	1	1	1	1
S [-]	1.000	1.000	1.000	1.000

Per la definizione dello spettro elastico di progetto si adotta la procedura indicata nella circolare “Istruzioni per l’applicazione dell’«aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Per il calcolo degli spettri verticali e orizzontali si adottano i seguenti parametri:

- Spettro orizzontale

$$\xi [\%] = 5$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$$

1

$$q = \frac{1}{\eta} =$$

1

- Spettro verticale

$$\xi [\%] = 5$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$$

1

$$q = \frac{1}{\eta} =$$

1

I **parametri indipendenti** che consentono di definire gli spettri verticale e orizzontale sono riportati nella tabella seguente:

	S.L.O.	S.L.D.	S.L.V.	S.L.C.
a_g [g]	0.0721	0.0889	0.2120	0.2668
T^*_c [s]	0.2750	0.2853	0.3141	0.3205
F_o [-]	2.4768	2.4686	2.4368	2.4470
F_v [-]	0.8978	0.9937	1.5147	1.7063

I periodi per la definizione degli spettri sono i seguenti:

- Spettro orizzontale

	S.L.O.	S.L.D.	S.L.V.	S.L.C.
T_B [s]	0.147	0.151	0.161	0.163
T_C [s]	0.442	0.453	0.483	6.000
T_D [-]	1.888	1.956	2.448	2.667
T_E [-]	6.000	6.000	6.000	6.000
T_F [-]	10.000	10.000	10.000	10.000

- Spettro verticale

	S.L.O. / S.L.D. / S.L.V. / S.L.C.
T_B [s]	0.05
T_C [s]	0.15
T_D [-]	1

3.6.2 Sistema di isolamento su galleria a 2 canne - parco

L'utilizzo di isolatori sismici per vincolare l'opera alle sottostrutture fa sì che la dinamica sia essenzialmente dominata da questi dispositivi. Appare pertanto lecito riferirsi, nel prosieguo, agli spettri di progetto opportunamente scalati sulla base dello smorzamento dei dispositivi di isolamento adottati.

- Spettro orizzontale

$$\xi [\%] = \mathbf{15}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$$

$$\mathbf{0.71}$$

Per la definizione dello spettro scalato si calcola il periodo $0.8 \cdot T_{iso}$ come indicato al §7.10.5.3.2:

- Rigidezza del sistema di isolamento k_{iso} : **64.68 kN/mm**

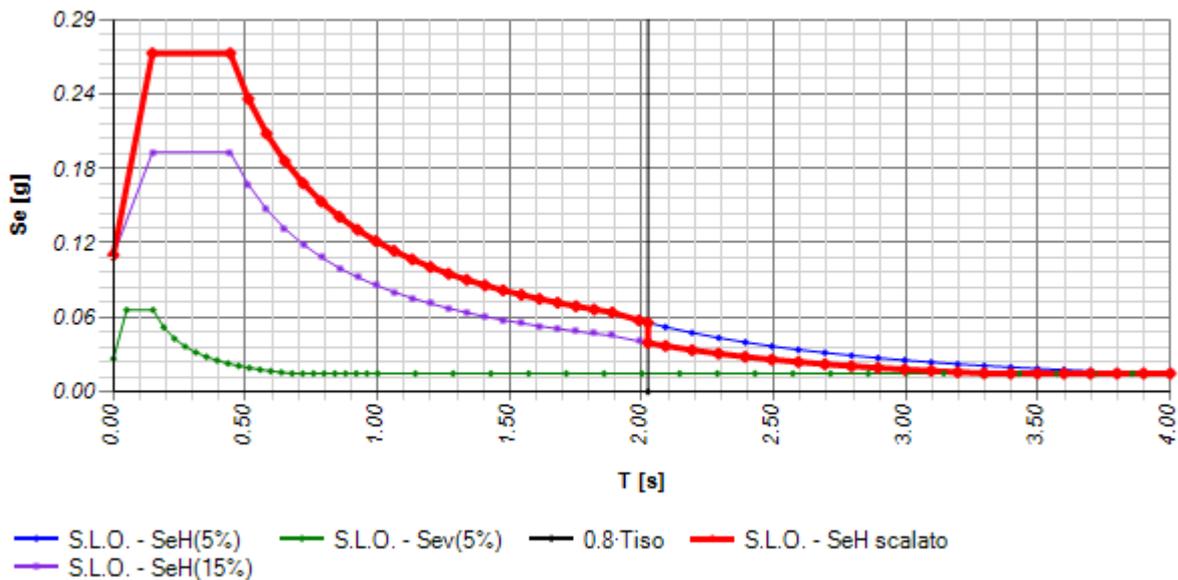
- Massa del sistema isolato m_{iso} : **10480100 kg**

- Periodo del sistema isolato $T_{iso} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{iso}}} = 2.53 \text{ s}$
- Periodo per la riduzione dello spettro $0.8 \cdot T_{iso} = 2.02 \text{ s}$

Noti tutti i parametri sopra riportati, è possibile definire l'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione. Questo è costituito da tre componenti, due orizzontali X e Y, e una verticale Z, che vengono di seguito mostrate per ciascuno stato limite considerato.

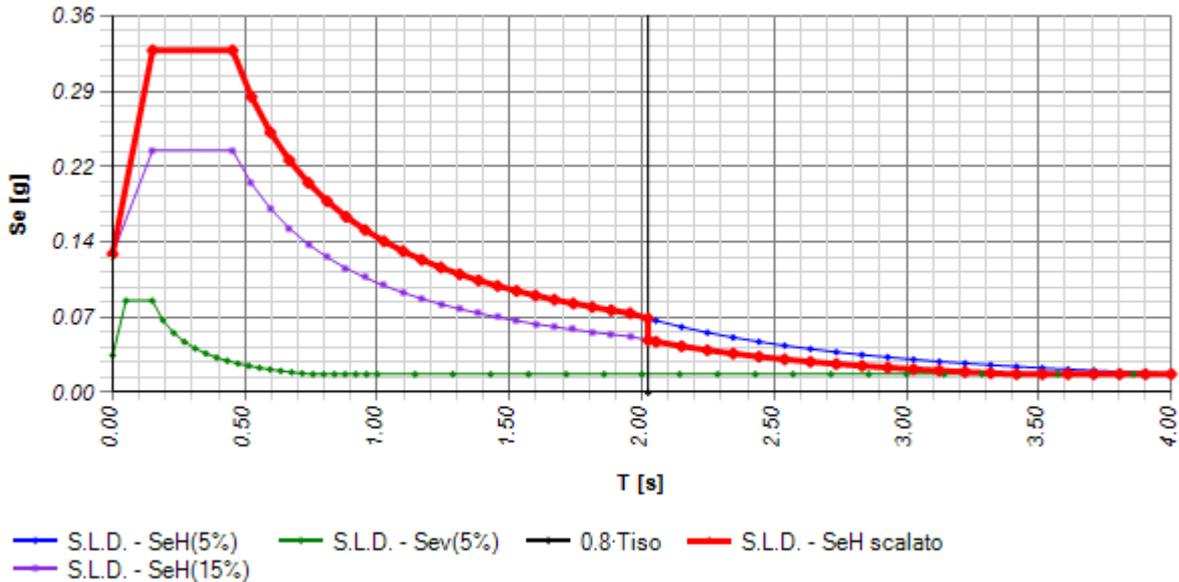
- *Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Operatività*

SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.O.



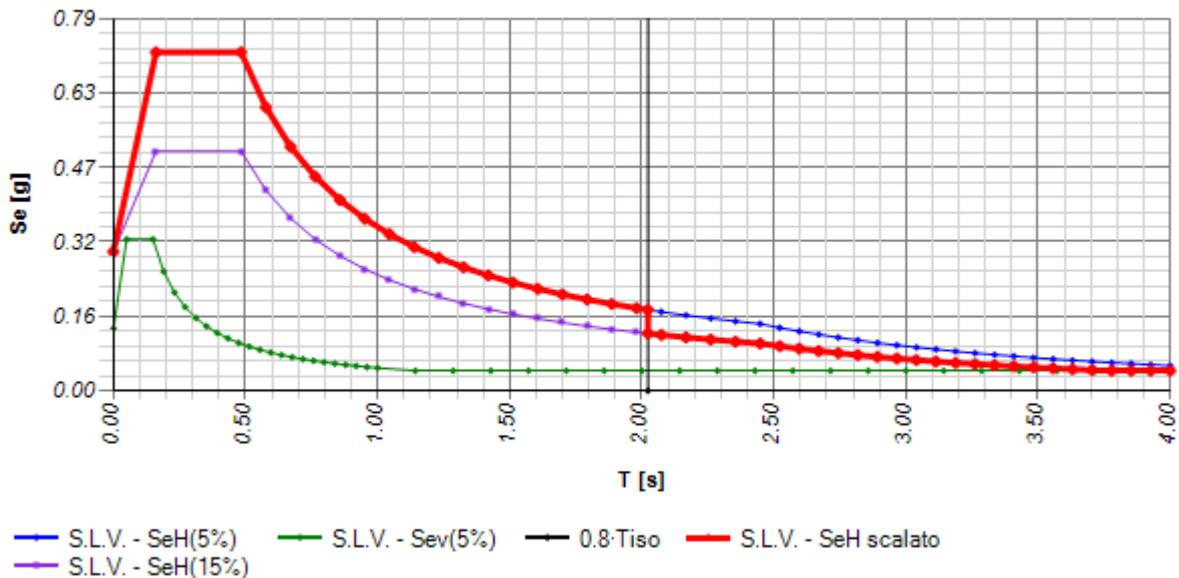
- *Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Danno*

SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.D.



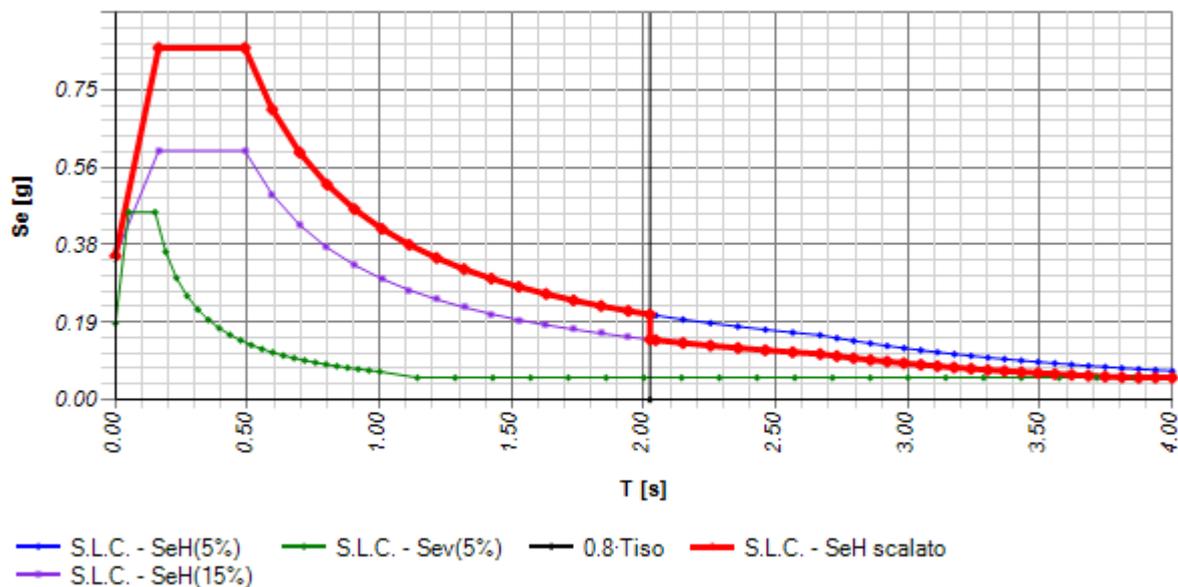
- Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Salvaguardia della vita

SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.V.



- Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Collasso

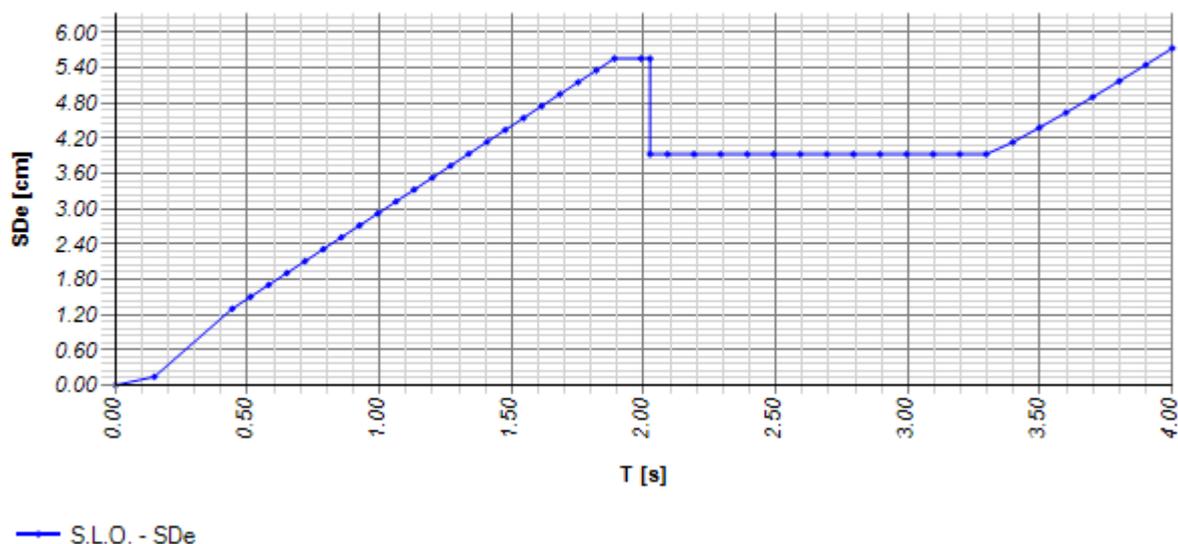
SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.C.



Per completezza si riportano anche gli spettri elastici in spostamento nei vari S.L.. Si ricorda che tali spettri sono da considerarsi validi nel caso in cui il periodo della struttura è inferiore al periodo T_E funzione della categoria di sottosuolo.

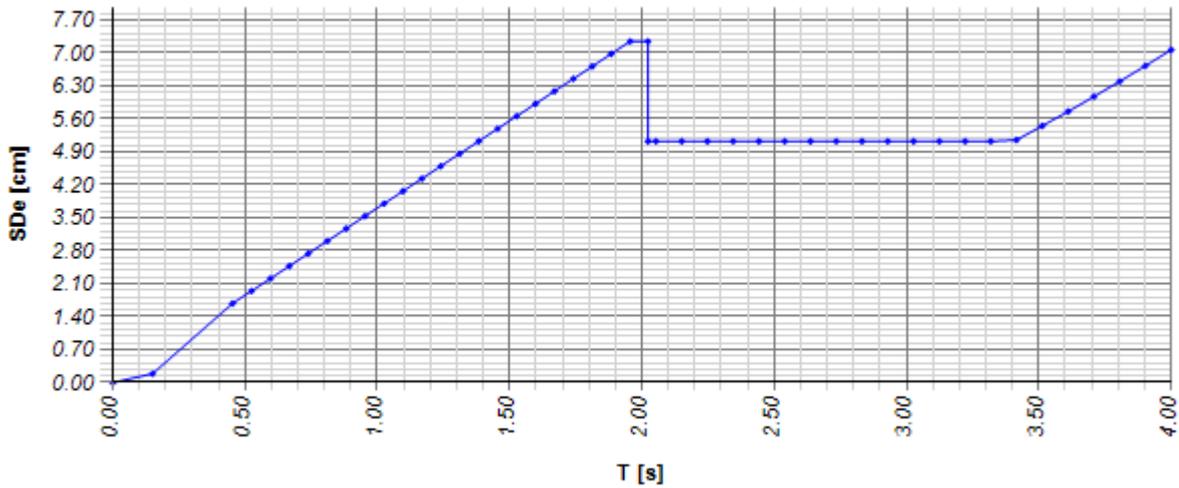
- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Operatività

SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.O. (H_p : $T < T_E$)



- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Danno

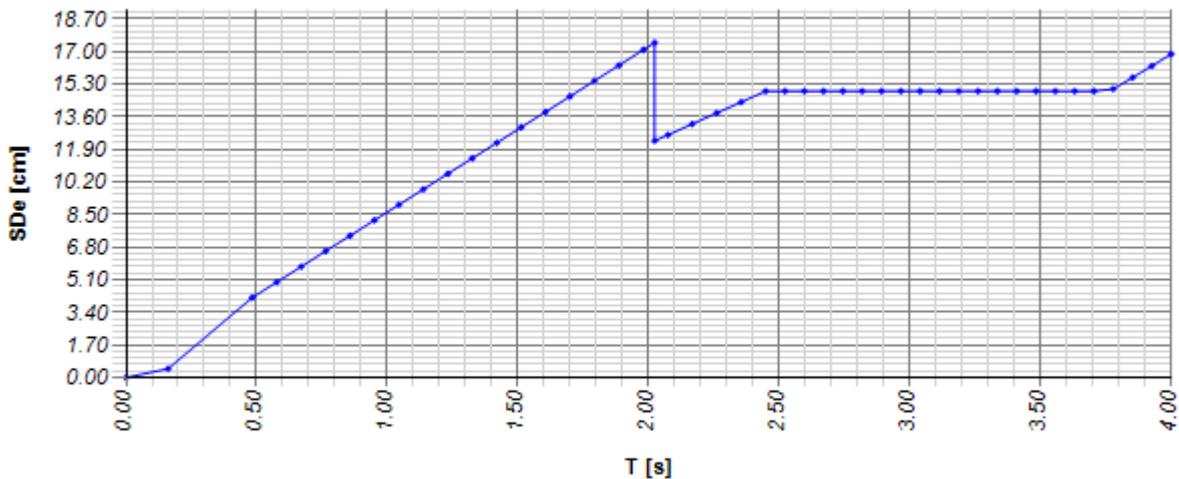
SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.D. (Hp: T < TE)



— S.L.D. - SDe

- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Salvaguardia della vita

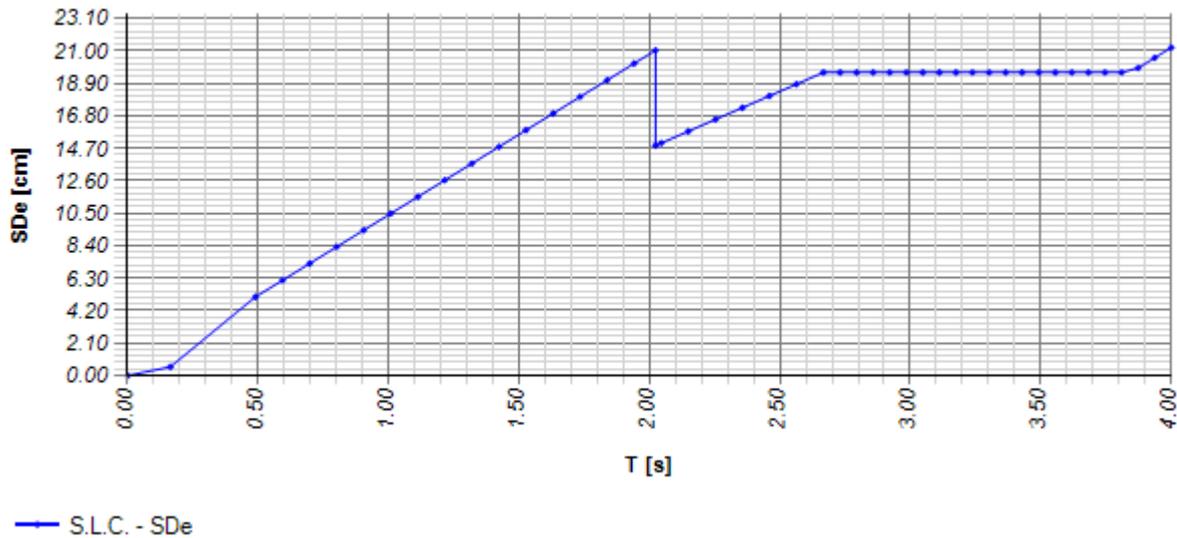
SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.V. (Hp: T < TE)



— S.L.V. - SDe

- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Collasso

SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.C. (Hp: T < TE)



3.6.3 Sistema di isolamento su galleria a 1 canna - parco

L'utilizzo di isolatori sismici per vincolare l'opera alle sottostrutture fa sì che la dinamica sia essenzialmente dominata da questi dispositivi. Appare pertanto lecito riferirsi, nel prosieguo, agli spettri di progetto opportunamente scalati sulla base dello smorzamento dei dispositivi di isolamento adottati.

- Spettro orizzontale
 - ξ [%] = **15**
 - $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$
0.71

Per la definizione dello spettro scalato si calcola il periodo $0.8 \cdot T_{iso}$ come indicato al §7.10.5.3.2:

- Rigidezza del sistema di isolamento k_{iso} : **31.2 kN/mm**
- Massa del sistema isolato m_{iso} : **5150050 kg**

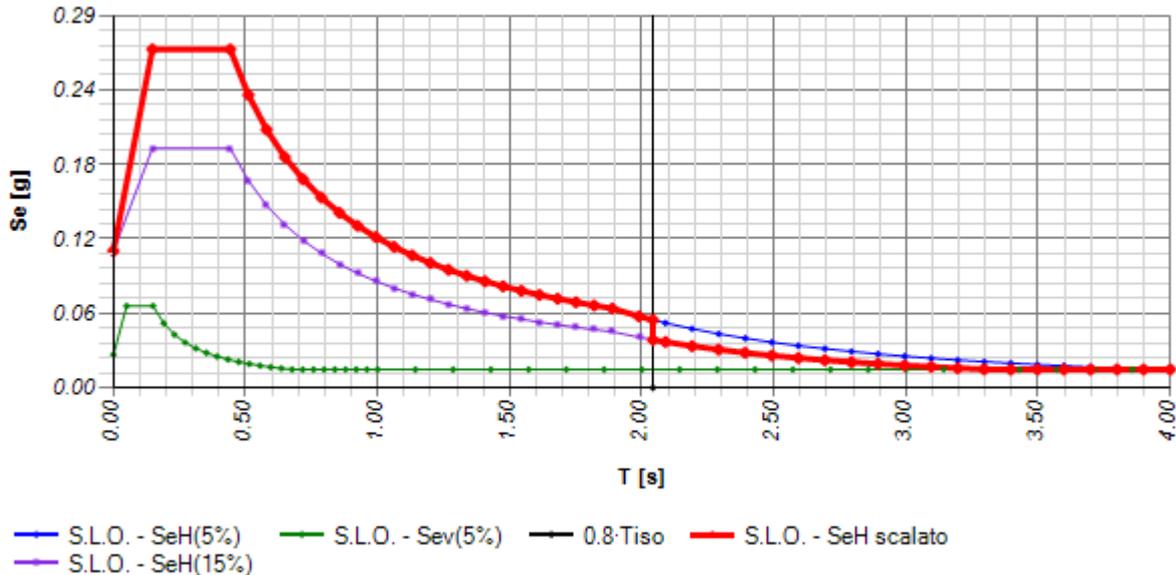
$$T_{iso} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{iso}}} =$$

- Periodo del sistema isolato **2.55 s**
- Periodo per la riduzione dello spettro $0.8 \cdot T_{iso} =$ **2.04 s**

Noti tutti i parametri sopra riportati, è possibile definire l'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione. Questo è costituito da tre componenti, due orizzontali X e Y, e una verticale Z, che vengono di seguito mostrate per ciascuno stato limite considerato.

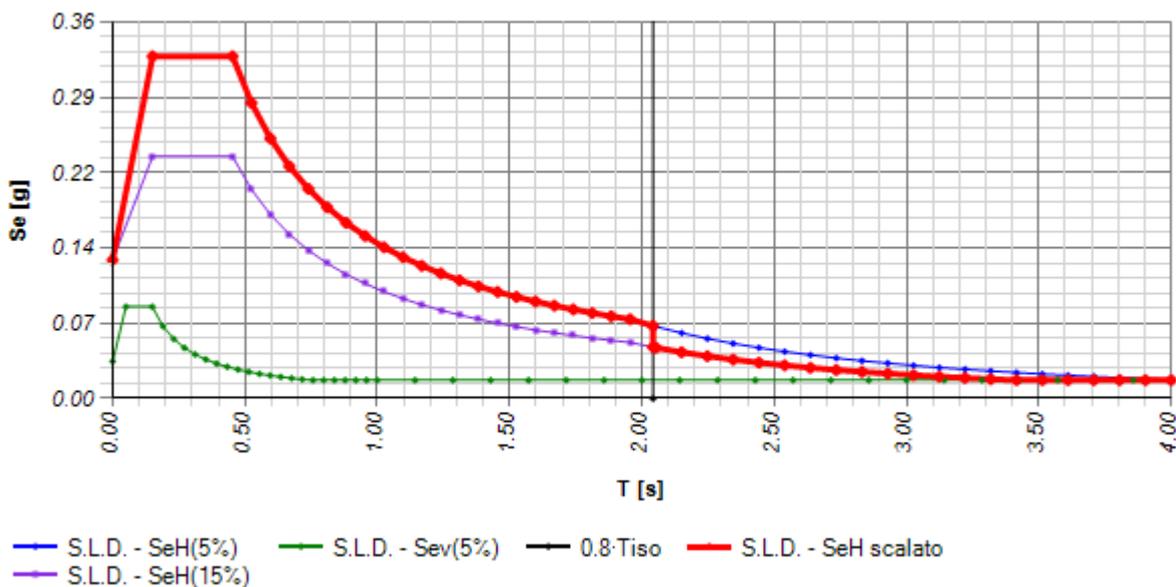
- *Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Operatività*

SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.O.



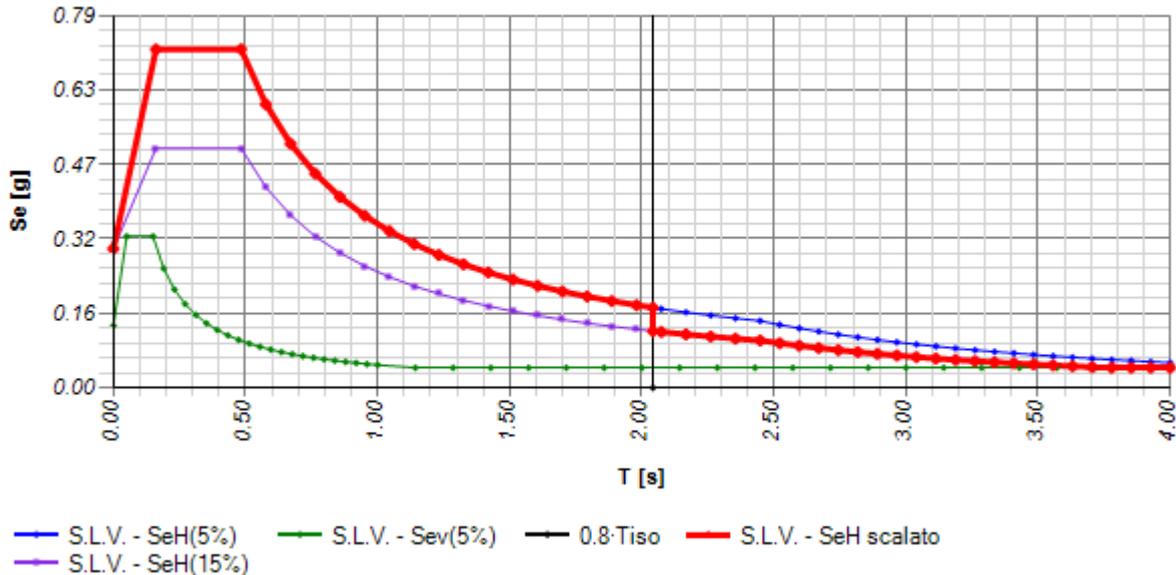
- Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Danno

SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.D.



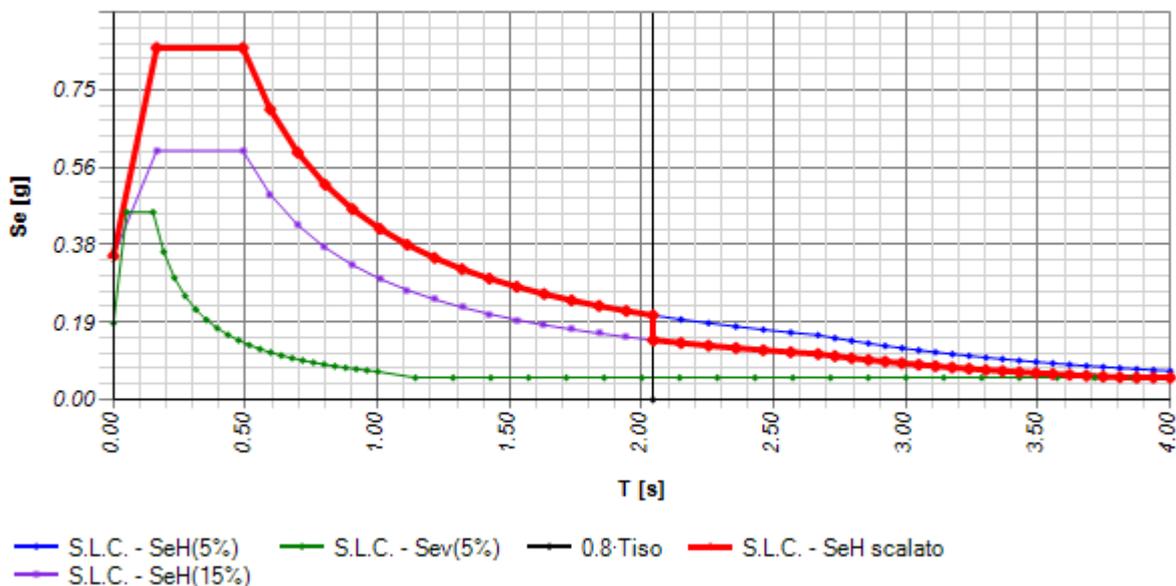
- Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Salvaguardia della vita

SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.V.



- Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Collasso

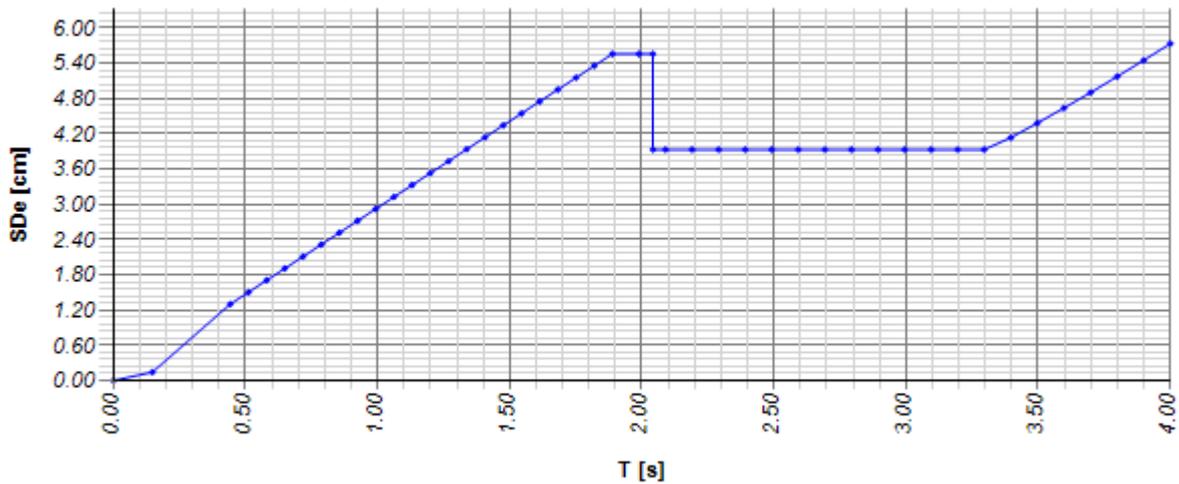
SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.C.



Per completezza si riportano anche gli spettri elastici in spostamento nei vari S.L.. Si ricorda che tali spettri sono da considerarsi validi nel caso in cui il periodo della struttura è inferiore al periodo T_E funzione della categoria di sottosuolo.

- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Operatività

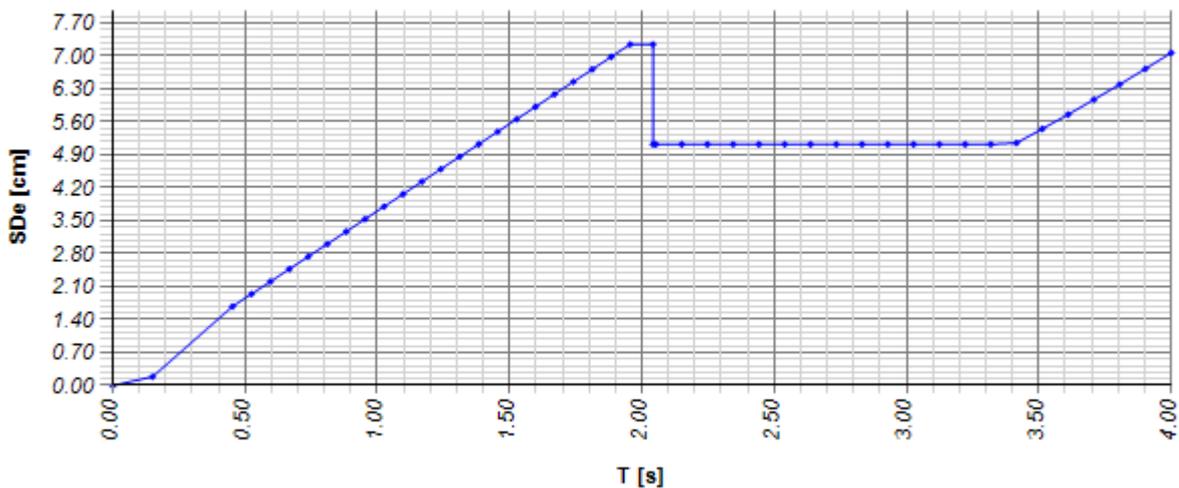
SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.O. (Hp: T < TE)



— S.L.O. - SDe

- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Danno

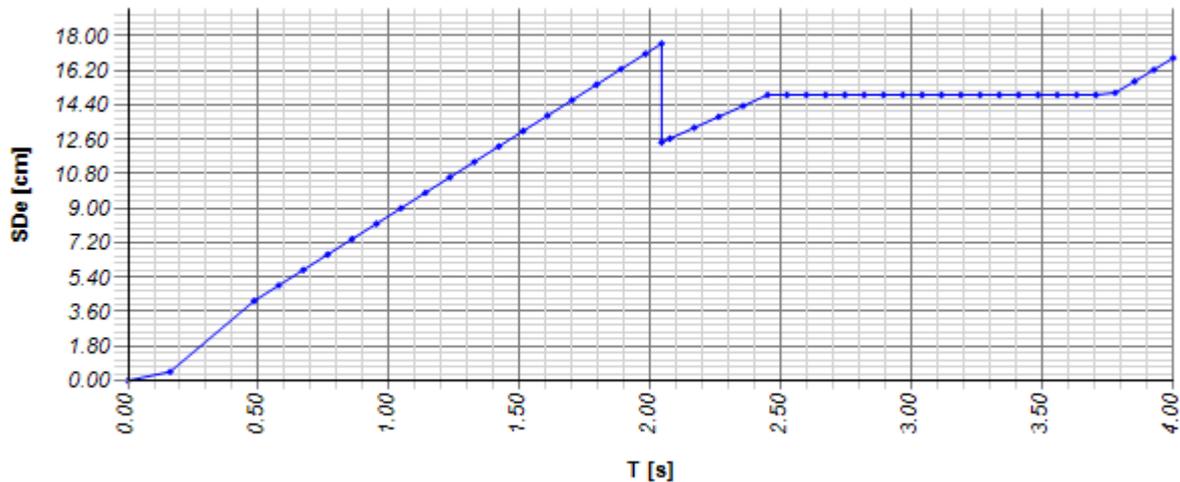
SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.D. (Hp: T < TE)



— S.L.D. - SDe

- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Salvaguardia della vita

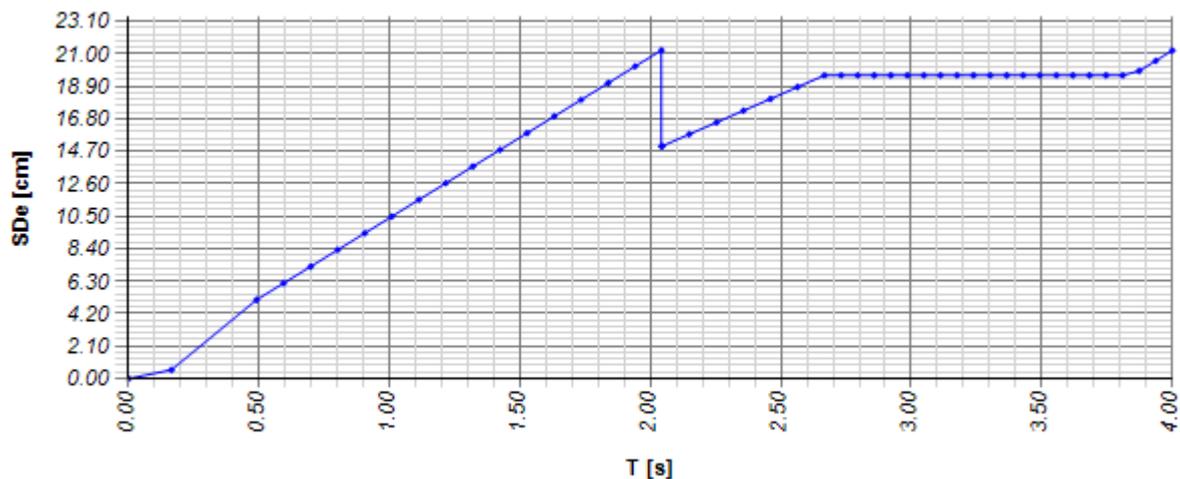
SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.V. (Hp: T < TE)



— S.L.V. - SDe

- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Collasso

SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.C. (Hp: T < TE)



— S.L.C. - SDe

3.6.4 Sistema di isolamento su galleria a 1 canna – solo fonica

L'utilizzo di isolatori sismici per vincolare l'opera alle sottostrutture fa sì che la dinamica sia essenzialmente dominata da questi dispositivi. Appare pertanto lecito riferirsi, nel prosieguo, agli spettri di progetto opportunamente scalati sulla base dello smorzamento dei dispositivi di isolamento adottati.

- Spettro orizzontale

- ξ [%] = 15

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$$

0.71

Per la definizione dello spettro scalato si calcola il periodo $0.8 \cdot T_{iso}$ come indicato al §7.10.5.3.2:

- Rigidezza del sistema di isolamento k_{iso} : **12 kN/mm**
- Massa del sistema isolato m_{iso} : **1300050 kg**

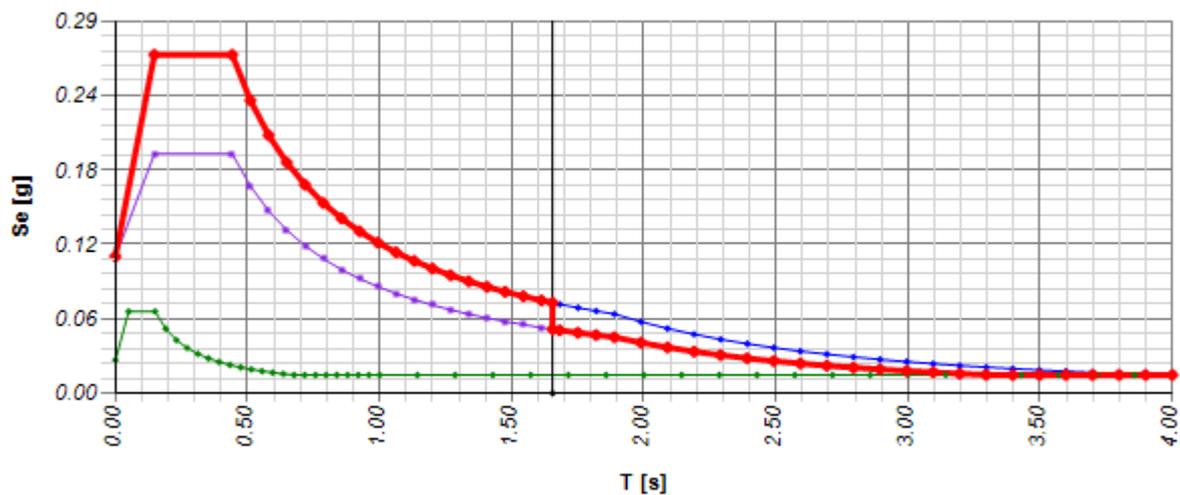
$$T_{iso} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{iso}}} =$$

- Periodo del sistema isolato **2.07 s**
- Periodo per la riduzione dello spettro $0.8 \cdot T_{iso} =$ **1.65 s**

Noti tutti i parametri sopra riportati, è possibile definire l'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione. Questo è costituito da tre componenti, due orizzontali X e Y, e una verticale Z, che vengono di seguito mostrate per ciascuno stato limite considerato.

- *Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Operatività*

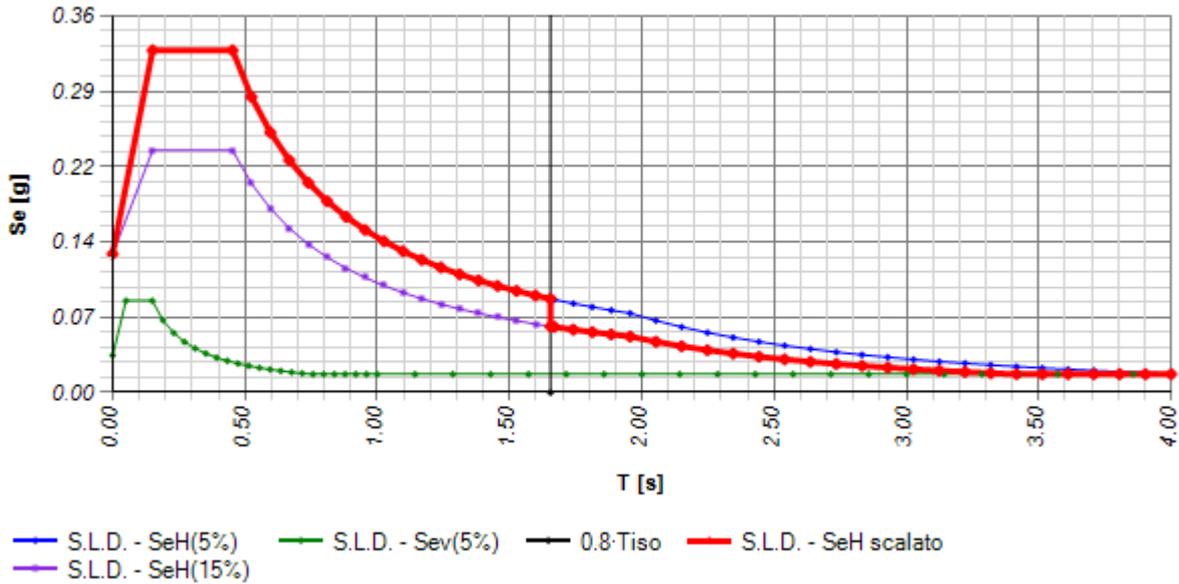
SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.O.



— S.L.O. - SeH(5%) — S.L.O. - Sev(5%) — 0.8·Tiso — S.L.O. - SeH scalato
 — S.L.O. - SeH(15%)

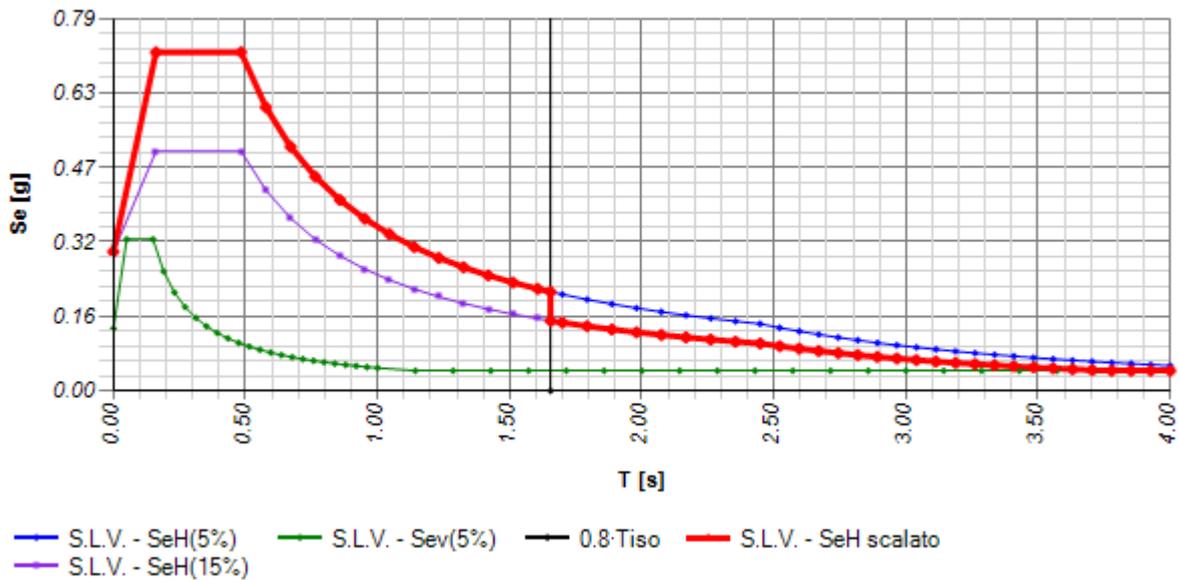
- *Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Danno*

SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.D.



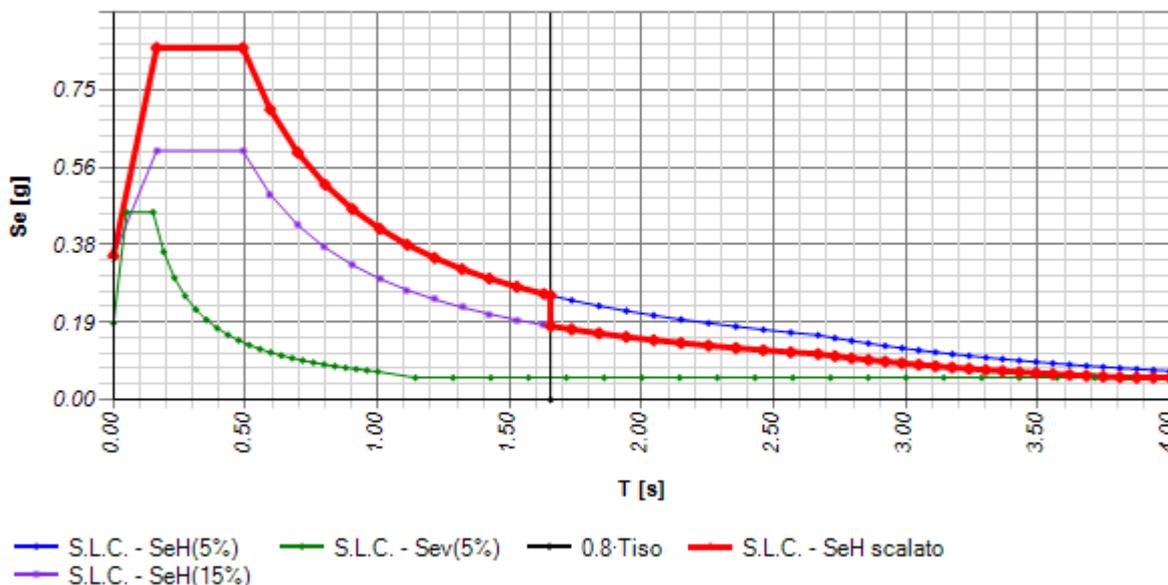
- Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Salvaguardia della vita

SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.V.



- Spettri orizzontale e verticale in accelerazione allo Stato Limite di Collasso

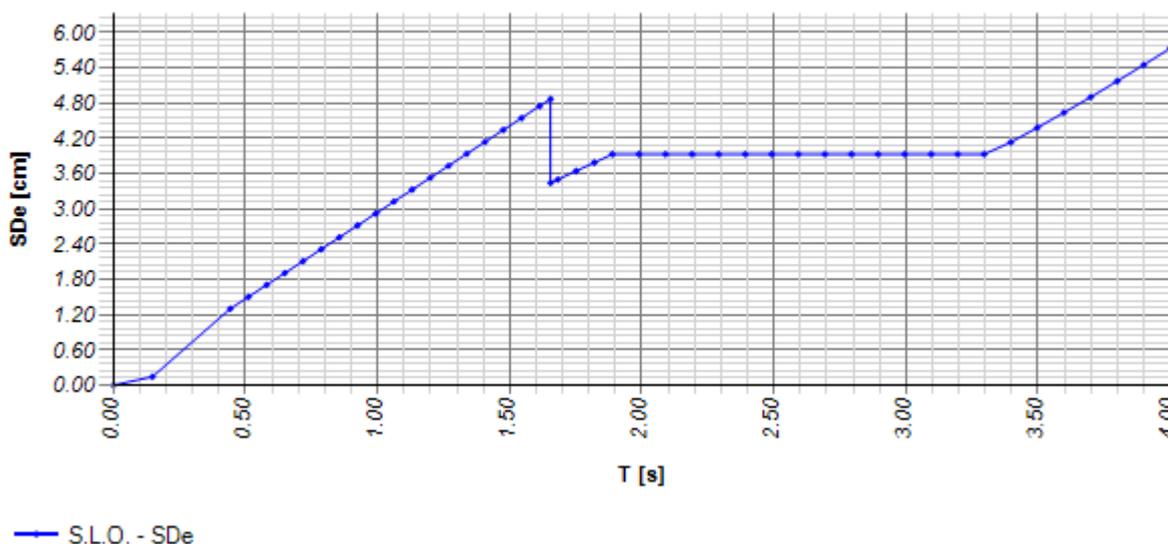
SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.C.



Per completezza si riportano anche gli spettri elastici in spostamento nei vari S.L.. Si ricorda che tali spettri sono da considerarsi validi nel caso in cui il periodo della struttura è inferiore al periodo T_E funzione della categoria di sottosuolo.

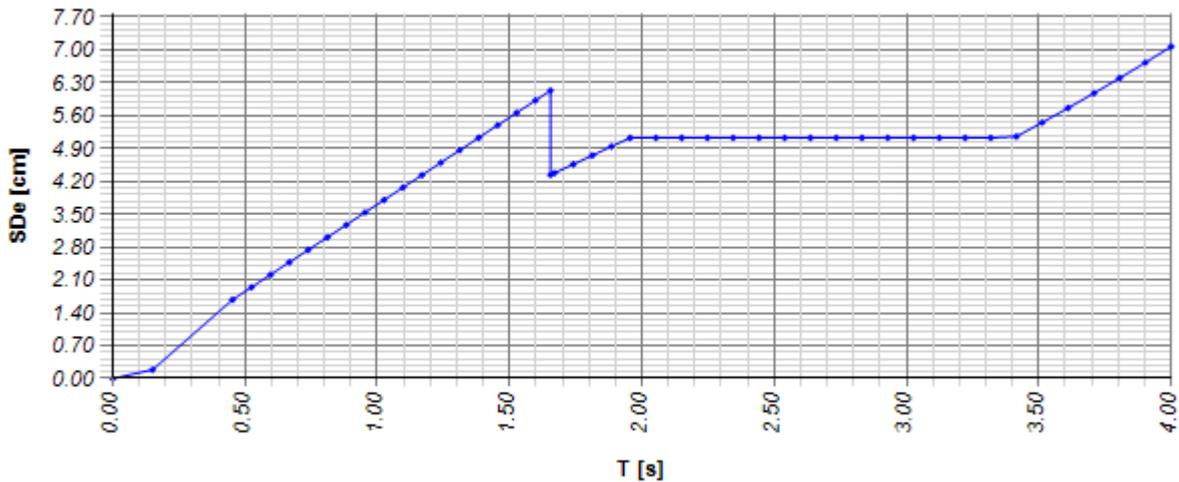
- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Operatività

SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.O. (H_p : $T < T_E$)



- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Danno

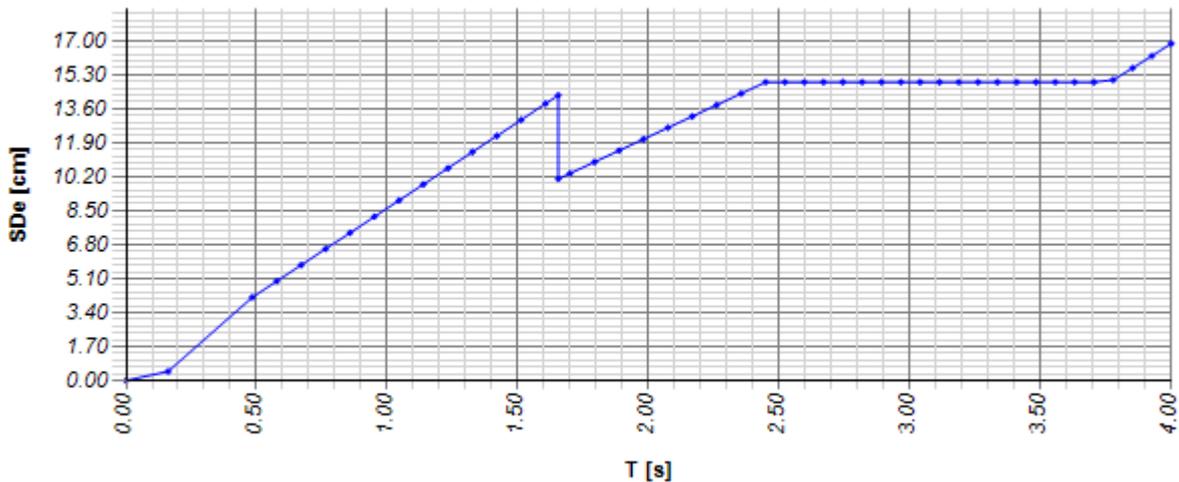
SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.D. (Hp: T < TE)



— S.L.D. - SDe

- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Salvaguardia della vita

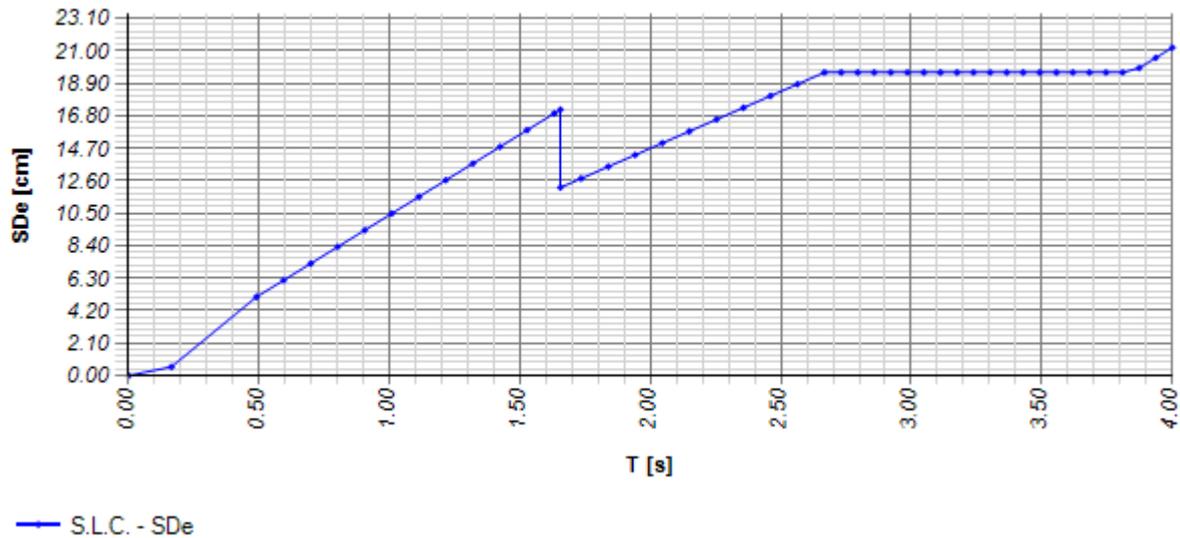
SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.V. (Hp: T < TE)



— S.L.V. - SDe

- Spettri orizzontale e verticale in spostamento allo Stato Limite di Collasso

SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ALLO S.L.C. (Hp: $T < T_E$)



3.6.5 Masse sismiche partecipanti

Il quadro delle masse coinvolte dall'azione sismica comprende:

- 1) Peso delle membrature in acciaio
- 2) Peso soletta in c.a.
- 3) Peso stratigrafia sistemazione a verde
- 4) Peso pannellatura fonica e fotovoltaico

Vista l'estensione e la posizione del parco non si ritiene indispensabile inserire fra le masse partecipanti anche una quota parte del carico da folla, anche nell'ottica di quanto riportato per i ponti e le passerelle.

Bridges with normal traffic and footbridges. In general and in accordance with the recommendation of EN 1990:2002, Annex A2, $\psi_{2,1}=0$.

3.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-18, tab. 2.5.I per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-18 tab. 2.6.I 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-18 cap. 2.5.3.+ N.A.D. che corrisponde al prospetto di seguito riportato:

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Le azioni variabili dominanti di interesse nel caso in esame sono:

- sovraccarichi d'esercizio q_k
- variazioni termiche T_k
- neve q_{sk}
- vento F_w

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

Di seguito si riepilogano le combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche, elaborate in base ai coefficienti di combinazione riassunti nelle seguenti tabelle.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili.

4. ANALISI STRUTTURALE

4.1 GENERALITÀ

Le strutture della galleria fonica sono state raggruppate a seconda delle tre sezioni caratteristiche principali riportate in § 1.1:

1. Sezione “a 2 canne” – sistemazione a parco
 - a. Zona corrente
 - b. Zona di spalto (travi ribassate)
2. Sezione “a 1 canna” – sistemazione a parco
3. Sezione “a 1 canna” – copertura solo fonica

4.2 MODELLAZIONE

Per l'analisi delle strutture si ricorre ai modelli agli elementi finiti mostrati nelle figure seguenti.

Lo scheletro delle strutture è formato da elementi verticali, travi e traversi modellati con la loro eventuale aliquota di soletta collaborante; per essi vengono utilizzati elementi di tipo “beam” opportunamente posizionati allo scopo di restituire effettive eccentricità rispetto agli assi baricentrici.

Per riprodurre correttamente le caratteristiche statiche delle travi in sezione mista acciaio-calcestruzzo, queste sono state modellate tenendo conto dell'aliquota di soletta collaborante di competenza di ciascuna trave, secondo quanto previsto dalla vigente normativa.

Per tutte le zone si è provveduto alla modellazione semplificata del graticcio di travi (con le sezioni resistenti caratteristiche di ogni fase) per il quale si sono condotte le verifiche più significative.

I modelli sono realizzati attraverso un graticcio di elementi “beam” anche per quanto riguarda la soletta in trasversale.

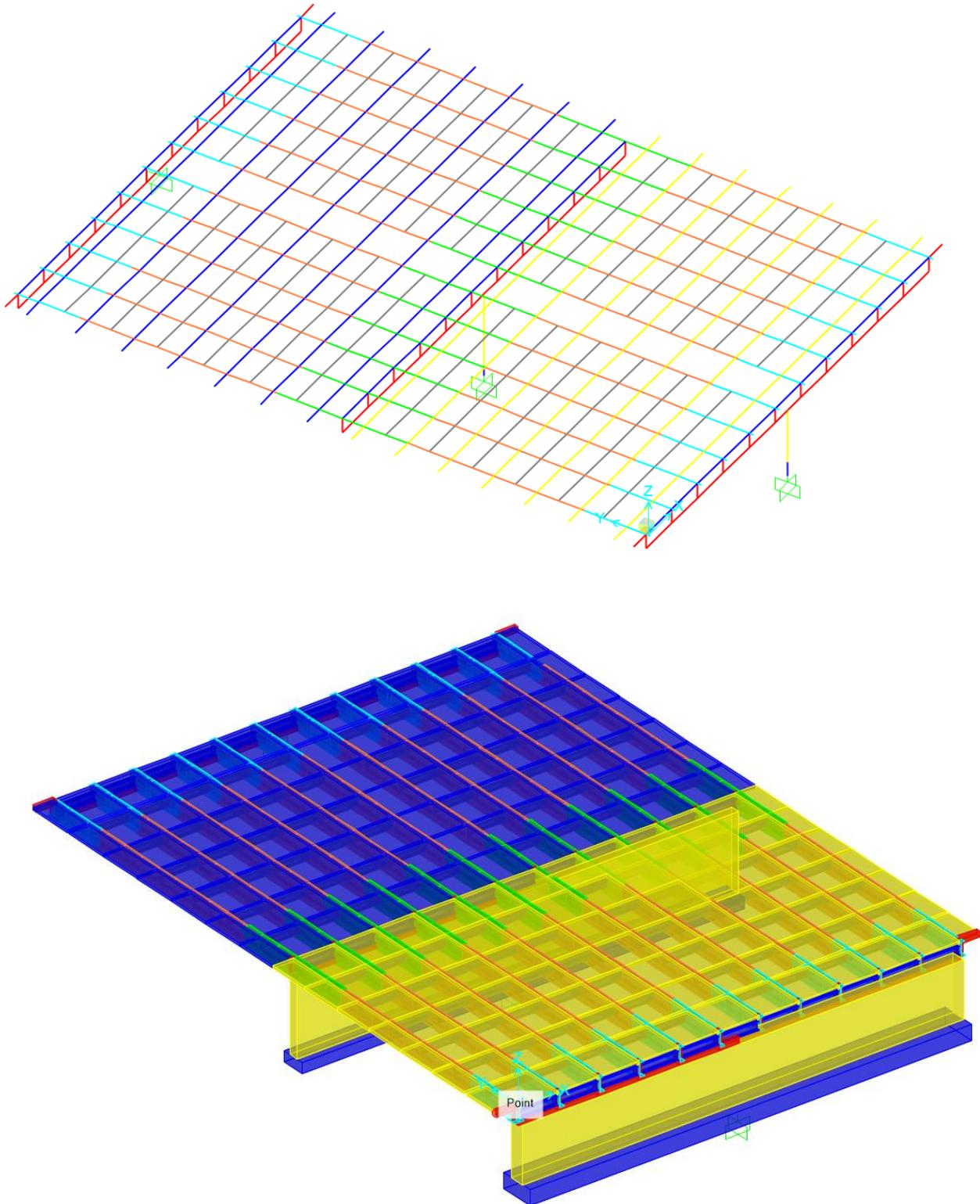


Figura 4-1 - Modello F.E.M. sezione "a due canne "

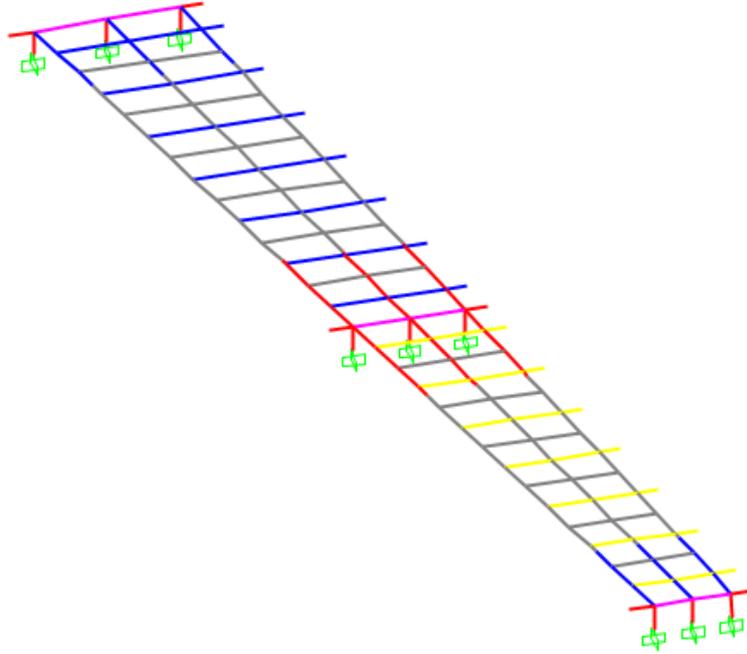


Figura 4-2 - Modello F.E.M. sezione "a due canne " zona SPALTO

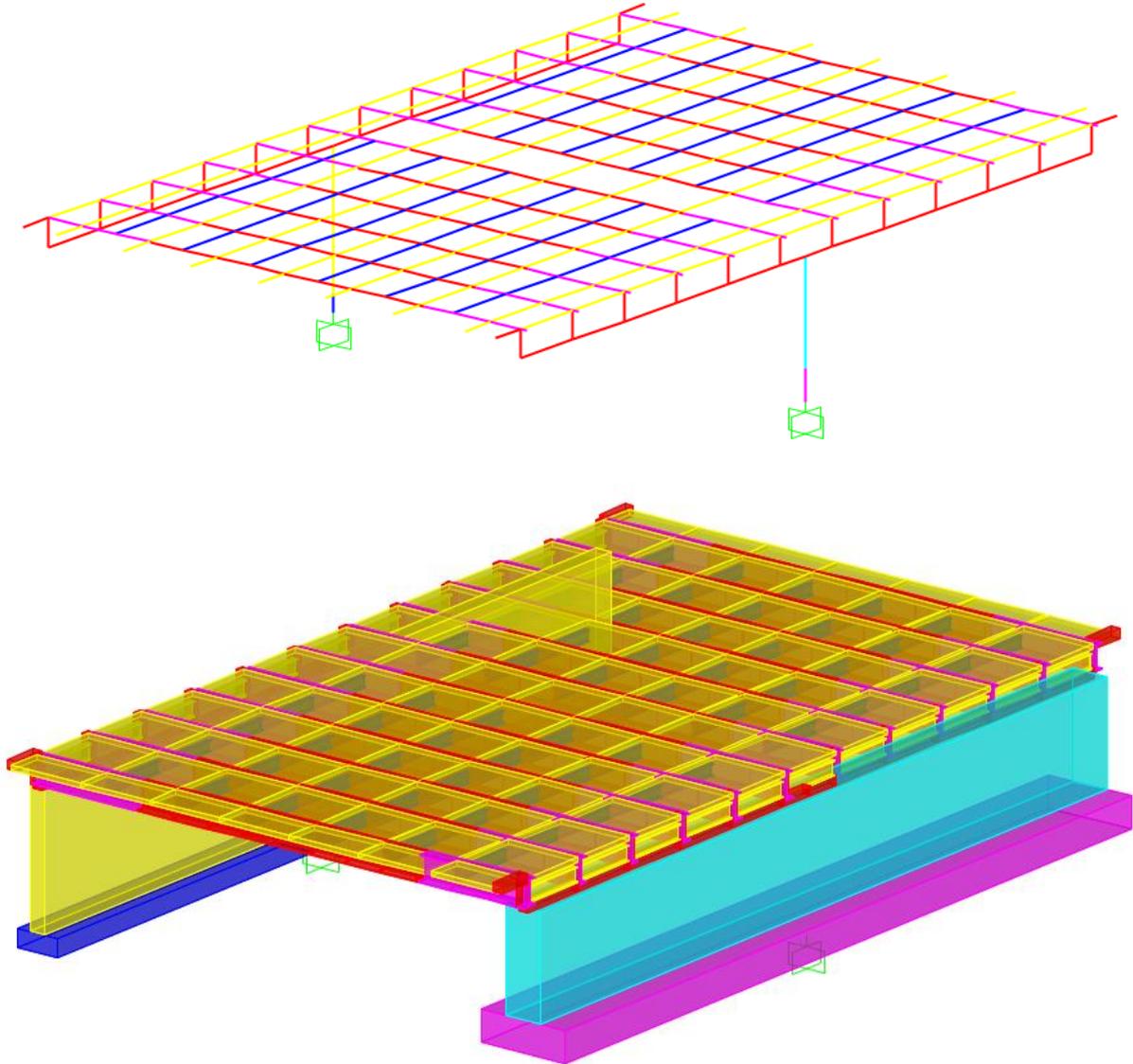


Figura 4-3 - Modello F.E.M. sezione a “1 canna” zona parco

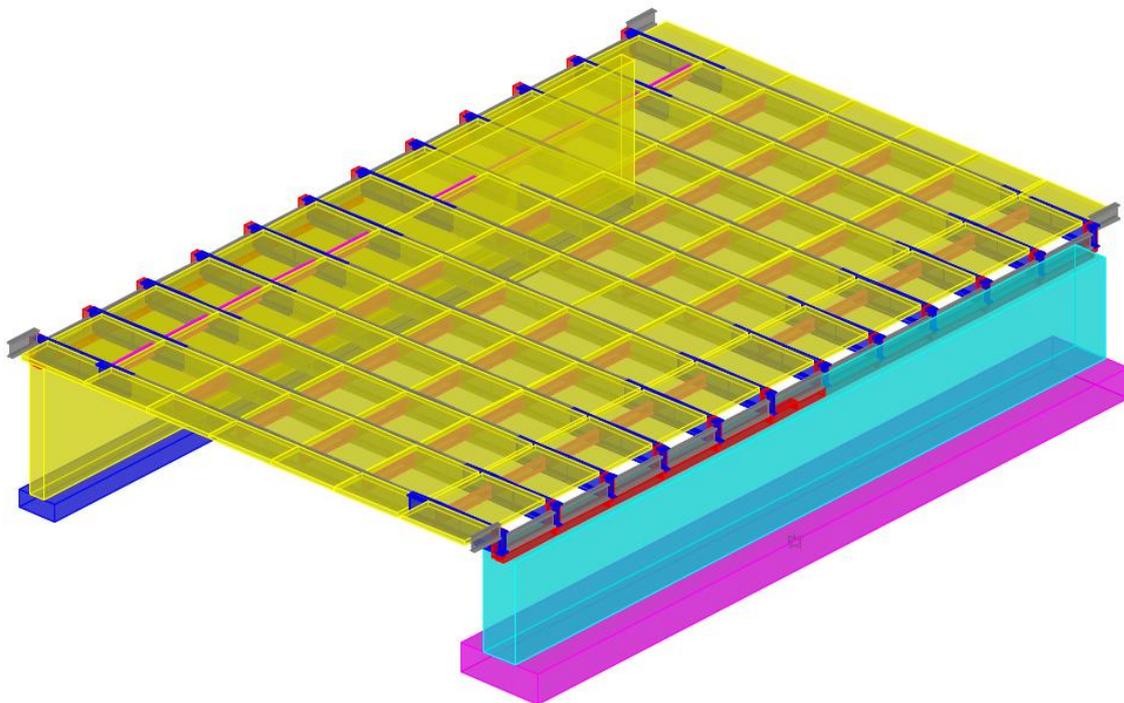
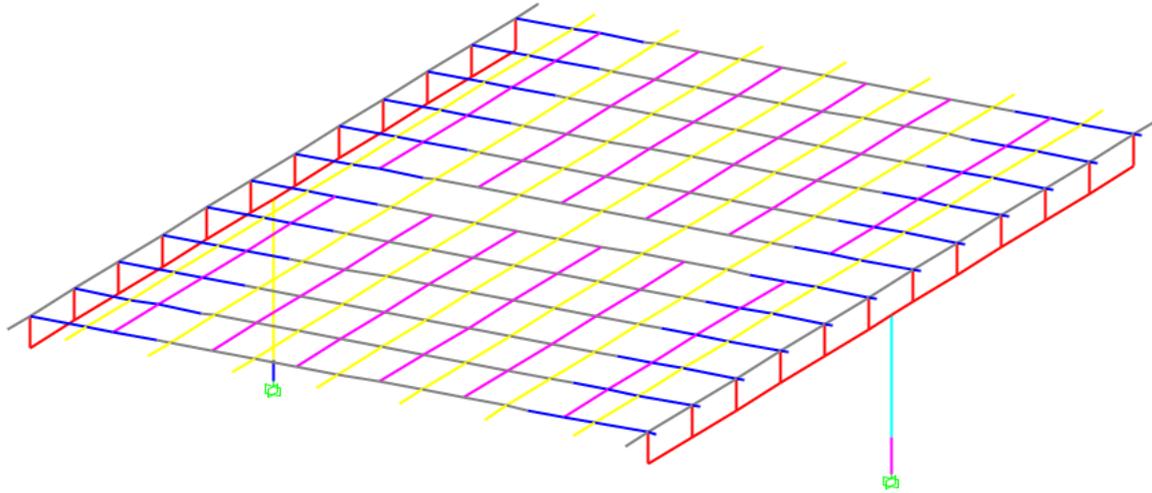


Figura 4-4 - Modello F.E.M. sezione a “1 canna” zona solo fonica

4.3 IMPOSTAZIONE ANALISI

4.3.1 Analisi statica

Per tener conto della presenza di elementi in sezione mista acciaio, dove la soletta in c.a. non risulta collaborante nella prima fase di vita dell'opera, l'analisi globale è stata impostata differenziando le fasi di vita della struttura come di seguito descritto:

Fase 1

Una volta realizzate le strutture di sostegno, la “Fase 1” prevede la posa in opera delle travi e dei traversi metallici, e il getto delle rispettive solette in calcestruzzo. Per tali solai, la sezione resistente delle travi in Fase 1 è relativa al solo acciaio, essendo la soletta in calcestruzzo non ancora collaborante; i carichi agenti in questa fase sono quelli dovuti al peso proprio delle travi ed al getto della soletta in calcestruzzo non ancora maturata e quindi non collaborante ($n = \infty$).

Fase 2

In fase 2 vengono esaminati i carichi di tipo permanente, ovvero il peso dei massetti e di tutte le finiture (terreno e MEP).

La sezione resistente delle travi è, in questa fase, quella del profilo con la sua aliquota di soletta collaborante omogeneizzata con il coefficiente di omogeneizzazione a lungo termine ($n = n^\infty$).

Fase 3

In Fase 3 si considera la presenza di tutti i contributi di carico di tipo accidentale, ovvero:

- sovraccarichi di esercizio
- variazioni termiche
- azione del vento
- carico neve

La sezione resistente degli elementi misti è anche in questo caso quella composta della trave con la sua soletta collaborante omogeneizzata con il coefficiente di omogeneizzazione a breve termine ($n = n_0$).

4.3.2 Analisi sismica

Per valutare il comportamento della struttura in condizioni sismiche si ricorre ad un'analisi modale con spettro di risposta.

Vengono quindi innanzitutto indagati i modi propri di vibrare della struttura fino ad un numero tale da eccitare un'aliquota superiore all'85% della massa partecipante totale. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi viene utilizzata la combinazione quadratica completa (SRSS).

L'input sismico è dato dallo spettro di risposta elastico (si assume pertanto un fattore di struttura unitario) riportato al paragrafo § 3.5 della presente relazione.

La risposta sismica del sistema può essere valutata separatamente per ciascuna direzione del sisma; in particolare vengono prese in esame le due direzioni ortogonali (longitudinale e trasversale) e quella verticale.

Gli effetti sulla struttura dell'input sismico applicato nelle due direzioni principali vengono successivamente combinati tra loro secondo le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} & \mathbf{1.0} \times E_x + 0.3 \times E_y & + 0.3 \times E_z \\ & 0.3 \times E_x + \mathbf{1.0} \times E_y & + 0.3 \times E_z \end{aligned}$$

$$0.3 \times E_x + 0.3 \times E_y \quad + 1.0 \times E_z$$

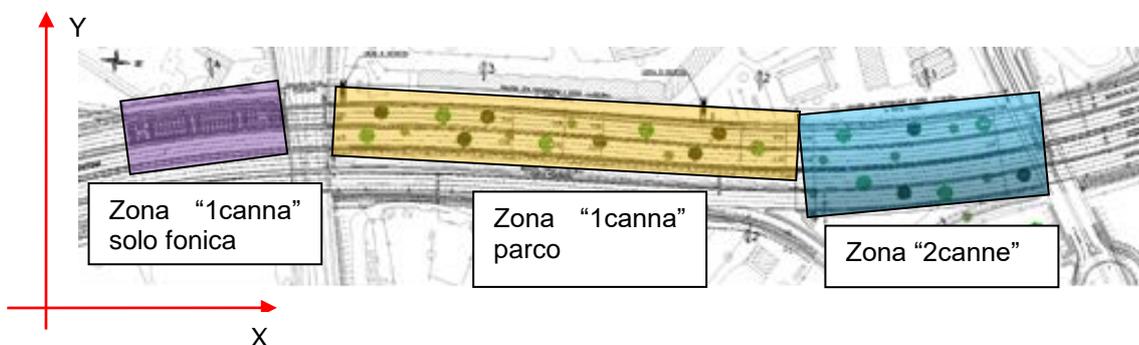
assumendo infine gli effetti più sfavorevoli tra le due combinazioni.

L'effetto sismico così ottenuto verrà poi combinato con il contributo dei pesi propri e permanenti portati.

I modi principali di vibrare sono direttamente correlati al sistema di isolamento.

4.4 SISTEMA DI APPOGGI

Le struttura in acciaio-calcestruzzo risulta isolata in direzione trasversale al tracciato stradale (Y), mentre è vincolata rigidamente nella direzione longitudinale al tracciato stradale (X) attraverso ritegni sismici posti su spalle e setto centrale.



Zona “2 canne”:

- Spalla lato parco:
 - Elastomeri tipo 2 => $k=4.14 \text{ kN/mm}$, $\xi=15\%$, varco 250mm;
 - Struttura vincolata in direzione X attraverso ritegni sismici.
- Piedritto centrale:
 - Vincoli elastomerici ibridi svincolati in Y (direzione libera) ed agenti in X;
 - Struttura vincolata in direzione X attraverso ritegni sismici.
- Spalla lato chiesa:
 - Elastomeri tipo 1 => $k=1.25 \text{ kN/mm}$, $\xi=15\%$, varco 250mm;
 - Struttura vincolata in direzione X attraverso ritegni sismici.

Zona “1 canna” parco:

- Spalla lato stecca:
 - Elastomeri tipo 3 => $k=2.60 \text{ kN/mm}$, $\xi=15\%$, varco 250mm;
 - Struttura vincolata in direzione X attraverso ritegni sismici.
- Piedritto centrale:
 - Vincoli elastomerici ibridi svincolati in Y (direzione libera) ed agenti in X;
 - Struttura vincolata in direzione X attraverso ritegni sismici.

Zona “1 canna” solo fonica:

- Spalla lato stecca:
 - Elastomeri tipo 4 => $k=1.00$ kN/mm, $\xi=15\%$, varco 250mm;
 - Struttura vincolata in direzione X attraverso ritegni sismici.
- Piedritto centrale:
 - Vincoli elastomerici ibridi svincolati in Y (direzione libera) ed agenti in X;
 - Struttura vincolata in direzione X attraverso ritegni sismici.

Tale sistema di vincolo permette di isolare sismicamente il ponte in direzione Y e di vincolarlo sismicamente in X; allo stesso tempo permette dilatazioni termiche sia in X che in Y in funzione della rigidità degli elastomeri, in quanto l'impalcato va in battuta sui ritegni sismici solo in caso di azione sismica.

5. TRAVI CANNA NORD + CANNA SUD – TRAVI CONTINUE

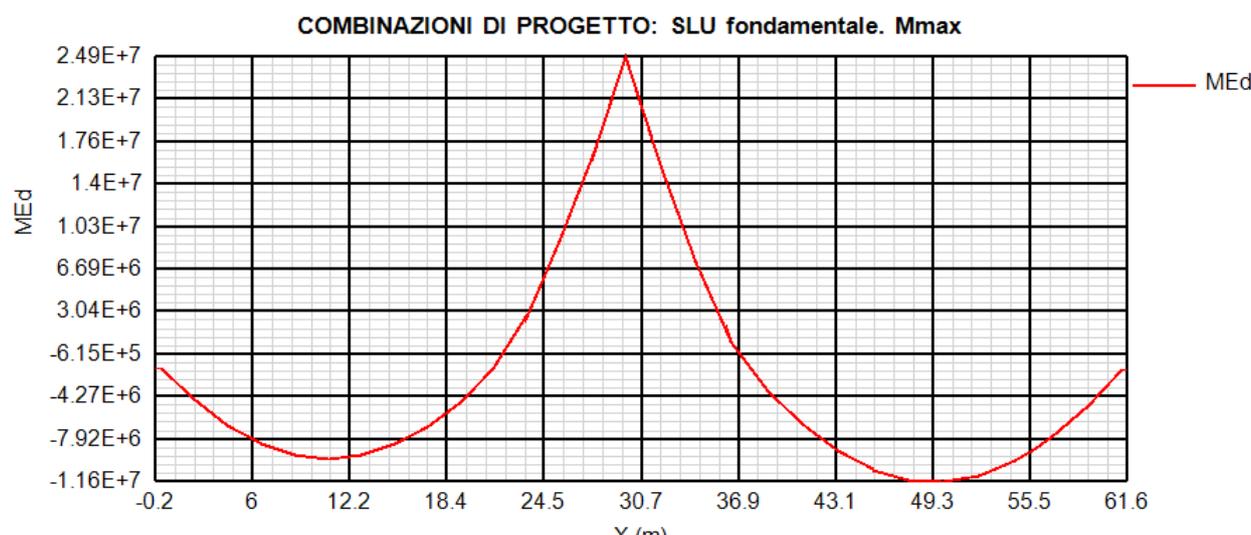
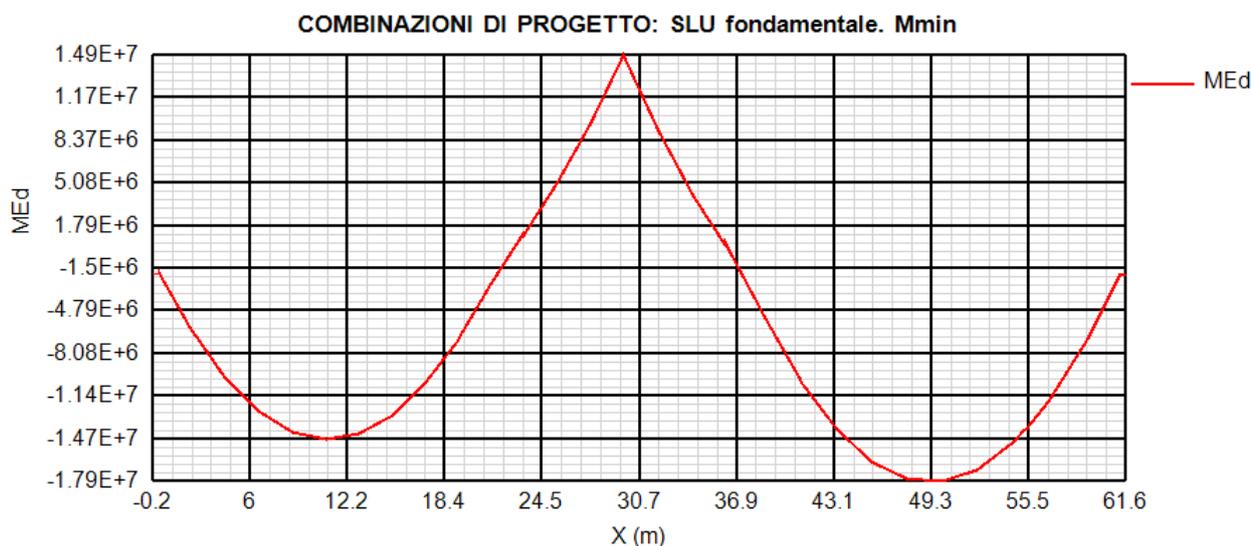
Di seguito si riportano in sintesi i risultati dell’analisi delle strutture in oggetto e le verifiche degli elementi portanti principali (trave maggiormente sollecitata). Le verifiche vengono effettuate con riferimento alle peggiori situazioni riscontrate.

Per tutti i dettagli relativi alle dimensioni geometriche, si rimanda alle tavole di progetto.

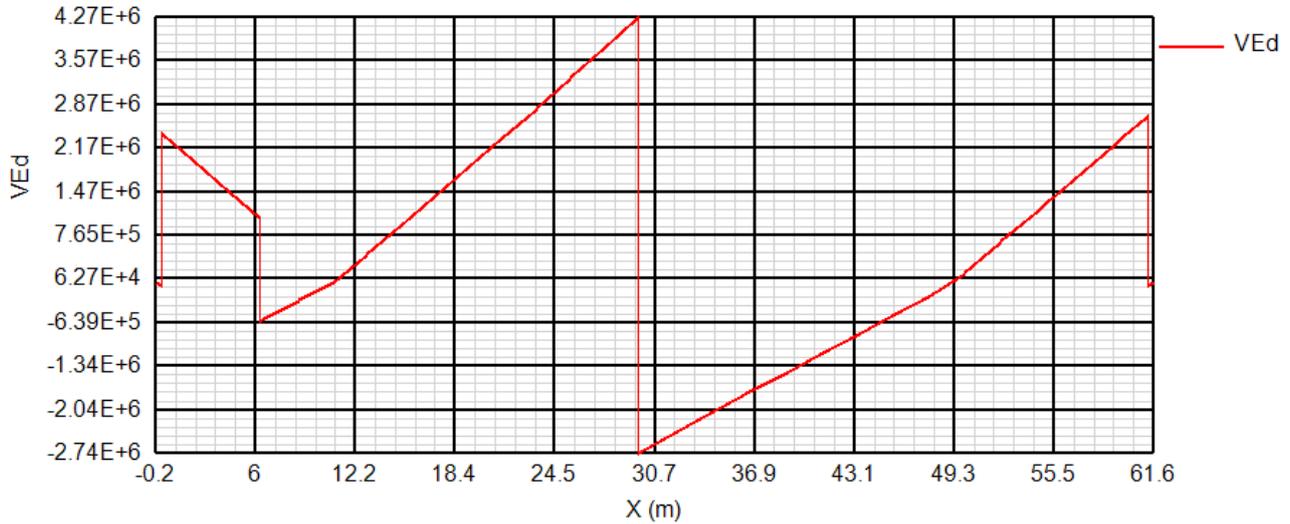
5.1 SOLLECITAZIONI

Di seguito si riporta l'output grafico relativo alle sollecitazioni statiche della trave longitudinale risultata maggiormente sollecitata nelle combinazioni di verifica (SLU e SLE).

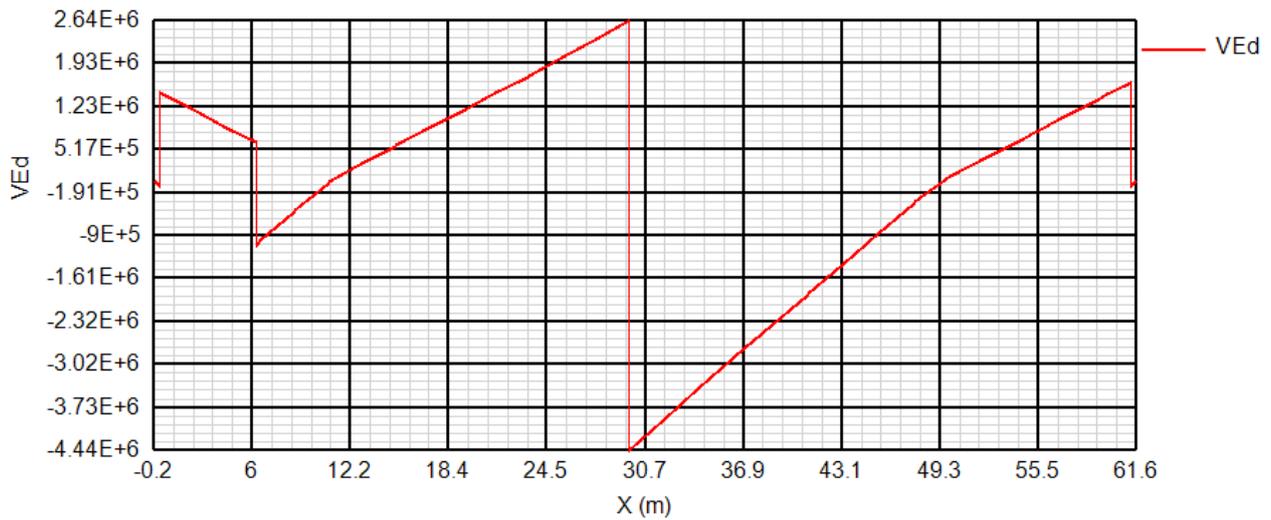
I valori numerici sono espressi in N e Nm.



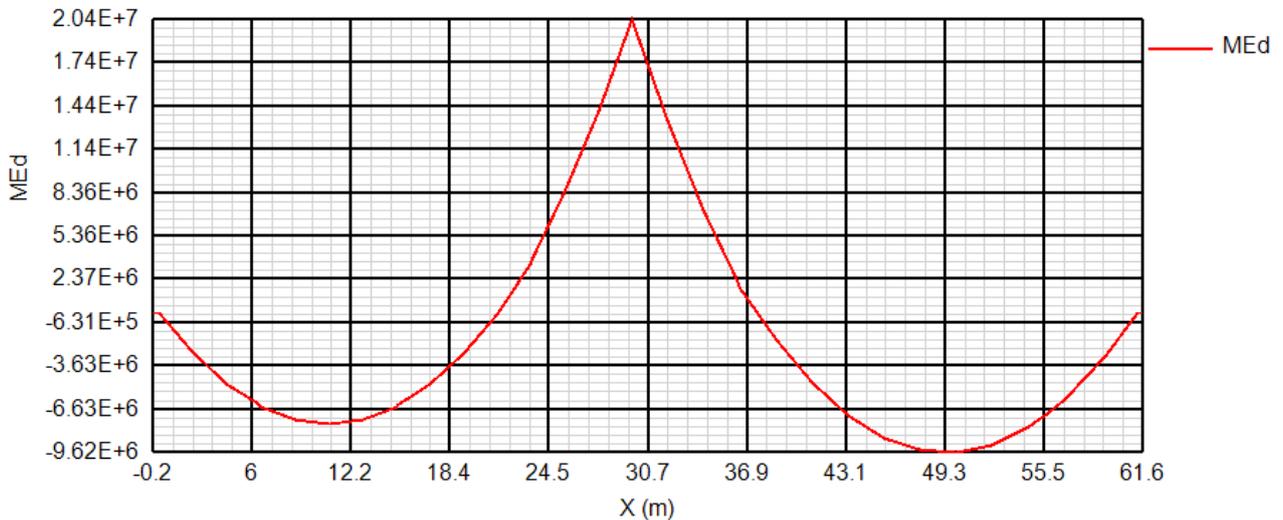
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmax



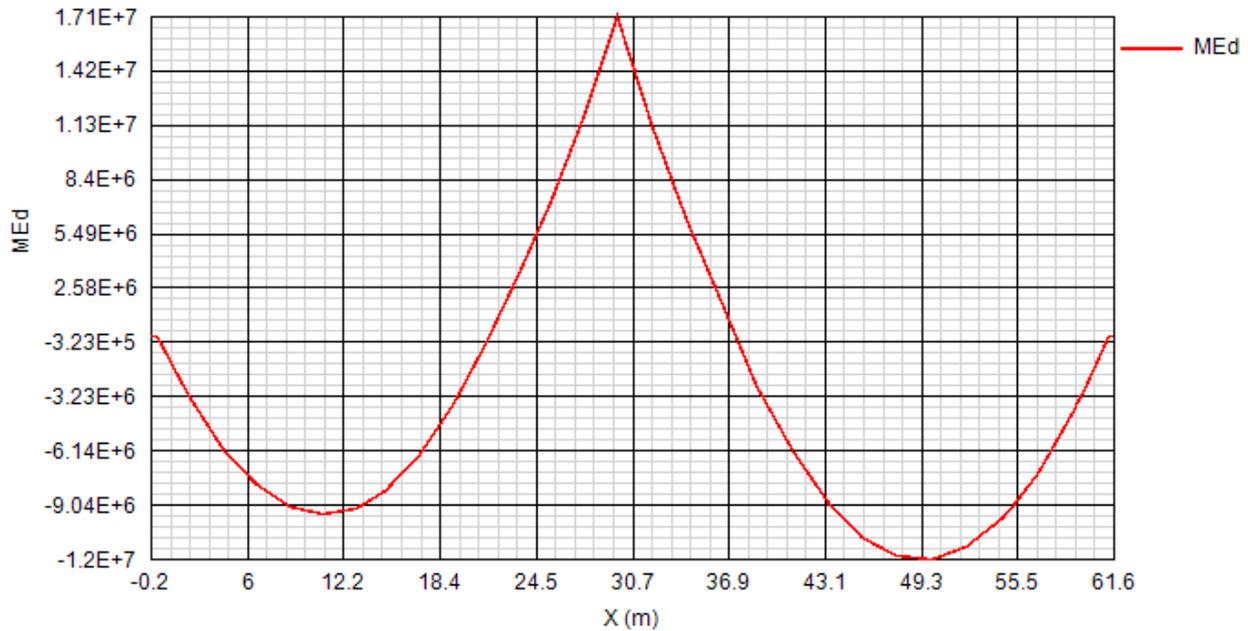
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmin



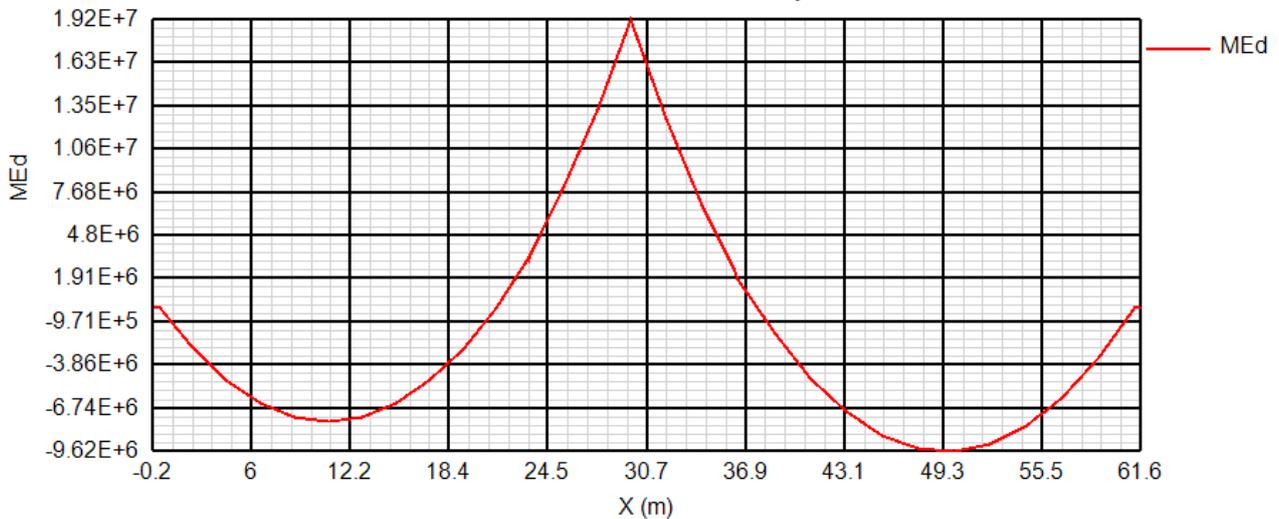
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmax

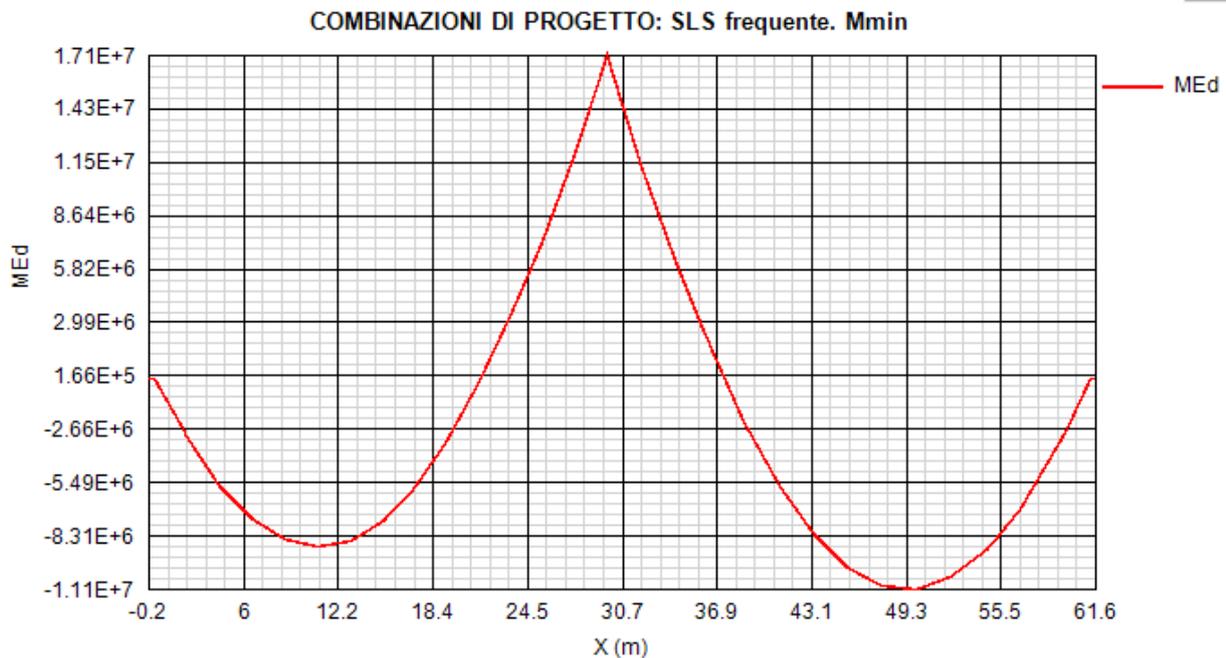


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmin



COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS frequente. Mmax

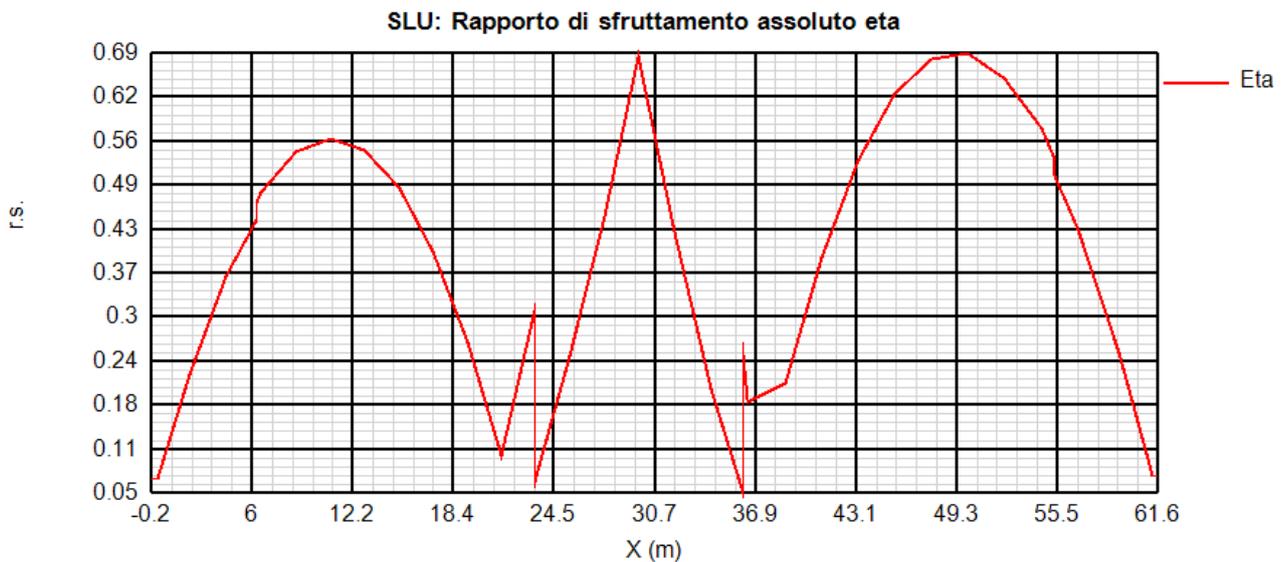




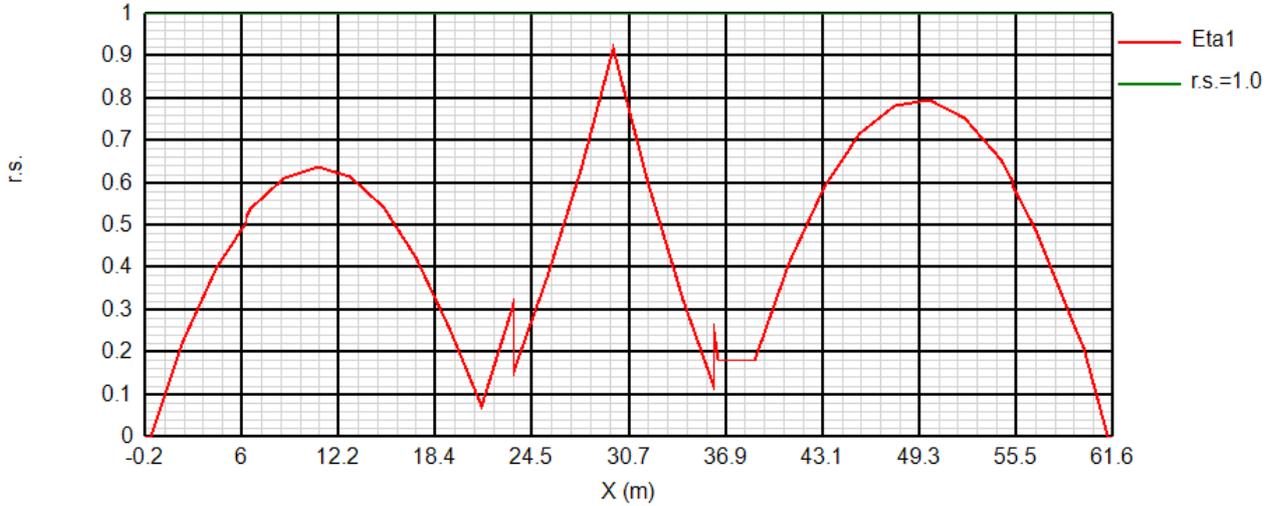
5.2 VERIFICHE STATICHE SLU E SLE

Per le verifiche si considera quale sezione resistente quella composta dalla trave metallica e dalla soletta collaborante avente spessore pari a 250 mm (eccetto che in fase 1 dove la soletta non risulta ancora collaborante). In particolare il valore della larghezza collaborante di soletta è stato valutato in base alle prescrizioni della norma EN 1994-1-1 parte 5.4.1.2.

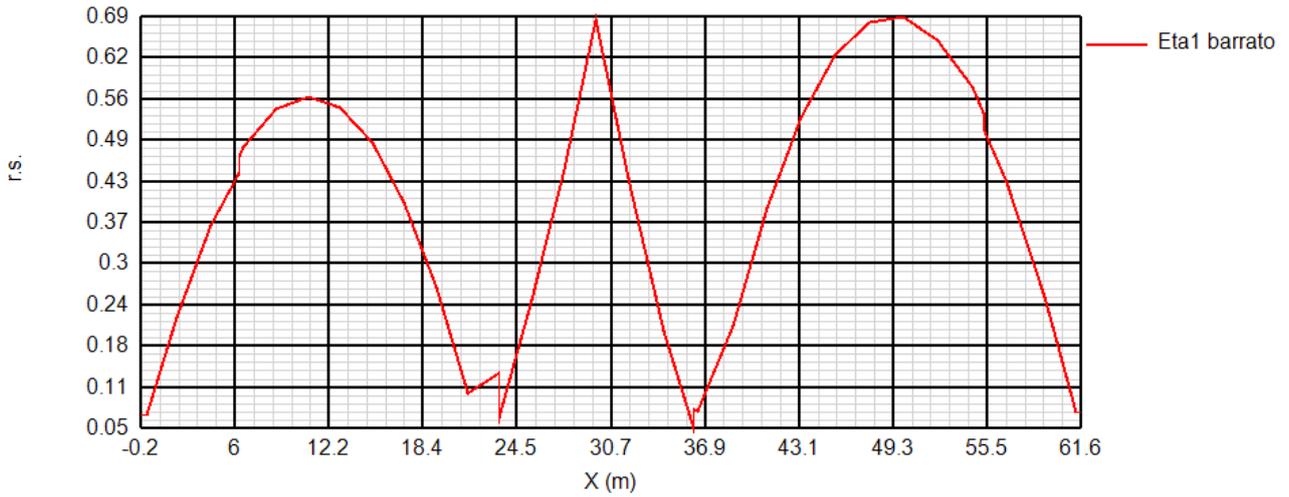
A seguire vengono riportati i diagrammi relativi alle verifiche strutturali effettuate in tutte le sezioni lungo lo sviluppo della trave.

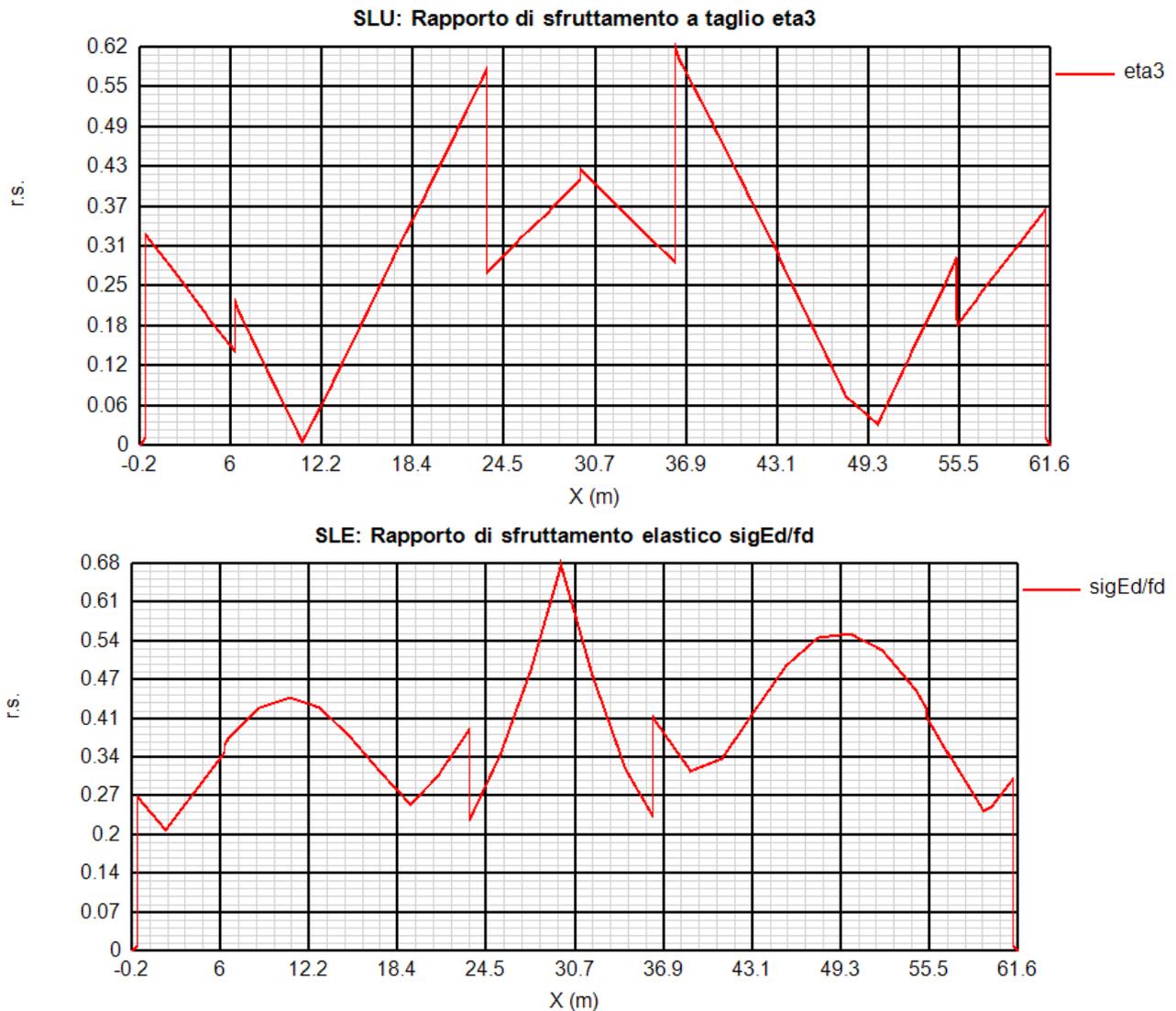


SLU: Rapporto di sfruttamento elastico eta1



SLU: Rapporto di sfruttamento plastico eta1 barrato

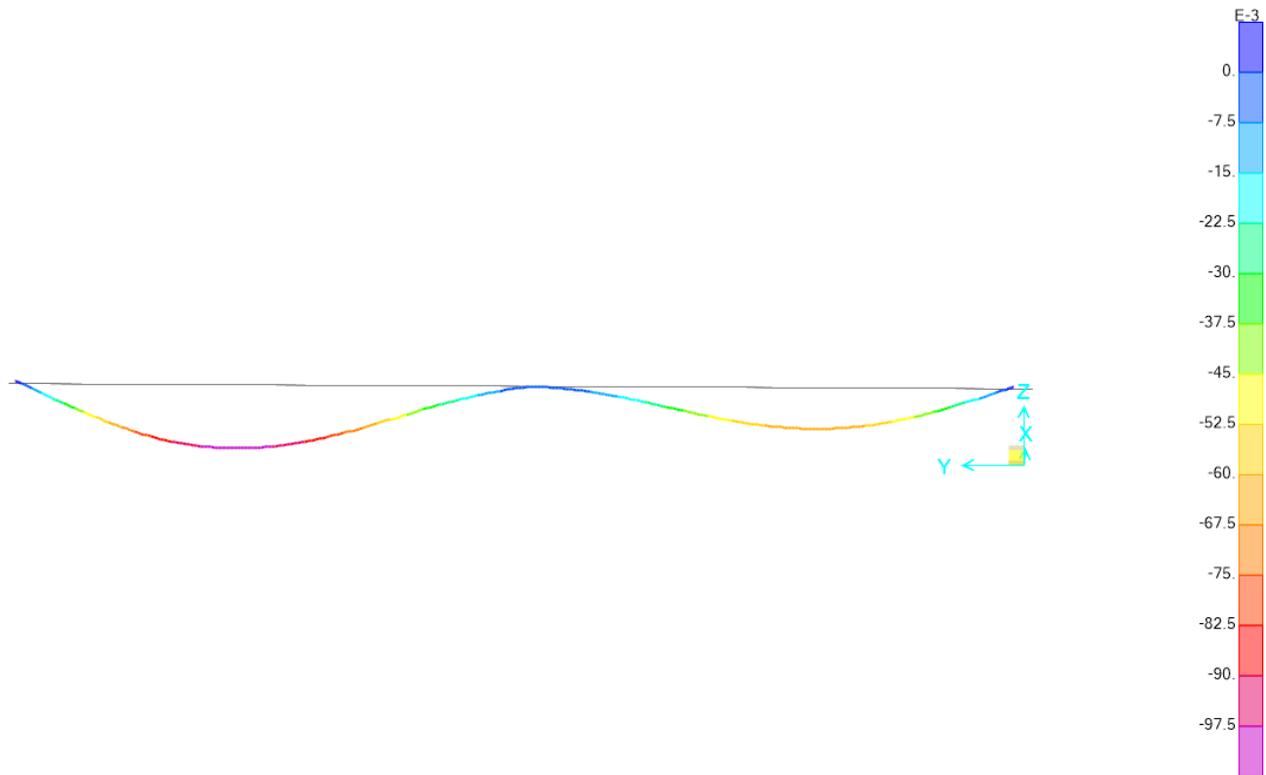




Come si può notare dai grafici, tutte le verifiche risultano pienamente soddisfatte essendo i coefficienti di sfruttamento tutti inferiori all'unità.

Per ulteriori ottimizzazioni sugli spessori si rimanda alla progettazione esecutiva.

5.3 VERIFICHE DEFORMABILITÀ SLE



$D_{z,SLE,adm} = 31550 \text{ mm} / 200 = \dots\dots\dots 157 \text{ mm}$

$D_{z,SLE,max} \dots\dots\dots 100 \text{ mm}$

Nella progettazione esecutiva verranno valutate eventuali contromonte da applicare alle strutture in acciaio.

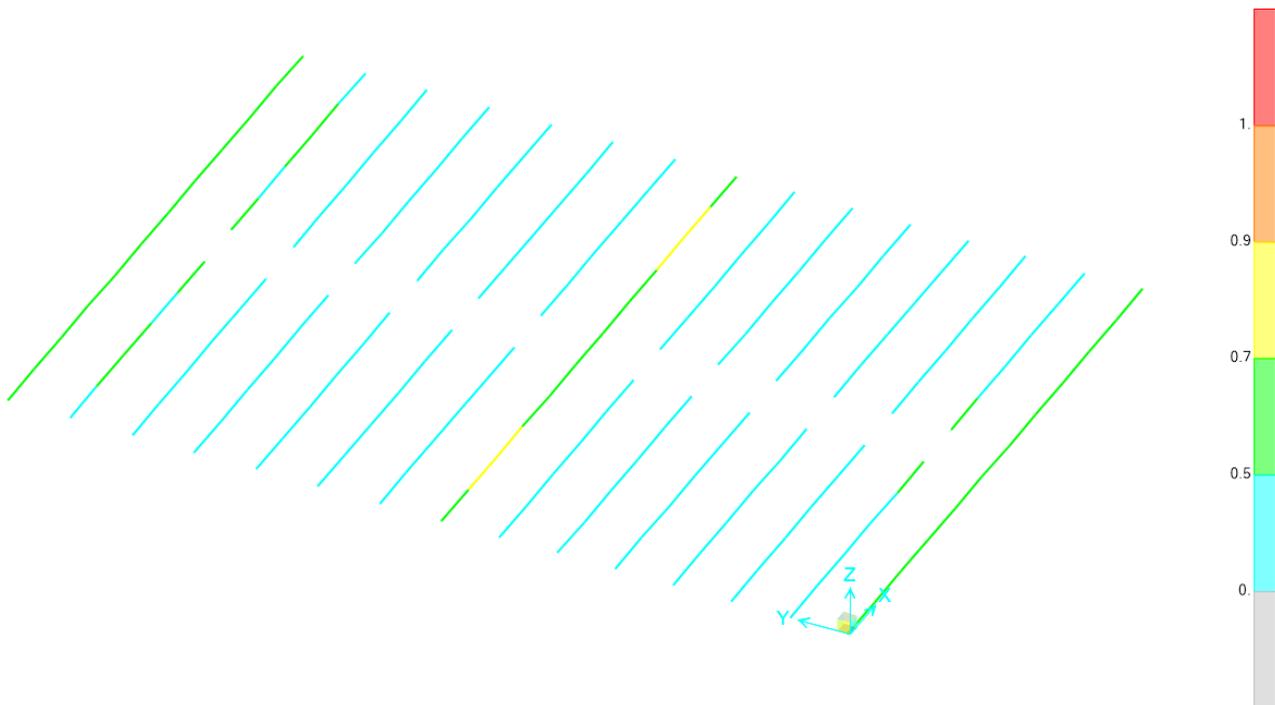
6. TRAVERSI METALLICI CANNA NORD + CANNA SUD – TRAVI CONTINUE

Di seguito si riportano i coefficienti di utilizzo valutati con riferimento alle verifiche riportate in § 2.1.

Tali valori sono stati ottenuti considerando le massime sollecitazioni di involuppo agenti sugli elementi finiti unitamente ai valori delle altre sollecitazioni concomitanti.

6.1 VERIFICA ALLO SLU

Le verifiche sono state effettuate attraverso il post-processore implementato da SAP2000 in accordo alle NTC2018



I rapporti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità pertanto i traversi metallici risultano verificati.

7. BARRIERA FOA A SBALZO - TRATTA CANNA SUD

7.1 SOLLECITAZIONI

Da modello:

Fz MAX SLU	3 258 N
Fz min SLU	-19 478 N
My MAX SLU	81 847 Nm
My min SLU	-13 907 Nm

7.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE SLU

Sezione resistente	HEA400
$M_{el,Rd} = 2\,311\text{ cm}^3 \times 355\text{ MPa} / 1.05 =$	781 338 Nm
Verifica soddisfatta.	

7.3 VERIFICA A TAGLIO SLU

$V_{el,Rd} = (400 \times 11)\text{ mm}^3 \times 355\text{ MPa} / (3^{0.5} \times 1.05) =$	858 877 N
Verifica soddisfatta.	

7.4 DEFORMATA SLE – FOA

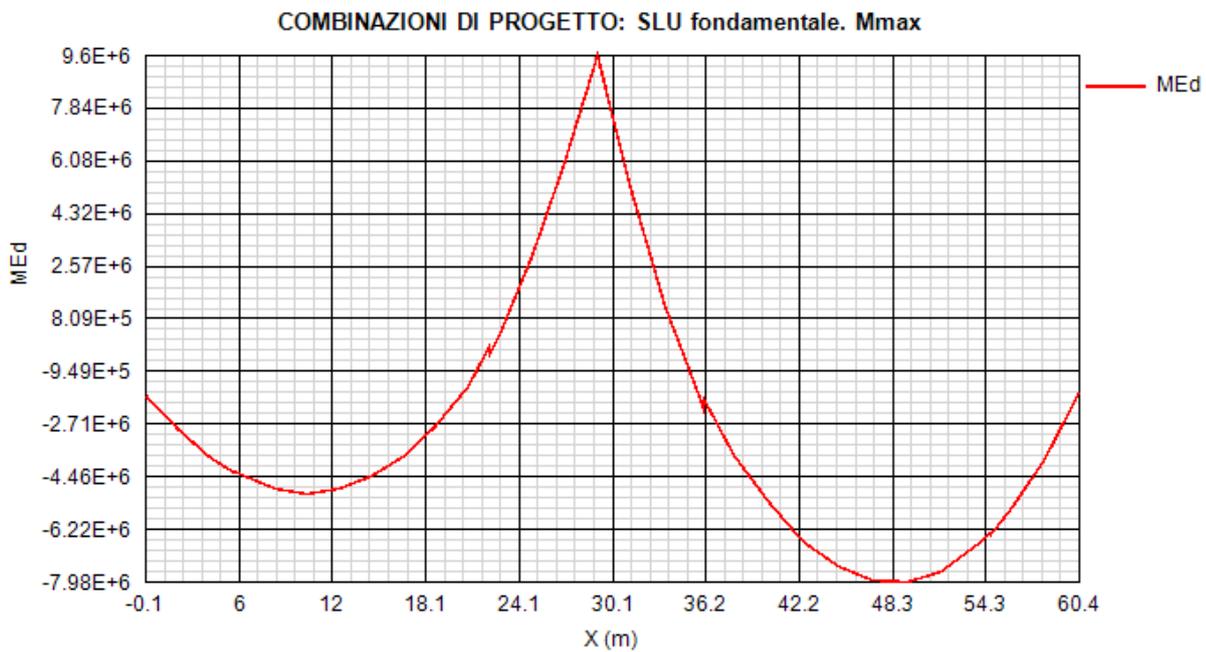
Dorizz,SLE adm = 7 000 mm / 150 =	47 mm
Dorizz,SLE (assoluta)	23 mm
Dvert,SLE adm = 7 000 mm / 300 =	23 mm
Dvert,SLE (assoluta)	5.4 mm

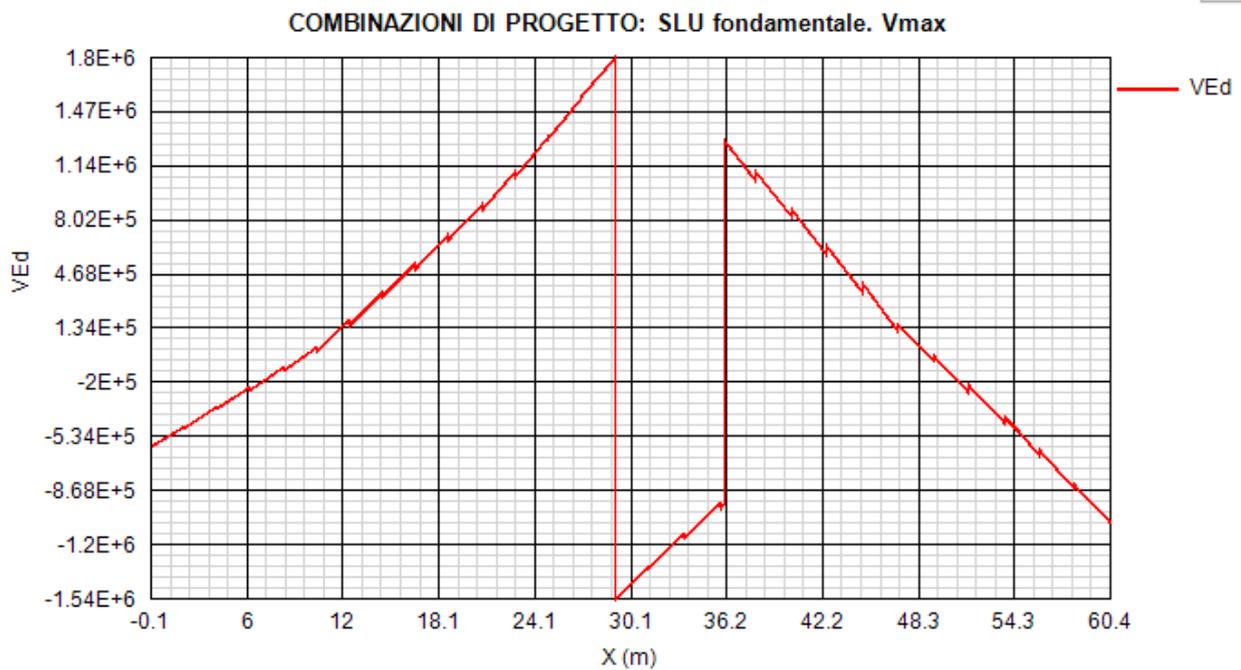
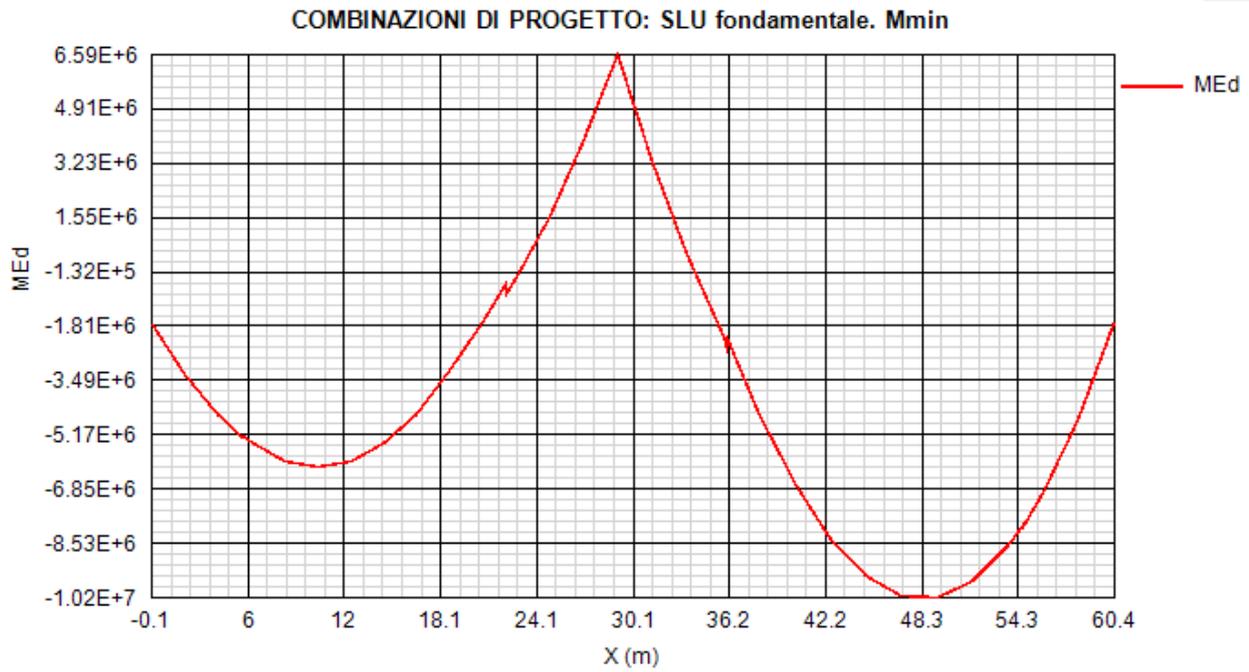
8. TRAVI CANNA NORD + CANNA SUD_ TRAVI CONTINUE SPALTO

8.1 SOLLECITAZIONI

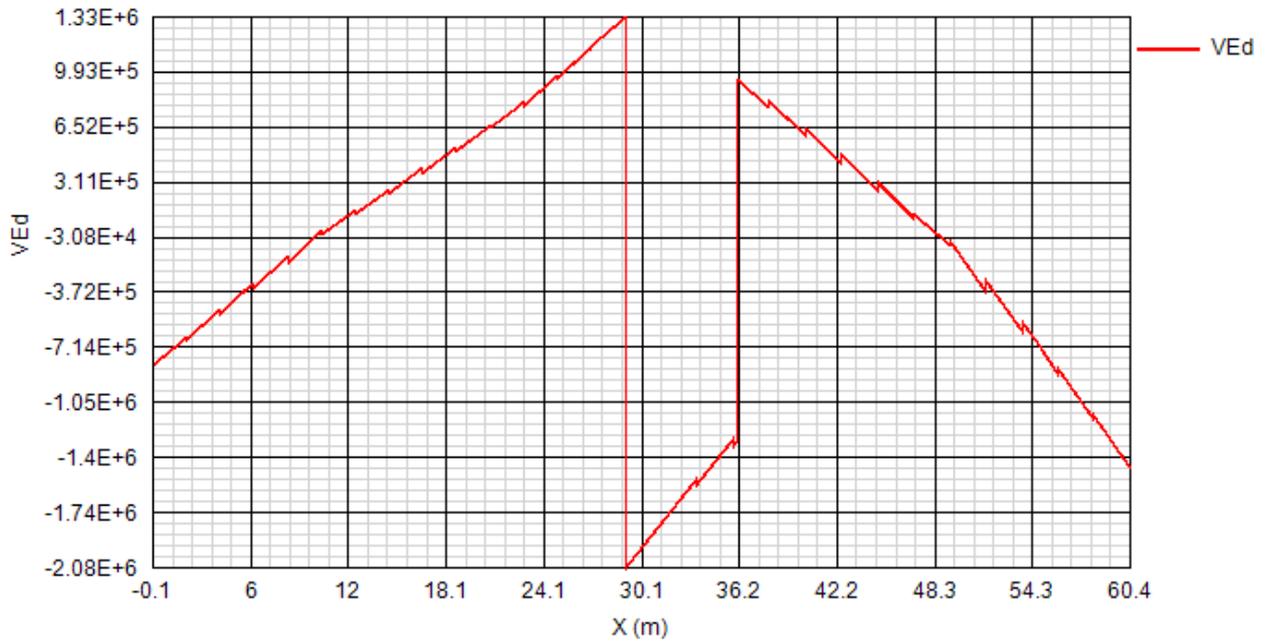
Di seguito si riporta l'output grafico relativo alle sollecitazioni statiche della trave longitudinale risultata maggiormente sollecitata nelle combinazioni di verifica (SLU e SLE).

I valori numerici sono espressi in N e Nm.

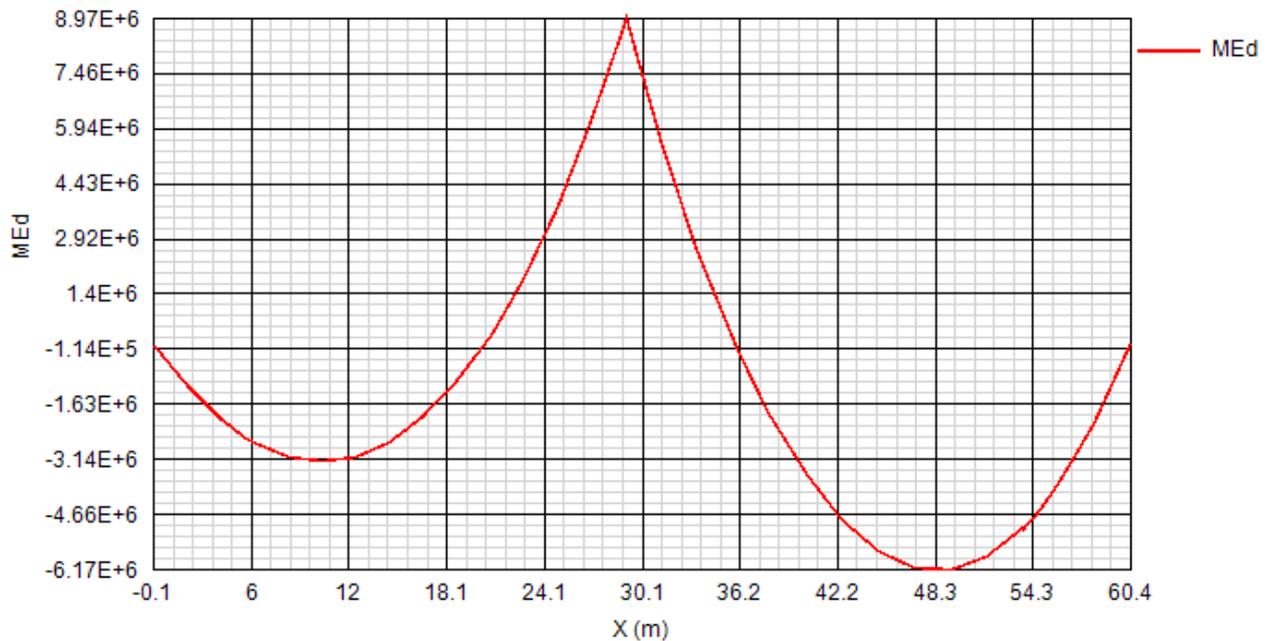




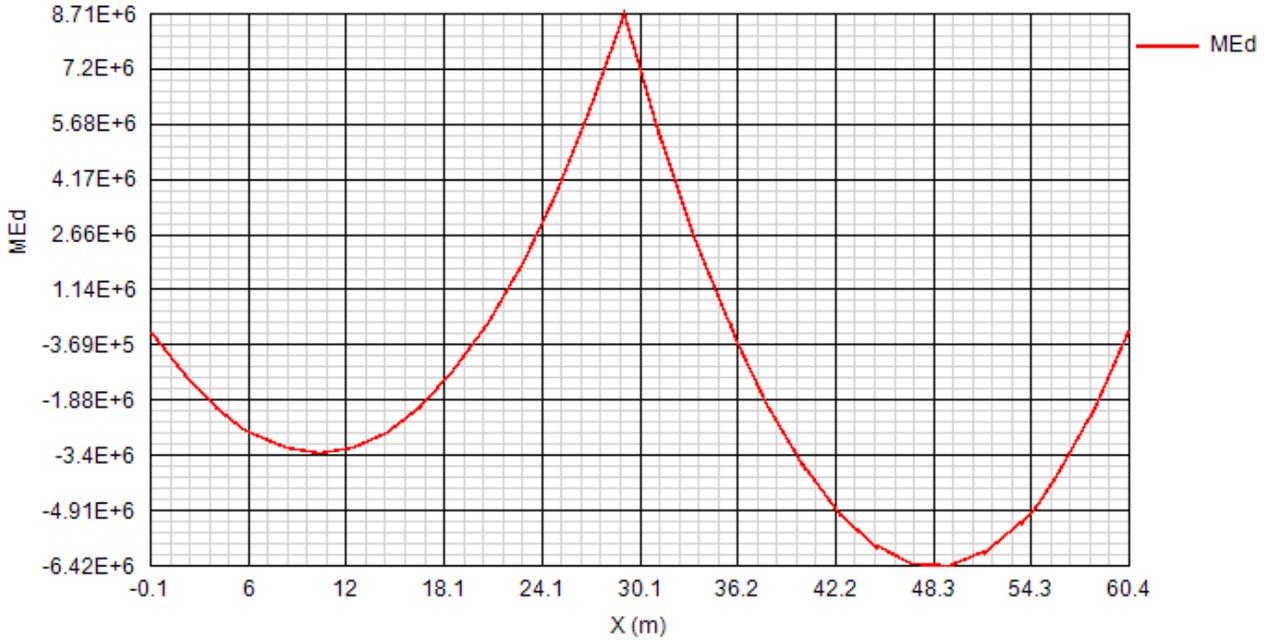
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmin



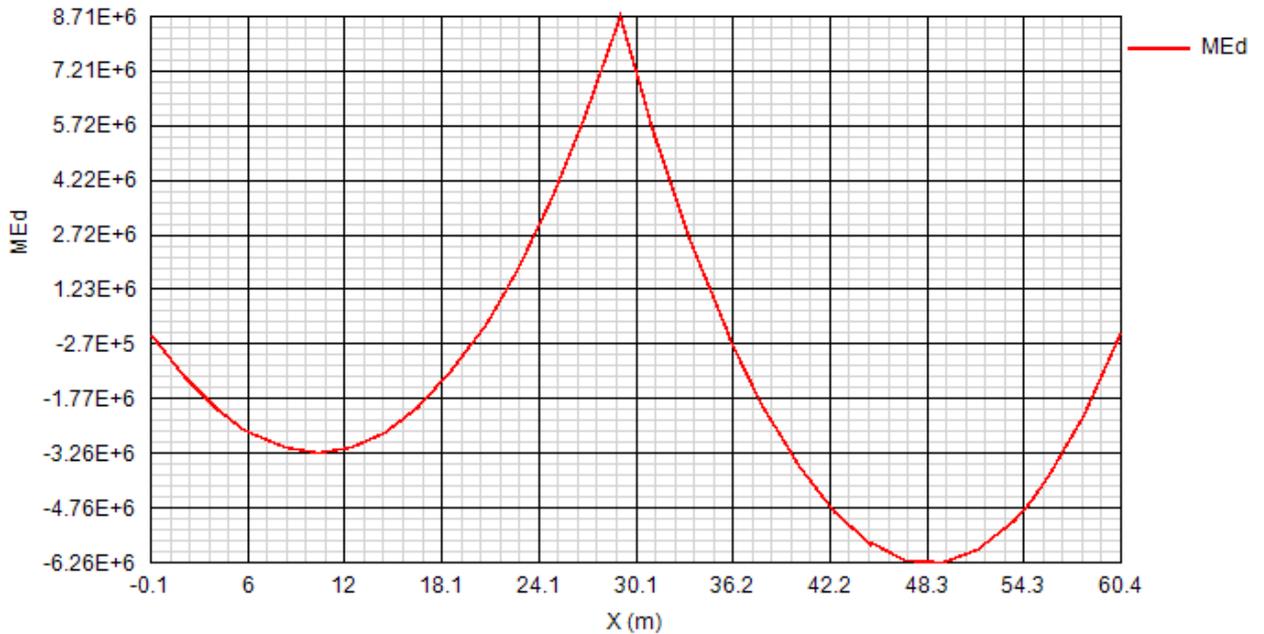
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmax

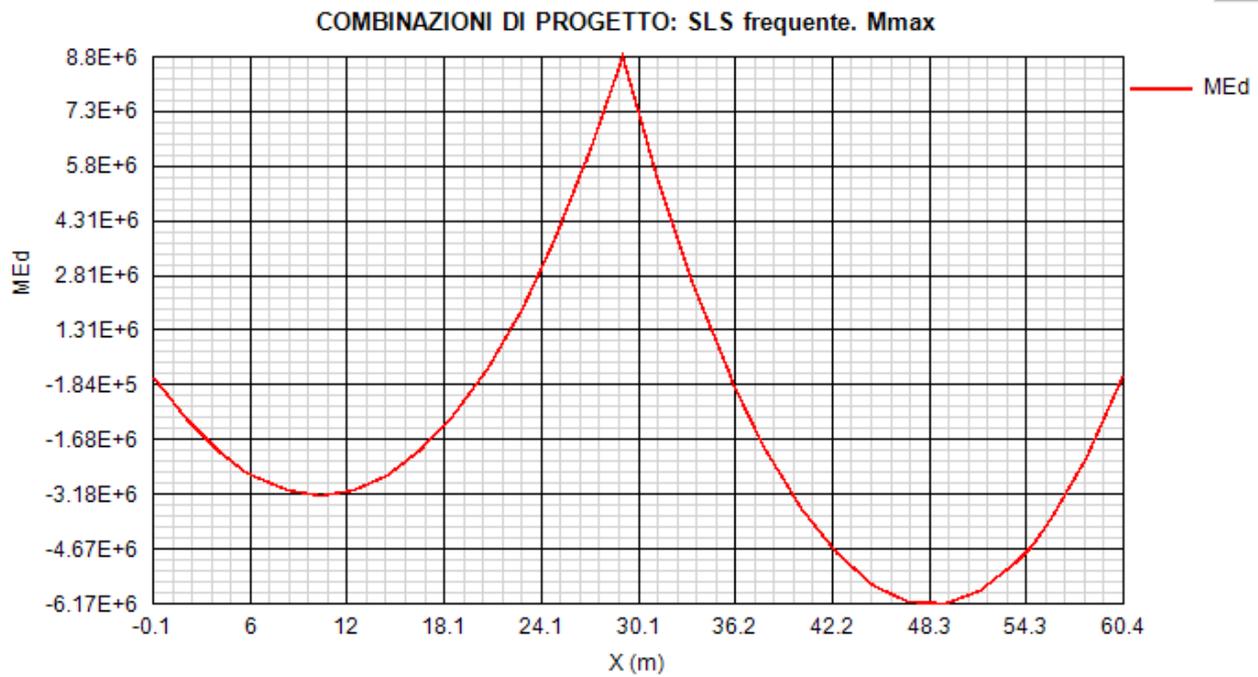


COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmin



COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS frequente. Mmin



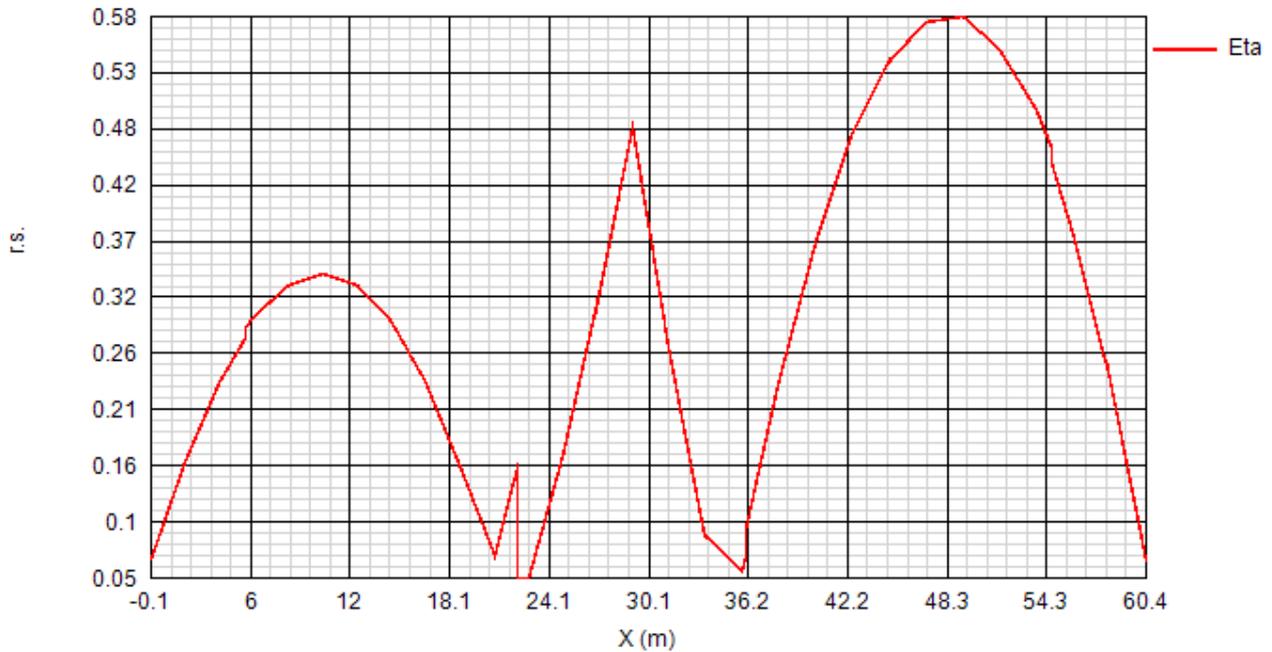


8.2 VERIFICHE STATICHE SLU E SLE

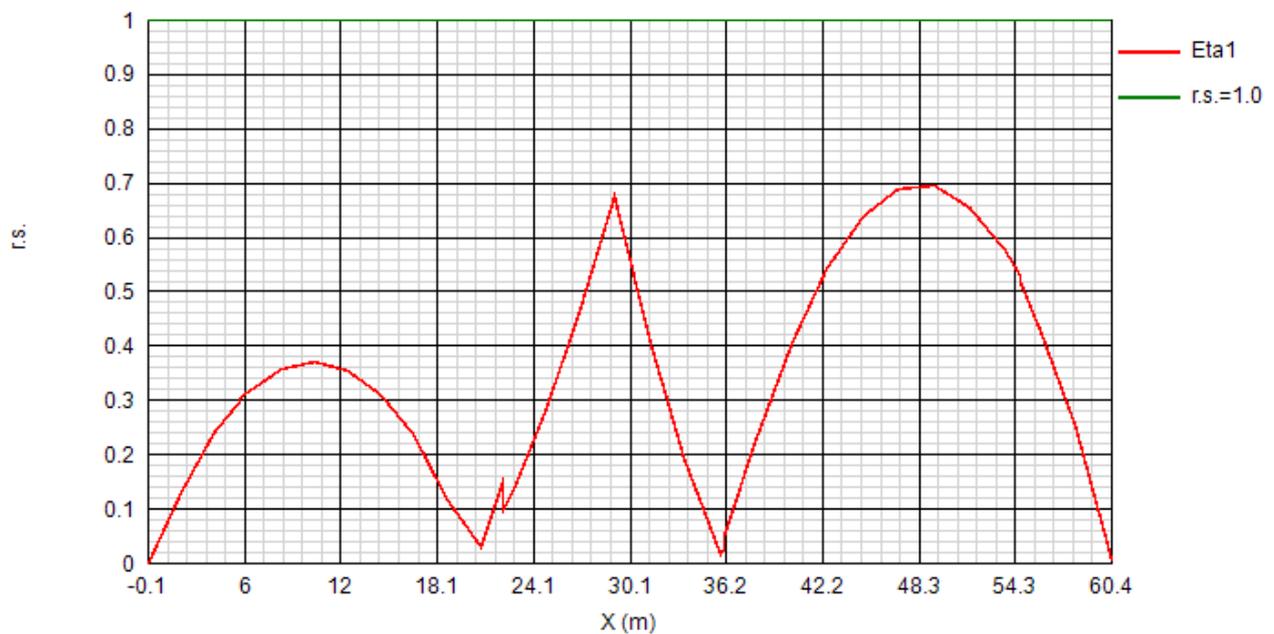
Per le verifiche si considera quale sezione resistente quella composta dalla trave metallica e dalla soletta collaborante avente spessore pari a 250 mm (eccetto che in fase 1 dove la soletta non risulta ancora collaborante). In particolare il valore della larghezza collaborante di soletta è stato valutato in base alle prescrizioni della norma EN 1994-1-1 parte 5.4.1.2.

A seguire vengono riportati i diagrammi relativi alle verifiche strutturali effettuate in tutte le sezioni lungo lo sviluppo della trave.

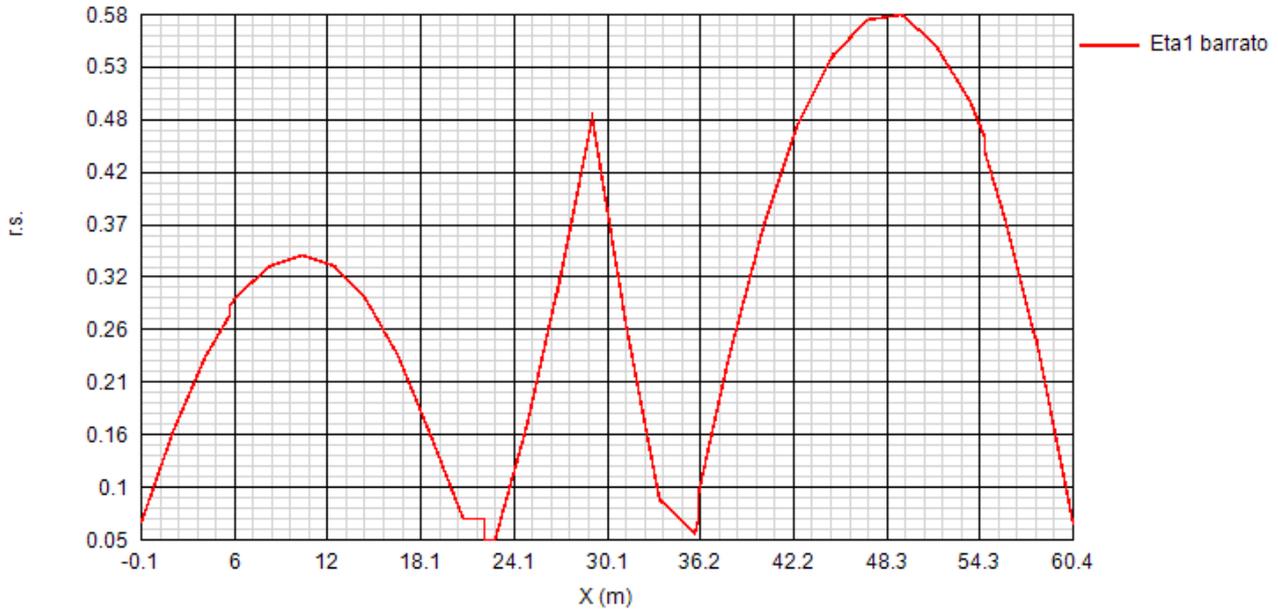
SLU: Rapporto di sfruttamento assoluto eta



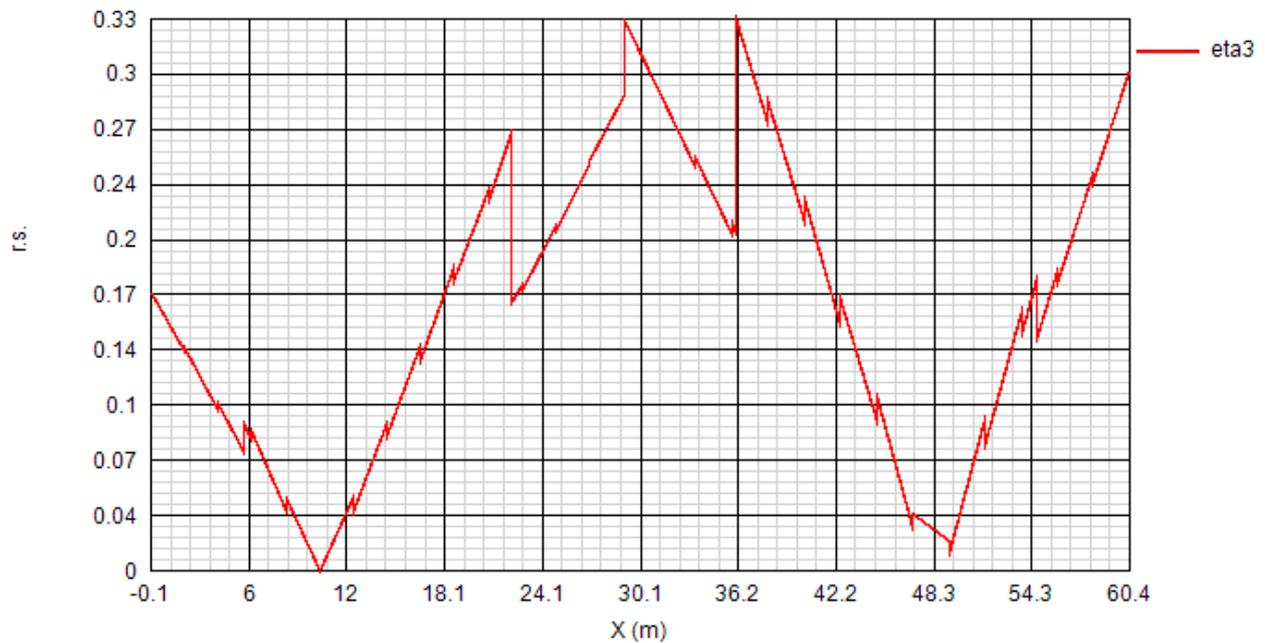
SLU: Rapporto di sfruttamento elastico eta1

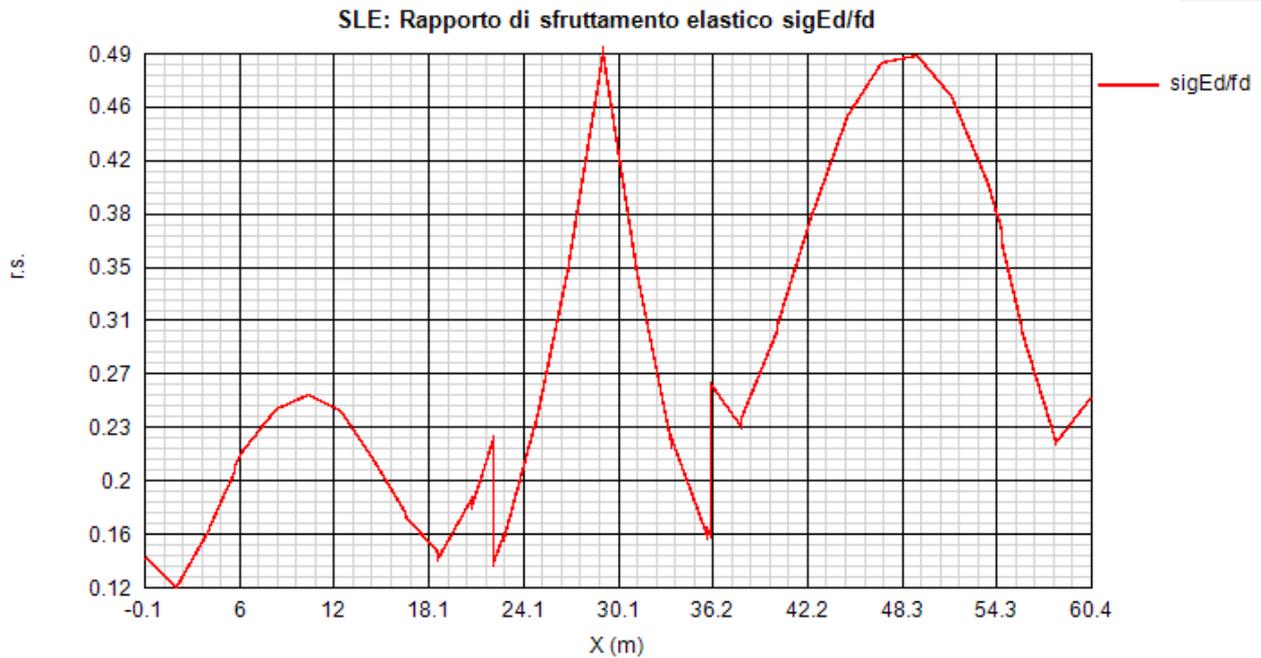


SLU: Rapporto di sfruttamento plastico eta1 barrato



SLU: Rapporto di sfruttamento a taglio eta3

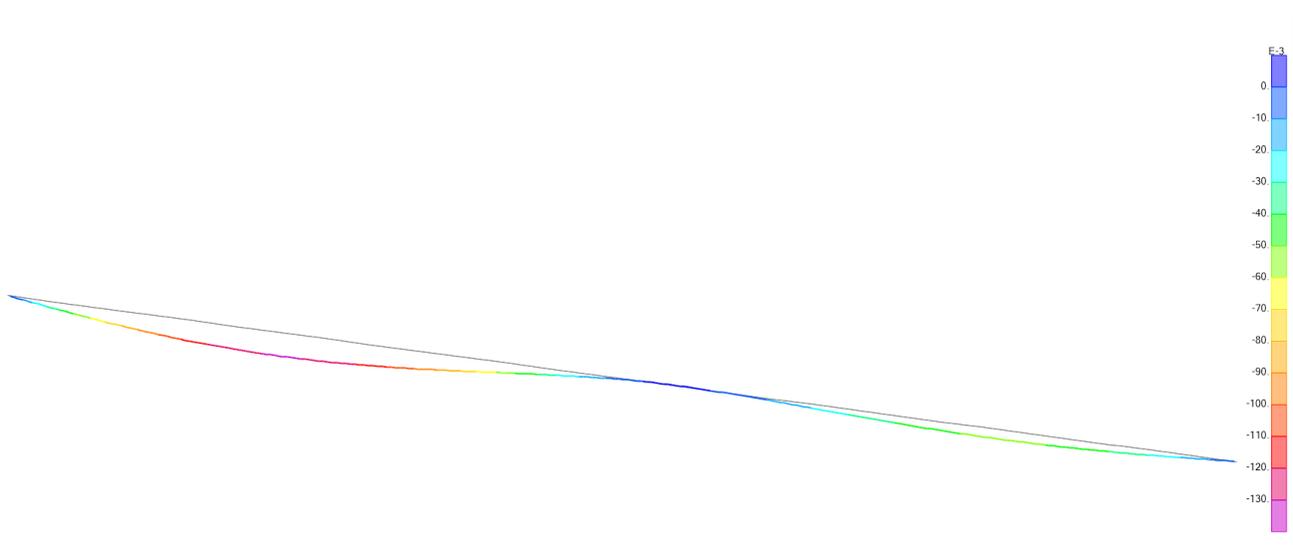




Come si può notare dai grafici, tutte le verifiche risultano pienamente soddisfatte essendo i coefficienti di sfruttamento tutti inferiori all'unità.

Per ulteriori ottimizzazioni sugli spessori si rimanda alla progettazione esecutiva.

8.3 VERIFICHE DEFORMABILITÀ SLE



$Dz, SLE \text{ adm} = 31550 \text{ mm} / 200 = \dots\dots\dots 157 \text{ mm}$

$Dz, SLE, \text{max} \dots\dots\dots 130 \text{ mm}$

Nella progettazione esecutiva verranno valutate eventuali contromonte da applicare alle strutture in acciaio.

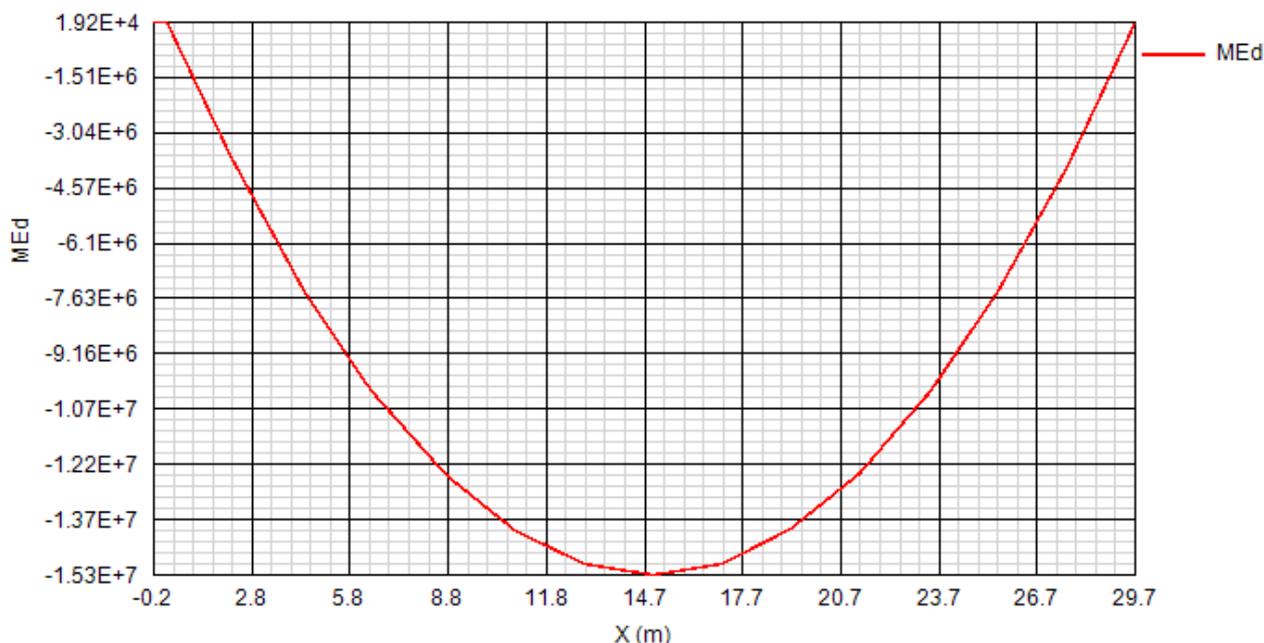
9. TRAVI CANNA SUD_TRAVI SEMPLICE APPOGGIO

9.1 SOLLECITAZIONI

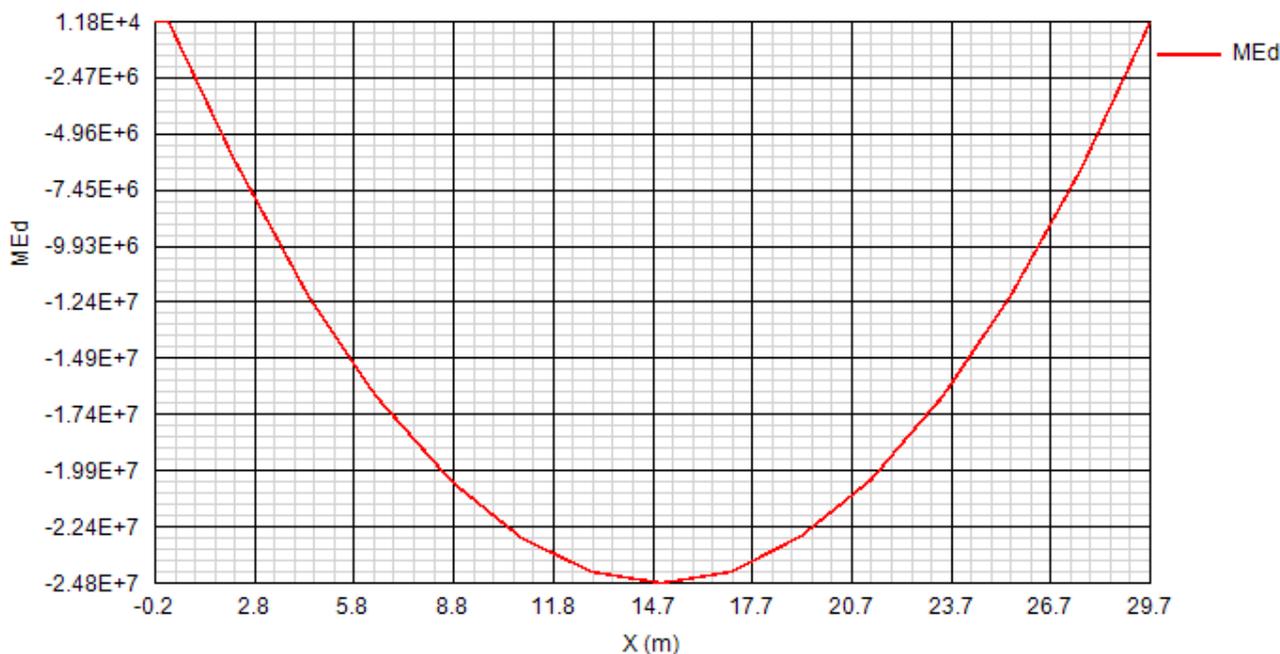
Di seguito si riporta l'output grafico relativo alle sollecitazioni statiche della trave longitudinale risultata maggiormente sollecitata nelle combinazioni di verifica (SLU e SLE).

I valori numerici sono espressi in N e Nm.

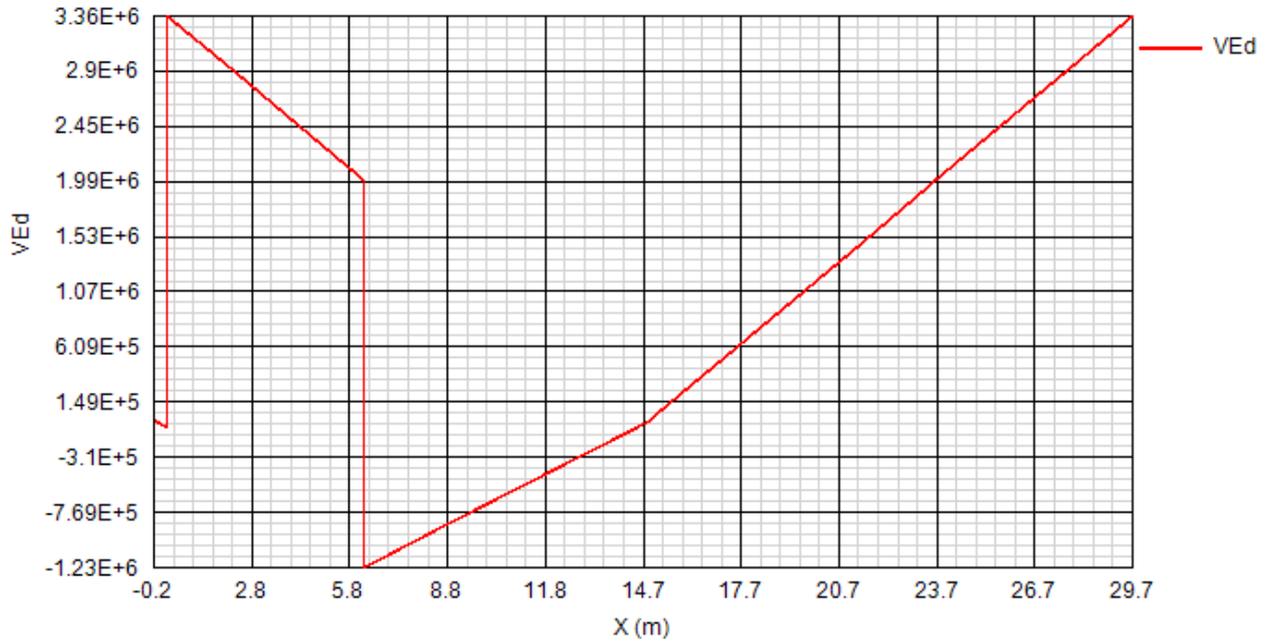
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Mmax



COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Mmin



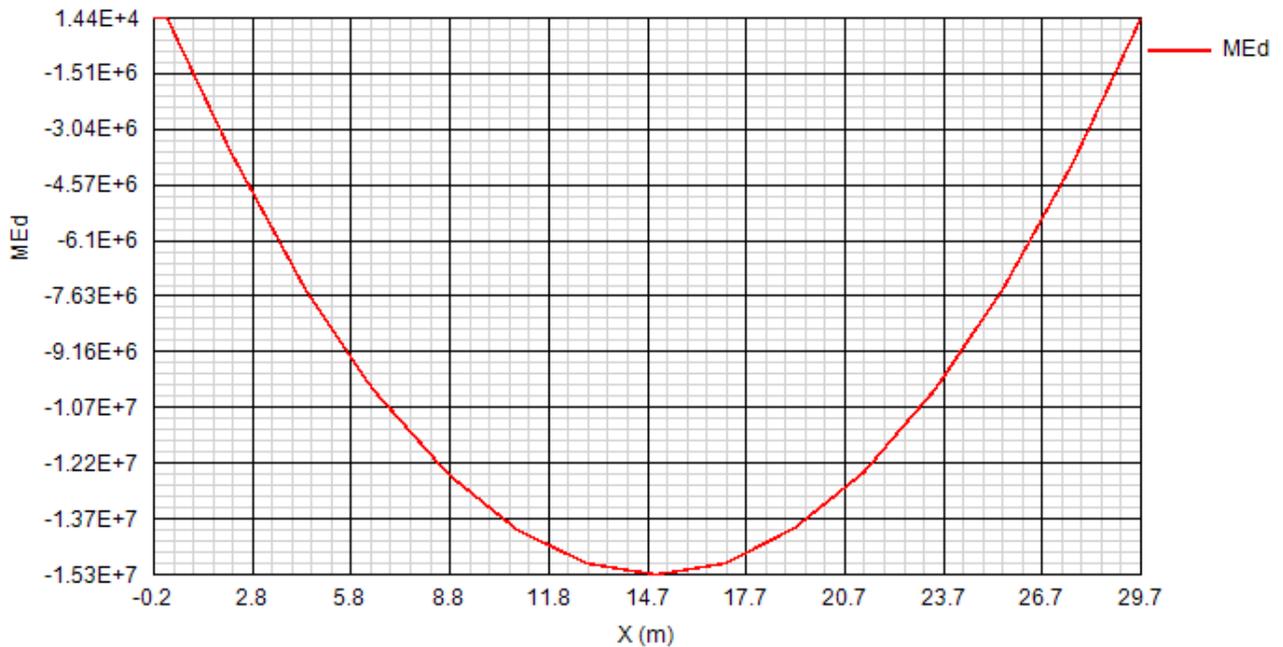
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmax



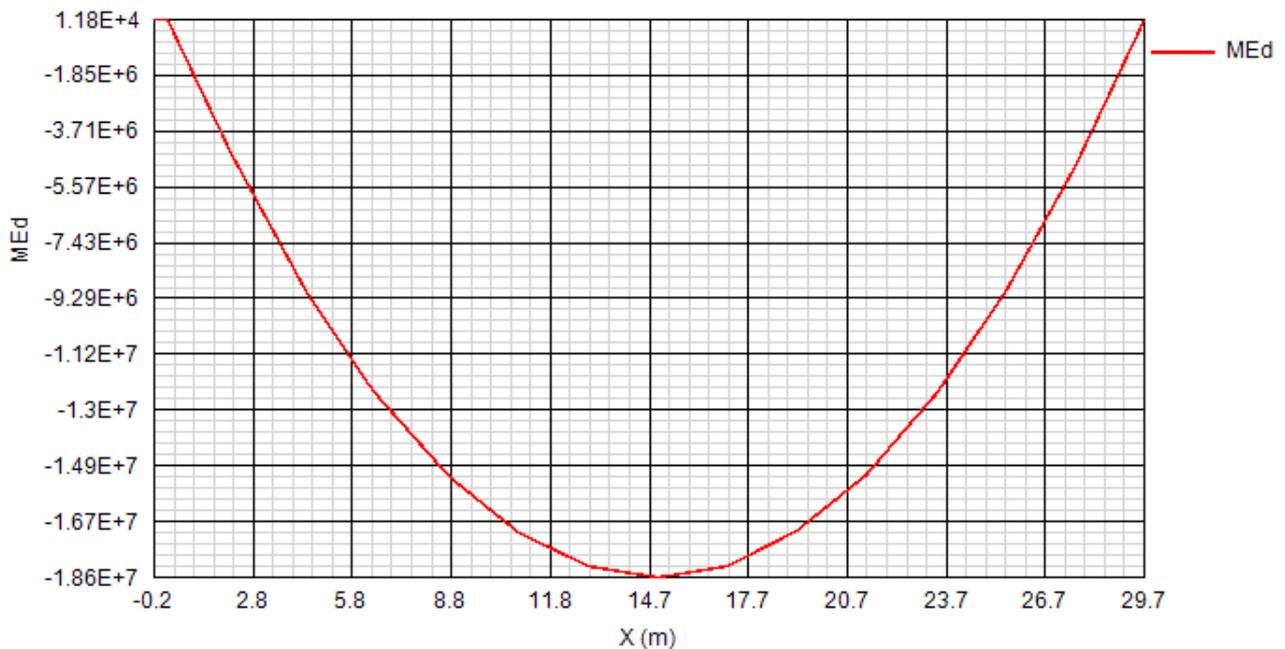
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmin



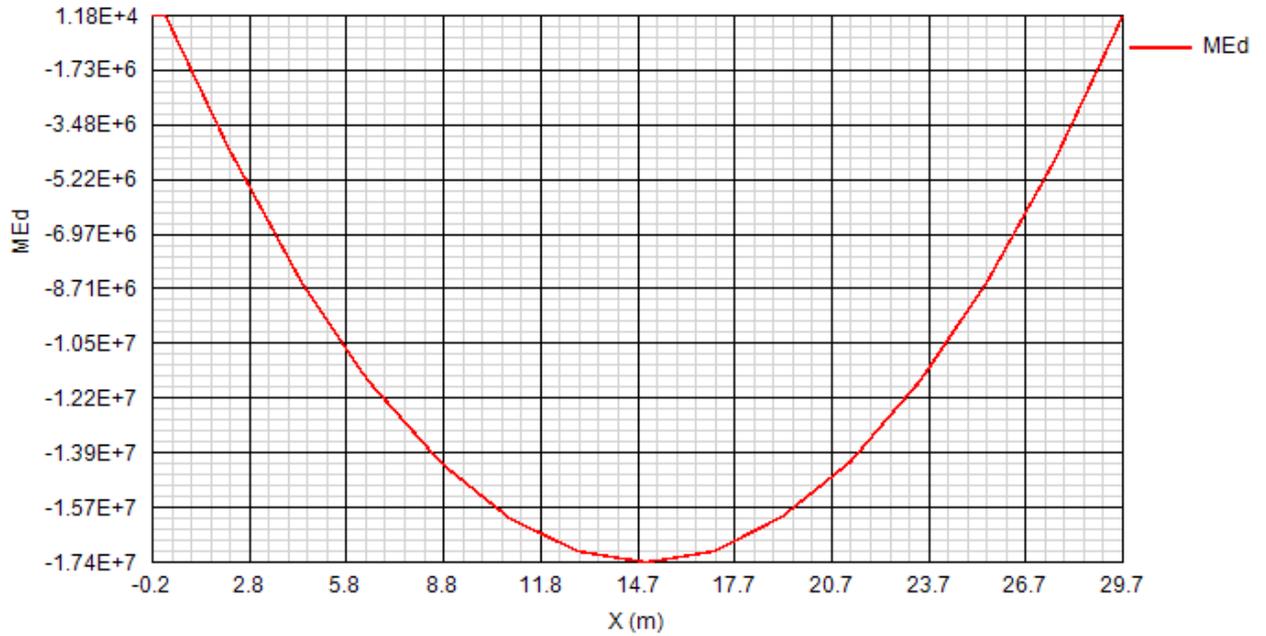
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmax



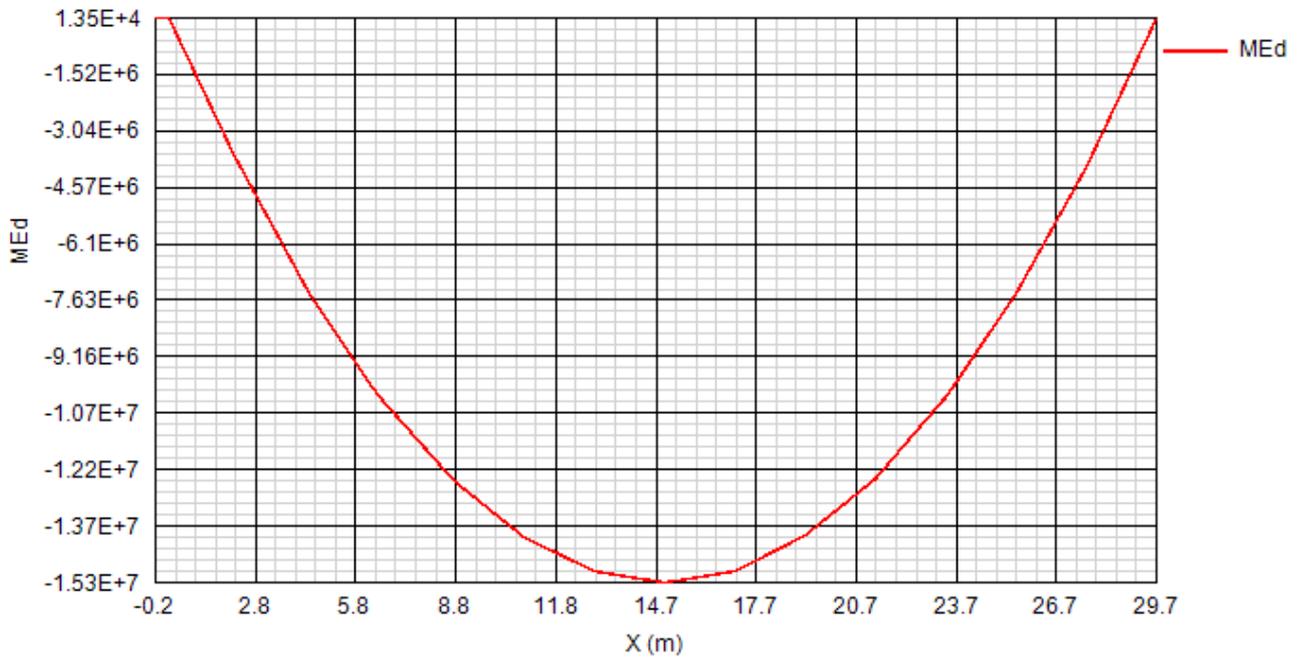
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmin



COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS frequente. Mmin



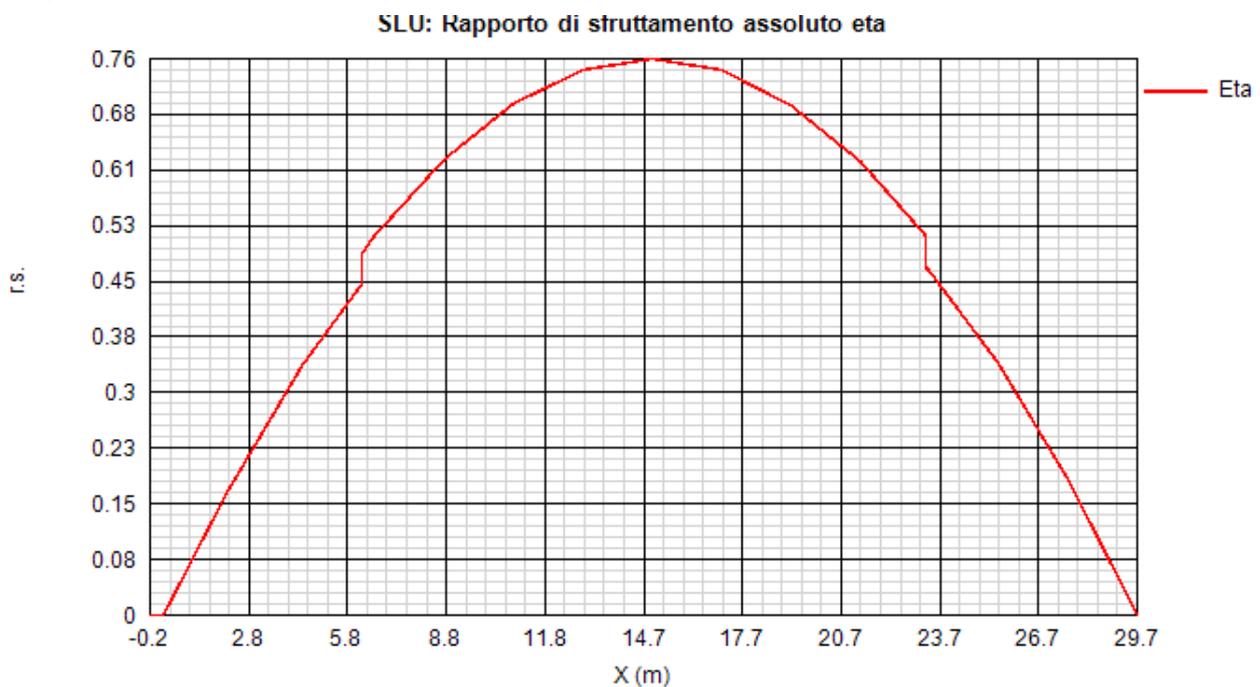
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS frequente. Mmax



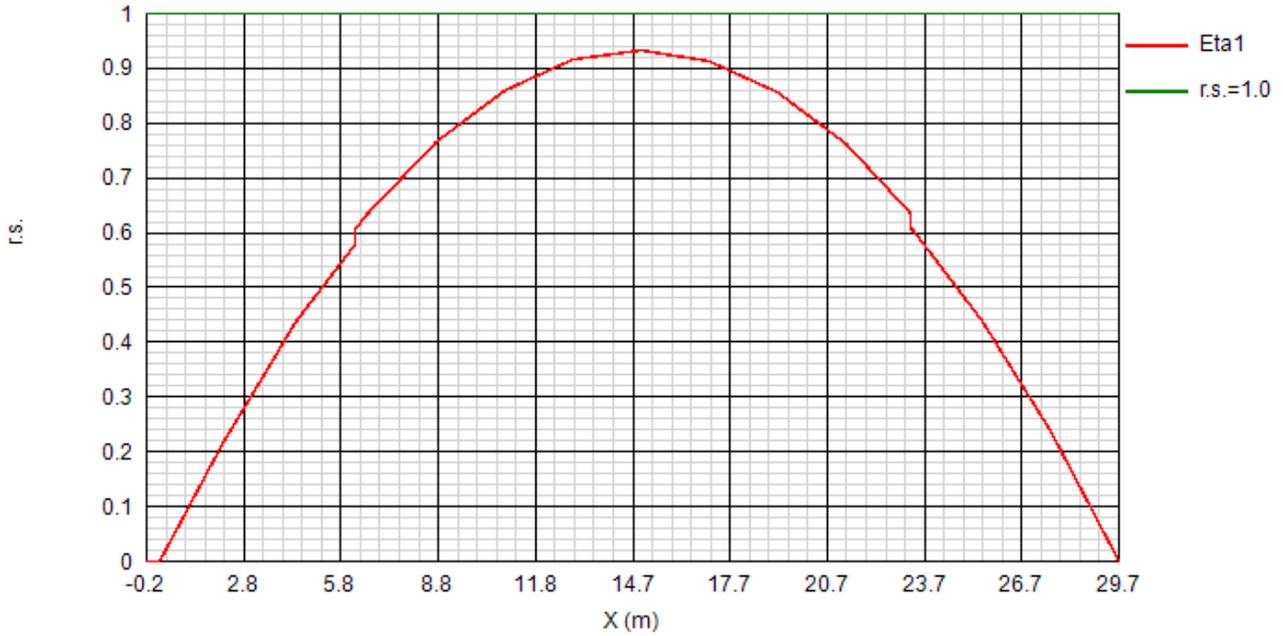
9.2 VERIFICHE STATICHE SLU E SLE

Per le verifiche si considera quale sezione resistente quella composta dalla trave metallica e dalla soletta collaborante avente spessore pari a 250 mm (eccetto che in fase 1 dove la soletta non risulta ancora collaborante). In particolare il valore della larghezza collaborante di soletta è stato valutato in base alle prescrizioni della norma EN 1994-1-1 parte 5.4.1.2.

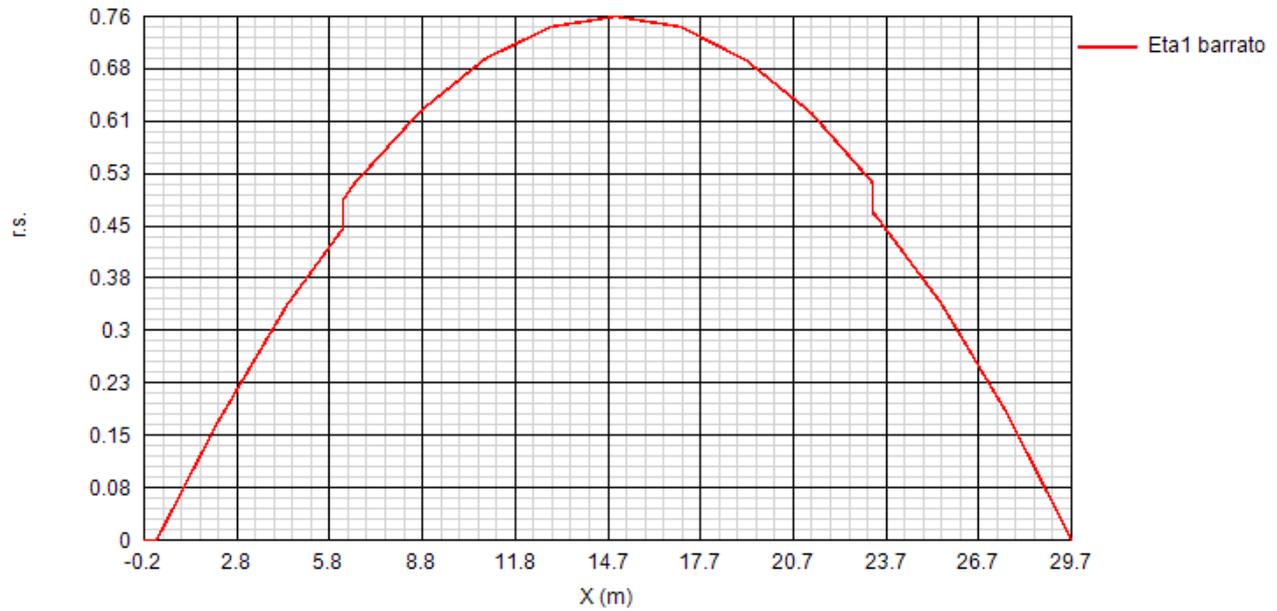
A seguire vengono riportati i diagrammi relativi alle verifiche strutturali effettuate in tutte le sezioni lungo lo sviluppo della trave.

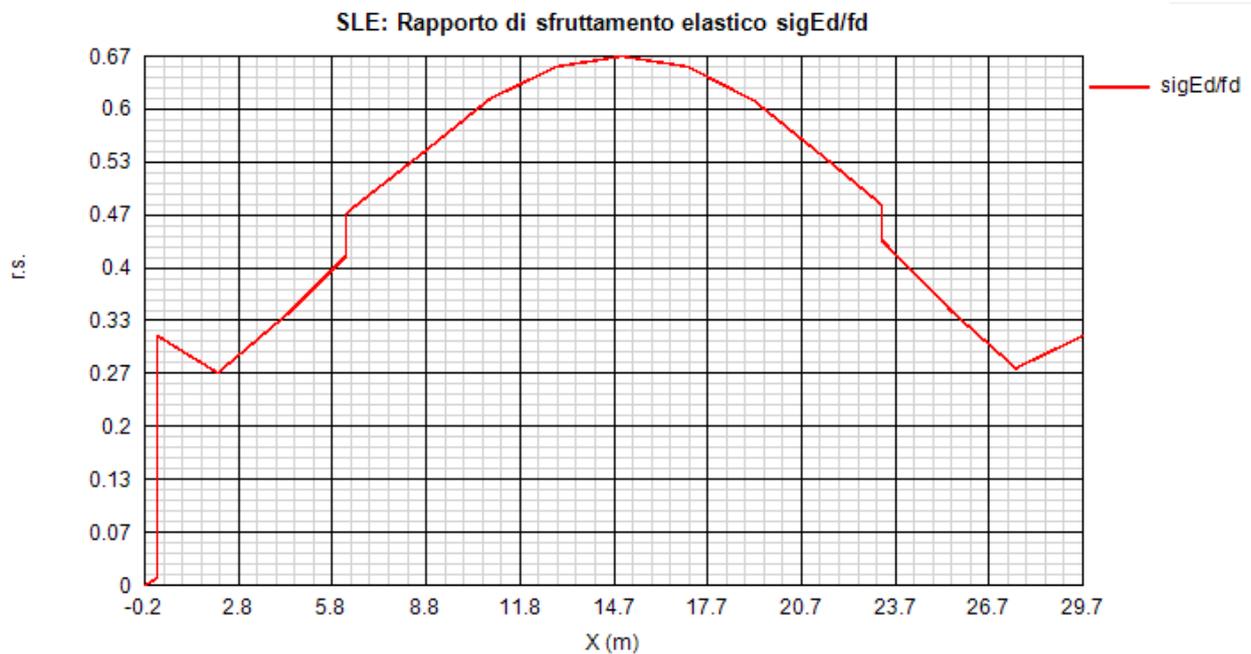
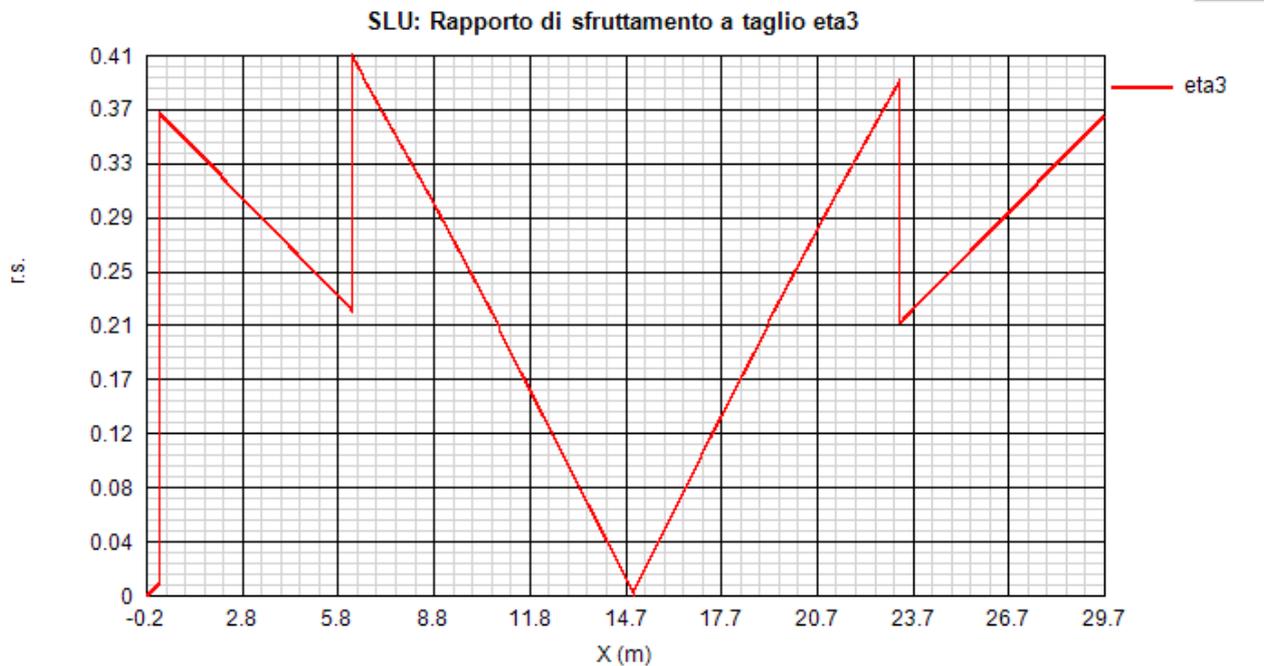


SLU: Rapporto di sfruttamento elastico eta1



SLU: Rapporto di sfruttamento plastico eta1 barrato

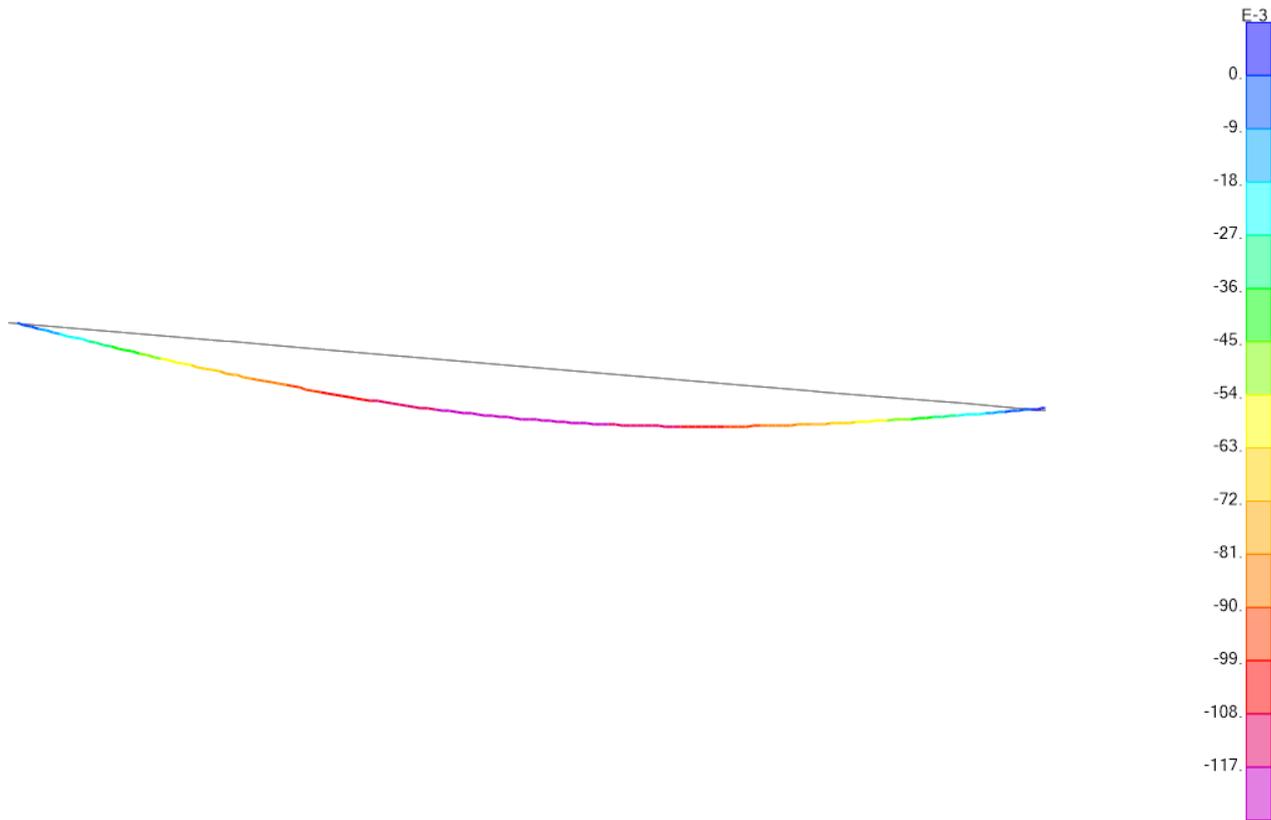




Come si può notare dai grafici, tutte le verifiche risultano pienamente soddisfatte essendo i coefficienti di sfruttamento tutti inferiori all'unità.

Per ulteriori ottimizzazioni sugli spessori si rimanda alla progettazione esecutiva.

9.3 VERIFICHE DEFORMABILITÀ SLE



$Dz, SLE \text{ adm} = 29\,500 \text{ mm} / 200 = \dots\dots\dots 147 \text{ mm}$

$Dz, SLE, \text{ MAX} \dots\dots\dots$ (da compensare con contromonta) 120 mm

Nella progettazione esecutiva verranno valutate eventuali contromonte da applicare alle strutture in acciaio.

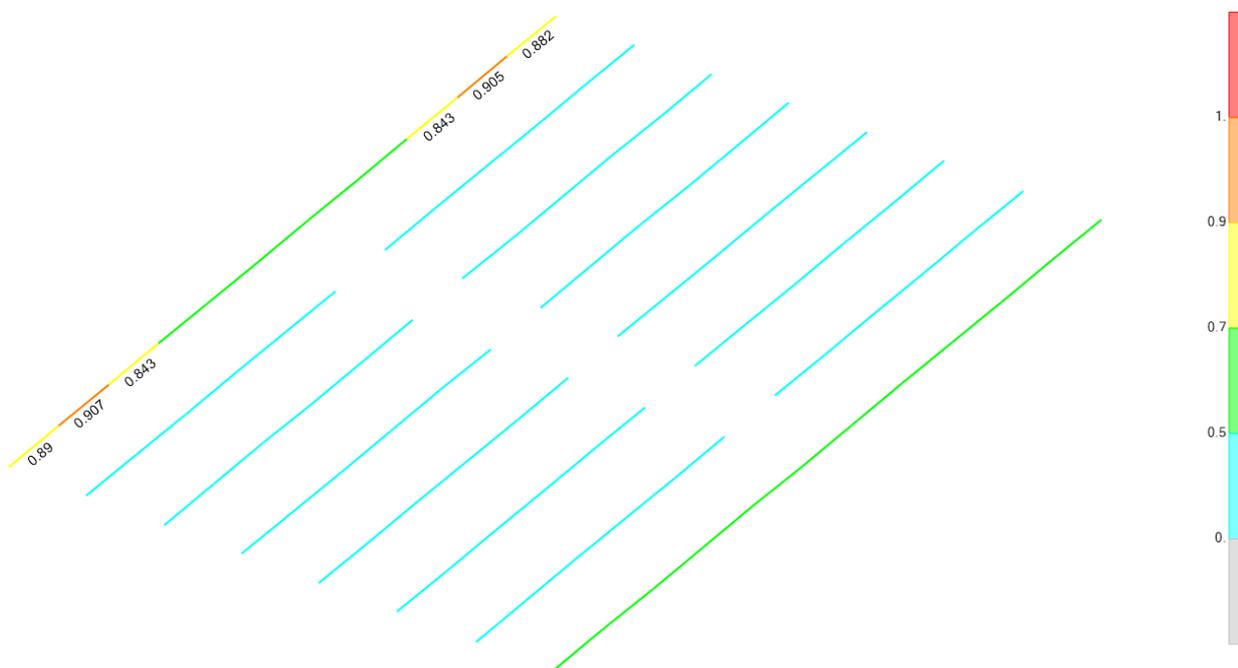
10. TRAVERSI METALLICI CANNA SUD_TRAVI SEMPLICE APPOGGIO

Di seguito si riportano i coefficienti di utilizzo valutati con riferimento alle verifiche riportate in § 2.1.

Tali valori sono stati ottenuti considerando le massime sollecitazioni di involuppo agenti sugli elementi finiti unitamente ai valori delle altre sollecitazioni concomitanti.

10.1 VERIFICA ALLO SLU

Le verifiche sono state effettuate attraverso il post-processore implementato da SAP2000 in accordo alle NTC2018



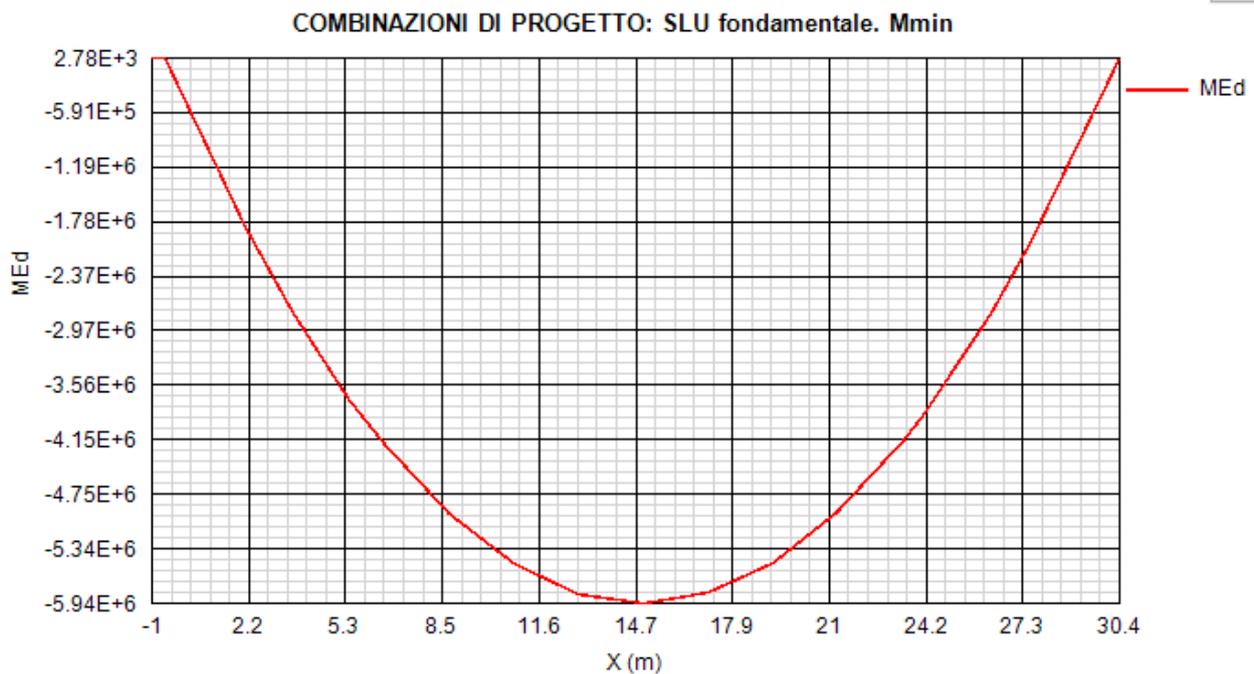
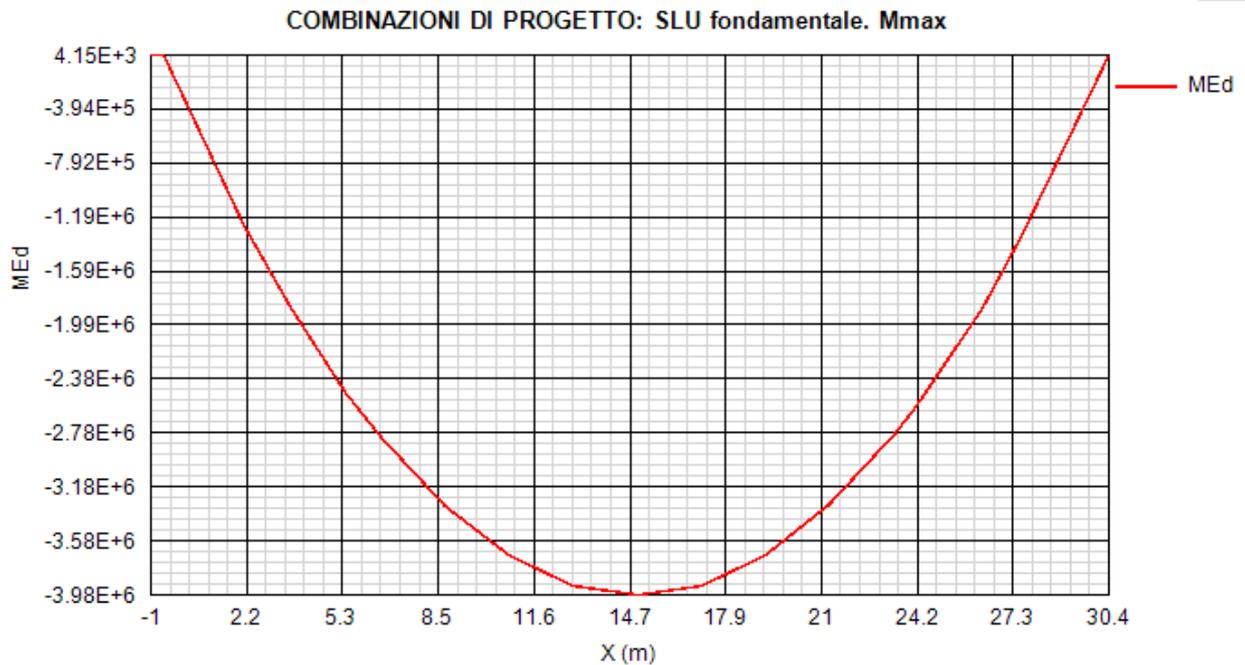
I rapporti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità pertanto i traversi metallici risultano verificati.

11. COPERTURA SOLO FONICA IN SUD

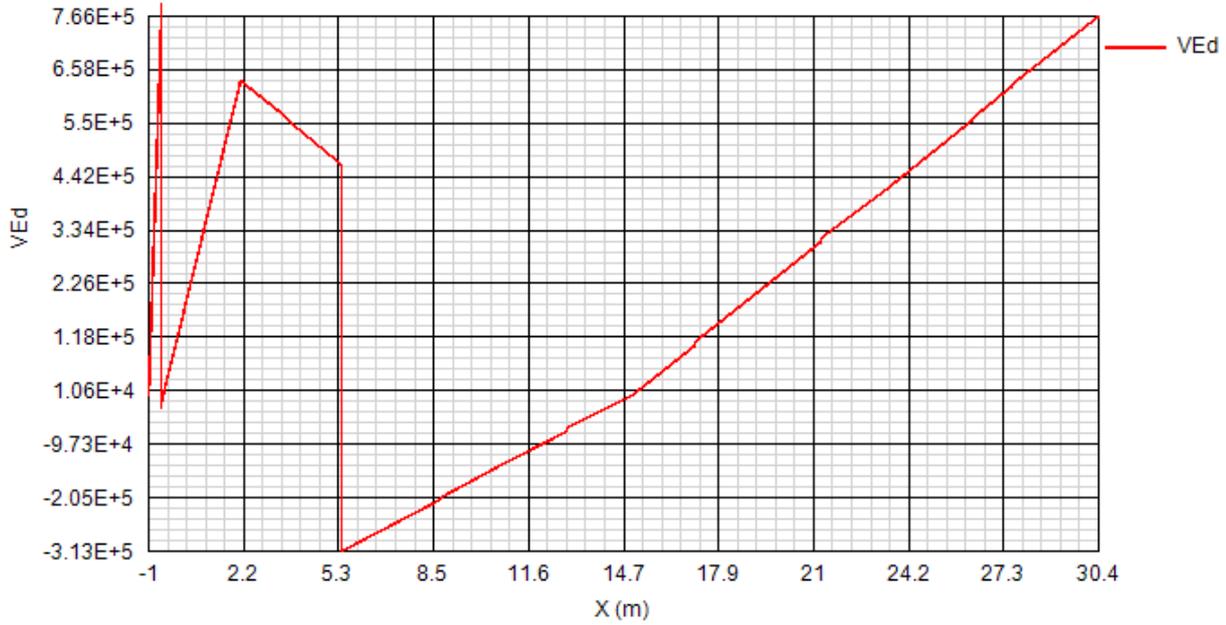
11.1 SOLLECITAZIONI

Di seguito si riporta l'output grafico relativo alle sollecitazioni statiche della trave longitudinale risultata maggiormente sollecitata nelle combinazioni di verifica (SLU e SLE).

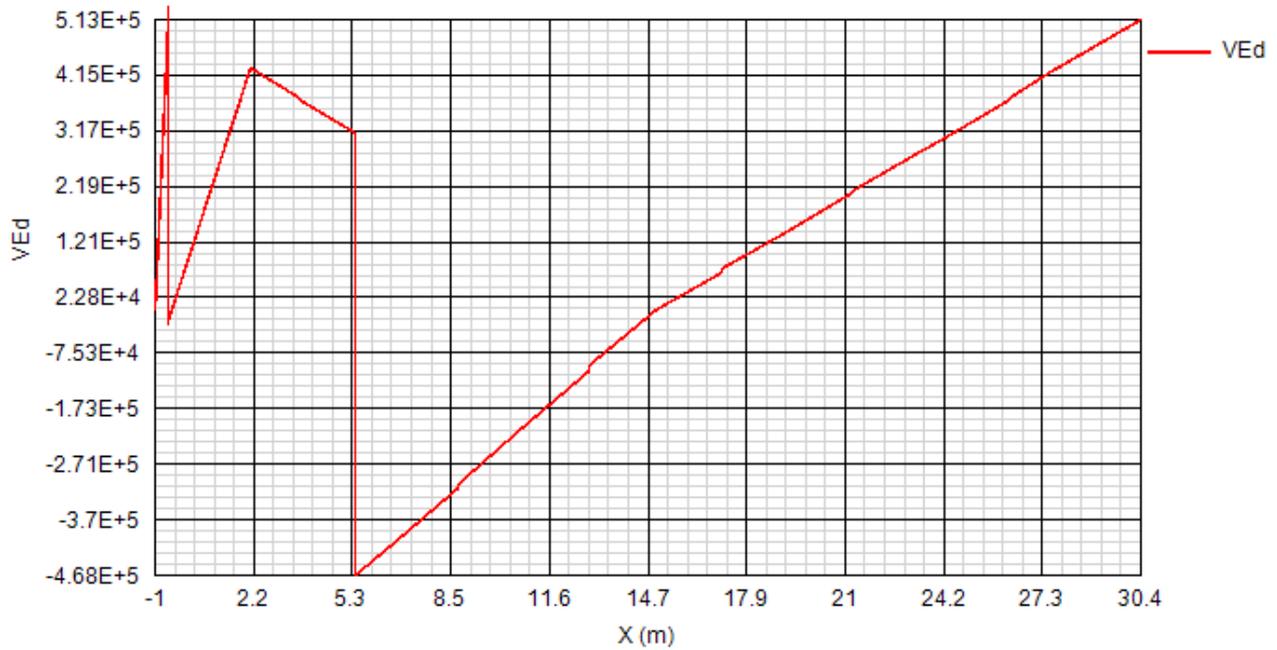
I valori numerici sono espressi in N e Nm.



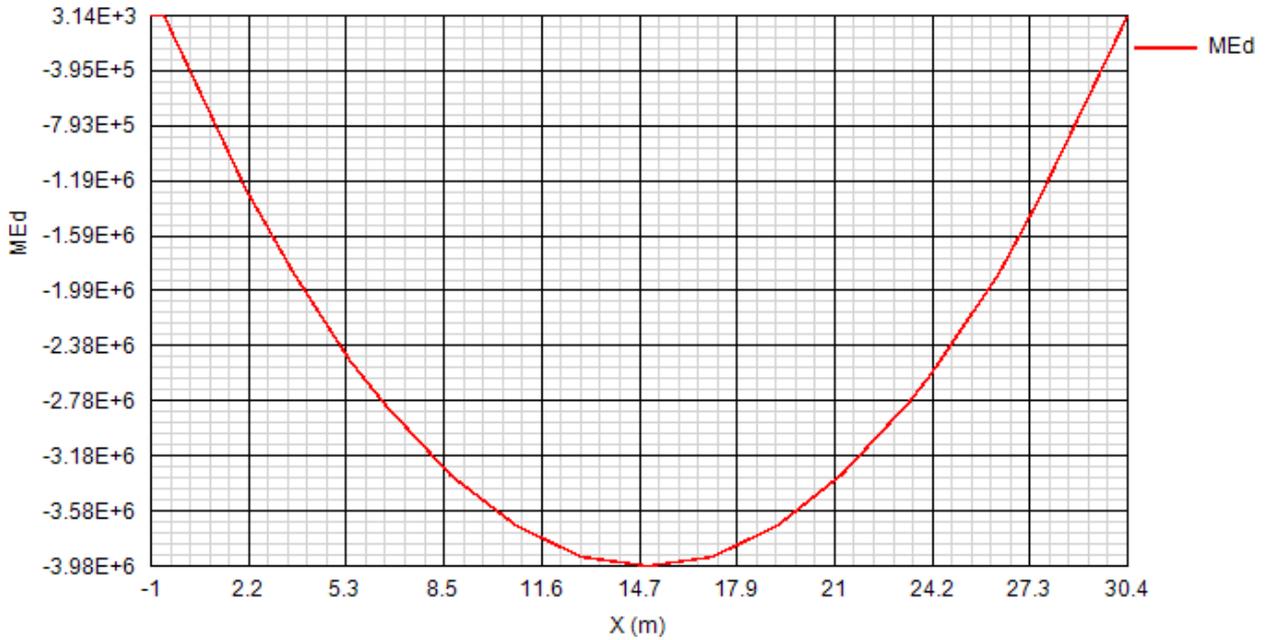
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmax



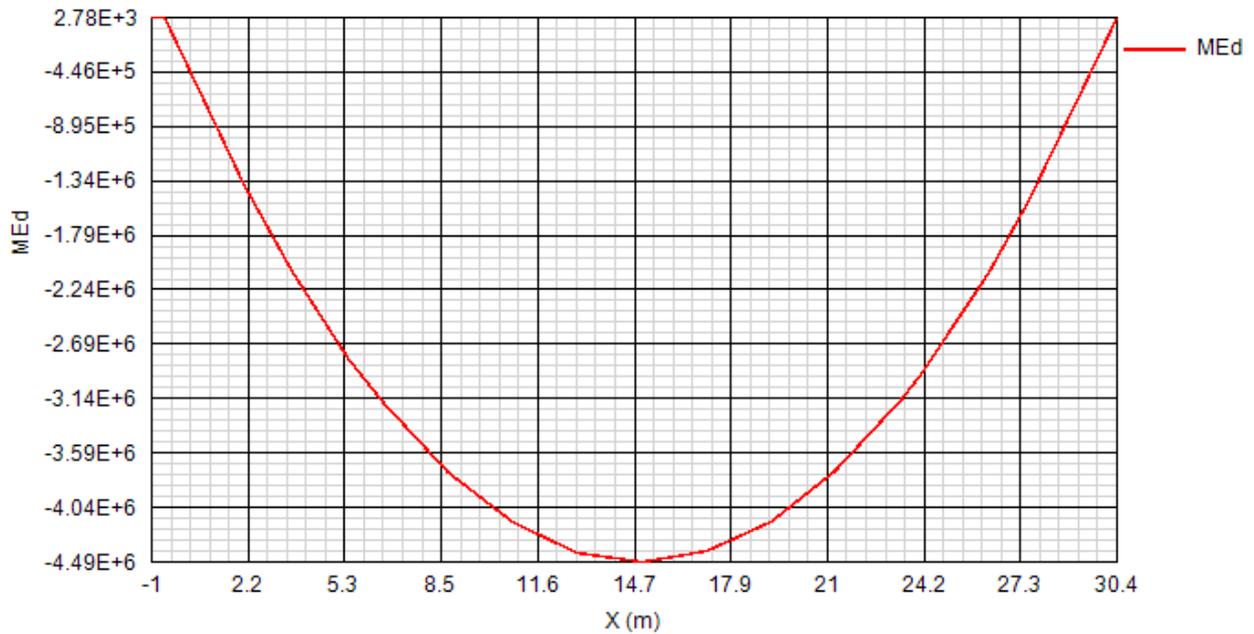
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLU fondamentale. Vmin



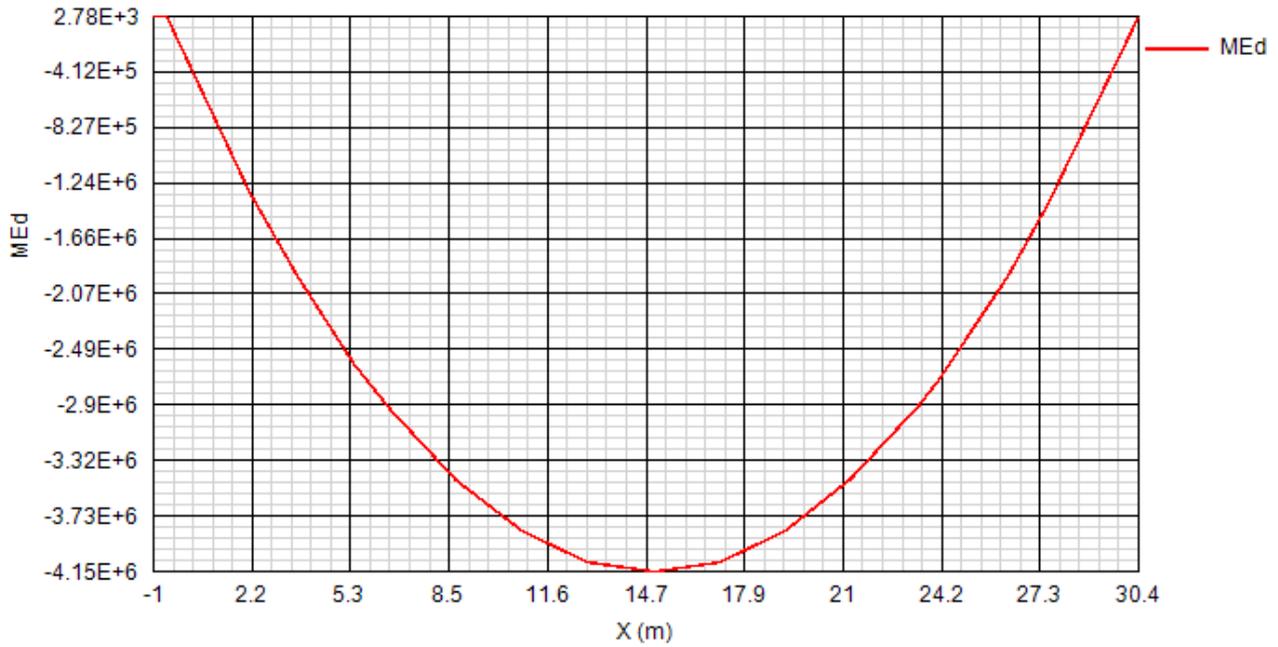
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmax



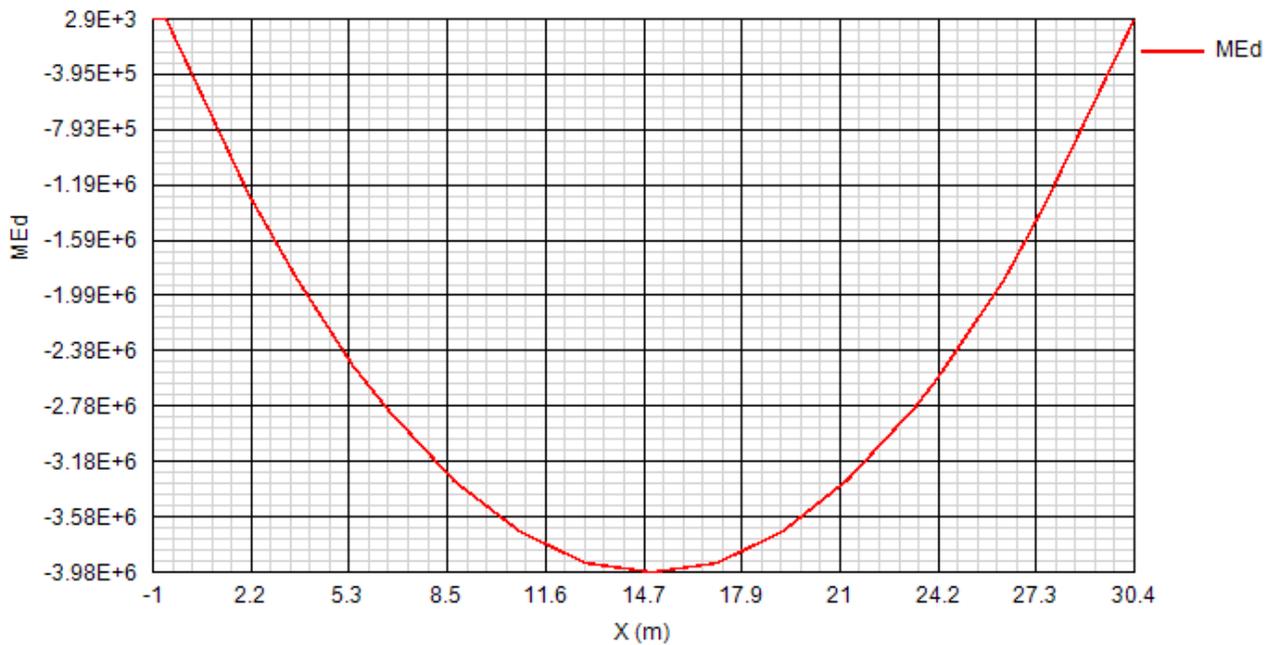
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS caratteristica. Mmin



COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS frequente. Mmin



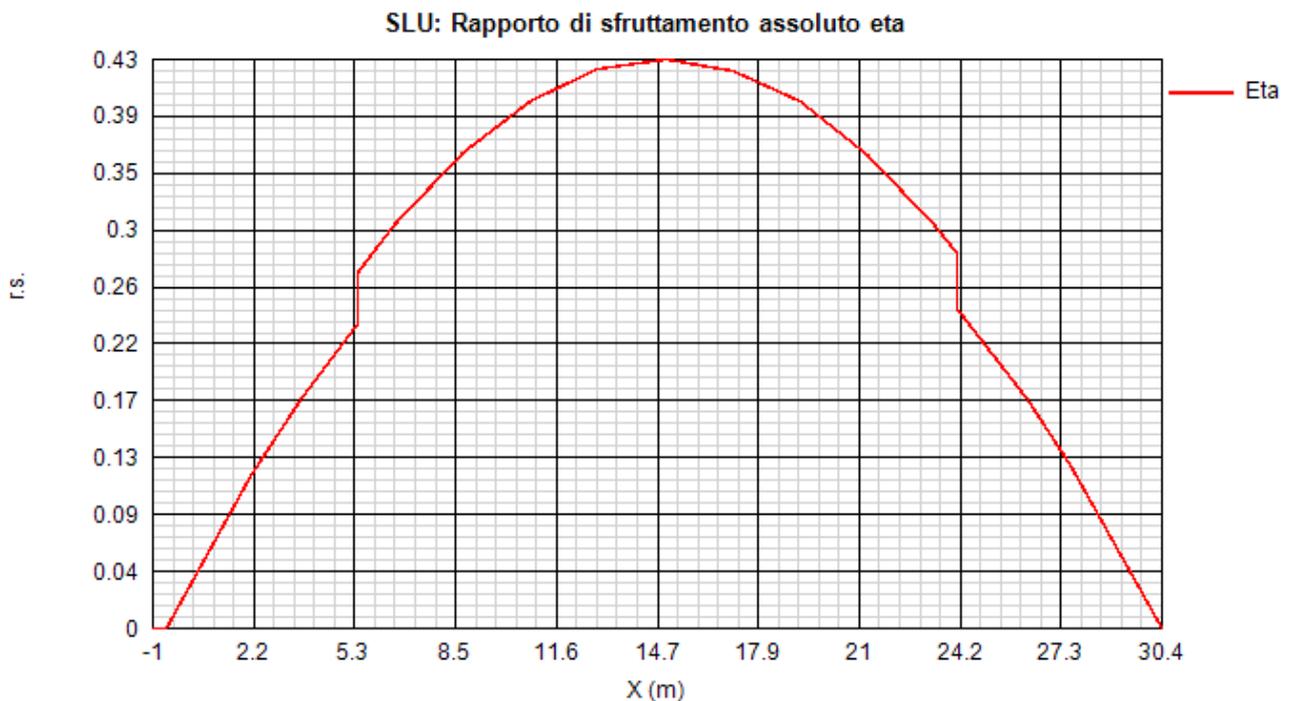
COMBINAZIONI DI PROGETTO: SLS frequente. Mmax



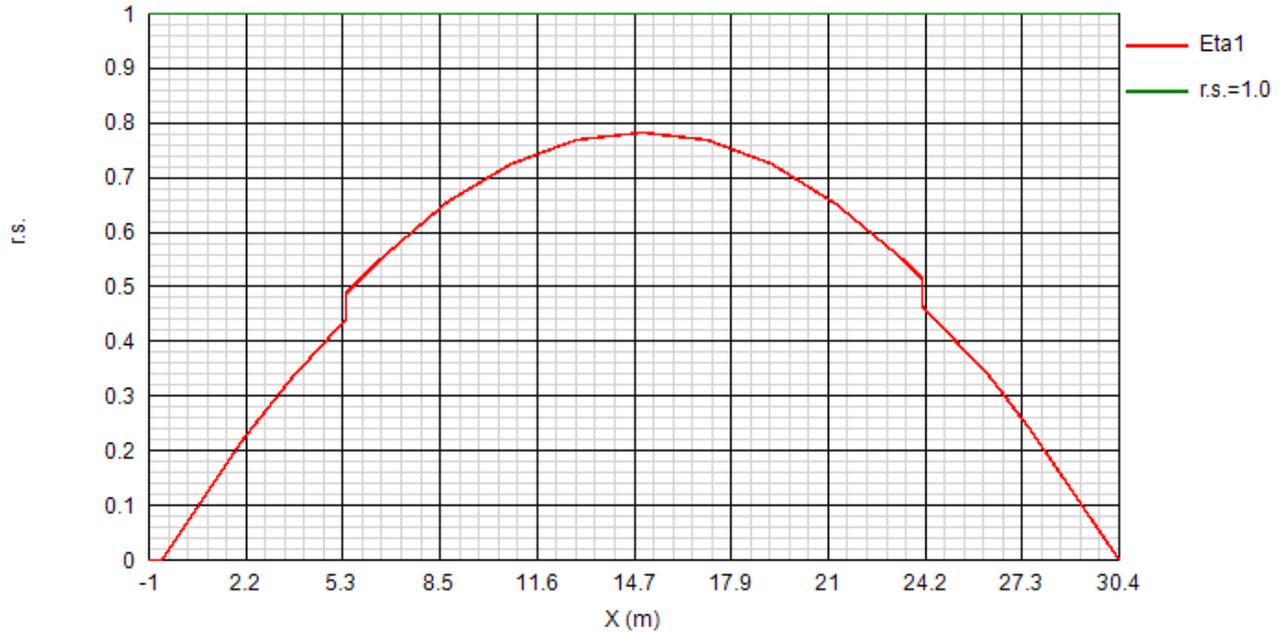
11.2 VERIFICHE STATICHE SLU E SLE

Per le verifiche si considera quale sezione resistente quella composta dalla trave metallica e dalla soletta collaborante avente spessore pari a 250 mm (eccetto che in fase 1 dove la soletta non risulta ancora collaborante). In particolare il valore della larghezza collaborante di soletta è stato valutato in base alle prescrizioni della norma EN 1994-1-1 parte 5.4.1.2.

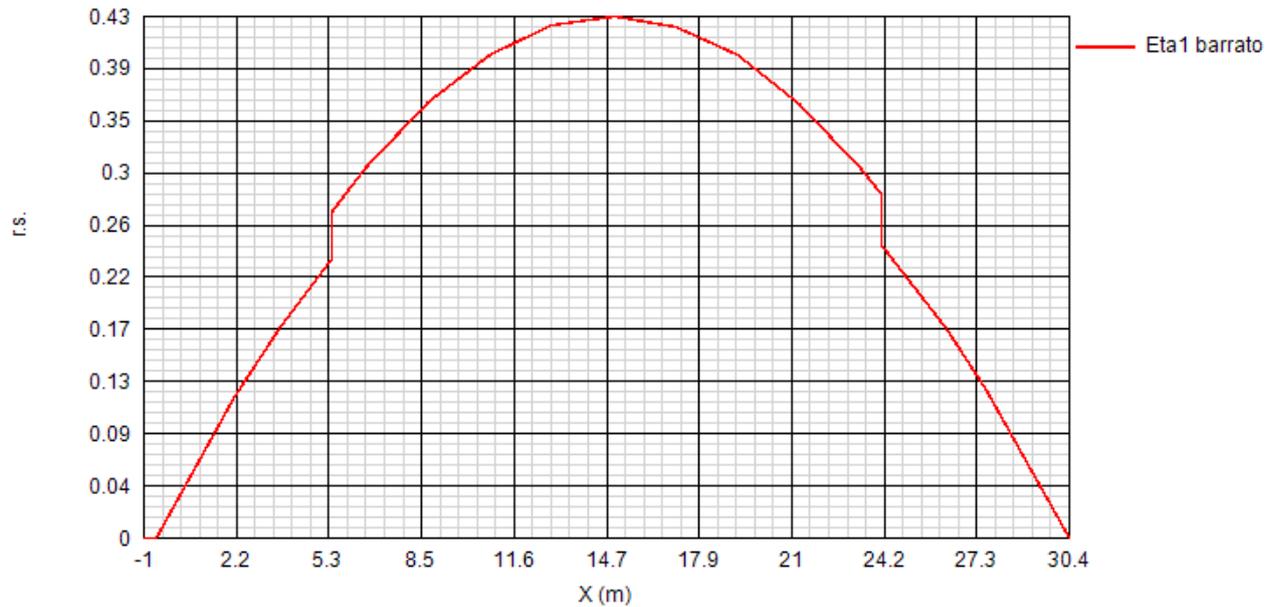
A seguire vengono riportati i diagrammi relativi alle verifiche strutturali effettuate in tutte le sezioni lungo lo sviluppo della trave.

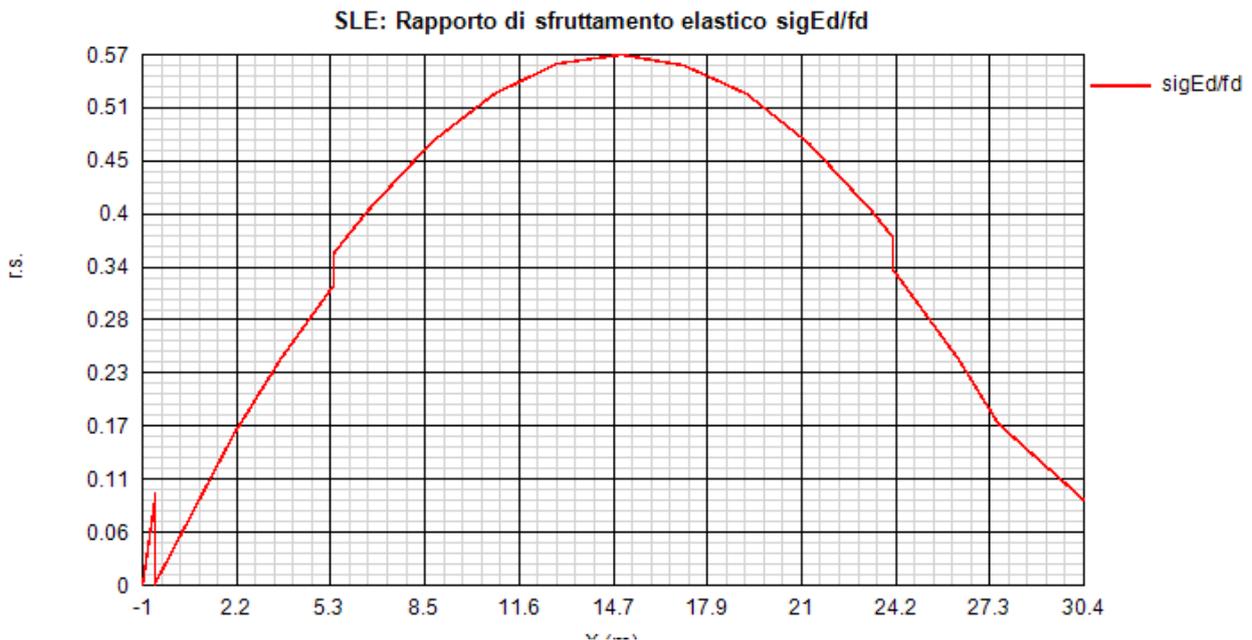
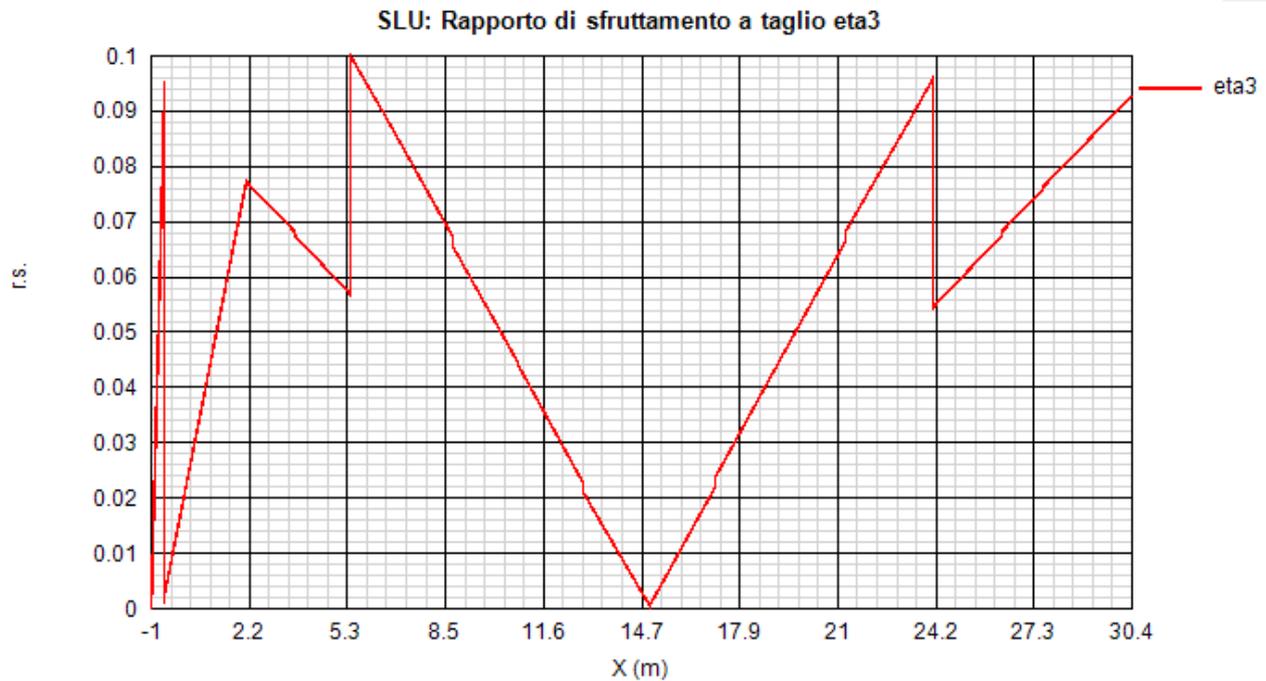


SLU: Rapporto di sfruttamento elastico eta1



SLU: Rapporto di sfruttamento plastico eta1 barrato

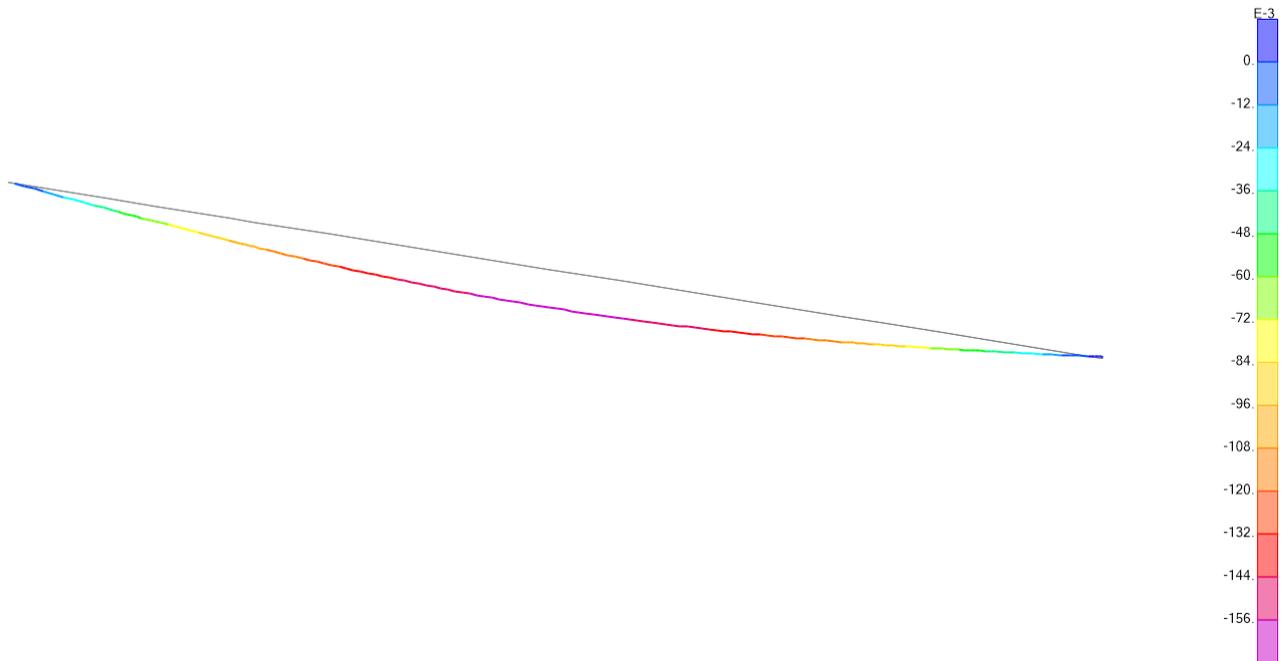




Come si può notare dai grafici, tutte le verifiche risultano pienamente soddisfatte essendo i coefficienti di sfruttamento tutti inferiori all'unità.

Per ulteriori ottimizzazioni sugli spessori si rimanda alla progettazione esecutiva.

11.3 VERIFICHE DEFORMABILITÀ SLE



$D_{z,SLE\ adm} = 31\ 000\text{mm} / 200 = \dots\dots\dots 155\ \text{mm}$

$D_{z,SLE, MAX} \dots\dots\dots$ (da compensare con contromonta) 160 mm

Nella progettazione esecutiva verranno valutate eventuali contromonte da applicare alle strutture in acciaio.

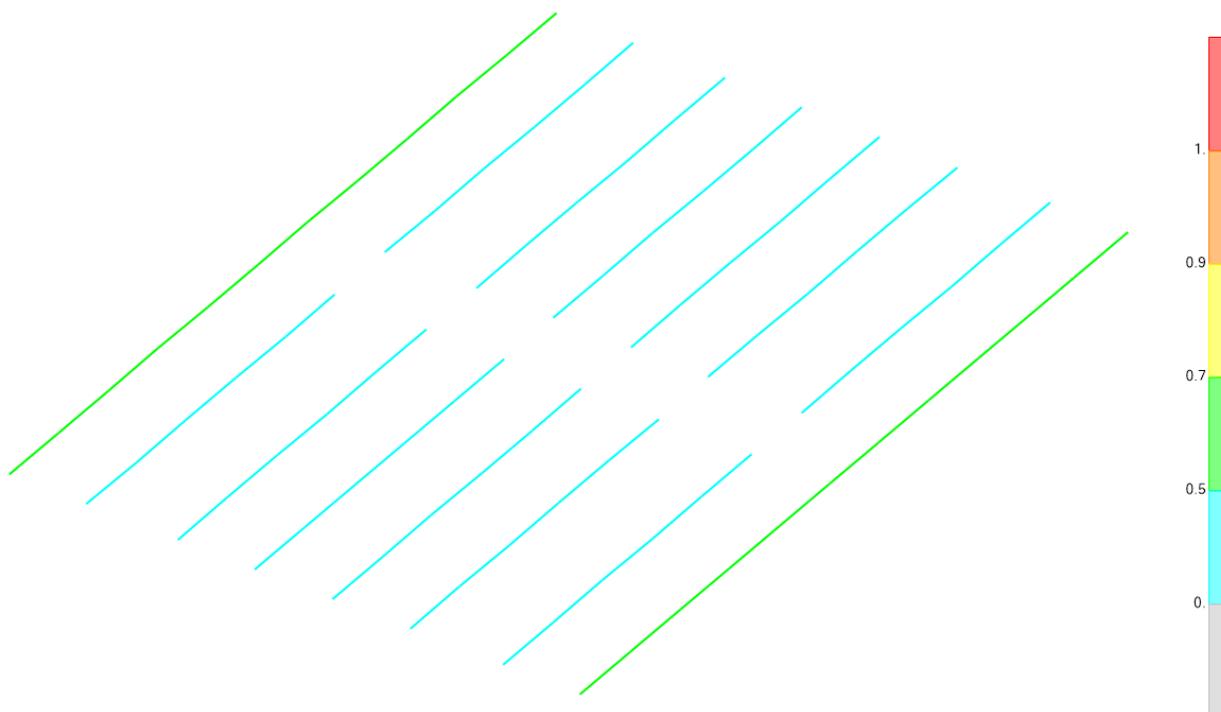
12. TRAVERSI METALLICI COPERTURA SOLO FONICA IN SUD

Di seguito si riportano i coefficienti di utilizzo valutati con riferimento alle verifiche riportate in § 2.1.

Tali valori sono stati ottenuti considerando le massime sollecitazioni di involuppo agenti sugli elementi finiti unitamente ai valori delle altre sollecitazioni concomitanti.

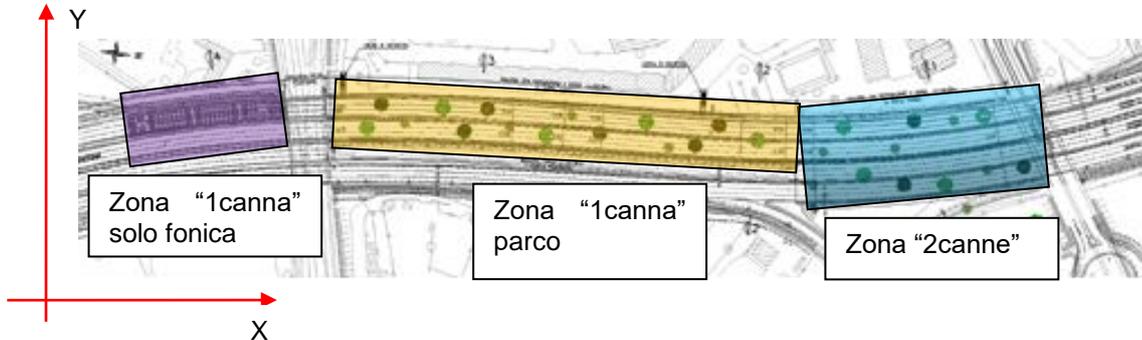
12.1 VERIFICA ALLO SLU

Le verifiche sono state effettuate attraverso il post-processore implementato da SAP2000 in accordo alle NTC2018



I rapporti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità pertanto i traversi metallici risultano verificati.

13. PORTATE, ESCURSIONI E VARCHI



Si rimanda al cap.4.4 per l'indicazione specifica del sistema vincolare.

Si riportano i dati relativi ai dispositivi di appoggi e giunti dell'impalcato.

ELASTOMERI TIPO 1 - SPALLA LATO CHIESA/STECCA SU “GALLERIA A 2 CANNE”		
FZ-SLU	3970	[kN]
FZ-SLC	2800	[kN]
FZ-SLE QP	2400	[kN]
FZ-SLE RARA	2670	[kN]
$\delta Y-SLC$	200	[mm]
$\delta Y-RARA$	50	[mm]
$d2=(\delta Y-SLC) + 0.5 (\delta Y-RARA)$	225	[mm]
kisolatore	1.25	[kN/mm]
smorzamento viscoso eq.	15	[%]

ELASTOMERI TIPO 2 - SPALLA LATO PARCO SU “GALLERIA A 2 CANNE”		
FZ-SLU	4150	[kN]
FZ-SLC	3140	[kN]
FZ-SLE QP	2510	[kN]
FZ-SLE RARA	2860	[kN]
$\delta Y-SLC$	200	[mm]

δY -RARA	50	[mm]
$d2=(\delta Y$ -SLC) + 0.5 (δY -RARA)	225	[mm]
kisolatore	4.14	[kN/mm]
smorzamento viscoso eq.	15	[%]

ELASTOMERI TIPO 3 - SPALLA LATO CHIESA/STECCA SU GALLERIA A “1 CANNA”		
FZ-SLU	3970	[kN]
FZ-SLC	2800	[kN]
FZ-SLE QP	2400	[kN]
FZ-SLE RARA	2670	[kN]
δY -SLC	200	[mm]
δY -RARA	30	[mm]
$d2=(\delta Y$ -SLC) + 0.5 (δY -RARA)	215	[mm]
kisolatore	2.6	[kN/mm]
smorzamento viscoso eq.	15	[%]

ELASTOMERI TIPO 4 - SPALLA LATO CHIESA/STECCA SU GALLERIA “DOPO CAVALCAVIA FERROVIARIO”		
FZ-SLU	1000	[kN]
FZ-SLC	600	[kN]
FZ-SLE QP	550	[kN]
FZ-SLE RARA	650	[kN]
δY -SLC	200	[mm]
δY -RARA	30	[mm]
$d2=(\delta Y$ -SLC) + 0.5 (δY -RARA)	215	[mm]
kisolatore	1	[kN/mm]
smorzamento viscoso eq.	15	[%]

APPOGGIO ELASTOMERICO IBRIDO UNIDIREZIONALE - PIEDRITTO CENTRALE		
FZ-SLU	8920	[kN]
FZ-SLE QP	5500	[kN]
FZ-SLE RARA	6530	[kN]
δY -SLC	200	[mm]
δY -RARA	50	[mm]
$d2=(\delta Y\text{-SLC}) + 0.5 (\delta Y\text{-RARA})$	225	[mm]
Kisolatore nella sola direzione X	2.60	[kN/mm]
smorzamento viscoso eq.	15	[%]

14. VERIFICA MURI

Nel seguito si riporta la verifica preliminare allo SLU dei muri in c.a. costituenti la pila centrale e la spalla lato chiesa/stecca. Si riportano le zone dimensionanti

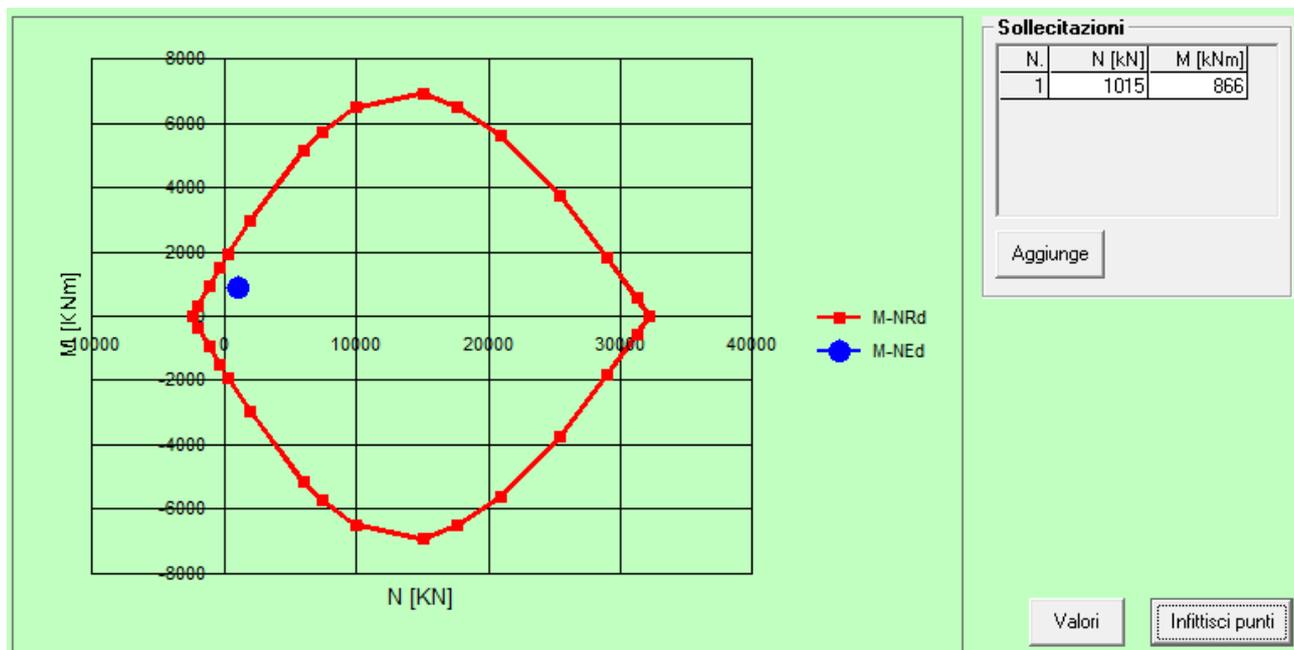
14.1 SPALLA LATO CHIESA/STECCHA - SEZIONE “A 1 CANNA” ZONA PARCO

Per quanto riguarda il paramento lato chiesa/stecca risulta dimensionante la zona a “1 canna” sul parco.

Nel seguito le azioni sollecitanti dimensionanti all’imposta del muro:

$M_{Ed} = 866 \text{ kNm/m}$

$N_{Ed} = 1015 \text{ kN/m}$



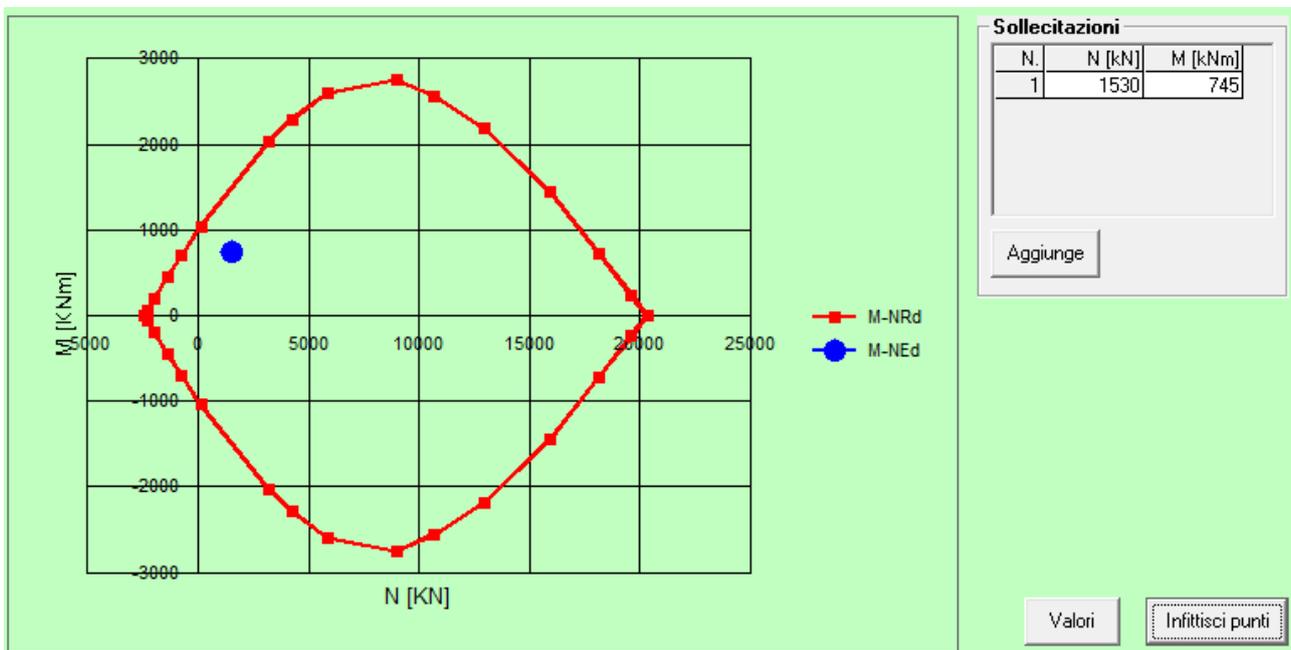
FU = 36% verificato

14.2 PIEDRITTO CENTRALE - SEZIONE “A 2 CANNE”

Per quanto riguarda il paramento centrale risulta dimensionante la zona a “2 canna” sul parco.
 Nel seguito le azioni sollecitanti dimensionanti all’imposta del muro:

$M_{Ed} = 745 \text{ kNm/m}$

$N_{Ed} = 1530 \text{ kN/m}$



FU = 49% verificato

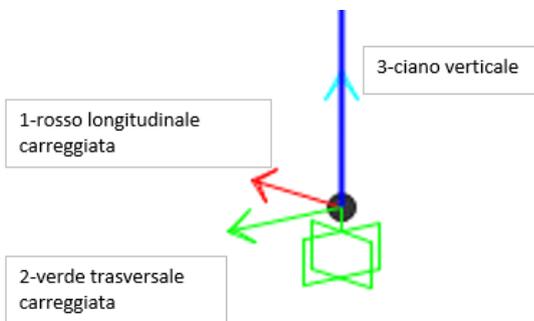
15. SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

Si riportano di seguito le sollecitazioni trasmesse in fondazione per le verifiche geotecniche.

Le azioni sono indicate per le zone sotto riportate:

- Spalla lato parco => azioni indicate in testa al paramento della spalla;
- Pila centrale => azioni indicate in testa alla palificata;
- Spalla lato chiesa/stecca => azioni indicate in testa alla palificata.

Nel seguito il sistema di riferimento adottato:



15.1 SEZIONE “A 2 CANNE”

SPALLA LATO PARCO						
TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m
6	COMBO-slv X	Combinat	Max	332.0	50.8	511.4
6	COMBO-slv X	Combinat	Min	-332.0	-50.2	483.4
6	COMBO-slv Y	Combinat	Max	99.6	168.1	513.6
6	COMBO-slv Y	Combinat	Min	-99.6	-167.5	481.2
6	SLU 1 - FASI	Combination		0.0	5.9	796.2
6	SLU 2 - FASI	Combination		0.0	5.7	761.6
6	SLU 3 - FASI	Combination		0.0	8.2	629.2
6	SLU 4 - FASI	Combination		0.0	-4.2	649.5
6	SLU 5 - FASI	Combination		0.0	12.8	604.4
6	SLU 6 - FASI	Combination		0.0	1.3	656.7
6	SLU 7 - FASI	Combination		0.0	8.3	595.9
6	SLU 8 - FASI	Combination		0.0	-3.6	770.1
6	SLU 9 - FASI	Combination		0.0	13.4	725.0
6	SLU 10 - FASI	Combination		0.0	1.9	777.2
6	SLU 11 - FASI	Combination		0.0	8.9	716.5
6	SLU 12 - FASI	Combination		0.0	0.4	808.5
6	SLU 13 - FASI	Combination		0.0	10.6	781.4
6	SLU 14 - FASI	Combination		0.0	3.7	812.8
6	SLU 15 - FASI	Combination		0.0	7.9	776.3
6	SLU 16 - FASI	Combination		0.0	0.2	773.9
6	SLU 17 - FASI	Combination		0.0	10.4	746.8
6	SLU 18- FASI	Combination		0.0	3.5	778.2
6	SLU 19 - FASI	Combination		0.0	7.7	741.7
6	COMBO-slv Z	Combinat	Max	99.6	51.3	542.0
6	COMBO-slv Z	Combinat	Min	-99.6	-50.7	452.8

PILA CENTRALE								
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m
1385	COMBO-slv X	Combinat	Max	523.9	24.8	1681.8	183.3	4847.1
1385	COMBO-slv X	Combinat	Min	-523.9	-24.8	1599.1	-183.3	-4847.1
1385	COMBO-slv Y	Combinat	Max	157.2	55.2	1685.5	842.7	1454.1
1385	COMBO-slv Y	Combinat	Min	-157.2	-109.2	1595.4	-378.3	-1454.1
1385	SLU 1 - FASI	Combination		0.0	0.0	2611.9	0.0	0.0
1385	SLU 2 - FASI	Combination		0.0	0.0	2520.2	0.0	0.0
1385	SLU 3 - FASI	Combination		0.0	0.0	2168.7	0.0	0.0
1385	SLU 4 - FASI	Combination		0.0	0.0	2126.6	0.0	0.0
1385	SLU 5 - FASI	Combination		0.0	0.0	2220.0	0.0	0.0
1385	SLU 6 - FASI	Combination		0.0	0.0	2111.9	0.0	0.0
1385	SLU 7 - FASI	Combination		0.0	0.0	2237.6	0.0	0.0
1385	SLU 8 - FASI	Combination		0.0	0.0	2446.2	0.0	0.0
1385	SLU 9 - FASI	Combination		0.0	0.0	2539.6	0.0	0.0
1385	SLU 10 - FASI	Combination		0.0	0.0	2431.4	0.0	0.0
1385	SLU 11 - FASI	Combination		0.0	0.0	2557.2	0.0	0.0
1385	SLU 12 - FASI	Combination		0.0	0.0	2586.5	0.0	0.0
1385	SLU 13 - FASI	Combination		0.0	0.0	2642.5	0.0	0.0
1385	SLU 14 - FASI	Combination		0.0	0.0	2577.6	0.0	0.0
1385	SLU 15 - FASI	Combination		0.0	0.0	2653.1	0.0	0.0
1385	SLU 16 - FASI	Combination		0.0	0.0	2494.8	0.0	0.0
1385	SLU 17 - FASI	Combination		0.0	0.0	2550.9	0.0	0.0
1385	SLU 18 - FASI	Combination		0.0	0.0	2486.0	0.0	0.0
1385	SLU 19 - FASI	Combination		0.0	0.0	2561.4	0.0	0.0
1385	COMBO-slv Z	Combinat	Max	157.2	25.1	1774.6	183.6	1454.1
1385	COMBO-slv Z	Combinat	Min	-157.2	-25.1	1506.3	-183.6	-1454.1

SPALLA LATO CHIESA/STECCHA

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m
1387	COMBO-slv X	Combination	Max	338.3	-13.5	999.9	239.9	2236.7
1387	COMBO-slv X	Combination	Min	-338.3	-83.1	921.0	-116.8	-2236.7
1387	COMBO-slv Y	Combination	Max	101.5	66.6	1002.4	654.3	671.0
1387	COMBO-slv Y	Combination	Min	-101.5	-163.2	918.5	-531.2	-671.0
1387	SLU 1 - FASI	Combination		0.0	-68.3	1382.0	126.8	0.0
1387	SLU 2 - FASI	Combination		0.0	-68.1	1350.5	125.3	0.0
1387	SLU 3 - FASI	Combination		0.0	-70.6	1229.9	146.3	0.0
1387	SLU 4 - FASI	Combination		0.0	-58.2	1251.7	41.1	0.0
1387	SLU 5 - FASI	Combination		0.0	-75.2	1203.4	185.6	0.0
1387	SLU 6 - FASI	Combination		0.0	-63.7	1259.3	87.9	0.0
1387	SLU 7 - FASI	Combination		0.0	-70.7	1194.3	147.4	0.0
1387	SLU 8 - FASI	Combination		0.0	-58.8	1361.5	46.5	0.0
1387	SLU 9 - FASI	Combination		0.0	-75.8	1313.2	191.0	0.0
1387	SLU 10 - FASI	Combination		0.0	-64.3	1369.2	93.3	0.0
1387	SLU 11 - FASI	Combination		0.0	-71.3	1304.2	152.8	0.0
1387	SLU 12 - FASI	Combination		0.0	-62.8	1395.2	79.9	0.0
1387	SLU 13 - FASI	Combination		0.0	-73.0	1366.2	166.6	0.0
1387	SLU 14 - FASI	Combination		0.0	-66.1	1399.7	108.0	0.0
1387	SLU 15 - FASI	Combination		0.0	-70.3	1360.8	143.6	0.0
1387	SLU 16 - FASI	Combination		0.0	-62.6	1363.7	78.3	0.0
1387	SLU 17 - FASI	Combination		0.0	-72.8	1334.7	165.0	0.0
1387	SLU 18 - FASI	Combination		0.0	-65.9	1368.3	106.4	0.0
1387	SLU 19 - FASI	Combination		0.0	-70.1	1329.3	142.1	0.0
1387	COMBO-slv Z	Combination	Max	101.5	-12.5	1089.5	241.7	671.0
1387	COMBO-slv Z	Combination	Min	-101.5	-84.1	831.4	-118.7	-671.0

15.2 SEZIONE “A 1 CANNA” ZONA PARCO

PILA CENTRALE								
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m
1391	COMBO-slv X	Combinat	Max	315.8	27.6	847.8	186.9	3141.8
1391	COMBO-slv X	Combinat	Min	-315.8	-27.6	808.5	-186.9	-3141.8
1391	COMBO-slv Y	Combinat	Max	94.7	57.9	850.0	828.9	942.5
1391	COMBO-slv Y	Combinat	Min	-94.7	-107.9	806.4	-398.9	-942.5
1391	SLU 1 - FASI	Combination		0.0	0.0	1258.6	0.0	0.0
1391	SLU 2 - FASI	Combination		0.0	0.0	1220.9	0.0	0.0
1391	SLU 3 - FASI	Combination		0.0	0.0	1076.6	0.0	0.0
1391	SLU 4 - FASI	Combination		0.0	0.0	1076.6	0.0	0.0
1391	SLU 5 - FASI	Combination		0.0	0.0	1076.6	0.0	0.0
1391	SLU 6 - FASI	Combination		0.0	0.0	1076.6	0.0	0.0
1391	SLU 7 - FASI	Combination		0.0	0.0	1076.6	0.0	0.0
1391	SLU 8 - FASI	Combination		0.0	0.0	1207.9	0.0	0.0
1391	SLU 9 - FASI	Combination		0.0	0.0	1207.9	0.0	0.0
1391	SLU 10 - FASI	Combination		0.0	0.0	1207.9	0.0	0.0
1391	SLU 11 - FASI	Combination		0.0	0.0	1207.9	0.0	0.0
1391	SLU 12 - FASI	Combination		0.0	0.0	1258.6	0.0	0.0
1391	SLU 13 - FASI	Combination		0.0	0.0	1258.6	0.0	0.0
1391	SLU 14 - FASI	Combination		0.0	0.0	1258.6	0.0	0.0
1391	SLU 15 - FASI	Combination		0.0	0.0	1258.6	0.0	0.0
1391	SLU 16 - FASI	Combination		0.0	0.0	1220.9	0.0	0.0
1391	SLU 17 - FASI	Combination		0.0	0.0	1220.9	0.0	0.0
1391	SLU 18- FASI	Combination		0.0	0.0	1220.9	0.0	0.0
1391	SLU 19 - FASI	Combination		0.0	0.0	1220.9	0.0	0.0
1391	COMBO-slv Z	Combinat	Max	94.7	36.9	891.5	196.0	942.5
1391	COMBO-slv Z	Combinat	Min	-94.7	-36.9	764.9	-196.0	-942.5

SPALLA LATO CHIESA/STECCHA								
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m
1393	COMBO-s	Combinat	Max	346.1	11.0	1333.7	396.3	2771.3
1393	COMBO-s	Combinat	Min	-346.1	-107.0	1252.2	-278.2	-2771.3
1393	COMBO-s	Combinat	Max	103.8	136.0	1338.8	1173.6	831.4
1393	COMBO-s	Combinat	Min	-103.8	-232.0	1247.1	-1055.6	-831.4
1393	SLU 1 - FA	Combination		0.0	-62.4	1867.4	76.8	0.0
1393	SLU 2 - FA	Combination		0.0	-62.4	1828.8	76.8	0.0
1393	SLU 3 - FA	Combination		0.0	-62.4	1680.8	76.8	0.0
1393	SLU 4 - FA	Combination		0.0	-62.4	1680.8	76.8	0.0
1393	SLU 5 - FA	Combination		0.0	-62.4	1680.8	76.8	0.0
1393	SLU 6 - FA	Combination		0.0	-62.4	1680.8	76.8	0.0
1393	SLU 7 - FA	Combination		0.0	-62.4	1680.8	76.8	0.0
1393	SLU 8 - FA	Combination		0.0	-62.4	1815.4	76.8	0.0
1393	SLU 9 - FA	Combination		0.0	-62.4	1815.4	76.8	0.0
1393	SLU 10 - FA	Combination		0.0	-62.4	1815.4	76.8	0.0
1393	SLU 11 - FA	Combination		0.0	-62.4	1815.4	76.8	0.0
1393	SLU 12 - FA	Combination		0.0	-62.4	1867.4	76.8	0.0
1393	SLU 13 - FA	Combination		0.0	-62.4	1867.4	76.8	0.0
1393	SLU 14 - FA	Combination		0.0	-62.4	1867.4	76.8	0.0
1393	SLU 15 - FA	Combination		0.0	-62.4	1867.4	76.8	0.0
1393	SLU 16 - FA	Combination		0.0	-62.4	1828.8	76.8	0.0
1393	SLU 17 - FA	Combination		0.0	-62.4	1828.8	76.8	0.0
1393	SLU 18 - FA	Combination		0.0	-62.4	1828.8	76.8	0.0
1393	SLU 19 - FA	Combination		0.0	-62.4	1828.8	76.8	0.0
1393	COMBO-s	Combinat	Max	103.8	23.5	1423.6	405.9	831.4
1393	COMBO-s	Combinat	Min	-103.8	-119.5	1162.3	-287.8	-831.4

15.3 COPERTURA SOLO FONICA “A 1 CANNA”

PILA CENTRALE								
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m
56	COMBO-s	Combinat	Max	94.0	26.7	420.7	185.5	826.4
56	COMBO-s	Combinat	Min	-94.0	-26.7	395.6	-185.5	-826.4
56	COMBO-s	Combinat	Max	28.2	83.0	421.3	612.7	247.9
56	COMBO-s	Combinat	Min	-28.2	-83.0	395.1	-612.7	-247.9
56	SLU 1 - FA	Combination		0.0	0.0	557.0	0.0	0.0
56	SLU 2 - FA	Combination		0.0	0.0	566.9	0.0	0.0
56	SLU 3 - FA	Combination		0.0	0.0	530.6	0.0	0.0
56	SLU 4 - FA	Combination		0.0	0.0	530.6	0.0	0.0
56	SLU 5 - FA	Combination		0.0	0.0	530.6	0.0	0.0
56	SLU 6 - FA	Combination		0.0	0.0	530.6	0.0	0.0
56	SLU 7 - FA	Combination		0.0	0.0	530.6	0.0	0.0
56	SLU 8 - FA	Combination		0.0	0.0	553.2	0.0	0.0
56	SLU 9 - FA	Combination		0.0	0.0	553.2	0.0	0.0
56	SLU 10 - FA	Combination		0.0	0.0	553.2	0.0	0.0
56	SLU 11 - FA	Combination		0.0	0.0	553.2	0.0	0.0
56	SLU 12 - FA	Combination		0.0	0.0	557.0	0.0	0.0
56	SLU 13 - FA	Combination		0.0	0.0	557.0	0.0	0.0
56	SLU 14 - FA	Combination		0.0	0.0	557.0	0.0	0.0
56	SLU 15 - FA	Combination		0.0	0.0	557.0	0.0	0.0
56	SLU 16 - FA	Combination		0.0	0.0	566.9	0.0	0.0
56	SLU 17 - FA	Combination		0.0	0.0	566.9	0.0	0.0
56	SLU 18 - FA	Combination		0.0	0.0	566.9	0.0	0.0
56	SLU 19 - FA	Combination		0.0	0.0	566.9	0.0	0.0
56	COMBO-s	Combinat	Max	28.2	32.6	449.6	191.3	247.9
56	COMBO-s	Combinat	Min	-28.2	-32.6	366.8	-191.3	-247.9

SPALLA LATO CHIESA/STECCHA								
TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m
52	COMBO-s	Combinat	Max	169.0	-2.3	895.3	260.8	967.5
52	COMBO-s	Combinat	Min	-169.0	-93.7	829.0	-142.7	-967.5
52	COMBO-s	Combinat	Max	50.7	93.9	896.5	722.7	290.2
52	COMBO-s	Combinat	Min	-50.7	-189.9	827.8	-604.6	-290.2
52	SLU 1 - FA	Combination		0.0	-62.4	1147.8	76.8	0.0
52	SLU 2 - FA	Combination		0.0	-62.4	1157.9	76.8	0.0
52	SLU 3 - FA	Combination		0.0	-62.4	1120.8	76.8	0.0
52	SLU 4 - FA	Combination		0.0	-62.4	1120.8	76.8	0.0
52	SLU 5 - FA	Combination		0.0	-62.4	1120.8	76.8	0.0
52	SLU 6 - FA	Combination		0.0	-62.4	1120.8	76.8	0.0
52	SLU 7 - FA	Combination		0.0	-62.4	1120.8	76.8	0.0
52	SLU 8 - FA	Combination		0.0	-62.4	1143.9	76.8	0.0
52	SLU 9 - FA	Combination		0.0	-62.4	1143.9	76.8	0.0
52	SLU 10 - FA	Combination		0.0	-62.4	1143.9	76.8	0.0
52	SLU 11 - FA	Combination		0.0	-62.4	1143.9	76.8	0.0
52	SLU 12 - FA	Combination		0.0	-62.4	1147.8	76.8	0.0
52	SLU 13 - FA	Combination		0.0	-62.4	1147.8	76.8	0.0
52	SLU 14 - FA	Combination		0.0	-62.4	1147.8	76.8	0.0
52	SLU 15 - FA	Combination		0.0	-62.4	1147.8	76.8	0.0
52	SLU 16 - FA	Combination		0.0	-62.4	1157.9	76.8	0.0
52	SLU 17 - FA	Combination		0.0	-62.4	1157.9	76.8	0.0
52	SLU 18 - FA	Combination		0.0	-62.4	1157.9	76.8	0.0
52	SLU 19 - FA	Combination		0.0	-62.4	1157.9	76.8	0.0
52	COMBO-s	Combinat	Max	50.7	8.1	971.5	269.6	290.2
52	COMBO-s	Combinat	Min	-50.7	-104.1	752.7	-151.5	-290.2